

**Einflüsse aus der Konstruktion, Herstellung und Nutzung
von Betonfahrbahndecken auf die Schadensentwicklung
infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

der Fakultät für
Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Ruhr-Universität Bochum
genehmigte

DISSERTATION

von

Diplom-Ingenieur Sebastian Kunz
aus Bochum

Bochum, im Mai 2018

Tag der Einreichung: 15. Januar 2018

Tag der mündlichen Prüfung: 15. Mai 2018

1. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher
Lehrstuhl für Baustofftechnik
Ruhr-Universität Bochum

2. Gutachter: Prof. Dr.-Ing. Horst-Michael Ludwig
F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde
Bauhaus Universität Weimar

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand in den Jahren 2015 bis 2017 während meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Lehrstuhl für Baustofftechnik der Ruhr-Universität Bochum.

Die Arbeit basiert im Wesentlichen auf dem vom Bundesministerium für Bau und digitale Infrastruktur (BMVI, ehemals BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), geförderten Forschungsvorhaben „Futurum – Baustoff Straßenbeton“, das in Kooperation mit dem F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung bearbeitet wurde. Die Ergebnisse dieses Forschungsvorhabens sind in [69] zusammengestellt und werden in dieser Arbeit in Teilen wiedergegeben und weiterverarbeitet.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Professor Rolf Breitenbücher für die wissenschaftliche Betreuung dieser Arbeit. Herrn Professor Horst-Michael Ludwig danke ich für die regen Diskussionen im Rahmen der Projektbesprechungen sowie die Übernahme des Zweitgutachtens.

Dem BMVI, vertreten durch die BASt, danke ich für die Förderung des zugrunde liegenden Forschungsvorhabens und die aufschlussreiche Zeit als Gastwissenschaftler in der BASt.

Meinen aktuellen und ehemaligen Kollegen, allen voran meinem guten Freund Joose Penttilä, sowie Bou-Young Youn-Čale, Christoph Sievering, Robin Przondziona und Hussein Alawieh danke ich für die hilfreichen Diskussionen und Anregungen.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei meiner wundervollen Familie bedanken, ohne deren Unterstützung die Realisierung dieser Arbeit nicht möglich gewesen wäre. Meinen Eltern danke ich für die „Grundlagen“ und die Unterstützung, meiner Frau Nike, dass sie mir stets den Rücken frei hält und Henry für das tägliche Glück, das er verbreitet.

Dülmen, im Mai 2018

Teile der dieser Dissertation zugrunde liegenden Arbeiten wurden im Auftrag des Bundesministers für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen unter FE-Nr. 08/0214/2011/LRB „Futurum – Baustoff Straßenbeton“ durchgeführt. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein beim Autor.

Kurzfassung

Etwa seit Ende der 1990er Jahre traten zunehmend Schäden an Autobahnabschnitten auf, die mit einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) in Verbindung gebracht wurden. Zur Vermeidung solcher Schäden wurden in der Folge umfangreiche Maßnahmen ergriffen, die insbesondere eine Begrenzung des Alkaligehalts und die Bewertung der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung vorsehen. Neben diesen beiden Parametern können aber auch weitere Randbedingungen zur Entwicklung AKR-spezifischer Schadensmerkmale beitragen. Konstruktiv und herstellungsbedingte Einflüsse, wie beispielsweise die Einbautemperatur oder der Wasserzementwert, überlagern sich mit betriebsbedingten Randbedingungen, sie wurden dem Beton teilweise bereits bei der Herstellung eingeprägt oder treten erst während der Nutzung auf (externe Alkalizufuhr, Verkehrsbeanspruchung).

Die Entstehung von Rissen und Folgeschäden (Eck- und Kantenabbrüche, Ausbrüche bis hin zu Substanzverlust/ Verschotterung) ist allerdings nicht ausschließlich auf eine AKR zurückzuführen. Vielmehr überlagern sich unterschiedliche lastunabhängige und lastabhängige Spannungsanteile mit den Gefügespannungen, die sich bei einer AKR infolge des quellenden Alkalikieselgels bilden. Eine separate Korrelation einzelner Parameter mit dem Fahrbahnzustand führt dementsprechend zwangsweise dazu, andere, möglicherweise relevante Einflüsse außer Acht zu lassen.

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit den Wechselwirkungen bau- und betriebsbedingter Randbedingungen und ihrem Einfluss auf die Entwicklung oberflächlich sichtbarer, AKR-spezifischer Schadensmerkmale bei Betonfahrbahndecken. Dazu wurden über Deutschland verteilt insgesamt 50 Streckenabschnitte von Bundesautobahnen hinsichtlich solcher Schadensmerkmale untersucht. Dabei wurde insbesondere eine Datenrecherche durchgeführt, um Informationen zur Betonzusammensetzung, zu den verwendeten Betonausgangsstoffen und zum Betrieb in die Auswertung einbeziehen zu können.

Die gleichzeitige Betrachtung mehrerer interagierender Einflüsse (unter anderem Verkehrsbeanspruchung, Einbautemperatur, Einbaudicke) erfolgte anhand einer multiplen Regressionsanalyse. Um Parameter mit unterschiedlichen Wertebereichen und Maßeinheiten (beispielsweise Temperatur, Wasserzementwert und Alkaligehalt) miteinander verknüpfen zu können, wurden diese bei der Auswertung auf einen einheitlichen Wertebereich zwischen 0 und 1 [-] normiert. In der Regressionsanalyse zeigte sich, dass die Temperaturverhältnisse zum Zeitpunkt des Betoneinbaus sowie der Wasserzementwert die Entwicklung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale signifikant beeinflussen können.

Inhaltsverzeichnis

1	EINLEITUNG, PROBLEMSTELLUNG UND ZIEL DER ARBEIT	1
2	GRUNDLAGEN	4
2.1	Aufbau und Dimensionierung einer Betonfahrbahndecke	4
2.2	Zusammensetzung eines Betons für Fahrbahndecken	5
2.2.1	Zusammensetzung des Betons heutiger Fahrbahndecken	5
2.2.2	Ältere Betonfahrbahndecken	7
2.2.3	Betonausgangsstoffe	10
2.3	Herstellung von Betonfahrbahndecken	11
2.4	Einwirkungen auf Betonfahrbahndecken	16
2.4.1	Lastunabhängige Einwirkungen	16
2.4.2	Lastabhängige Einwirkungen	19
2.4.3	Ermüdungsbeanspruchung.....	22
2.5	Risse in Betonfahrbahndecken	24
2.6	Alkali-Kieselsäure-Reaktion.....	29
2.6.1	Allgemeines	29
2.6.2	Alkalireaktive Gesteinskörnungen.....	30
2.6.3	Reaktionsmechanismus.....	33
2.6.4	Entwicklung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion	37
2.7	Einflüsse auf den Fortschritt einer AKR.....	42
2.7.1	Übersicht möglicher Einflüsse auf den Fortschritt einer AKR in-situ	42
2.7.2	Materialspezifische Einflüsse	43
2.7.3	Herstellungsbedingte Einflüsse	47
2.7.4	Nutzungsbedingte Einflüsse	49
2.8	Bewertung von Rissen und Schadensmerkmalen einer AKR.....	54
2.8.1	Schadenskategorie	54
2.8.2	Rissindex.....	56
2.9	Möglichkeiten und Grenzen der Statistik.....	58
3	UNTERSUCHUNG VON BESTANDSSTRECKEN	62
3.1	Untersuchte Streckenabschnitte.....	62
3.2	Bewertung des Streckenzustands	63
3.2.1	Erweiterte Schadenskategorie.....	63
3.2.2	Risskategorie.....	68
3.3	Entnahme von Bohrkernen für Laboruntersuchungen	73

4	DATENERHEBUNG UND CHARAKTERISIERUNG DER UNTERSUCHTEN STRECKENABSCHNITTE.....	75
4.1	Datenerhebung zu den untersuchten Streckenabschnitten	75
4.2	Charakterisierung der untersuchten Streckenabschnitte.....	78
4.3	Bewertung des Streckenzustands	85
5	BERÜCKSICHTIGUNG DES RESTSCHÄDIGUNGSPOTENTIALS.....	91
6	BEWERTUNG DER VORHANDENEN DATEN FÜR STATISTISCHE BETRACHTUNGEN	95
7	SEPARATE BETRACHTUNG EINZELNER EINFLÜSSE AUF DIE ENTWICKLUNG SPEZIFISCHER SCHADENSMERKMALE.....	96
8	GLEICHZEITIGE BETRACHTUNG MEHRERER EINFLÜSSE AUF DIE ENTWICKLUNG SPEZIFISCHER SCHADENSMERKMALE.....	107
8.1	Normierung auf einen einheitlichen Wertebereich	107
8.1.1	Allgemeines Vorgehen bei der Normierung.....	107
8.1.2	Verkehrsbeanspruchung	108
8.1.3	Einbaudicke	109
8.1.4	Wassorzementwert.....	110
8.1.5	Porosität.....	110
8.1.6	Grundalkaligehalt	112
8.1.7	Einbautemperatur.....	113
8.1.8	Resultierende Datenbasis.....	113
8.2	Multiple Regression.....	115
8.2.1	Überprüfung der Datensätze auf Ausreißer und Ausschluss von Kovariablen ..	115
8.2.2	Regressionskoeffizienten und Schätzung der Zielfunktion	120
8.2.3	Graphische Darstellung und Einbezug unvollständiger Datensätze.....	121
8.2.4	Zusammenfassung der Regressionsanalyse.....	125
9	ZUSAMMENFASSUNG	127
10	AUSBLICK.....	129
11	LITERATURVERZEICHNIS	130
12	ANHANG.....	142

1 Einleitung, Problemstellung und Ziel der Arbeit

Fahrbahndecken werden in der Regel mit einem Oberbau aus Beton oder Asphalt hergestellt. Aufgrund der hohen Tragfähigkeit eignet sich gerade für hochbelastete Fahrbahndecken die Ausführung in Betonbauweise. Treten keine unplanmäßigen Schäden auf und werden kleinere Instandhaltungsmaßnahmen – insbesondere eine regelmäßige Fugenpflege – gewissenhaft betrieben, sind bei Betonfahrbahndecken durchaus Nutzungsdauern über die planmäßigen 30 Jahre hinaus möglich [35][37][100]. Über die gesamte Nutzungsdauer gesehen weisen Betonfahrbahndecken damit in der Regel geringere Lebenszykluskosten auf als Asphaltfahrbahndecken [30].

Etwa seit Ende der 1990er Jahre traten allerdings zunehmend Schäden an Autobahnabschnitten auf, die unter anderem im Zuge der deutschen Wiedervereinigung nach 1990 hergestellt worden waren. Nachdem ein Großteil dieser Schadensfälle auf eine schädigende Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) zurückzuführen war, wurden – eingeführt durch das Allgemeine Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 15/2005 und später fortgeschrieben durch ARS 12/2006 und ARS 4/2013 – umfangreiche Maßnahmen ergriffen, um AKR-bedingte Schäden an neu hergestellten Betonfahrbahndecken zu vermeiden [R 2][R 4][R 6]. Diese Maßnahmen sehen neben einer Begrenzung des Alkaligehalts des Zements vor allem die Bewertung der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnungen vor. Durch einschlägige Gutachten hinsichtlich einer AKR als unbedenklich eingestufte Gesteinskörnungen werden in einer sogenannten „AKR-Positivliste“ [19] zusammengefasst, die regelmäßig aktualisiert und erweitert wird [19][R 6].

Zur Beurteilung und Erhaltung älterer Streckenabschnitte mit oberflächlich sichtbaren, AKR-spezifischen Schadensmerkmalen wurden 2009 die „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ eingeführt [R 12].

Der Umfang von Streckenabschnitten, die Schadensmerkmale einer AKR aufweisen, wurde von der Bundesregierung 2009 mit rund 350 km Richtungsfahrbahn beziffert [28]. Bezogen auf die Gesamtlänge der Bundesautobahnen von rund 13.000 km [20] und einen Anteil der Betonfahrbahndecken von rund 30% [27][35][37] ergibt sich der Anteil von Betonfahrbahndecken mit AKR-spezifischen Schadensmerkmalen zu rund 4,5%.

Grundlegend bekannt sind die bei einer AKR ablaufenden Mechanismen und die beteiligten Reaktionspartner bereits durch die Arbeit von Stanton [105], der schon 1940 über AKR-

Schäden in Kalifornien berichtete. Als Grundvoraussetzungen für das Eintreten einer AKR gelten neben dem Vorliegen bestimmter Erscheinungsformen der Kieselsäure (amorphe, mikro- oder kryptokristalline Kieselsäure) ein ausreichender Feuchtegehalt, ein hoch alkalischer pH-Wert (etwa $> \text{pH } 12,0$) sowie in der Porenlösung des Zementsteins gelöste Alkalien (Natrium, Kalium). Letztere liegen in begrenztem Maße aus dem Zement und – in vernachlässigbaren Mengen – auch aus Zusatzmitteln vor und sind gleichmäßig in der Zementsteinmatrix verteilt. Durch die Beaufschlagung des Betons mit alkalihaltigen Taumittellösungen können während der Nutzungsdauer einer Betonfahrbahndecke aber auch Alkalien von außen in den Beton eingetragen werden, wodurch der Alkaligehalt des Betons mit der Zeit ansteigt.

Als Reaktionsprodukt der AKR entsteht ein quellfähiges Alkalikieselgel, das in der Lage ist, das 32-fache seines Volumens an Wasser aufzunehmen, womit eine beträchtliche Volumenzunahme verbunden ist [71]. Die Bildung eines solchen Alkalikieselgels ist jedoch nicht per se mit einer Schädigung des Betons gleichzusetzen. Ob es infolge einer AKR zu einer Rissbildung kommt, hängt zunächst einmal von der Menge des gebildeten Alkalikieselgels ab. Solange um das reaktive Gesteinskorn herum ausreichend Expansionsraum in Form von Kapillarporen, Luftporen oder Rissen zur Verfügung steht, wird dieser zunächst mit Gel gefüllt, es entstehen vergleichsweise geringe Quelldrücke. Erst wenn der umgebende Expansionsraum weitgehend mit Reaktionsprodukten gefüllt ist, bauen sich zunehmend Spannungen auf, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit zu ersten feinen Rissen im Gefüge führen [46][50][98][107].

Bei Überlagerung der Gefügespannungen mit lastunabhängigen und lastabhängigen Spannungsanteilen können in Zusammenhang mit einer AKR schließlich auch makroskopische Risse und Folgeschäden (Eck- und Kantenabbrüche, Ausbrüche bis hin zu Substanzverlust und Verschotterung) resultieren [69][98][107]. Die Ausprägung solcher Schadensmerkmale wird neben der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung und dem Alkaligehalt des verwendeten Zementes also auch durch weitere Parameter beeinflusst. Konstruktiv und herstellungsbedingte Einflüsse, wie beispielsweise die Einbautemperatur oder der Wasserzementwert, überlagern sich mit betriebsbedingten Randbedingungen, sie wurden dem Beton teilweise bereits bei der Herstellung eingepreßt oder treten erst während der Nutzung auf (externe Alkalizufuhr, Verkehrsbeanspruchung) [69][98][107][115].

Eine separate Betrachtung einzelner Einflüsse in Bezug auf die Entwicklung AKR-spezifischer Schadensmerkmale führt dementsprechend zwangsweise dazu, andere möglicherweise relevante Einflüsse außer Acht zu lassen. Die gleichzeitige Betrachtung des Zusammenwirkens mehrerer Einflüsse erscheint aufgrund der Wechselwirkungen dieser Parameter unumgänglich.

Bei den bisher in der Literatur dokumentierten Erkenntnissen zum Einfluss unterschiedlicher Parameter handelt es sich in der Regel um Einzelbetrachtungen aus Laborversuchen. Wie sich die einzelnen Parameter in ihrer Kombination bei Betonfahrbahndecken aber tatsächlich auf die Entwicklung AKR-spezifischer Schadensmerkmale auswirken, ist weitgehend unbekannt [98][115].

Ziel der Arbeit ist es, einen Beitrag dazu zu leisten, die Auswirkungen interagierender Einflüsse aus Konstruktion, Herstellung und Nutzung einer Betonfahrbahndecke auf die Ausprägung AKR-spezifischer Schadensmerkmale bewerten zu können. Dazu sollen in-situ zunächst unterschiedlich stark AKR-geschädigte Betonfahrbahndecken von Bundesautobahnen hinsichtlich solcher Schadensmerkmale untersucht und mittels geeigneter Bewertungsverfahren bezüglich des Schadensfortschritts beurteilt werden. Diese Zustandsbewertung soll schließlich mit den jeweils vorliegenden Randbedingungen der Streckenabschnitte gegenübergestellt werden. Hierzu sind die Parameter zunächst durch eingehende Recherchen in den zuständigen Landesbaubetrieben und Baufirmen zu ermitteln.

Vor allem von Interesse sind bei dieser Auswertung das Zusammenwirken beziehungsweise die kombinierte Wirkungsweise mehrerer interagierender Parameter hinsichtlich des Schadensfortschritts in-situ. Im Ergebnis dieser Gegenüberstellungen soll daher nicht nur versucht werden, die für den AKR-Fortschritt in-situ maßgeblichen Randbedingungen zu identifizieren, sondern vielmehr auch die Gewichtung mehrerer Parameter untereinander herauszuarbeiten.

Die ausgewerteten Untersuchungen stützen sich auf die Inhalte des Forschungsvorhabens FE 08/0214/2011/LRB „Futurum – Baustoff Straßenbeton“ [69], bei dem über Deutschland verteilt insgesamt 50 Streckenabschnitte von Bundesautobahnen hinsichtlich AKR-spezifischer Schadensmerkmale untersucht wurden. Zu diesen Streckenabschnitten wurde eine umfangreiche Datenrecherche – unter anderem bei den zuständigen Landesbaubetrieben und bauausführenden Firmen – durchgeführt, um Informationen zu bau- und betriebsbedingten Randbedingungen bereitstellen und in die Auswertung einbeziehen zu können.

2 Grundlagen

2.1 Aufbau und Dimensionierung einer Betonfahrbahndecke

Ein Fahrbahnoberbau aus Beton kommt immer dort zum Einsatz, wo hohe Verkehrsbelastungen abgetragen werden müssen. Neben Fahrbahndecken auf Bundesautobahnen und Bundesstraßen betrifft dies vor allem Flugbetriebsflächen, Lagerflächen, Containerterminals und stark beanspruchte Verkehrsflächen im städtischen Bereich, beispielsweise Bushaltestellen und Kreuzungsbereiche [37].

In der Regel werden Betonfahrbahndecken in Deutschland unbewehrt ausgeführt, wobei Beton mittlerer Festigkeitsklassen (C30/37, mitunter auch C35/45) eingesetzt wird. Die Ausführung durchgehend bewehrter Betonfahrbahndecken (DBB) und der Einsatz von Faserbetonen werden derzeit auf Erprobungsstrecken untersucht [35][37]. Als Regelbauweise erfolgte die Herstellung von Betonfahrbahndecken bis vor wenigen Jahren einschichtig in zwei Lagen. Die Oberfläche wurde dabei zur Reduzierung des Reifen/Fahrbahngeräusches durch Abziehen mit einem Jutetuch, Kunstrasen oder Stahlbesen texturiert. Aufgrund der zunehmenden Forderungen nach einer möglichst geräuscharmen Ausführung der Betondecke wurde durch das ARS Nr. 5/2006 [R 3] ein zweischichtiger Aufbau mit einem Oberbeton mit Waschbetontextur als Standardbauweise eingeführt [108]. In Bereichen ohne Anforderungen hinsichtlich der Lärmreduktion und bei kommunalen Verkehrsflächen kann weiterhin ein einschichtiger Fahrbahnaufbau zum Einsatz kommen, der mit Stahlbesen oder nachgeschlepptem Kunstrasen texturiert wird [35][48].

Die Dimensionierung von Betonfahrbahndecken kann nach zwei unterschiedlichen Prinzipien erfolgen:

Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO):

Im Regelfall erfolgt eine Festlegung des Oberbaus anhand der „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“, Ausgabe 2012 (RStO 12) [R 15]. Hierbei wird die Dimensionierung empirisch anhand der sogenannten Belastungsklasse – und damit in Abhängigkeit der Verkehrsbeanspruchung – vorgenommen. Bundesautobahnen werden nach RStO 12 einer Belastungsklasse Bk100 zugeordnet, was einer dimensionierungsrelevanten Beanspruchung über 32 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen entspricht [R 15]. Bei mehr als 100 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen empfiehlt die RStO 12 eine Dimensionierung des Oberbaus nach den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“ (RDO Beton) [R 11].

Frühere Ausgaben der RStO sahen für die Dimensionierung des Oberbaus demgegenüber die Einstufung in eine sogenannte Bauklasse vor, die ebenfalls anhand der äq. 10 t-Achsübergänge (RStO 01 [R 14]) beziehungsweise der sogenannten Verkehrsbelastungszahl VB (RStO 86, einschließlich einer Ergänzung von 1989 [R 13]) festgelegt wurde. Bundesautobahnen entsprachen nach RStO 01 beispielsweise einer Bauklasse SV, die ab einer bemessungsrelevanten Beanspruchung B von mehr als 32 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen galt [R 14].

Die eigentliche Dimensionierung erfolgt nach RStO durch Festlegung der Schichtdicken (Minstdicken der Betondecke, Tragschicht und Frostschuttschicht) anhand vorgegebener Bauweisen [R 15]. Die Anwendung der RStO setzt dabei die Einhaltung der Anforderungen an Tragschichten und Betondecken voraus, die in „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen“ (ZTV) sowie zugehörigen „Technischen Lieferbedingungen“ (TL) und „Technischen Prüfvorschriften“ (TP) geregelt sind [R 15][R 16][R 17][R 20].

Festgelegt wird die Dicke der Betondecke in Abhängigkeit der Belastungsklasse und Bauweise [R 15]. Für eine Belastungsklasse Bk100 ist auf Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln (HGT) beispielsweise eine Dicke der Betondecke von 27 cm vorgeschrieben, die sich bei der zweischichtigen Waschbetonbauweise auf einen rund 19 bis 22 cm dicken Unterbeton und einen rund 5 bis 8 cm dicken Oberbeton verteilen. Für Betondecken auf Asphalttragschicht (ATS) wird eine Einbaudicke von 26 cm gefordert, auf Tragschichten ohne Bindemittel („Schottertragschicht“ (STS)) gilt eine Minstdicke der Betondecke von 29 cm [R 15].

Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton):

In Sonderfällen (beispielsweise bei einer dimensionierungsrelevanten Beanspruchung $B > 100$ Millionen äq. 10-Achsübergängen [R 15]) kann auch eine Bemessung nach den RDO Beton, Ausgabe 2009 [R 11] erfolgen. In diesem semiprobabilistischen Bemessungsverfahren fließen neben der prognostizierten Verkehrsbelastung auch konstruktive und materialspezifische Parameter ein, wodurch eine rechnerische Dimensionierung für den Einzelfall ermöglicht wird [35][R 11].

2.2 Zusammensetzung eines Betons für Fahrbahndecken

2.2.1 Zusammensetzung des Betons heutiger Fahrbahndecken

Betonfahrbahndecken werden auf Bundesautobahnen heutzutage aufgrund stetig steigender Anforderungen hinsichtlich der Lärmreduktion in den meisten Fällen in Waschbeton-

bauweise (zweischichtig) hergestellt. Seltener werden auch klassische, einschichtige Betonfahrbahndecken ausgeführt, die in der Regel zweilagig aufgebaut sind [35][37][100] [R 15]. Beispielhafte Zusammensetzungen von Straßenbetonen enthält Tabelle 1.

Tabelle 1: Beispielhafte Zusammensetzungen von Straßenbetonen nach [48]

Zweischichtig:		Einschichtig:	
Oberbeton, Waschbetonrezeptur:			
Beton C 30/37, XF4, XM2 ¹⁾		Beton C 30/37, XF4, XM2 ¹⁾	
Zement: CEM I 42,5 N	430 kg	Zement: CEM II/A-LL, 42,5 N	340 kg
Wasser	176 kg	Wasser	153 kg
Konsistenzklasse	C1	Konsistenzklasse	F2
Wasserzementwert	0,42	Wasserzementwert	0,44
Gesteinskörnung, gesamt	1.640 kg	Gesteinskörnung, gesamt	1.859 kg
33% feine Gesteinskörnung	0/2 mm 541 kg	30% feine Gesteinskörnung	0/2 mm 546 kg
67% gebrochene, grobe Gesteinskörnung	5/8 mm 1.099 kg	15% Edelsplitt	8/11 mm 281 kg
		20% Edelsplitt	11/16 mm 374 kg
		35% Edelsplitt	16/22 mm 658 kg
Betonzusatzmittel:		Betonzusatzmittel:	
Luftporenbildner	0,40% vom Zementgewicht	Luftporenbildner	0,24% vom Zementgewicht
Betonverflüssiger BV	0,60% vom Zementgewicht	Betonverflüssiger	0,30% vom Zementgewicht
Unterbeton:			
Beton C 30/37, XF4 ¹⁾			
Zement: CEM I 32,5 R	350 kg		
Wasser	147 kg		
Konsistenzklasse	C1		
Wasserzementwert	0,42		
Gesteinskörnung, gesamt	1.821 kg		
29% feine Gesteinskörnung	0/2 mm 526 kg		
18% ungebrochene, grobe Gesteinskörnung	2/8 mm 328 kg		
24% gebrochene, grobe Gesteinskörnung	8/16 mm 437 kg		
29% gebrochene, grobe Gesteinskörnung	16/22 mm 530 kg		
Betonzusatzmittel:			
Luftporenbildner (Konzentrat)	0,02% vom Zementgewicht		

¹⁾ Feuchtigkeitsklasse WA oder WS in Abhängigkeit der Belastungsklasse gemäß RStO 12 [R 15] und ARS Nr. 4/2013 [R 6]

Der Mindestzementgehalt beträgt nach TL Beton-StB 07 [R 16] 340 kg/m³. Bei zweischichtigen Bauweisen mit einem Oberbeton mit 8 mm Größtkorn gilt ein Mindestzementgehalt

von 420 kg/m³, wobei meist 430 kg/m³ Zement eingesetzt werden. Der Wasserzementwert ist auf maximal 0,45 begrenzt, in der Regel liegt dieser jedoch eher im Bereich 0,40 bis 0,42, teilweise auch noch geringer. Der Einbau des Unterbetons erfolgt mit einer steifen Konsistenz (meist C1), ohne den Einsatz verflüssigender Zusatzmittel. Oberbetone mit Waschbetonrezeptur werden mit einer Konsistenz im Bereich C1/ C2, in der Regel mit Fließmittel oder Betonverflüssiger, eingebaut [35][37][48][100][R 17].

Das Größtkorn der Gesteinskörnung beträgt bei einem Unterbeton 22 mm, seltener auch 32 mm. Der Mindestluftgehalt liegt bei 4,0 Vol.-% (Tagesmittel). Für einen Oberbeton mit einem Größtkorn von 8 mm wird in [R 16] ein Mindestluftgehalt von 5,5 Vol.-% gefordert, wodurch dem erhöhten Zementstein-/ Feinmörtelanteil Rechnung getragen wird. Werden dem Beton verflüssigende Zusatzmittel (Betonverflüssiger beziehungsweise Fließmittel) zugemischt, erhöht sich der Mindestluftgehalt auf 6,5 Vol.-%. Für Waschbeton (Größtkorn 8 mm) der Konsistenzklassen C1 oder C2 gilt unter Einsatz verflüssigender Zusatzmittel ein reduzierter Mindestluftgehalt von 4,5 Vol.-% [R 5][R 17]. Bei der laufenden Überwachung dürfen Einzelwerte die genannten Grenzen um maximal 0,5 Vol.-% unterschreiten.

Die Zusammensetzung eines einschichtigen Betons unterscheidet sich nur geringfügig von einer Unterbetonzusammensetzung. Der Zementgehalt beträgt rund 340 bis 350 kg/m³, der Wasserzementwert liegt meist zwischen 0,42 und 0,44 (Tabelle 1) [37][48][100].

2.2.2 Ältere Betonfahrbahndecken

Tabelle 2 gibt einen Überblick über die Entwicklung der nach RStO erforderlichen Oberbaudicken von Bundesautobahnen in Betonbauweise. Bis zur Einführung der zurückgezogenen RStO 01 und der zugehörigen Regelwerke (ZTV/ TL/ TP) wurde die planmäßige Nutzungsdauer für Fahrbahndecken in der Regel nur mit 20 Jahren angenommen [R 13].

Nach RStO 86 [R 13] waren Bundesautobahnen noch in die Bauklasse I einzuordnen, die ab einer Verkehrsbelastungszahl VB von 1.800 Fahrzeugen pro 24 Stunden (ermittelt auf Grundlage der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs DTV^{SV}) galt [R 13]. In dieser Bauklasse I waren für Bundesautobahnen bei einer planmäßigen Nutzungsdauer von 20 Jahren vergleichsweise geringe Mindestdicken ab 22 cm (auf HGT oder Asphalttragschicht) zulässig [R 13].

Durch eine Ergänzung der RStO 86 wurde 1989 für stark beanspruchte Fahrbahndecken die Bauklasse SV eingeführt, die ab einer Verkehrsbelastungszahl VB von 3.200 Fahrzeugen pro 24 Stunden galt. Die Mindestdicken wurden in dieser Bauklasse SV auf mindestens 26 cm erhöht (Tabelle 2) [R 13].

Tabelle 2: Entwicklung der nach RStO erforderlichen Mindestdicken von Betonfahrbahndecken innerhalb der letzten 30 Jahre [R 13][R 14][R 15]

RStO 12	RStO 01	RStO 86, Ergänzung 89	RStO 86
Belastungsklasse Bk100	Bauklasse SV	Bauklasse SV	Bauklasse I
Dimensionierungsrelevante Beanspruchung B > 32 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge ¹	Bemessungsrelevante Beanspruchung B > 32 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge	Verkehrsbelastungszahl VB > 3.200 Fz./24 Std.	Verkehrsbelastungszahl VB > 1.800 Fz./24 Std.
Planmäßige Nutzungsdauer 30 Jahre	Planmäßige Nutzungsdauer 30 Jahre	Planmäßige Nutzungsdauer 20 Jahre	Planmäßige Nutzungsdauer 20 Jahre
Dicke der Betondecke/ Dicke der Tragschicht:	Dicke der Betondecke/ Dicke der Tragschicht:	Dicke der Betondecke/ Dicke der Tragschicht:	Dicke der Betondecke/ Dicke der Tragschicht:
27 / 26 ² cm Beton 15 cm HGT ⁵	27 / 26 ³ cm Beton 15 cm HGT ⁵	26 cm Beton 15 cm HGT ⁵	22 / 24 ⁴ cm Beton 15 cm HGT ⁵
27 cm Beton 20 / 25 cm Verfestigung	27 / 26 ³ cm Beton 20 / 25 cm Verfestigung	26 cm Beton 15 / 20 cm Verfestigung	26 cm Beton 15 / 20 cm Verfestigung
26 cm Beton 10 cm ATS ⁶	26 cm Beton 10 cm ATS ⁶	26 cm Beton 10 cm ATS ⁶	22 cm Beton 10 cm ATS ⁶
29 cm Beton 30 / 20 cm STS ⁷	30 cm Beton 30 cm STS ⁷		

¹ Ab einer dimensionierungsrelevanten Beanspruchung größer 100 Mio. sollte der Oberbau mit Hilfe der RDO [R 11] dimensioniert werden [R 15].

² Bei guter örtlicher Bewährung kann bei einer Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel (Zeile 1.1) die Einlage eines Vliesstoffes entfallen, die Betondecke kann um 1 cm reduziert werden [R 15].

³ Bei guter örtlicher Bewährung kann bei einer Tragschicht mit hydraulischem Bindemittel (Zeile 1.1 bis 1.3) die Einlage eines Vliesstoffes entfallen, die Betondecke kann um 1 cm reduziert werden [R 14].

⁴ Bei Bauklasse I kann die Dicke der Betondecke um 1 cm erhöht werden [R 13].

⁵ Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln (HGT).

⁶ Asphalttragschicht (ATS).

⁷ Tragschicht ohne Bindemittel („Schottertragschicht“, STS).

Durch die RStO 01 wurde die Einstufung in die Bauklasse schließlich anhand der bemessungsrelevanten Beanspruchung B anhand der äq. 10 t-Achsübergänge während der planmäßigen Nutzungsdauer vorgenommen [R 14] (Tabelle 2). Bis zu 100 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge ist je nach Art der Tragschicht heute eine Mindestdicke der Betondecke von 26 bis 30 cm erforderlich [R 15]. Gleichzeitig wird seit RStO 01 eine planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren angesetzt [R 14][R 15].

In Tabelle 3 sind die wesentlichen Anforderungen (ZTV/ TL/ TP Beton-StB) an den Zement und die Betonzusammensetzung zusammengefasst, die bei der Festlegung des Oberbaus nach RStO einzuhalten sind.

Tabelle 3: Anforderungen an die Betonzusammensetzung und den verwendeten Zement gemäß der jeweils gültigen ZTV/ TL/ TP Beton-StB [R 21][R 22][R 23][R 24] innerhalb der letzten 30 Jahre

ZTV Beton-StB 07 und zugehörige TL/TP Beton-StB	ZTV Beton-StB 01 und zugehörige TL/TP Beton-StB	ZTV Beton-StB 93 ¹ und zugehörige TL/TP Beton-StB	ZTV Beton-StB 91 ² und zugehörige TL/TP Beton-StB
Zementgehalt ≥ 340 kg/m ³ ≥ 420 kg/m ³ (für Oberbeton mit Waschbeton-Textur)	Zementgehalt ≥ 350 kg/m ³	Zementgehalt ≥ 340 kg/m ³	Zementgehalt ≥ 340 kg/m ³
Mahlfeinheit ≤ 3.500 cm ² /g	Mahlfeinheit ≤ 3.500 cm ² /g	Mahlfeinheit ≤ 4.000 cm ² /g	Mahlfeinheit ≤ 4.000 cm ² /g
Na ₂ O-Äquivalent ≤ <u>0,8 M.-%</u> (für CEM I)	Na ₂ O-Äquivalent ≤ 1,0 M.-%, später ≤ <u>0,8 M.-%</u> (für CEM I, eingeführt 2005 durch ARS 15/2005 [R 2])	zunächst keine Anforderungen an das Na ₂ O-Äquivalent ³ , später: ≤ 1,0 M.-% (für CEM I, eingeführt 1998 durch ARS 18/1998 [R 1])	keine Anforderungen an das Na ₂ O-Äquivalent ³
w/z-Wert ≤ 0,45	w/z-Wert ≤ 0,45	w/z-Wert ≤ 0,45	w/z-Wert ≤ 0,45
Mindestluftgehalte: ≥ 4,0 Vol.-% bis ≥ 6,5 Vol.-% ⁴ (Tagesmittelwerte, abhängig von Größtkorn und Konsistenz bzw. BV/ FM-Zugabe)	Mindestluftgehalte: ≥ 4,0 Vol.-% bis ≥ 5,5 Vol.-% (Tagesmittelwerte, abhängig von Größtkorn und BV/ FM-Zugabe)	Mindestluftgehalte: ≥ 4,0 Vol.-% bis ≥ 5,5 Vol.-% (Tagesmittelwerte, abhängig von Größtkorn und BV/ FM-Zugabe)	Mindestluftgehalte: ≥ 4,0 Vol.-% bis ≥ 5,5 Vol.-% (Tagesmittelwerte, abhängig von Größtkorn und BV/ FM-Zugabe)

¹ Die ZTV Beton-StB 93 stellen im Wesentlichen eine redaktionelle Überarbeitung der ZTV Beton-StB 91 dar und enthalten nur geringfügige inhaltliche Änderungen [78][R 22].

² Durch die Einführung der ZTV Beton-StB 91 wurden die zuvor gültigen ZTV Beton-StB 78 vollständig überarbeitet, wobei der Weiterentwicklung des Betonstraßenbaus hinsichtlich der Baustoffe und Ausführungstechnik Rechnung getragen wurde. Beispielsweise wurde der Einsatz von Fließmitteln zugelassen [78][R 21].

³ Zugelassen waren Portlandzemente, Eisenportlandzemente und Portlandölschieferzemente mindestens der Festigkeitsklasse Z 35 nach DIN 1164 sowie Hochofenzemente ab Festigkeitsklasse Z 45 L. Daneben bestanden – mit Ausnahme eines frühhochfesten Straßenbetons mit einem Zement der Festigkeitsklasse Z 45 F – Einschränkungen hinsichtlich der Mahlfeinheit (maximal 4.000 cm²/g nach Blaine) und des Erstarrungsbeginns [78][R 21][R 22].

⁴ Ausnahme für Waschbeton: Wird Beton mit einem Größtkorn von 8 mm der Konsistenzklassen C1 oder C2 mit Fließmittel oder Verflüssiger hergestellt, ist bereits ein Mindestwert von 4,5 Vol.-% für den mittleren Luftgehalt ausreichend, wenn bei der Erstprüfung die Luftporenkennwerte bestimmt und der Mikroluftporengehalt von 1,8 Vol.-% nicht unterschritten sowie der Abstandsfaktor L von 0,20 mm nicht überschritten wird [R 17].

2.2.3 Betonausgangsstoffe

Zemente

Für Straßenbetone werden in Deutschland nahezu ausschließlich Portlandzemente CEM I der Festigkeitsklasse 32,5 R oder 42,5 N verwendet. In Absprache mit dem Auftraggeber können aber auch einige Portlandkompositzemente (CEM II, Festigkeitsklassen 32,5 oder 42,5) oder Hochofenzement CEM III/A 42,5 N eingesetzt werden [35][R 16]. Die Zusammensetzung des verwendeten Zements muss den Anforderungen der TL Beton-StB 07 [R 16] entsprechen, worin für einen Portlandzement CEM I unter anderem der Alkaligehalt auf maximal 0,8 M.-% $\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq.}}$ beschränkt ist. Bei zweischichtigen Bauweisen muss im Ober- und Unterbeton der gleiche Zement verwendet werden [35]. Aufgrund der langjährig guten Erfahrungen mit den bewährten Portlandzementen [119] kamen bisher auf Bundesautobahnen erst wenige Straßenbetone mit CEM II oder CEM III-Zementen zum Einsatz. Bei diesen rund zwanzig Streckenabschnitten wurden bis auf einen Fall (mit Portlandkalksteinzement) hüttensandhaltige Zemente verwendet [91][119]. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit und der Gebrauchseigenschaften kommt Wieland [119] aufgrund einer Begutachtung von zwölf dieser Streckenabschnitte zu dem Schluss, dass bei Verwendung von CEM II-Zementen keine nennenswerten Unterschiede zu Fahrbahndecken mit CEM I-Zementen bestehen.

Gesteinskörnung

Als Gesteinskörnung dürfen nur solche Materialien eingesetzt werden, die den Anforderungen der TL Gestein-StB 04 [R 18] entsprechen. Insbesondere muss die verwendete Gesteinskörnung ausreichend alkaliunempfindlich sein, um eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) zu vermeiden (vgl. Abs. 2.6.2). Für den Oberbeton kommen aufgrund der direkten Verkehrsbeanspruchung Gesteinskörnungen mit erhöhtem Polierwiderstand zum Einsatz [1][107][R 4][R 6].

Zusatzstoffe und Zusatzmittel

Zusatzstoffe (Typ I und II) sind für die Herstellung von Betonfahrbahndecken zulässig, dürfen jedoch nicht auf den Zementgehalt oder den Wassorzementwert angerechnet werden [R 16]. Daher kommen Zusatzstoffe in Deutschland bei Straßenbetonen bislang praktisch nicht zum Einsatz [35][37][100].

Verwendete Luftporenbildner müssen den Anforderungen der DIN EN 934-2 genügen. Weitere Zusatzmittel (insbesondere Fließmittel und Betonverflüssiger) dürfen eingesetzt werden, sofern die Verwendung mit dem Auftraggeber vereinbart wurde [R 10][R 16].

2.3 Herstellung von Betonfahrbahndecken

Straßenbetone für Bundesfernstraßen werden aufgrund der enormen Materialmengen meist in eigens dafür eingerichteten, baustelleneigenen Mischanlagen hergestellt und mit Muldenkippern am Einbauort angeliefert. Der Einbau erfolgt in der Regel mit einem Gleitschalungsfertiger. Bei zweilagigen Betondecken (einschichtig-zweilagig beziehungsweise zweischichtig) kommen zwei separate Gleitschalungsfertiger zum Einsatz, die in kurzem Abstand hintereinander arbeiten, wodurch ein Verbund „frisch-in-frisch“ erzielt wird [35].

Der angelieferte Beton wird vor der Beschickung des Gleitschalungsfertigers zunächst vorverteilt. Im ersten Fertiger (Abbildung 1) wird der Unterbeton gleichmäßig ausgebreitet, durch Innenrüttler verdichtet und auf die gewünschte Einbaudicke abgeglichen [35]. Der Oberbeton wird über den ersten Gleitschalungsfertiger hinweg gefördert und vor dem zweiten Fertiger abgeladen (Abbildung 3).



Innenrüttler zur Verdichtung des Unterbetons

Abbildung 1: Einbau des Unterbetons durch den ersten Gleitschalungsfertiger

Die Querkraftdübel werden entweder noch vor dem Einbau des Unterbetons auf Dübelkörben im Bereich der Quertugen angeordnet, können aber auch – analog zu den Ankern in den Längsfugen – mittels eines Setzgerätes eingerüttelt werden (Abbildung 2 und Abbildung 3) [35].

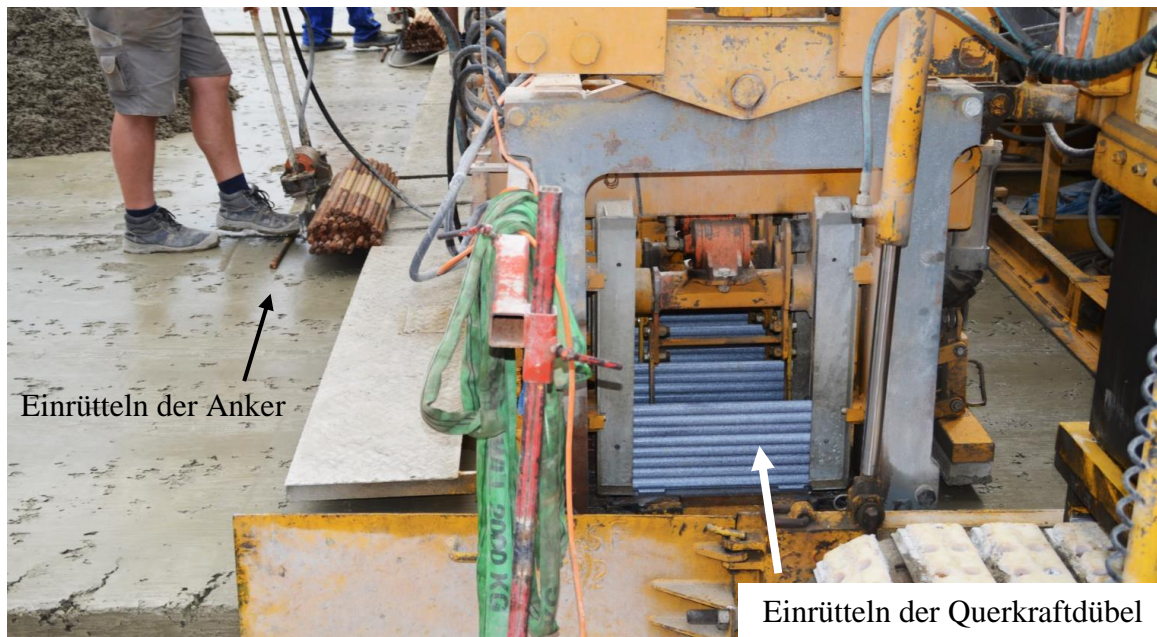


Abbildung 2: Einbau von Dübeln und Ankern



Abbildung 3: Einbau eines zweischichtigen Straßenbetons durch Gleitschalungsfertiger.
Im Bild rechts der erste Gleitschalungsfertiger zum Einbau des Unterbetons,
links der zweite Gleitschalungsfertiger zum Einbau des Oberbetons

Direkt im Anschluss wird der Oberbeton mit dem zweiten Fertiger eingebaut (in Abbildung 3 links). Rüttelgassen, die im Unterbeton beim Verdichten und Einrütteln der Dübel und

Anker entstanden sind, werden durch die Verdichtung des Oberbetons weitgehend verschlossen. Durch Abgleichen mit einer Pressbohle und Einsatz von Quer- und Längsgläthern wird die erforderliche Ebenheit der frischen Betondecke erreicht (Abbildung 4) [35].



Abbildung 4: Abgegliche und geglättete Betonoberfläche hinter dem zweiten Gleitschalungsfertiger

Die Texturierung der frischen Betonoberfläche kann entweder durch Nachziehen eines Kunstrasens oder Stahlbesens (Besenstrich längs), durch Besenstrich in Querrichtung oder durch Ausbürsten des Oberflächenmörtels (Waschbetonbauweise) erfolgen.

Um den Beton vor Austrocknung zu schützen, werden Nachbehandlungsmittel auf die mattfeuchte Betonoberfläche appliziert (Abbildung 5) [35][R 19].



Abbildung 5: Auftrag eines Nachbehandlungsmittels auf die mattfeuchte Betonoberfläche

Bei Betonfahrbahndecken, die mit einem Stahlbesen oder Kunstrasen texturiert werden, erfolgt der Auftrag des Nachbehandlungsmittels im Anschluss an die Texturierung. Um eine zeitnahe Verkehrsfreigabe zu ermöglichen, werden Nachbehandlungsmittel eingesetzt, deren Griffigkeitsbeeinträchtigung nach einigen Wochen durch Witterungseinflüsse abgebaut wird [35]. Für zweischichtige Betonfahrbahndecken in Waschbetonbauweise werden demgegenüber oberflächenverzögernde Nachbehandlungsmittel verwendet, wodurch im Nachgang der Oberflächenmörtel ausgebürstet werden kann (Abbildung 6). Hierdurch werden die Profilspitzen der groben Gesteinskörnung freigelegt, es entsteht eine waschbetonartige Oberflächenstruktur (Abbildung 7). Nach dem Ausbürsten wird erneut ein Nachbehandlungsmittel aufgebracht [35][R 19].



Abbildung 6: Ausbürsten des Oberflächenmörtels zur Herstellung einer Waschbetontextur



Abbildung 7: Texturierung einer Fahrbahndecke mit Waschbetonoberfläche im Bereich der Fahrstreifen (links) beziehungsweise mit Besenstrich (längs) im Standstreifen (rechts)

Sobald der Beton eine so große Festigkeit aufweist, dass Schnittkanten nicht ausbrechen, wird die junge Betondecke in Längs- und Querrichtung gekerbt, um eine Rissbildung infolge Temperatur- und Schwindspannungen gezielt in diesen Fugenkerben zu provozieren und wilde Risse zu vermeiden [35][37][100]. Die Kerbschnitte erfolgen oberhalb der zuvor eingebauten Dübel und Anker. Dübel sollen in Längsrichtung die Querkraftübertragung gewährleisten, Anker zusätzlich ein Abwandern der äußeren Plattenstreifen in Querrichtung verhindern [35][37]. Die Schnitttiefe der Kerbschnitte sollte in Querrichtung zwischen 25 bis 30% der Deckendicke, in Längsrichtung zwischen 40 bis 45% der Deckendicke betragen, damit die Betondecke gezielt in diesen Scheinfugen reißt (Abbildung 9). Hierdurch wird die Fahrbahndecke in einzelne Platten unterteilt [35][37]. Der Fugenabstand sollte weniger als das 25-fache der Plattendicke betragen, weshalb Querscheinfugen in der Regel mit einem Abstand von 5 m ausgebildet werden. Der Abstand der Längsscheinfugen sollte auf die Breite der Fahrstreifen und die Fahrbahnmarkierung abgestimmt werden, wobei die späteren Rollspuren nicht auf dem Plattenrand liegen dürfen (Abbildung 8) [35][37][R 24].



Abbildung 8: Günstige Fugenanordnung (oben) und ungünstige Fugenanordnung mit Lage der Längsfuge in der rechten Rollspur des Hauptfahrstreifens (unten)

Um ein Eindringen von Wasser und Fremdstoffen (Verschmutzung) in die Fugen zu vermeiden, werden diese mit heiß oder kalt verarbeitbaren Fugenmassen oder elastischen Fugenprofilen verschlossen. Hierzu werden die Fugenkerben vorab im oberen Bereich durch einen Aufweitungsschnitt auf eine Fugenspaltbreite von mindestens 8 mm (in Abhängigkeit des Fugenfüllstoffs) aufgeweitet (Abbildung 9) [35][37][100][R 25].

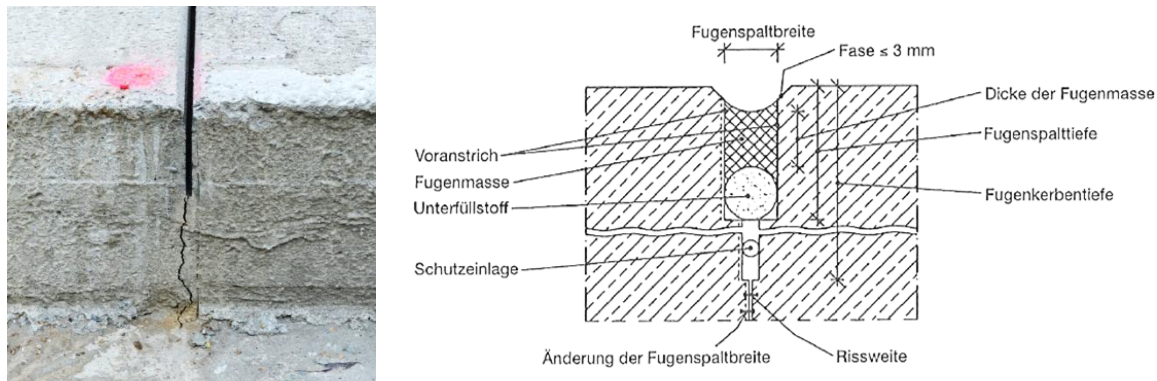


Abbildung 9: Planmäßig gerissene Querscheinfuge (links, vor dem Aufweitungsschnitt) und Systemskizze einer Querscheinfuge mit Fugenmasse (rechts) [R 25]

Die Fugen müssen über die Nutzungsdauer fortlaufend gepflegt und instandgehalten werden, um nachhaltig Schäden durch unter die Deckschicht gelangendes Wasser und damit zusammenhängende Pumpeffekte oder Hohllagen zu vermeiden [35][37][100][R 25].

2.4 Einwirkungen auf Betonfahrbahndecken

2.4.1 Lastunabhängige Einwirkungen

Fahrbahndecken unterliegen während ihrer gesamten Nutzungsdauer kontinuierlich veränderlichen Einwirkungen infolge von Witterungseinflüssen. Bereits innerhalb der ersten 24 Stunden nach Herstellung wird dem Beton ein sogenannter Nullspannungszustand eingeprägt. Dieser enthält integral alle Einflüsse, die zu Zwangsspannungen führen, wie Frischbetontemperatur, Hydratationswärmeentwicklung, klimatische Randbedingungen, Einflüsse aus der Schwind- und Quellverformungsneigung und der Verformungsbehinderung. Wird die zugehörige Nullspannungstemperatur, bei der das Bauteil keine Längsspannungen aufweist, unterschritten, bauen sich bei Verformungsbehinderung Zugspannungen auf [7][41][100][101][103].

Aufgrund der vergleichsweise hohen Zementgehalte ($\geq 340 \text{ kg/m}^3$) kann es bei der Herstellung von Betonfahrbahndecken besonders in den Sommermonaten zu einer starken Aufheizung des jungen Betons kommen. Bereits wenige Stunden nach der Herstellung setzt eine intensive Hydratationswärmeentwicklung ein, die nach rund vierzehn bis zwanzig

Stunden ihr Temperaturmaximum erreicht [7][98]. Die dabei resultierende Maximaltemperatur hängt neben der Frischbetontemperatur maßgeblich von der Lufttemperatur und deren Entwicklung sowie von der Sonneneinstrahlung ab. Wird die Fahrbahndecke beispielsweise am Morgen eines heißen Sommertages hergestellt, erwärmt sich diese über den Tagesverlauf zunehmend, wodurch gleichzeitig die Hydratationswärmeentwicklung beschleunigt wird. Infolge der Überlagerung hoher nachmittäglicher Lufttemperaturen mit der maximalen Hydratationswärme prägt sich in diesem Fall eine besonders hohe Nullspannungstemperatur ein. Wird anschließend im Laufe der Nutzungsdauer die freie Verformung des Betons behindert, können Veränderungen der Temperatur oder der Feuchte des Betons gegenüber diesem Nullspannungszustand beträchtliche Zugspannungen zur Folge haben [7][41][98].

Kann sich das Bauteil frei verformen, entstehen infolge der unbehinderten Temperaturdehnung keine Spannungen. Bei Betonfahrbahndecken liegt aber eine Verformungsbehinderung durch die Reibung auf der Tragschicht vor. Hierdurch kommt es – in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls des Betons – zur Ausbildung von Zwangsspannungen in der Platte. In der Erwärmungsphase, in der sich das Bauteil ausdehnen möchte, bauen sich entsprechend Druckspannungen auf, die im jungen Beton aufgrund des noch geringen E-Moduls moderat sind (bis T_{01} ; Abbildung 10). Sobald die Betontemperatur das Maximum ($\max T$) überschreitet, bauen sich die Druckspannungen wieder ab, bis ein Nullspannungszustand (bei T_{02}) erreicht wird [41][100][101][103].

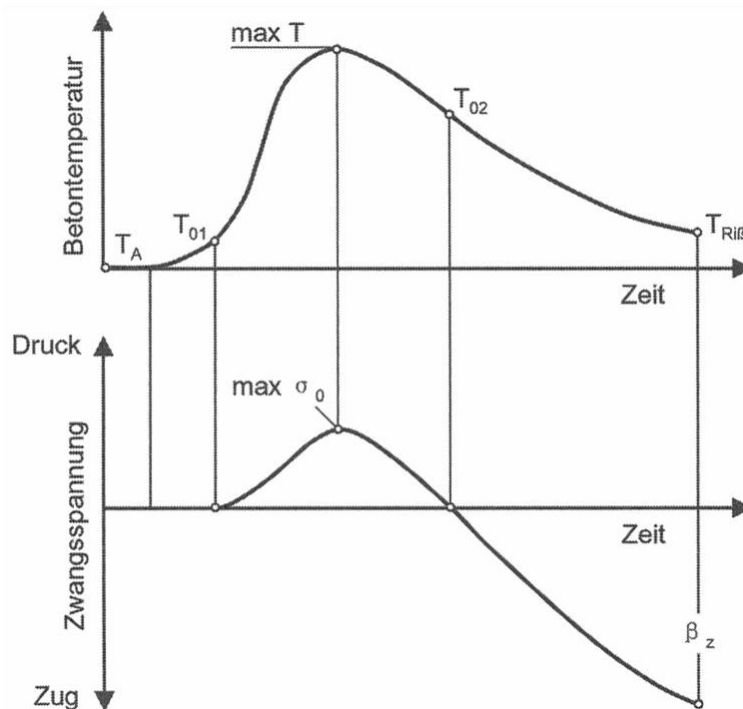


Abbildung 10: Spannungen im jungen Beton bei behinderter Temperaturverformung [100]

Die zugehörige Temperatur wird als „Nullspannungstemperatur T_N “ bezeichnet; sie liegt nur wenige Grad unter der Maximaltemperatur. Kühlt der Beton im Folgenden weiter auf die Umgebungstemperatur ab, bilden sich Zugspannungen aus. Bei Überschreitung der Zugfestigkeit des jungen Betons kann es bei der sogenannten „Risstemperatur T_{Riss} “ zu einer Rissbildung kommen. Wilde Risse werden durch eine geeignete Nachbehandlung und einen rechtzeitigen Fugenschnitt vermieden (vgl. Abs. 2.3) [35][100][102].

Infolge behinderter Temperatur- und Feuchteverformungen können sich auch während der Nutzungsdauer lastunabhängige Spannungen aufbauen, die sich unter anderem mit lastabhängigen Beanspruchungen aus der Verkehrsbelastung (vgl. Abschnitt 2.4.2) überlagern. Langfristige, jahreszeitlich bedingte Temperaturspannungen, die aus großen Temperaturunterschieden in den Sommer- beziehungsweise Wintermonaten resultieren, können aufgrund der langen Einwirkungsdauer anteilig durch Relaxation abgebaut werden [98][100][102]. Mittelfristige, tageszeitlich bedingte Temperaturspannungen (Temperaturunterschied zwischen Tag/ Nacht) und kurzfristig entstehende Temperaturspannungen – beispielsweise infolge eines Gewitterregens auf aufgeheizter Fahrbahn im Sommer oder eines Taumitteleinsatzes auf vereister Fahrbahn im Winter – werden dagegen nur anteilig durch Relaxation abgemindert [98][100][102].

Die in einer Betonplatte resultierenden Spannungen lassen sich in einen konstanten Anteil, der zu zentrischen Zwangsspannungen (axial) führt, in einen über die Plattendicke linear veränderlichen Anteil (Biegespannungen) sowie einen konvexen Anteil (Eigenspannungen) zerlegen. Abbildung 11 zeigt beispielhaft die aus einem negativen Temperaturgradienten ($T_{oben} < T_{unten}$) resultierenden Spannungen in einer Betonplatte [41][100][101].

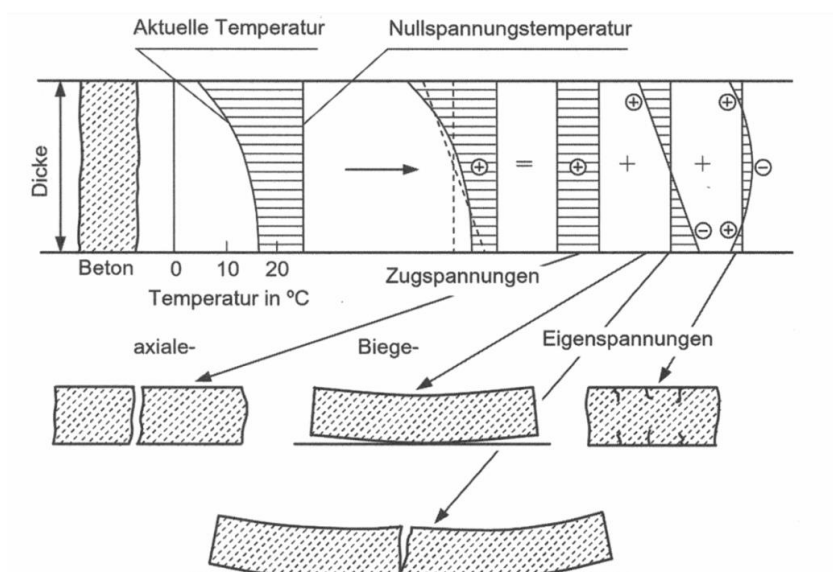


Abbildung 11: Spannungen und resultierende Risse in einer Betonplatte infolge eines negativen Temperaturgradienten bei Abkühlung an der Oberfläche [100]

Infolge des negativen (linearen) Temperaturgradienten möchte sich die Platte aufschüsseln, was jedoch durch das Eigengewicht sowie die Querkraftdübel weitestgehend verhindert wird. Die aus dieser Verformungsbehinderung resultierenden Wölbspannungen führen zu Zugbeanspruchungen an der kälteren Plattenoberseite. Überschreiten diese Wölbspannungen die Biegezugfestigkeit des Betons, bilden sich keilförmige Biegerisse aus (in Abbildung 11 unten skizziert). Der nicht-lineare, konvexe Temperaturgradient führt an der Oberseite zu weiteren Zugeigenspannungen, welche zu feinen, krakelee-artigen Oberflächenrissen führen können [17]. Mögliche Temperaturgradienten aus ungleichmäßiger Temperaturänderung der Oberfläche können bis zu $+0,8 \text{ K/cm}$ (rasche Erwärmung von oben) beziehungsweise $-0,4 \text{ K/cm}$ (Abkühlung bei Einsatz von Taumitteln auf vereister Oberfläche, Entzug von Schmelzwärme) betragen [79][103].

Verformungen durch Feuchte werden im Allgemeinen nur durch den Zementstein beeinflusst. Bei vergleichsweise dichten Gesteinskörnungen, wie beispielsweise Quarzen, tritt nahezu keine Feuchteverformung im Gestein auf. Betone mit hohem Gehalt an Gesteinskörnung weisen folglich geringere Feuchteverformungen auf, da der Anteil des schwindbeziehungsweise quellfähigen Zementsteins reduziert ist. Zusätzlich wird die Schwindverformung des Zementsteins durch die steifen Gesteinskörner behindert, wodurch die Schwindverformung des Betons weiter verringert wird. Auch das Verhältnis von Volumen zur Oberfläche eines Bauteils hat einen Einfluss auf die Feuchteverformung, da durch die verlangsamte Feuchteänderung im Kernbereich in den oberflächennahen, stärker durchfeuchteten Schichten eine Verformungsbehinderung eintritt [41][99][100].

Der am häufigsten zu beobachtende Fall einer ungleichmäßigen Feuchteverformung ergibt sich, wenn die Fahrbahnoberseite austrocknet, während die Unterseite wassergesättigt bleibt. In diesem Fall stellt sich in der Fahrbahndecke ein negativer Feuchtegradient ein. In der Praxis kommt es somit trotz eines positiven Temperaturgradienten (Oberseite wärmer als Unterseite) oftmals zu einer Aufschüsselung infolge der Austrocknung des Oberflächenbereichs [41][99][100].

2.4.2 Lastabhängige Einwirkungen

Zusätzlich zu den Beanspruchungen, die bei behinderter Temperatur- und Feuchteverformung in der Regel über längere Zeiträume auftreten, werden Fahrbahndecken durch den überrollenden Verkehr zyklisch beansprucht. Die dabei durch die Achsübergänge – insbesondere des Schwerverkehrs – auf die Fahrbahndecke einwirkenden Beanspruchungen überlagern sich mit den hygrischen und thermischen Zwangs- und Eigenspannungen. Gerade mit dem seit Jahren stetig ansteigenden Güterverkehrsaufkommen nehmen dabei auch die Belastungen der Fahrbahndecke sukzessive zu. Lag die Güterverkehrsleistung, die über den Verkehrsträger Straße abgewickelt wurde, Mitte der 1990er Jahre noch bei rund 275 Milliarden Tonnenkilometern (tkm), so stieg diese innerhalb von zwanzig Jahren um

rund 70% auf 469 Milliarden Tonnenkilometer im Jahr 2014 an. Bis 2040 wird darüber hinaus eine weitere Zunahme um mehr als 40% prognostiziert (Abbildung 12) [1].

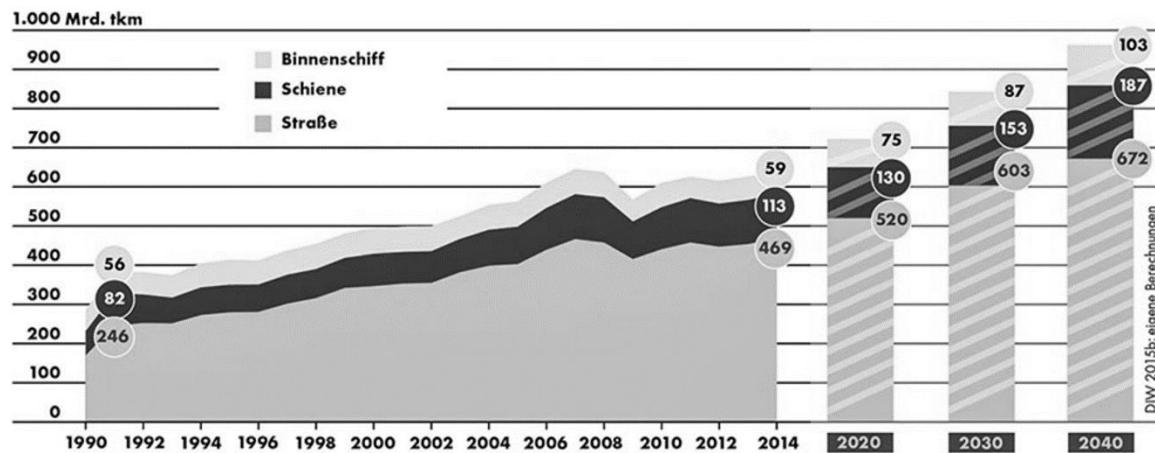


Abbildung 12: Entwicklung der Güterverkehrsleistung [1]

Neben der Anzahl der Belastungen (äq. 10 t-Achsübergänge) ist hinsichtlich der Gesamtbelastung aber vor allem auch die Höhe der Verkehrsbeanspruchung von Bedeutung. Maximal zulässig ist in Deutschland nach Straßenverkehrsordnung eine Achslast von 11,5 t [98]. Die Höhe der tatsächlichen Achslasten variiert in-situ allerdings vergleichsweise stark, da in Abhängigkeit der Zuladung, Achskonfiguration, Bereifung und Fahrzeuggeschwindigkeit des Schwerverkehrs sowie der Beschaffenheit der Fahrbahndecke mehr oder weniger stark ausgeprägte Achslastschwankungen auftreten können. Abbildung 13 zeigt eine schematische Darstellung der Achslastschwankungen um die statische Achslast (Q_{stat}).

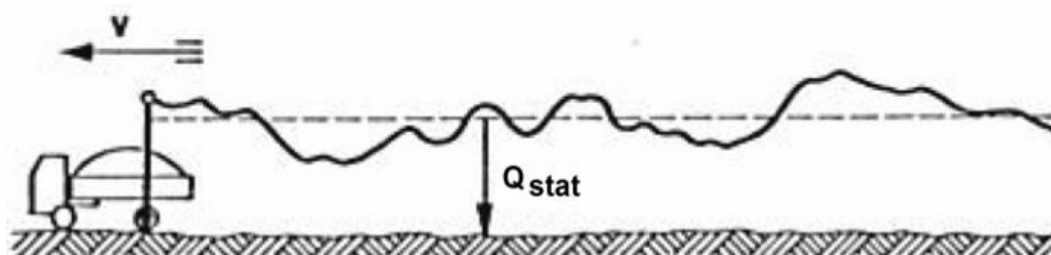


Abbildung 13: Schematische Darstellung der aus Unebenheiten der Fahrbahnoberfläche resultierenden Achslastschwankungen um die statische Achslast Q_{stat} [75]

Aufgrund der mit den Achslastschwankungen einhergehenden Lasterhöhung wird für hochbelastete Fahrbahndecken in [37] eine Erhöhung der statischen Achslast um einen Sicherheitsfaktor zwischen 1,3 bis 1,5 empfohlen [70].

Eine überschlägige Berechnung der Verkehrslastspannungen kann für Betonfahrbahndecken auf elastischer Unterlage anhand der Berechnungsformeln nach Westergaard erfolgen. In dem aufgestellten Näherungsverfahren wird zwischen den drei Lastfällen „Plattenmitte“, „Plattenrand“ und „Plattenecke“ unterschieden (Abbildung 14 und Gleichung 2.4-1 bis Gleichung 2.4-3) [37][118].

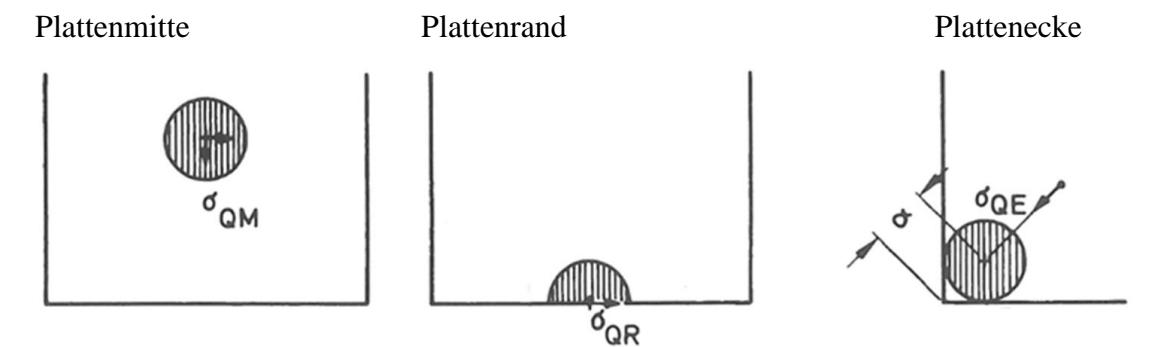


Abbildung 14: Lastfälle im Näherungsverfahren nach Westergaard [37][118]

Lastfall Plattenmitte:

$$\sigma_{QM} = \frac{0,275 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) - 0,436 \right] \quad (\text{Gleichung 2.4-1})$$

Lastfall Plattenrand:

$$\sigma_{QR} = \frac{0,529 \cdot Q}{h^2} \cdot (1 + 0,54 \cdot \mu) \cdot \left[\lg \left(\frac{E \cdot h^3}{k \cdot b^4} \right) + \lg \left(\frac{b}{1 - \mu^2} \right) - 2,484 \right] \quad (\text{Gleichung 2.4-2})$$

Lastfall Plattenecke:

$$\sigma_{QE} = \frac{3 \cdot Q}{h^2} \cdot \left[1 - \left(\frac{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}{E \cdot h^3} \right)^{0,3} \cdot (a \cdot \sqrt{2})^{1,2} \right] \quad (\text{Gleichung 2.4-3})$$

mit: σ_Q = Biegezugspannungen [N/mm²] für die Lastfälle „Plattenmitte“ (σ_{QM}),
Plattenrand (σ_{QR}) beziehungsweise „Plattenecke“ (σ_{QE})

Q = Radlast [N]

h = Dicke der Betondecke [mm]

μ = Querdehnzahl des Betons [-], hier: 0,14481 [37]

E = Elastizitätsmodul [N/mm²]

$$\begin{aligned}
 k &= \text{Bettungsmodul [N/mm}^3\text{]} \\
 &= \frac{E_T}{0,83 \cdot h \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{com}}{E_T}}} \\
 E_T &= \text{Elastizitätsmodul der Tragschicht [N/mm}^2\text{]} \\
 E_{com} &= \text{Elastizitätsmodul des Betons [N/mm}^2\text{]} \\
 b &= \text{(fiktiver) Belastungsradius zur Berücksichtigung eines von der Balken-} \\
 &\quad \text{theorie abweichenden Spannungsverlaufs} \\
 &= \sqrt{1,6 \cdot a^2 + h^2} - 0,675 \cdot h \quad \text{für } a < 1,724 h \\
 &= a \quad \text{für } a > 1,724 h \\
 a &= \text{Belastungskreishalbmesser [mm]} \\
 &= \sqrt{\frac{Q}{\pi \cdot p}} \\
 p &= \text{Kontaktdruck [N/mm}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

Im Fugen- und Eckbereich sollte berücksichtigt werden, dass die Querkraftübertragung durch Rissverzahnung und Querkraftdübel eine Verringerung der Biegespannungen bewirkt [37].

2.4.3 Ermüdungsbeanspruchung

Mit zunehmender Anzahl zyklischer Belastungen bilden sich im Betongefüge sukzessive Mikrorisse aus (Abbildung 15), die schließlich zu einem Versagen infolge Materialermüdung führen können [14][98]. Aber auch schon vor einem Ermüdungsversagen geht die Mikrorissbildung mit einer fortschreitenden Gefügeflockerung einher, was sich insbesondere in einer Verminderung der Steifigkeit des Betons ausdrückt [13][14][57][98].

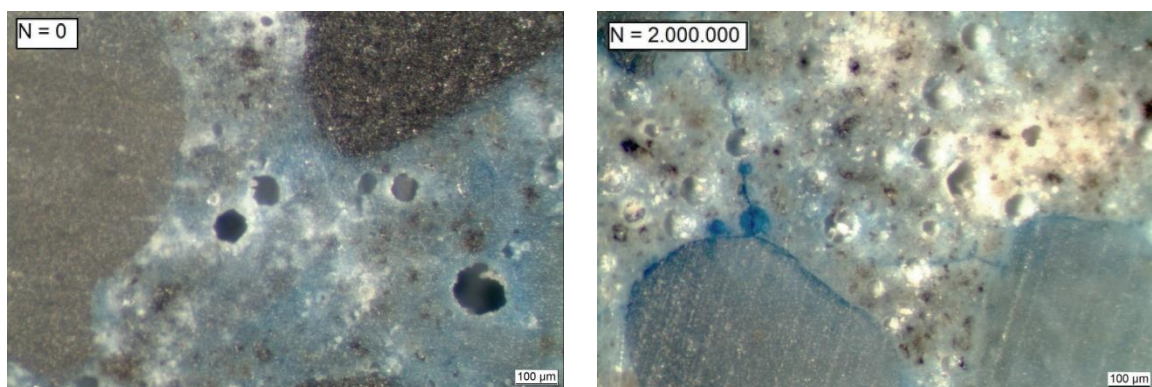


Abbildung 15: Gefüge eines unbelasteten Straßenbetons (ohne Vorschädigung, links) beziehungsweise eines Straßenbetons mit Mikrorissbildung infolge Biegeschwellbelastung mit zwei Millionen Lastwechseln (rechts) [13]

Zur Quantifizierung dieser Degradationserscheinungen wurden in [14] Biegeschwellversuche an Straßenbetonen durchgeführt, bei denen jeweils ein Ober- und Unterbeton (typische Zusammensetzung, vgl. Abs. 2.2.1) mit bis zu zehn Millionen Lastwechseln beaufschlagt wurde. Die Oberspannung wurde in diesen Biegeschwellversuchen zwischen 40% und 70% der Biegezugfestigkeit variiert und stellte bei der Belastung die lastunabhängigen Beanspruchungen aus Temperatur- und Feuchteänderung dar. Die zyklisch auftretende Verkehrsbelastung wurde bei der Schwellbelastung anhand der Schwingbreite mit $1,0 \text{ N/mm}^2$ aufgebracht. Während der Biegeschwellbelastung wurde sukzessiv die Änderung der Steifigkeit anhand des relativen dynamischen E-Moduls (Ultraschalllaufzeitmessung) aufgezeichnet (Abbildung 16). Im Anschluss an die Biegeschwellbelastung wurden die Rest-Festigkeiten (Biegezug-, Spaltzug-, Druckfestigkeit) ermittelt. Außerdem wurden Untersuchungen zur Quantifizierung der Mikrorissbildung (mittels Lichtmikroskopie) und zur Veränderung der Permeabilität (kapillare Wasseraufnahme) durchgeführt [13][14].

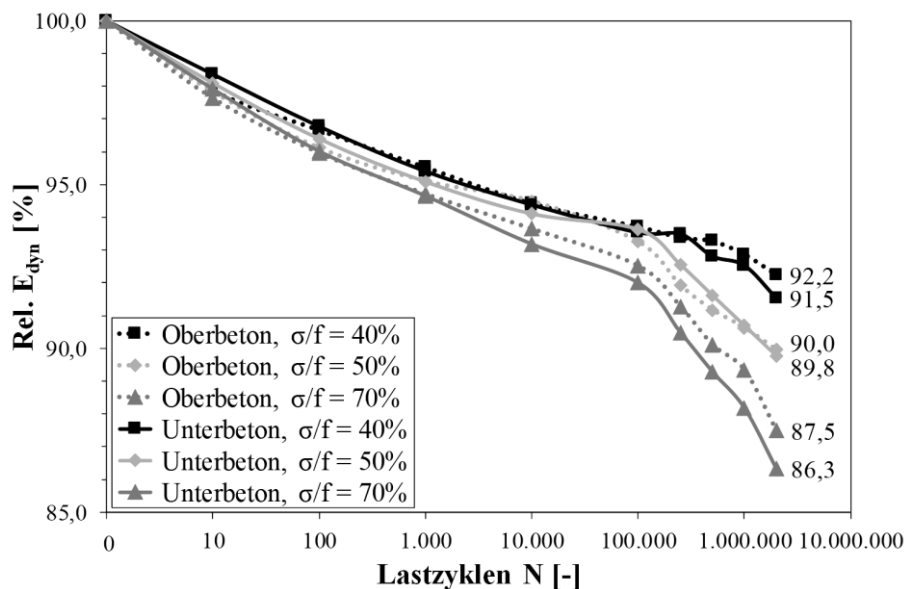


Abbildung 16: Abnahme des dynamischen E-Moduls infolge zyklischer Belastung.

Vergleich zweier Straßenbetone in Abhängigkeit der Oberspannung [13]

In diesen Untersuchungen bestätigte sich, dass Schwellbelastungen infolge überlagerter Beanspruchungen die Steifigkeit von Betonen beeinträchtigen können. Bereits nach wenigen Millionen Lastwechseln waren Steifigkeitsabnahmen (E_{dyn}) von rund 10% bis 15% zu verzeichnen (Abbildung 16), welche über die Messung von Ultraschalllaufzeiten zielsicher erfasst werden konnten [13][14].

Ähnliche Steifigkeitsverluste konnten von Sievering [98] auch in-situ nachgewiesen werden. In Bezug auf den als unbelastet angenommenen Standstreifen wurde auch im 1. und

2. Fahrstreifen einer Bundesautobahn ein Abfall des relativen dynamischen E-Moduls um rund 10% festgestellt, der auf eine fortgeschrittene Mikrorissbildung zurückgeführt wurde [17][98].

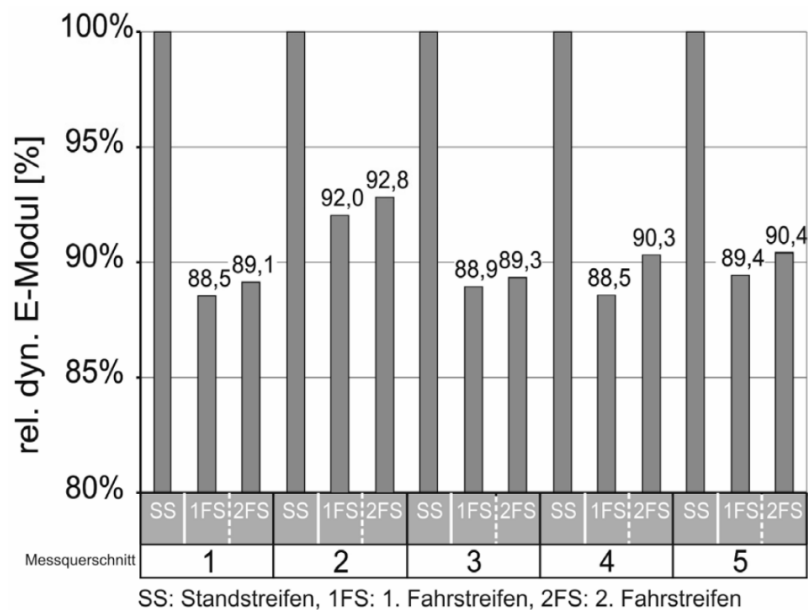


Abbildung 17: In-situ festgestellte Abnahmen des relativen dynamischen E-Moduls, bezogen auf die im Standstreifen ermittelten Messwerte [13][17][98]

Neben der Steifigkeit beeinträchtigt die Degradation des Betongefüges auch die Festigkeit des Betons, wenngleich sich hier der Zusammenhang zwischen Lastwechselzahl, Beanspruchungsniveau (Maximalbeanspruchung/ Oberspannung) und Schädigung nur mit größeren Streuungen feststellen ließ. Auch die Menge kapillar aufgenommener Flüssigkeit steigt mit fortschreitender Ermüdungsbeanspruchung infolge der Mikrorissbildung an, die Permeabilität des Betons wird erhöht [13]. Untersuchungen zum Eindringverhalten von Taumitteln an zyklisch vorbelasteten Betonen zeigten außerdem eine deutliche Abhängigkeit der Eindringtiefe von der Lastwechselzahl [17][98]. Gleichzeitig konnte von Sievering nachgewiesen werden, dass die permanente Überrollung der Fahrbahndecke zu einer Erhöhung der Eindringtiefe von Taumittelösungen führt; die Taumittel werden in den Beton eingewalkt [88][98].

2.5 Risse in Betonfahrbahndecken

Oberflächlich sichtbare Risse können in Betonfahrbahndecken in der Regel nicht auf einzelne Ursachen zurückgeführt werden. Vielmehr tragen vielfältige lastabhängige und lastunabhängige Einwirkungen sowie konstruktionsbedingte Randbedingungen zur Ausbildung von Rissen bei [12][18].

Dabei ist ein Riss nicht per se mit einer Schädigung gleichzusetzen. Als unkritisch sind beispielsweise feine, krakelee-artige Oberflächenrisse einzustufen, die häufig auf schwindbedingte Eigenspannungen zurückzuführen sind und sich auf den oberflächennahen Bereich beschränken [10][100][102].

Schwind- und Temperaturspannungen haben im jungen Betonalter bei Überschreiten der Betonzugfestigkeit unvermeidlich Risse zur Folge, die sich über die gesamte Plattenhöhe erstrecken [37][112]. Die Ausbildung wilder Risse kann jedoch durch einen rechtzeitigen Fugenschnitt – sobald der Beton eine ausreichende Festigkeit besitzt – vermieden werden, die Fahrbahndecke reißt zielgerichtet in den Querscheinfugen (vgl. Abs. 2.3). Werden die Fugen allerdings zu früh geschnitten, können infolge der noch geringen Betonzugfestigkeit lokale Eck- und Kantenschäden in Form kleinformatiger Abbrüche resultieren (Abbildung 18). Vergleichbare Schäden können auch infolge der Verkehrsbeanspruchung auftreten, da Ecken und Kanten besonders stark beansprucht werden [35][37].

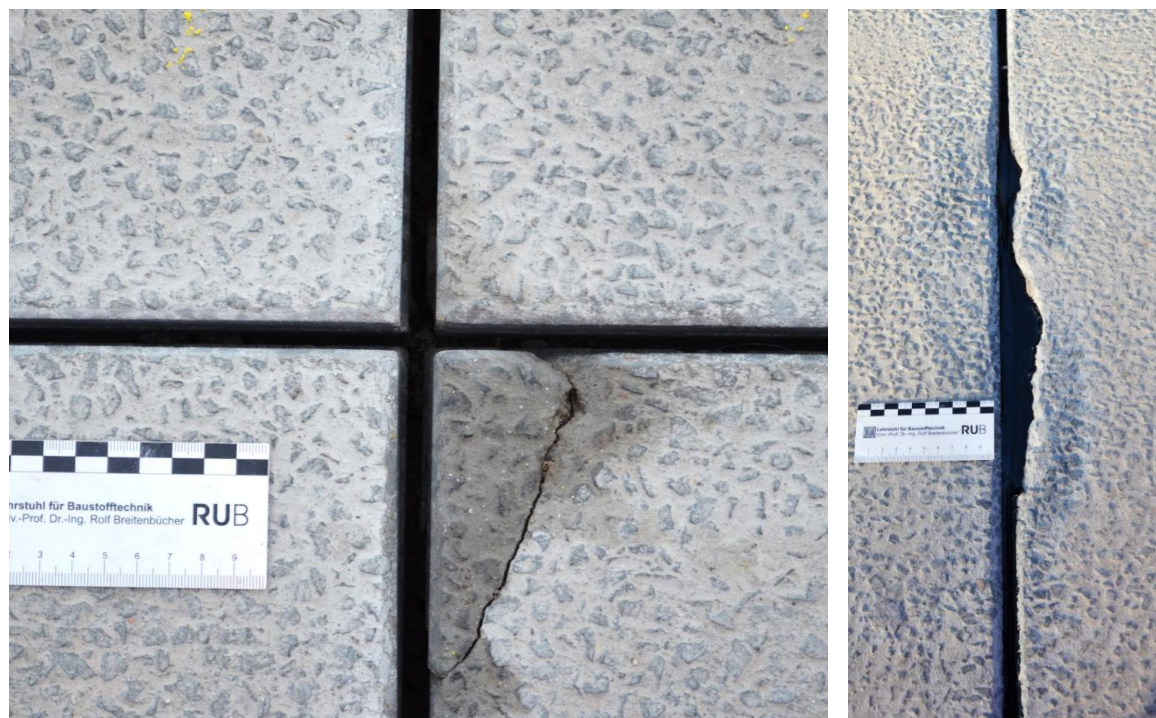
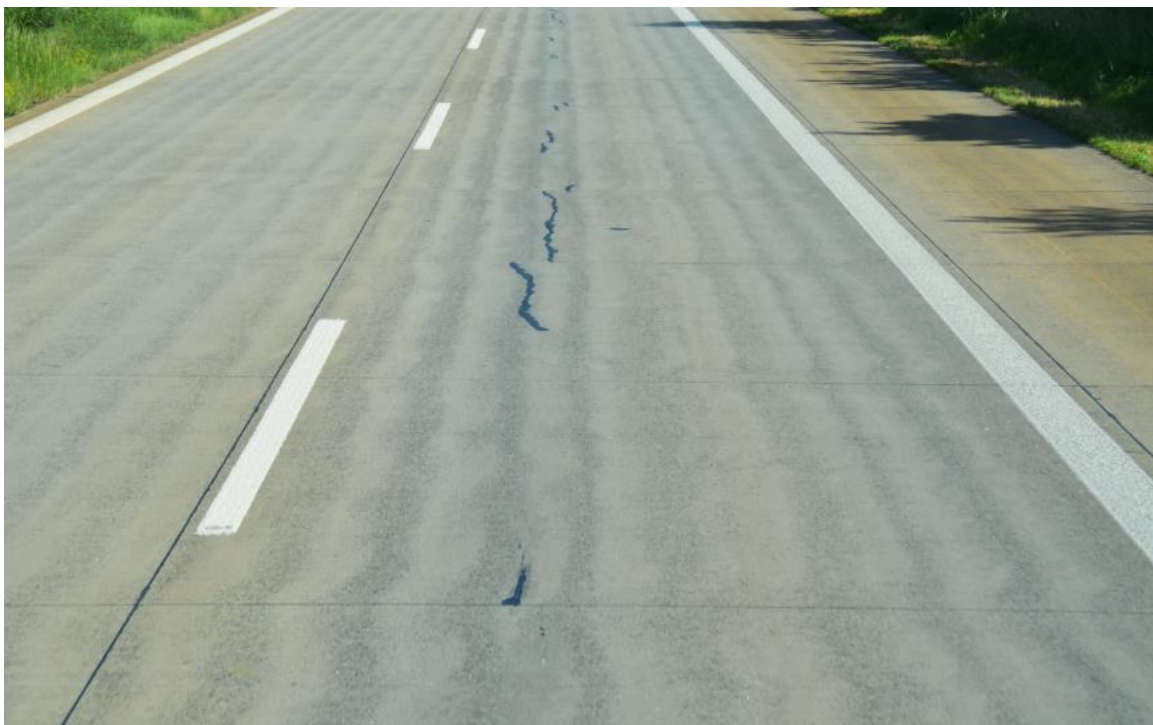


Abbildung 18: Kleinformatische Eckabbrüche (links) und Kantenschäden (rechts) bei verfrühtem Fugenschnitt

Die zuvor in Abs. 2.4.3 beschriebenen Mikrorisse, die sich infolge der zyklischen Verkehrsbeanspruchung im Betongefüge ausbilden, stellen aufgrund ihrer Auswirkungen auf

Steifigkeit, Festigkeit und Permeabilität des Betons eine Vorschädigung dar und können zur Ausbildung makroskopischer Risse beitragen [17][18][55][60][69][98][112].

Besonders kritisch sind Risse nahe der Plattenränder und Ecken anzusehen, da diese mit zunehmender Beanspruchung Eck- und Kantenschäden zur Folge haben können. Dabei können gerade diese Risse in den meisten Fällen nicht einer einzelnen Ursache zugeordnet werden. Die Risse entstehen vielmehr infolge der Überlagerung unterschiedlicher Spannungsanteile. Längsgerichtete Risse können sich beispielsweise in Rüttelgassen ausbilden, in denen aufgrund der starken Verdichtung durch Innenrüttler geringfügig erhöhte Feinmörtelgehalte vorliegen können (Abbildung 19). Dabei sind die Rüttelgassen nicht als rissursächlich, sondern vielmehr als risslokalisierend zu verstehen [15][92]. Mit zunehmender Vorschädigung im Bereich der Plattenränder können grobe Längsrisse aber auch oberhalb von Querkraftdübeln auftreten (Abbildung 20) [35][37][98]. Infolge der Verkehrsbeanspruchung sind die Schäden im 1. Fahrstreifen in der Regel am stärksten ausgeprägt [12][18][16][17][69][98].



*Abbildung 19: Betonfahrbahndecke mit Rüttelgassen und Längsrissbildung;
Risse teilweise mit Bitumen vergossen [15]*

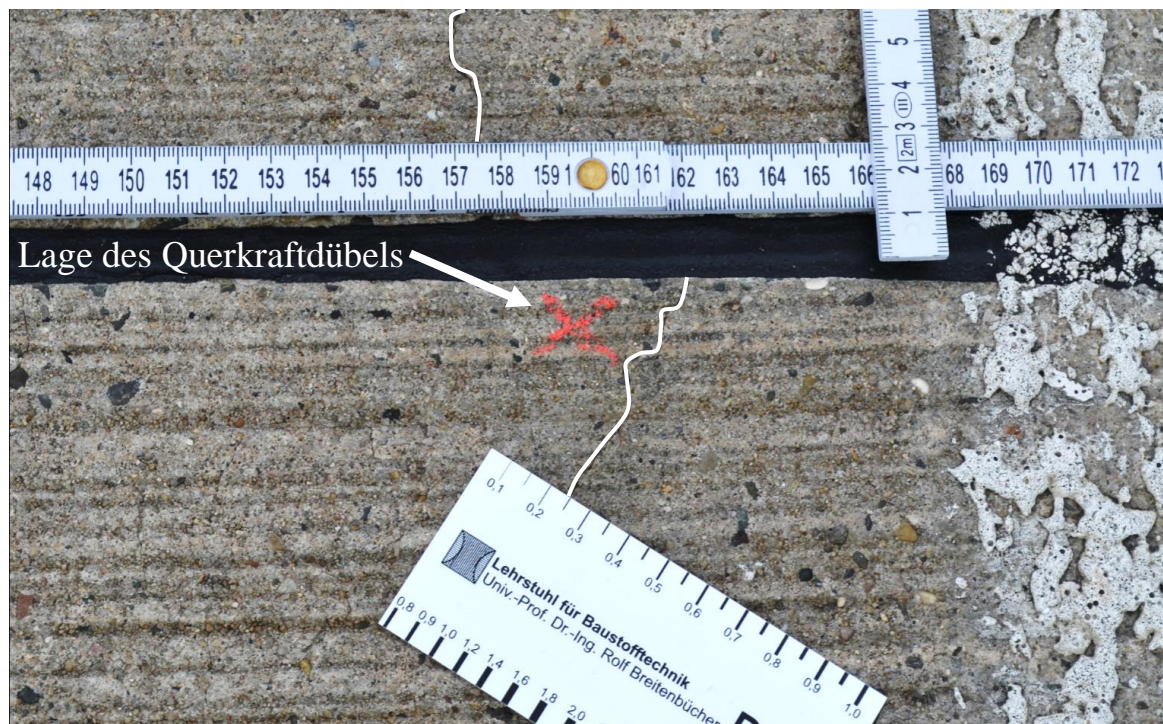


Abbildung 20: Längsriss über Querkraftdübeln am Plattenrand

Durch Mängel im Bereich der Bettung – beispielsweise aufgrund unzureichender Verdichtung der Tragschicht, Frostschäden oder Hohllagen infolge von Wasserzutritt durch undichte Fugen – können in Kombination mit der Verkehrsbeanspruchung ebenfalls grobe Risse und damit zusammenhängende Eck- und Kantenabbrüche (Abbildung 21) oder Durchbrüche (Abbildung 22) entstehen [35][37].

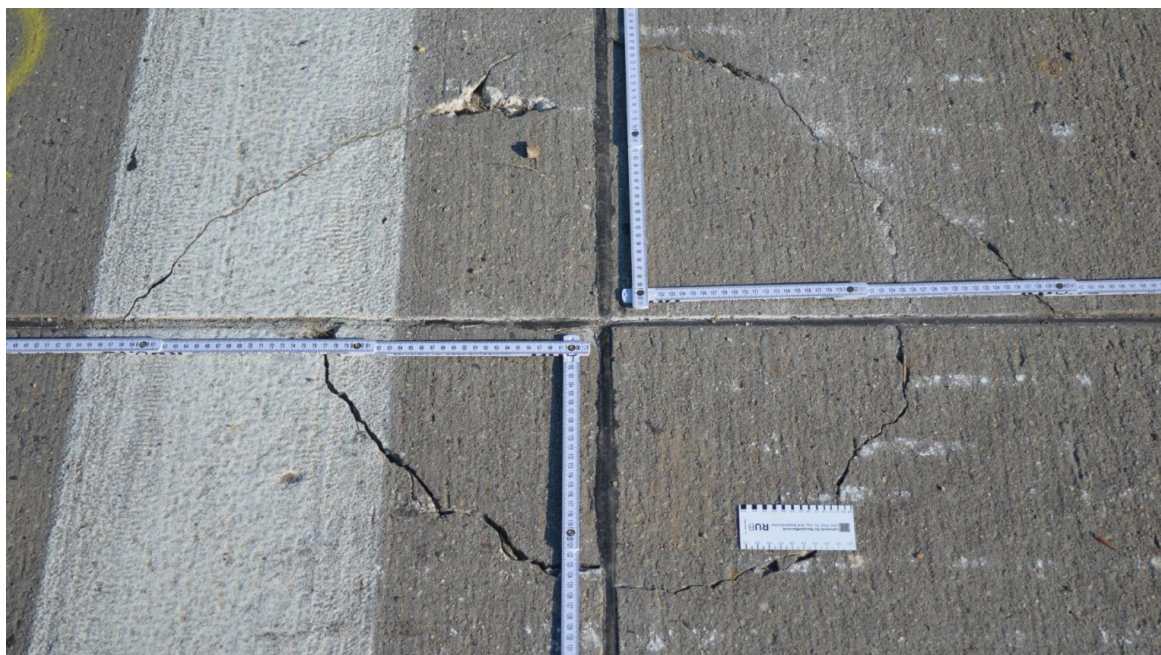


Abbildung 21: Eckabbrüche

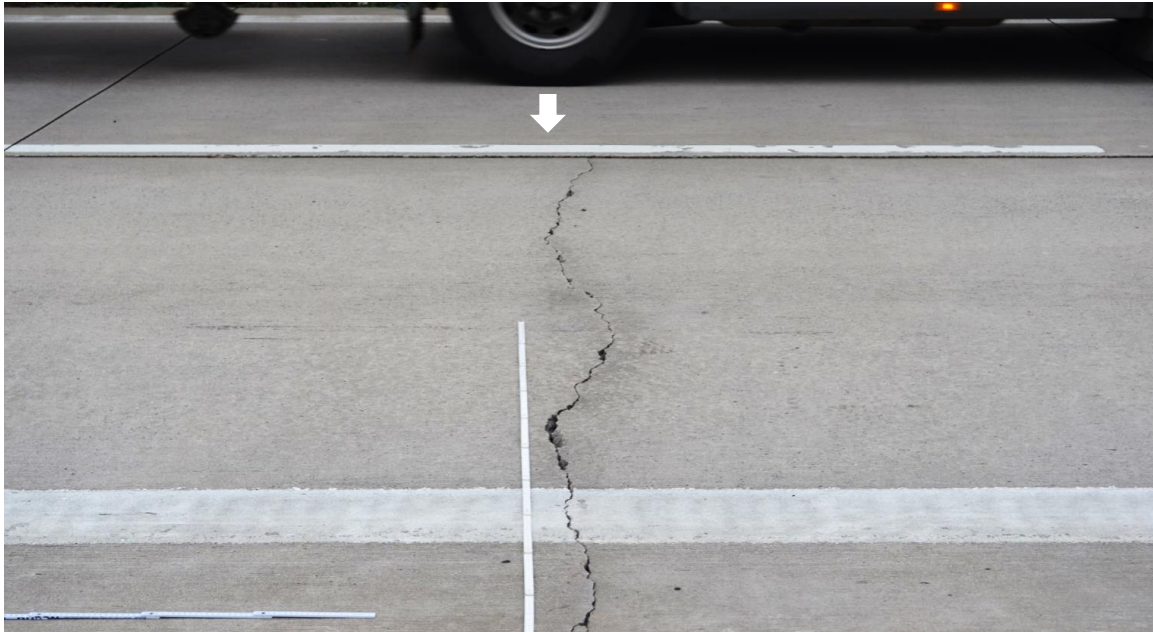


Abbildung 22: Gebrochene Platte

Zusätzlich zur Vorschädigung infolge einer Mikrorissbildung können auch Treibreaktionen zur Ausbildung grober Risse beitragen: Vor allem in Folge einer AKR können beträchtliche Gefügespannungen im Beton resultieren (vgl. Abs. 2.6) und in Kombination mit Spannungsanteilen aus lastunabhängigen und lastabhängigen Einwirkungen grobe Risse zur Folge haben beziehungsweise deren Ausprägung intensivieren (Abbildung 23). Daneben kann eine AKR infolge des inneren Quelldrucks auch mit einer Netzrissbildung einhergehen (Abbildung 24) [10][18][46][69][98][100][107][110][112].



Abbildung 23: Längs- und Querrisse nahe der Quertugen



Abbildung 24: Ausgeprägte Netzrissbildung

2.6 Alkali-Kieselsäure-Reaktion

2.6.1 Allgemeines

Die ersten dokumentierten Schadensfälle, die auf eine AKR zurückgeführt wurden, traten in den 1930er Jahren in Kalifornien, USA, auf und wurden bereits 1940 von Stanton beschrieben [105]. Um die Ursache von Rissbildungen und Ausblühungen an Betonfahrbahndecken und anderen Bauteilen zu erkunden, führte Stanton Untersuchungen zur Dehnungsentwicklung an Mörtelprismen durch. Dabei stellte sich heraus, dass die Dehnungen neben der Gesteinskörnung vor allem durch den Feuchtegehalt, die Lagerungstemperatur und die im Zement enthaltenen Alkalien beeinflusst wurden. Die Dehnungen waren vernachlässigbar, wenn der Alkaligehalt des Zementes unter 0,6 M.-% lag [65][105][110].

Aufbauend auf diesen wegweisenden Erkenntnissen rückte die AKR in den USA, später auch international, verstärkt in den Fokus weiterführender Untersuchungen. In den 1940er Jahren traten zunächst weitere Schadensfälle in den USA auf, ab etwa 1950 wurden dann auch in Dänemark, Kanada, Südafrika und Island Schäden der AKR zugeschrieben. In Deutschland blieb das Schadensbild bis in die Mitte der 1960er Jahre weitgehend unbekannt. Der erste dokumentierte Schadensfall betraf die Lachswehrbrücke in Lübeck, die 1964/65 errichtet und bereits 1968 aufgrund mangelnder Standsicherheit infolge einer fortgeschrittenen AKR wieder abgerissen wurde [8]. In der ehemaligen DDR wurden erste

Schäden ab Mitte der 1970er Jahre an Plattenbaufertigteilen in Rostock bekannt [59][77][107]. Später traten umfangreiche Schäden an Spannbetonschwellen der Reichsbahn auf, bei denen neben einer AKR auch eine späte Ettringitbildung festgestellt wurde [107].

Während man die AKR-Schäden nördlich der Region Frankfurt/Oder – Berlin – Bodenteich – Gnarrenburg auf die Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen aus den eiszeitlichen Ablagerungsgebieten Norddeutschlands (Sande und Kiese mit Opalsandstein und Flint) zurückführen konnte, traten nach und nach weitere Schadensfälle in ganz Deutschland auf, bei denen präkambrische Grauwacken, Kieselschiefer und Rhyolithe eingesetzt wurden. 1997/98 wurden zudem einige Schäden an Betonfahrbahndecken im Bereich des Oberrheins (zwischen Basel und Karlsruhe) festgestellt, die mit Kies-Edelsplitten hergestellt worden waren (vgl. Abs. 2.6.4.2) [83][107].

2.6.2 Alkalireaktive Gesteinskörnungen

Aufgrund der geologischen Situation lassen sich die alkaliempfindlichen Gesteinskörnungen grundsätzlich in zwei Hauptgruppen unterteilen. Zu der Gruppe der schnell reagierenden Gesteinskörnungen zählen vor allem solche Gesteine, die amorphe Kieselsäure enthalten, wie Opalsandstein, Flinte, Kieselkreide, Kieselkalke und Kieselschiefer [46][98][107][115]. Die Gruppe der langsam/ spät reagierenden Gesteinskörnungen (slow/ late) umfasst dagegen gebrochene Hartgesteine (Grauwacken, Rhyolithe (Quarzporphyre), Andesite, Granite und Quarzite), Kies-Edelsplitte des Oberrheins sowie einige Kiese/ Lockergesteine und rezyklierten Altbetonaufbruch (sogenannter RC-Betonzuschlag oder Rezyklat) [74][98][107][115]. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Gesteinsart und Alkaliempfindlichkeit besteht allerdings nicht, weshalb jede Gesteinskörnung im Einzelfall hinsichtlich ihrer Alkaliempfindlichkeit zu prüfen ist (vgl. Abs. 2.6.4.2) [69].

Von besonderer Bedeutung für die Alkaliempfindlichkeit einer (langsam/ spät reagierenden) Gesteinskörnung ist neben Art und Herkunft vor allem die genaue mineralogische Zusammensetzung, da die enthaltene Kieselsäure (SiO_2) in unterschiedlicher Form vorliegen kann.

Alle dieser SiO_2 -Modifikationen bestehen aus einzelnen SiO_2 -Tetraedern, die sich aus jeweils einem Si-Atom im Kern und vier umgebenden O-Atomen zusammensetzen (Abbildung 25). Die einzelnen Tetraeder sind untereinander verbunden und bilden eine räumliche Struktur aus [4][5].

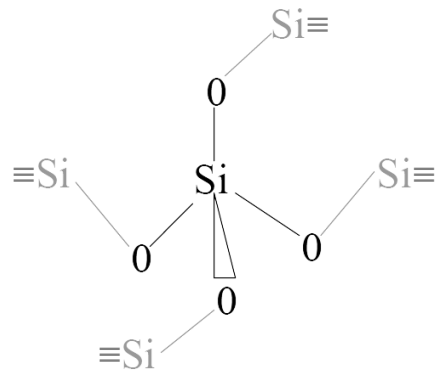


Abbildung 25: Schematische Darstellung eines SiO_2 -Tetraeders mit einem Si-Atom im Kern und vier umgebenden O-Atomen. Die vier angeschlossenen Si-Atome deuten die Verbindung der einzelnen Tetraeder untereinander an [5]

Im Idealfall entsteht ein regelmäßiges hexagonales Kristallgitter (Abbildung 26), bei dem die einzelnen SiO_2 -Tetraeder in den Ecken durch Siloxan-Bindungen ($\equiv\text{Si}-\text{O}-\text{Si}\equiv$) miteinander verbunden sind (Abbildung 25). Neben dem rein kristallinen Bergkristall (keine baupraktische Verwendung) weisen Quarze einen hohen Kristallisationsgrad und damit ein regelmäßiges Kristallgitter auf [5][46][107].

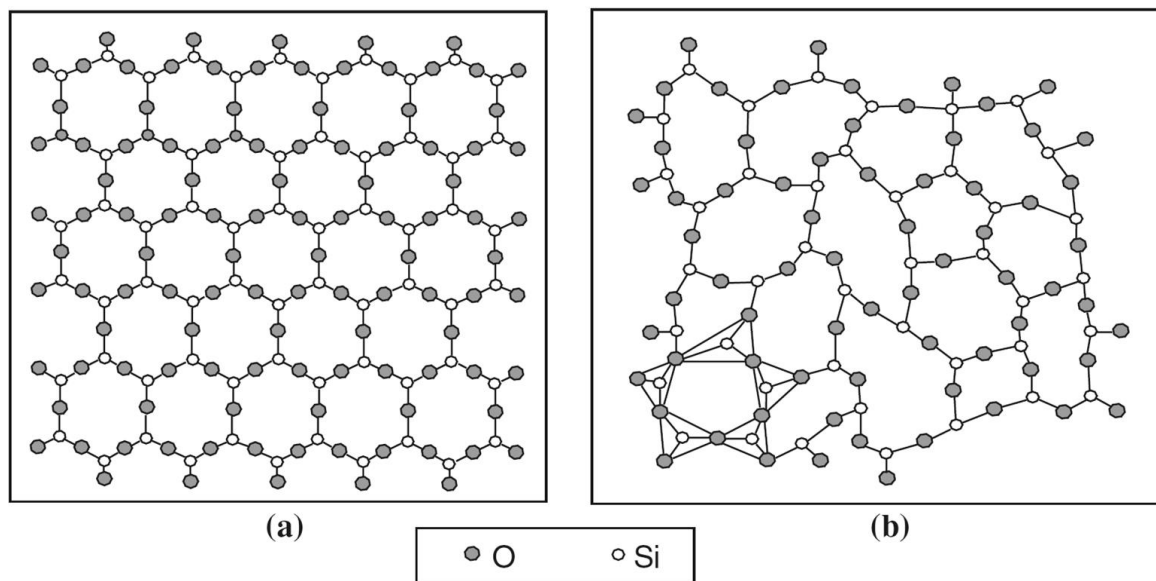


Abbildung 26: Anordnung der SiO_2 -Tetraeder.

Links: regelmäßiges Kristallgitter (kristalliner Quarz),

rechts: amorpher Gefügebau (Opal, nachfolgend beschrieben) [107]

Da die stabilen Siloxan-Bindungen auch von starken Alkalihydroxidlösungen nur langsam gelöst werden können, verhält sich kristalliner Quarz (α -Quarz) hinsichtlich einer AKR

weitgehend inert. Lediglich die an den Kornoberflächen angelagerten, leicht löslichen Silanol-Gruppen ($\equiv\text{Si}-\text{OH}$, Abbildung 27) werden durch die Porenlösung angegriffen, was allenfalls eine Aufrauung der Kornoberfläche der Quarzkörner bewirkt und damit eher eine Verbesserung des Verbundes mit dem umgebenden Zementstein zur Folge hat [4][5][21][46][71][107][110].

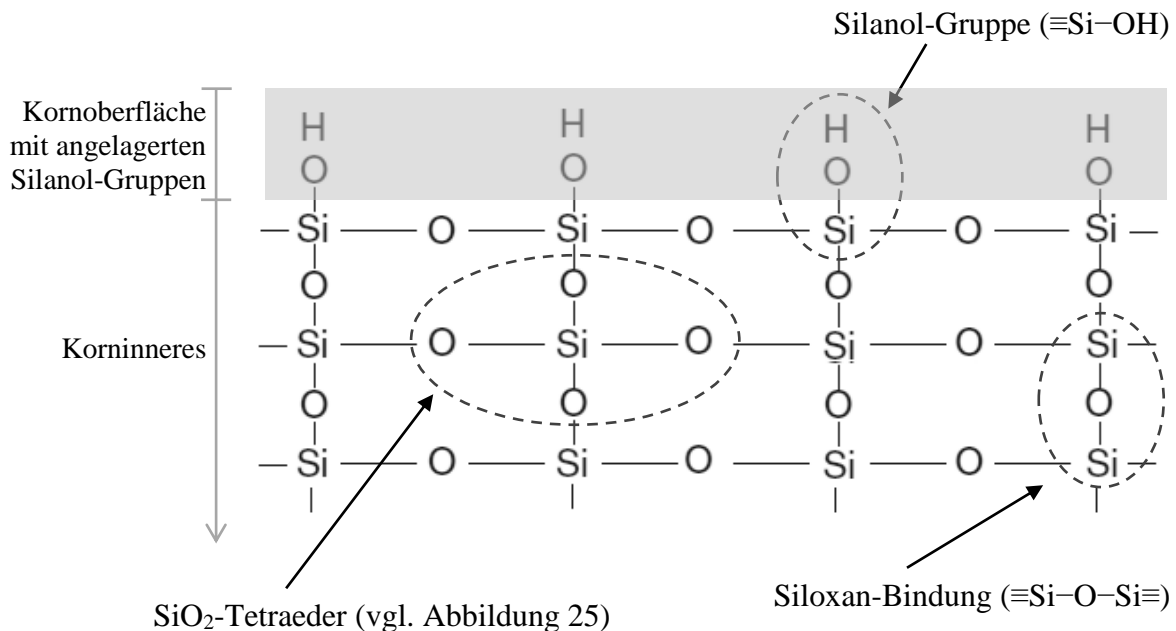


Abbildung 27: Schematische Darstellung der Silanol-Gruppen und Siloxan-Bindungen bei einem regelmäßigen SiO_2 -Kristallgitter. Alle vier O-Atome eines SiO_2 -Tetraeders sind wiederum mit einem benachbarten Tetraeder verbunden, an der Kornoberfläche sind Silanol-Gruppen angelagert [107][110][116].

Liegt demgegenüber eine Störung der Kristallstruktur vor, nimmt die Anfälligkeit gegenüber einer AKR mit steigender Löslichkeit der SiO_2 -Modifikation zu. Insbesondere gefährdet sind dabei Gesteinskörnungen, die mikro- und kryptokristalline Kieselsäure, metamorph beanspruchte Quarze (sogenannte Stressquarze), vor allem aber amorphe Kieselsäure enthalten [4][46][74][82][89][107].

Opalsandsteine, die als natürliche Sande und Kiese hauptsächlich in Norddeutschland vorkommen, enthalten als „Bindemittel“ geringe Mengen an Opal [107]. Bei dieser weitgehend amorphen, teilweise auch kryptokristallinen Form der Kieselsäure sind die SiO_2 -Tetraeder unregelmäßig miteinander verknüpft (Abbildung 26, rechts), woraus eine stark vergrößerte innere Oberfläche resultiert. Gleichzeitig sind vereinzelte Hydroxidgruppen (OH^-) anstelle der stabilen Siloxan-Bindungen eingebunden, wodurch die einzelnen Verbindungen durch die alkalische Porenlösung leicht gelöst werden können. Opalsandsteine gehören damit zu den am stärksten alkalireaktiven, natürlichen Gesteinskörnungen

[46][107]. Eine ähnliche Zusammensetzung weisen auch Flinte auf, die größtenteils aus krypto- und mikrokristalliner Kieselsäure bestehen und rund 1% bis 3% Opal enthalten können. Die Alkaliempfindlichkeit hängt hier nach [26] vornehmlich von dem Gehalt an amorphem Opal ab und kann anhand der Kornrohichte abgeschätzt werden. Ab einer Rohdichte $\geq 2,20 \text{ kg/dm}^3$ ist in der Regel von einer nur geringen Alkaliempfindlichkeit auszugehen [107].

Da schnell reagierende Gesteinskörnungen für den Einsatz im Betonstraßenbau generell ausgeschlossen werden, sind bei Straßenbetonen hinsichtlich einer AKR vor allem die langsam/ spät reagierenden Gesteinskörnungen zu beachten. Die Alkaliempfindlichkeit dieser Gesteine variiert deutlich und hängt von ihrer genauen mineralogischen Zusammensetzung ab. Bei einigen Gesteinsarten (beispielsweise Grauwacke und Rhyolith) kann sich die Alkaliempfindlichkeit sogar innerhalb eines Vorkommens stark unterscheiden [50][69][107]. Dabei sind Grauwacken zunächst als alkaliunempfindlich einzustufen, sie enthalten in der Regel nur sehr geringe Mengen alkaliempfindlicher Kieselsäure. Als sandsteinartiges Sedimentgestein können Grauwacken aber auch metamorph beanspruchte Quarze und geringe Mengen amorphe und mikro- bis kryptokristalline Kieselsäure enthalten. Alkaliempfindlich reagieren dabei meist die mikrokristallinen Bestandteile oder Glimmer [50][107].

2.6.3 Reaktionsmechanismus

Der Reaktionsmechanismus setzt sich bei einer AKR aus mehreren Teilprozessen zusammen, die übergeordnet mit der Bildung eines expansiven, hydrophilen Alkalikieselgels beschrieben werden können [8][46][107]. Damit eine AKR eintritt, müssen drei grundlegende Bedingungen erfüllt sein. Neben dem Vorhandensein alkaliempfindlicher Gesteinskörnung muss ein stark alkalisches Milieu mit einem hohen pH-Wert und in der Porenlösung gelösten Alkalien vorliegen. Gleichzeitig muss ein ausreichender Feuchtegehalt vorhanden sein [8][46][107][R 7].

Während der Hydratation von Portlandzement werden zunehmend Alkalien freigesetzt, die in den Klinkerphasen enthalten sind. Diese Alkalien bilden mit dem bei der Hydratation der Klinkerphasen entstehenden $\text{Ca}(\text{OH})_2$ Alkalihydroxide (NaOH beziehungsweise KOH) [5][65][108]. Durch die damit verbundene Erhöhung der Hydroxidionenkonzentration (OH^-) steigt der pH-Wert der Porenlösung an und kann Werte von bis zu pH 13,9 erreichen [107].

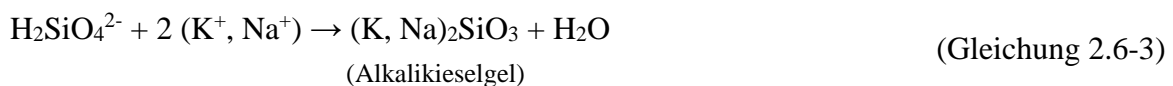
Die Hydroxidionen greifen die an den Kornoberflächen der Gesteinskörnung angelagerten Silanol-Gruppen ($\equiv\text{Si}-\text{OH}$) an, wodurch diese unter Wasserabspaltung zu $\equiv\text{Si}-\text{O}^-$ umgewandelt werden (Gleichung 2.6-1) [21][46][107].



Bei Gesteinskörnungen, die amorphe/ gittergestörte Kieselsäure enthalten, diffundieren gleichzeitig auch Hydroxidionen in das Korninnere und lösen dort – analog zur Kornoberfläche – angelagerte Silanol-Gruppen auf (vgl. Abs. 2.6.2 sowie Abbildung 26 und Abbildung 27). Im weiteren Verlauf werden auch die stabileren Siloxan-Bindungen ($\equiv\text{Si}-\text{O}-\text{Si}\equiv$) aufgebrochen (Gleichung 2.6-2). Die Reaktionsgeschwindigkeit wird neben der Temperatur vor allem von der Hydroxidionenkonzentration und dem Kristallisationsgrad der Kieselsäure bestimmt [5][21][83][107].



Die entstehenden Silanol-Gruppen werden wiederum nach Gleichung 2.6-1 durch Hydroxidionen zersetzt. Die gelöste Kieselsäure kann anschließend als $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ in Lösung gehen und wird durch die in der Porenlösung enthaltenen Natrium- und Kalium-Ionen neutralisiert (Gleichung 2.6-3) [46][71]. In der Literatur finden sich zu den genannten Vorgängen zum Teil abweichende Schreibweisen, da in der Regel nicht zwischen dem lösenden Teilprozess und der Alkalieinbindung unterschieden wird [83][98].



Die entstehenden alkalireichen, weitgehend calciumfreien Alkalikieselgele neigen nur bedingt dazu, Wasser aufzunehmen. Aufgrund ihrer geringen Viskosität werden keine betonschädigenden Quelldrücke aufgebaut [71]. Bei Kontakt mit der Porenlösung können die dünnflüssigen, alkalireichen Gele allerdings mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ reagieren (Gleichung 2.6-4). Durch Austausch der Protonen werden Natrium- und Kaliumhydroxid freigesetzt und Calcium-Ionen eingebunden, es entstehen CSH-ähnliche Strukturen. Die resultierenden alkaliärmeren, calciumhaltigen Gele sind bedeutend viskoser und quellfähiger. Freigesetzte Alkalihydroxide stehen wiederum für eine erneute Reaktion zur Verfügung [46].

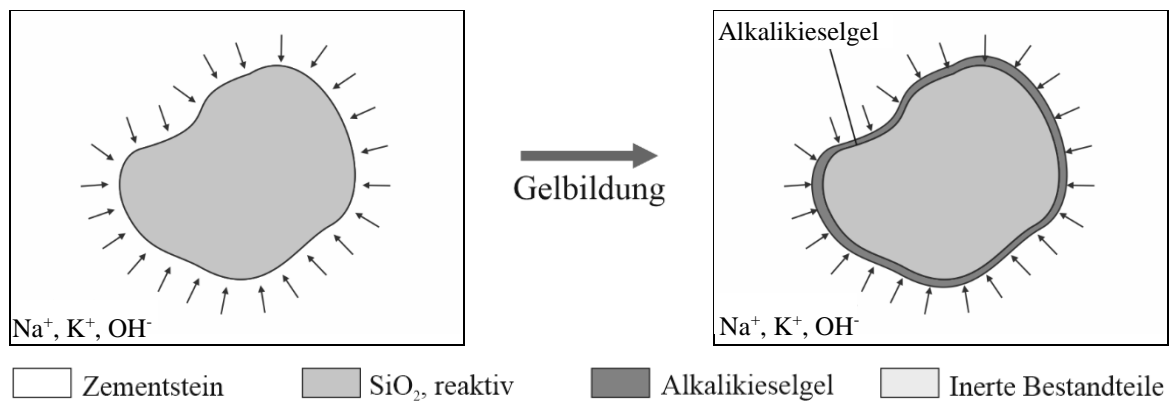


Bei Gesteinskörnungen, bei denen die reaktive Kieselsäure gleichmäßig verteilt und oberflächennah vorliegt (beispielsweise bei Opal), bildet sich zunächst auf der gesamten Oberfläche der Gesteinskörner ein alkalireiches Gel (Abbildung 28, oben rechts), das bei Kontakt mit $\text{Ca}(\text{OH})_2$ quellfähig wird [98][107][109]. Liegen die reaktiven Bestandteile im Korninneren vor, so kann sich nach Eindringen von Na^+ und K^+ -Ionen im Inneren des Gesteinskorns ein niedrigviskoses, alkalireiches Gel bilden, das aufgrund des fehlenden

Calciums keinen nennenswerten Quelldruck aufbaut. Durch Konzentrationsunterschiede kann es allerdings mit der Zeit zum Aufbau eines osmotischen Druckes kommen, der bei Überschreitung der Zugfestigkeit des Gesteinskorns zu einem Aufreißen des Korns führt. Durch Einbindung von Ca^{2+} -Ionen aus der umgebenden Porenlösung bildet sich anschließend innerhalb des Risses ein calciumhaltiges, quellfähiges Gel, das den Riss nach und nach auffüllt (Abbildung 28, unten rechts) [98][107][109].

Fall A:

Gleichmäßige, oberflächennahe Verteilung alkali-empfindlicher Kieselsäurebestandteile
(beispielsweise bei Opal)



Fall B:

Im Korninneren vorliegende reaktive Bestandteile
(beispielsweise bei Grauwacke)

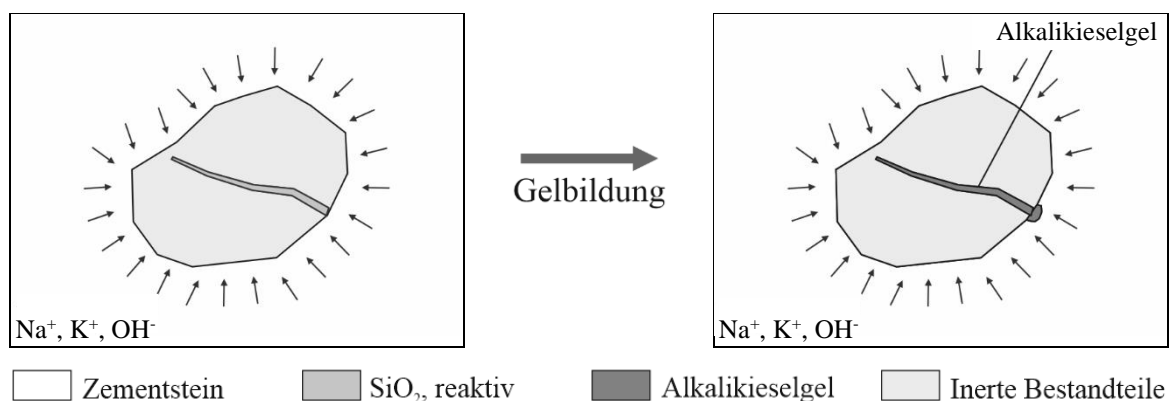


Abbildung 28: Bildung eines quellfähigen Alkalikieselgels (schematisch) [3][50][98]

Die genaue Zusammensetzung der bei einer AKR entstehenden Gele kann stark variieren. Anhand der Analyse von mehr als 100 Alkalikieselgelen geben Freyburg und Berninger [43] die durchschnittliche Gelzusammensetzung mit rund 4,3% Na_2O , 11,6% K_2O , 27,5%

CaO und 56,6% SiO₂ an [71][107]. Die Zusammensetzung quellfähiger Alkalikieselgele wurde von Mansfeld [71] untersucht und ist als Dreistoffdiagramm in Abbildung 29 dargestellt.

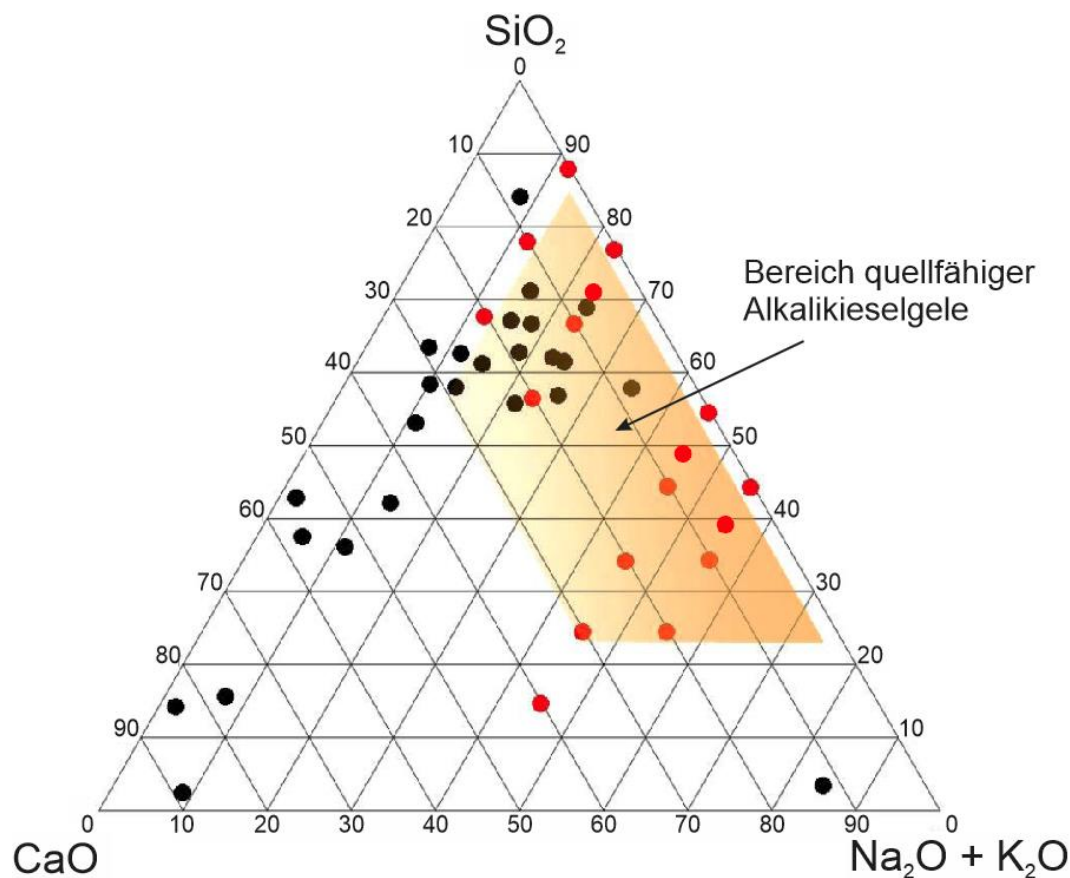


Abbildung 29: Bereich quellfähiger Alkalikieselgele [71]

Da natrium- und kaliumhaltige Gele ein vergleichbares Quellvermögen aufweisen, sind sie im Dreistoffdiagramm gemeinsam (als Summe aus Na₂O + K₂O) aufgetragen. Eine Umrechnung anhand des Verhältnisses der Molmassen zum sogenannten Na₂O-Äquivalent (Na₂O_{äq.}, Gleichung 2.6-5) erfolgt in dieser Darstellung nicht [71].

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{äq.}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \cdot \text{K}_2\text{O} \quad (\text{Gleichung 2.6-5})$$

Neben den am häufigsten vorkommenden Alkalien Natrium und Kalium zählt auch Lithium zur Gruppe der Alkalimetalle. Das Verhalten von Lithium hinsichtlich einer AKR wird in der Literatur allgemein positiv beurteilt, wengleich unterschiedliche Theorien zur Wirkungsweise vorliegen (Bildung stabilerer, nicht quellfähiger Gele/ Bildung einer Schutzschicht aus Li₂SiO₃-Kristallen und lithiumhaltigem Gel auf der Oberfläche der

Gesteinskörnung/ Reduktion der SiO_2 -Löslichkeit in Lithiumhydroxid). Eine präventive Zugabe von Lithium zum Frischbeton kann zwar dazu beitragen, Dehnungen infolge einer AKR zu begrenzen, ein großflächiger Lithiumeinsatz ist bei Straßenbetonen jedoch aus wirtschaftlichen Gründen nicht umsetzbar [36][46][107][111].

In Laboruntersuchungen konnte eine nachträgliche Lithiumbeaufschlagung kleinformatiger Probekörper den Fortschritt einer AKR verlangsamen. An Versuchsstrecken wurde die positive Wirkung von Lithium bisher aber nicht nachgewiesen, die Eindringtiefen nachträglich applizierter Lithiumverbindungen waren äußerst gering [36][111][113].

2.6.4 Entwicklung einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion

2.6.4.1 Entstehung von Rissen

Die Bildung von Alkalikieselgel durch eine AKR ist nicht per se mit einer Schädigung des Betons gleichzusetzen. Ob es infolge einer AKR zu einer Rissbildung kommt, hängt zunächst einmal von der Menge des quellfähigen Alkalikieselgels ab. Solange um das reaktive Gesteinskorn herum ausreichend Expansionsraum in Form von Kapillarporen, Luftporen oder Rissen zur Verfügung steht, wird dieser bei Wasseraufnahme zunächst mit Gel gefüllt, es entstehen nur sehr geringe Quelldrücke. Erst wenn die umgebenden Porenräume weitgehend mit Reaktionsprodukten gefüllt sind, bauen sich zunehmend Gefügespannungen auf, die bei Überschreitung der Zugfestigkeit zu ersten feinen Rissen in der Zementsteinmatrix führen. Diese Risse gehen in der Regel von reaktiven Gesteinskörnern aus und verlaufen strahlenförmig durch die Zementsteinmatrix (Abbildung 30). Makroskopisch sind zu diesem Zeitpunkt noch keine Anzeichen einer AKR zu erkennen [46][50][98][107].

Fall A:

Gleichmäßige, oberflächennahe Verteilung alkali-empfindlicher Kieselsäurebestandteile
(beispielsweise bei Opal)

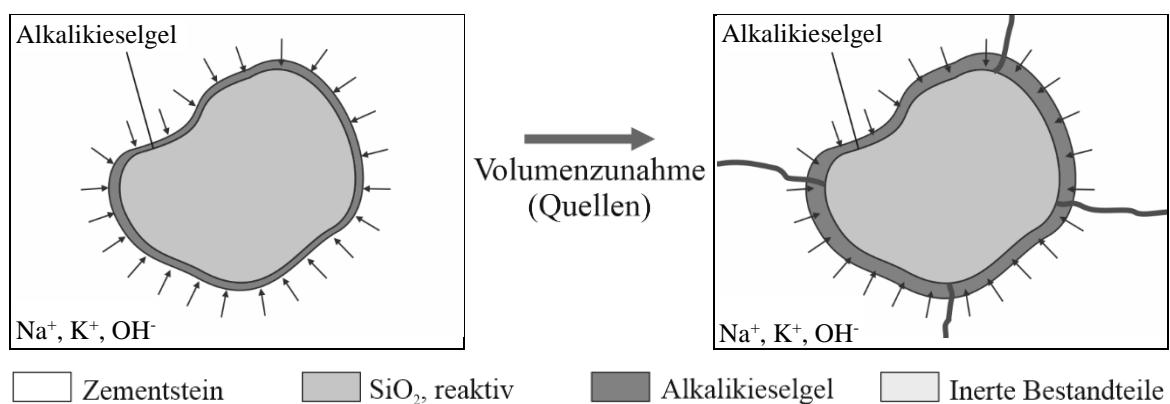


Abbildung 30a: Quellen des Alkalikieselgels, Rissbildung (schematisch) [3][50][98]

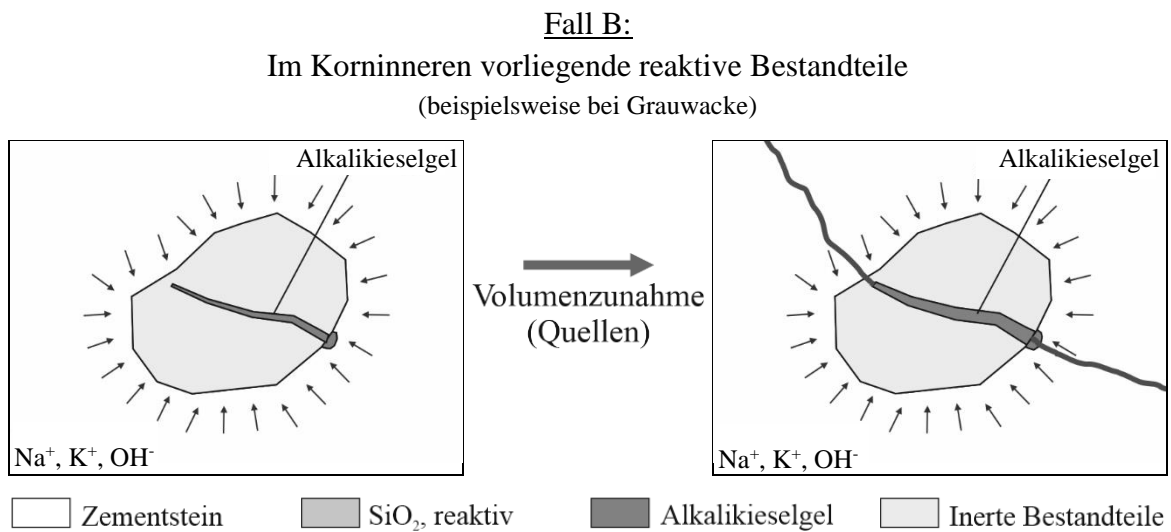


Abbildung 30b: Quellen des Alkalikieselgels, Rissbildung (schematisch) [3][50][98]

Mit fortschreitender Reaktion füllt das bedingt fließfähige Alkalikieselgel die entstandenen Risse und dadurch erschlossene Poren. Die Volumenzunahme des quellenden Gels führt schließlich zu einer messbaren Dehnung des Betons, gleichzeitig schreitet die Rissbildung aufgrund der inneren Verformungsbehinderung weiter voran. Neben der AKR können außerdem Frostbeanspruchung, Verkehr und lastunabhängige Beanspruchungen zu einer weiteren Rissbildung beitragen, wodurch nach und nach Steifigkeit, Festigkeit und Dichtigkeit des Betons reduziert werden. Risse können in den meisten Fällen also nicht eindeutig einer spezifischen Ursache zugeordnet werden [98][107].

Erste makroskopisch erkennbare Schäden infolge einer AKR treten bei Betonfahrbahndecken im Allgemeinen frühestens nach rund fünf bis sieben Jahren [R 12], in den meisten Fällen erst nach acht bis fünfzehn Jahren auf [46][69]. An der Oberfläche zeigen sich im Frühstadium Verfärbungen im Bereich der Querfugen und Fugenkreuze, teilweise auch im Bereich der Längsfugen. Die zunehmende Rissbildung im Gefüge zeichnet sich nach und nach anhand mehr oder weniger stark vernetzter Risse auf der Oberfläche ab (vgl. Abs. 2.5 und Abs. 2.8). Mit weiterem Reaktionsfortschritt können zudem gerichtete Risse in Rüttelgassen, am Plattenrand oberhalb der Querkraftdübel und parallel zu den Fugen beziehungsweise tangential in den Eckbereichen auftreten. Besonders im Bereich der Querfugen und Plattenecken ist die Rissbildung häufig stärker ausgeprägt als in Plattenmitte. Durch die stetigen Überrollungen des Schwerverkehrs können schließlich Eck- und Kantenschäden in Form teils großflächiger Abbrüche resultieren, die zu einem (lokalen) Substanzverlust und Verschotterung führen können [69][98][107][110][R 12].

In seltenen Fällen kann an der Betonoberfläche ausgetretenes Alkalikieselgel beobachtet werden, das zunächst klar und dickflüssig ist. Nach Reaktion mit CO_2 entsteht Alkalicarbonat. In der Regel wird Alkalikieselgel bei Betonfahrbahndecken jedoch erst ab einer Tiefe von rund 5 cm vorgefunden. Liegen reaktive Gesteinskörner nahe an der Betonoberfläche, können Abplatzungen des Betons (sogenannte Pop-Outs) resultieren [107][113].

Auch wenn die Ursache von Verfärbungen (an den Plattenrändern, teilweise auch um die Rissflanken) bislang nicht geklärt ist, stellen diese im eigentlichen Sinn keinen Schaden dar. Vielmehr sind sie ein indirektes Schadensmerkmal, das häufig in Kombination mit einer AKR zu beobachten ist. Neuere Erkenntnisse deuten darauf hin, dass es sich bei den verfärbten Bereichen um Teilbereiche mit erhöhter Wassersättigung handelt. Weise [117] geht davon aus, dass die verstärkte Rissbildung in den Fugenbereichen zu einer erhöhten Wasseraufnahme des ansonsten vergleichsweise dichten Straßenbetons beiträgt, wodurch dieser an der Oberfläche dunkler erscheint.

2.6.4.2 Vermeidung einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion

Aufgrund der in den 1960er und 1970er Jahren in Deutschland aufgetretenen AKR-Schäden wurde bereits 1974 eine erste, vorläufige „Alkali-Richtlinie“ des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) erarbeitet. Diese berücksichtigte die seit Mitte der 1960er Jahre aufgetretenen AKR-Schäden mit Gesteinskörnungen aus den eiszeitlichen Ablagerungsgebieten Norddeutschlands. 1980 folgten durch den Erlass 92/80 der staatlichen Bauaufsicht ähnliche Festlegungen in der DDR. Als in den Folgejahren weitere Gesteinskörnungen in den Verdacht gerieten, alkaliempfindlich zu sein, wurde die Alkali-Richtlinie 1992 überarbeitet, wobei vor allem die darin behandelten Gesteinskörnungen um gebrochene Körnungen erweitert wurden [46][107].

Zunächst waren in der Alkali-Richtlinie nur die schnell reagierenden Gesteinskörnungen (Opalsandstein, Flint, Kieselkreise) enthalten. Erst durch die Fassung von 1997 wurden Regelungen für präkambrische Grauwacke aus der Lausitz als langsam/ spät reagierende Gesteinskörnung aufgenommen. Hierzu wurde die Nebelkammerprüfung als Prüfmethode eingeführt [107]. Nachdem vermehrt Schäden an Betonfahrbahndecken auftraten, die etwa zu Beginn der 1990er Jahre mit anderen langsam/ spät reagierenden Gesteinskörnungen hergestellt worden waren, folgte 1998 erstmals eine Beschränkung des Alkaligehaltes [69]: Durch das ARS 18/1998 wurde das Na_2O -Äquivalent des Zements bei Verwendung alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen für Portlandzemente auf 1,0 M.-% begrenzt [R 1]. Hauptgrund für diese Einschränkung war allerdings nicht die Vermeidung AKR-bedingter Schäden sondern die Verringerung hygrischer Verformungen des Straßenbetons [98][102]. Die Begrenzung des Na_2O -Äquivalentes wurde mit der ZTV Beton-StB 01 auf die übrigen Zementarten erweitert [78][R 23].

Nachdem 1997/98 vereinzelte Schäden mit gebrochenen Kiesen aus dem Bereich des Oberrheins aufgetreten waren, folgte 1999 eine „Vorläufige Empfehlung des DAfStb zur Vermeidung möglicher schädigender Alkalireaktionen bei Verwendung von Kies-Splitt und Kies-Edelsplitt des Oberrheins als Betonzuschlag“ [83][R 7].

Durch ARS 15/2005 wurde das zulässige Na_2O -Äquivalent für Portlandzemente auf 0,80 M.-% abgesenkt und eine gutachterliche Bewertung der Betonzusammensetzung gefordert [R 2][69]. 2006 folgten mit dem ARS 12/2006 zusätzliche Regelungen für den Bau von Betonfahrbahndecken, bei denen die Verwendung schnell reagierender Gesteinskörnungen ausgeschlossen, der Einsatz langsam/ spät reagierender Gesteinskörnungen aber unter bestimmten Auflagen erlaubt wurde [R 4]. Unter anderem waren für die zu verwendenden Gesteinskörnungen und die Betonzusammensetzungen Gutachten hinsichtlich der Alkaliempfindlichkeit einzuholen. Diese Regelungen wurden später in die überarbeitete TL Beton-StB 07 eingearbeitet [78][107][R 16].

Im Februar 2007 erschien dann eine geänderte Fassung der Alkali-Richtlinie, in der unter anderem neue Alkaliempfindlichkeitsklassen (E I-S: unbedenklich; E III-S: bedenklich) für gebrochene, alkaliempfindliche Gesteinskörnungen eingeführt wurden. Gleichzeitig wurde für Betonfahrbahndecken eine eigene Feuchteklasse WS („feucht + Alkalizufuhr von außen + starke dynamische Beanspruchung“) geschaffen. Mit der ersten Berichtigung (April 2010) wurde die Feuchteklasse WS dann wieder aus der Alkali-Richtlinie entnommen, die entsprechenden Regelungen für Betonfahrbahndecken wurden in die einschlägigen Regelwerke (ZTV/TL/TP Beton-StB) verlagert [120][R 6][R 16][R 17][R 24].

Durch die zweite Berichtigung der Alkali-Richtlinie (April 2011) wurden Kiese und gebrochene Kiese aus dem mitteldeutschen Raum in die Richtlinie aufgenommen. In der erneut überarbeiteten Fassung der Alkali-Richtlinie (Oktober 2013) wurde neben der Feuchteklasse WS auch die Kategorisierung der Gesteinskörnungen in drei Stufen („I = unbedenklich“, „II = bedingt brauchbar“ und „III = bedenklich“) gestrichen. Die neue Alkali-Richtlinie sieht stattdessen drei Alkaliempfindlichkeitsklassen, jeweils mit Zusatzbezeichnungen, vor [120][R 8]:

- E I (ohne oder mit Zusatzbezeichnung O und OF oder S):
Gesteinskörnungen, für die keine vorbeugenden Maßnahmen erforderlich sind;
- E II (nur mit Zusatzbezeichnung O und OF):
Gesteinskörnungen, für die gegebenenfalls vorbeugende Maßnahmen erforderlich sind;
- E III (nur mit Zusatzbezeichnung O und OF oder S):
Gesteinskörnungen, für die gegebenenfalls vorbeugende Maßnahmen erforderlich sind.

Die Zusatzbezeichnungen O, F und S bedeuten:

- O: Gesteinskörnungen mit Opalsandstein einschließlich Kieselkreide
- F: Gesteinskörnungen mit Flint
- S: weitere Gesteinskörnungen.

Insgesamt listet die Alkali-Richtlinie nun folgende Gesteinskörnungen mit Treibpotential auf [120][R 8]:

- Opalsandstein/ Kieselkreide
- Flint
- Gebrochene Grauwacke
- Gebrochener Rhyolith (Quarzporphyr)
- Rezyklierte Gesteinskörnung
- Gebrochene Kiese des Oberrheins
- Kiese und gebrochene Kiese aus dem mitteldeutschen Raum.

Straßenbetone in Feuchtklasse WS sind über die TL Beton-StB 07 [R 16] und das zwischenzeitlich eingeführte ARS 4/2013 [R 6] geregelt [69]. Hierin ist festgelegt, dass ein von der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) beziehungsweise dem Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI, ehemals BMVBS) zugelassener Gutachter grundsätzlich die Eignung der Gesteinskörnungen beziehungsweise der daraus hergestellten Betone bestätigen muss. Hierzu gibt das ARS drei verschiedene Nachweisverfahren vor [9][48][R 6]:

- Verfahren V1: AKR-Performance-Prüfung
Gutachten für eine konkrete Betonrezeptur
- Verfahren V2: WS-Grundprüfung
der groben Gesteinskörnung ($d \geq 2$ mm)
- Verfahren V3: WS-Bestätigungsprüfung
auf Grundlage einer bestandenen AKR-Performance-Prüfung (V1)
oder WS-Grundprüfung (V2)

Grobe Gesteinskörnungen ($d \geq 2$ mm) beziehungsweise Betonrezepturen, die sich nach den Verfahren V1 oder V2 als unbedenklich / geeignet erweisen, werden von der BASt in einer sogenannten „AKR-Positivliste“ [19] geführt. Detaillierte Ausführungen zu den drei Nachweisverfahren sind dem ARS 4/2013 [R 6] zu entnehmen.

2.7 Einflüsse auf den Fortschritt einer AKR

2.7.1 Übersicht möglicher Einflüsse auf den Fortschritt einer AKR in-situ

Betonfahrbahndecken unterliegen in-situ stetig veränderlichen Einflüssen und Randbedingungen, die sich mehr oder weniger stark auf den Fortschritt einer AKR auswirken können. Neben der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung und dem Gehalt in der Porenlösung gelöster Alkalien, die Grundvoraussetzung einer AKR sind, hängt der Reaktionsfortschritt von weiteren Parametern ab, die sich in unterschiedlichem Umfang einzeln, vor allem aber in ihrer Kombination auf den Reaktionsfortschritt auswirken können.

Diese Einflüsse lassen sich prinzipiell in vier Kategorien einteilen und umfassen unter anderem die in Tabelle 4 aufgeführten materialspezifischen, konstruktiven, herstellungs- und nutzungsbedingten Parameter [69][107][115].

Tabelle 4: Übersicht möglicher Einflüsse auf den Fortschritt einer AKR in-situ

Materialspezifisch	Konstruktiv
<u>Gesteinskörnung:</u> <ul style="list-style-type: none"> Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung, in Abhängigkeit der Gesteinsart und Herkunft (Mineralogische Zusammensetzung, Lagerstätte/ Abbauhorizont) Aufbereitung (gebrochen/ ungebrochen) Korngröße und Granulometrie <u>Zement:</u> <ul style="list-style-type: none"> Zementart und Mahlfeinheit Alkaligehalt <u>Beton:</u> <ul style="list-style-type: none"> Zementgehalt Wassermenge Porosität (Betonzusatzmittel und Zusatzstoffe) 	<u>Fahrbahnaufbau:</u> <ul style="list-style-type: none"> Bauweise (einschichtig-zweilagig, zweischichtig) Dicke der Betondecke Oberflächentextur Art und Steifigkeit der Tragschicht Längs-/ Querneigung Entwässerung des Unterbaus <u>Topographie/ Lage:</u> <ul style="list-style-type: none"> Höhenlage der Fahrbahndecke (Geländehöhe/ Einschnitt/ Anschnitt/ Damm) Grundwasserverhältnisse Frostzone
Herstellungsbedingt	Nutzungsbedingt
<u>Witterungsbedingungen:</u> <ul style="list-style-type: none"> Frischbetontemperatur Lufttemperatur bei Herstellung und Temperaturentwicklung Sonneneinstrahlung <u>Sonstiges:</u> <ul style="list-style-type: none"> Art und Dauer der Nachbehandlung 	<u>Einwirkungen:</u> <ul style="list-style-type: none"> Verkehrsbeanspruchung Anzahl der Frost-Tauwechsel <u>Betrieb und Instandhaltung:</u> <ul style="list-style-type: none"> Art und Menge der verwendeten Taumittel Fugenzustand und Instandhaltung

Voland [115] stellt diese Übersicht der Einflussfaktoren graphisch dar und unterteilt noch einmal hinsichtlich Bauteilwiderstand und äußeren Einwirkungen (Abbildung 31).

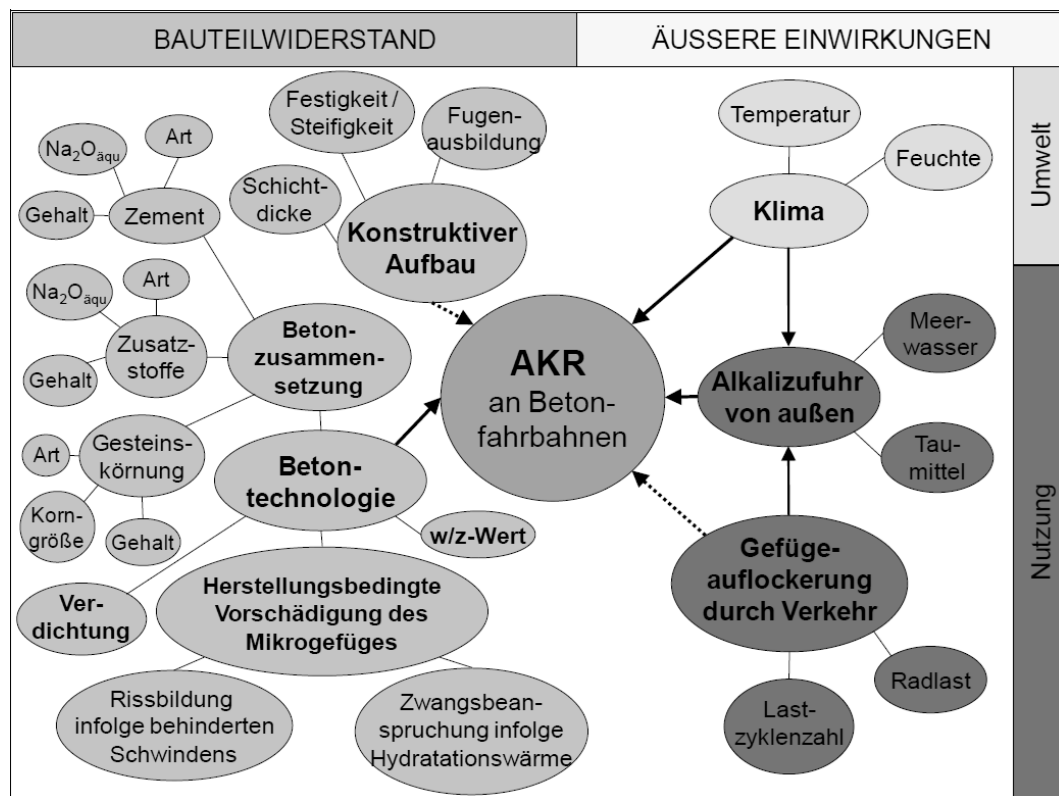


Abbildung 31: Einflussfaktoren auf eine AKR bei Betonfahrbahndecken nach [115]

Bei den bisher in der Literatur dokumentierten Erkenntnissen zum Einfluss unterschiedlicher Parameter auf den Fortschritt einer AKR handelt es sich in der Regel um Einzelbetrachtungen aus Laborversuchen. Wie sich die einzelnen Parameter in ihrer Kombination bei Straßenbetonen aber tatsächlich auf die Entwicklung AKR-spezifischer Schadensmerkmale auswirken, ist weitgehend unbekannt. Von besonderem Interesse sind vor allem die Wechselwirkungen zwischen den in-situ auftretenden Beanspruchungen, der Degradation des Betons, dem Reaktionsfortschritt und der Ausprägung damit zusammenhängender Schadensmerkmale [98][115].

2.7.2 Materialspezifische Einflüsse

2.7.2.1 Gesteinskörnung

Die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung ist Grundvoraussetzung einer AKR. Ausschlaggebend für die Alkaliempfindlichkeit einer siliziumhaltigen Gesteinskörnung ist der Kristallisationsgrad der enthaltenen Kieselsäure (vgl. Abs. 2.6.2), da die Löslichkeit mit abnehmendem Kristallisationsgrad zunimmt (Abbildung 32) [89][115].

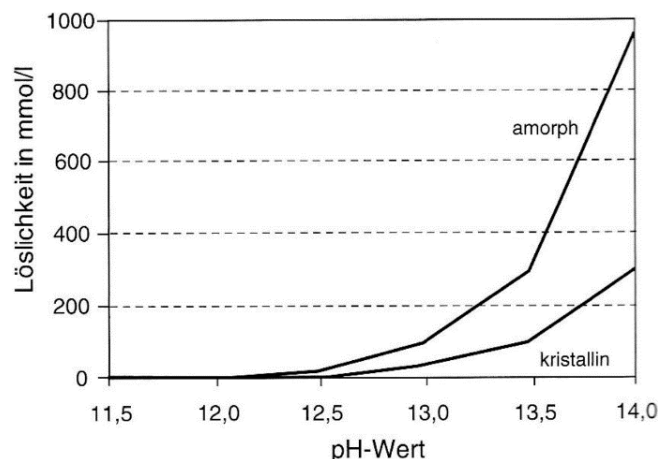


Abbildung 32: Löslichkeit von amorpher und kristalliner Kieselsäure in Abhängigkeit des pH-Wertes [107]

Während schnell reagierende Gesteine, die im Wesentlichen amorphe Kieselsäure enthalten, im Betonstraßenbau generell nicht eingesetzt werden, kommt den langsam/ spät reagierenden Gesteinskörnungen hinsichtlich einer AKR große Bedeutung zu [46][69][98][107]. Bedingt durch ihre Entstehung unterscheiden sich diese Gesteinsarten von Vorkommen zu Vorkommen. Die mineralogische Zusammensetzung variiert zum Teil sogar innerhalb einer Lagerstätte deutlich, wodurch eine Gesteinskörnung unterschiedliche SiO_2 -Formen enthalten kann [69][89]. Für den Ablauf einer betonschädigenden AKR reicht es häufig schon aus, wenn einzelne Anteile des Gesteinskörnungsgemisches alkaliempfindlich sind. Dies gilt vor allem für Kiese, die in aller Regel aus unterschiedlichen Gesteinsarten zusammengesetzt sind. Ein pauschaler Ausschluss bestimmter (langsam/ spät reagierender) Gesteinsarten ist weder bei Hartgesteinssplitten noch bei Lockergesteinen zielführend [109], sodass jede einzelne dieser Gesteinskörnungen (≥ 2 mm) hinsichtlich ihrer Alkaliempfindlichkeit beurteilt werden muss (vgl. Abs. 2.6.4.2) [R 6].

Neben der Art und Herkunft beziehungsweise der mineralogischen Zusammensetzung der Gesteinskörnung hängt der Fortschritt einer AKR aber auch von der Granulometrie des Gesteinskörnungsgemisches ab. Hinsichtlich der Korngröße stellte Stanton schon 1940 in seinen Untersuchungen an Mörteln und Betonen fest, dass die größten Dehnungen bei Gesteinskörnungen mittlerer Korngröße auftreten [105]. Dieser sogenannte Pessimum-Effekt wurde später vielfach bestätigt, wobei sich in Abhängigkeit der Gesteinsart jeweils unterschiedliche Fraktionen pessimal verhalten [33][66][80][81][87][110]. Bei amorphen Gesteinskörnungen wurde zudem ein Pessimum-Effekt in Abhängigkeit des Zugabeanteils beobachtet [52][72][76][89][107]. Bei langsam/ spät reagierenden Gesteinskörnungen tritt dieser Pessimum-Effekt jedoch nicht ein, die Dehnungen steigen mit zunehmendem Gehalt alkaliempfindlicher Bestandteile an [89][104][107].

2.7.2.2 Zement

Hinsichtlich einer AKR ist seitens des Zements insbesondere dessen Alkaligehalt maßgebend. Gleichzeitig ist zu unterscheiden, ob das betreffende Bauteil einer externen Alkalizufuhr unterliegt oder nicht. Werden dem Beton nach Herstellung keine weiteren Alkalien zugeführt, steht der Gesteinskörnung für eine AKR nur eine begrenzte Menge gelöster Alkalien zur Verfügung [69][107]. Bereits in der Gesteinskörnung enthaltene Alkalien sind in der Regel fest eingebunden. Jüngere Untersuchungen deuten aber daraufhin, dass feldspathaltige Gesteinskörnungen wie Rhyolithe und Granite anteilig enthaltene Alkalien freisetzen können [95]. Für natrium- und kaliumhaltige Feldspäte wurde die Freisetzung von Alkalien auch bereits in [122] beschrieben.

Von den Alkalien des Zementes, die im Na_2O -Äquivalent zusammengefasst werden, liegen nur rund 70 bis 75% in der Porenlösung gelöst vor und stehen für eine AKR zur Verfügung (Abbildung 33). Die restlichen 25% sind in den Klinkerphasen eingebunden [93][94].

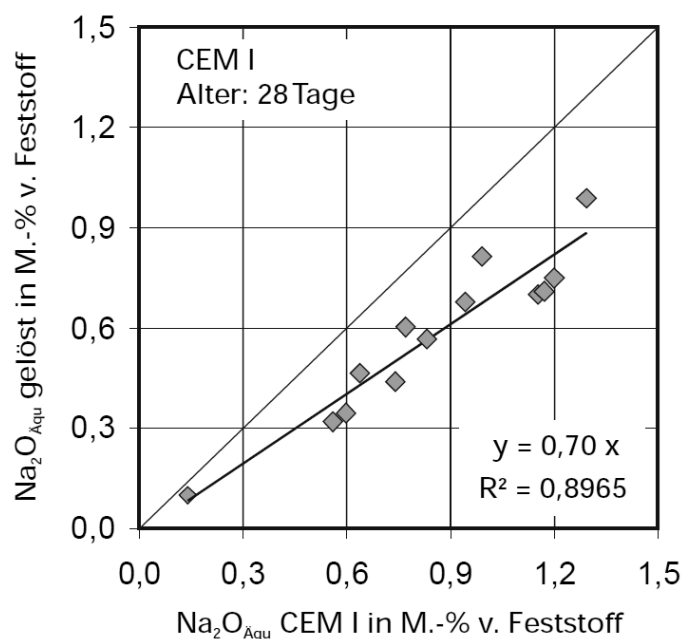


Abbildung 33: Anteil in der Porenlösung gelöster Alkalien, bezogen auf den Gesamtalkaligehalt des Portlandzements ($w/z=0,50$, Alter 28 Tage) [94]

Neben dem Alkaligehalt des Zementes ist aber auch der Zementgehalt des Betons ausschlaggebend dafür, wie viele Alkalien für eine AKR zur Verfügung stehen. Beide Parameter entscheiden maßgeblich über den Gesamtalkaligehalt des Betons [65][107][110]. Im Allgemeinen ist ab einem Gesamtalkaligehalt von $3,0 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_{\text{aq}}$ von einem erhöhten AKR-Risiko auszugehen [31][66][67][110]. Werden dem Beton während der Nutzungsdauer Alkalien aus externen Quellen zugeführt (beispielsweise durch Taumittelzufuhr), ist

der Gesamtalkaligehalt aus den Betonausgangsstoffen eher als Grundalkaligehalt zu verstehen. Eine AKR kann auch bei Unterschreitung dieses kritischen Grundalkaligehaltes von $3,0 \text{ kg/m}^3$ nicht vermieden werden. Mit der Zeit steigt der Alkaligehalt des Betons kontinuierlich an, wodurch die externe Alkalizufuhr den Einfluss des Grundalkaligehaltes zunehmend überdeckt. Niedrige Grundalkaligehalte können eine AKR bei externer Alkalizufuhr und alkaliempfindlicher Gesteinskörnung demnach nur hinauszögern, Schäden aber nicht zuverlässig vermeiden [9][46][74][106].

2.7.2.3 Wasserzementwert und Porosität

Der Permeabilität des Betons kommt bei einer externen Alkalizufuhr aufgrund des begrenzten Grundalkaligehaltes eine große Bedeutung zu. Seitens der Betonzusammensetzung ist dementsprechend der Wasserzementwert von besonderem Interesse, da er die Porosität und damit auch die Permeabilität des Betons entscheidend beeinflusst [100][107][115].

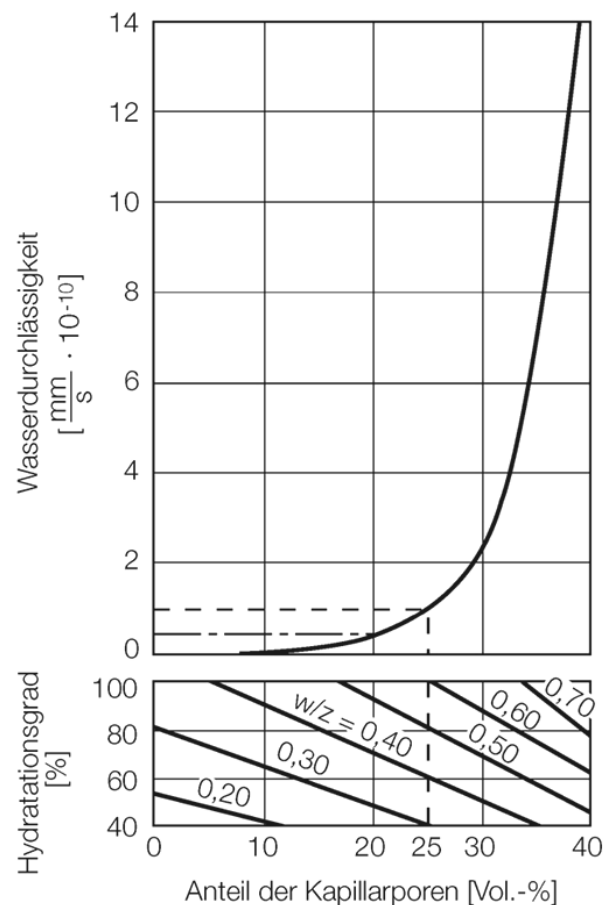


Abbildung 34: Wasserdurchlässigkeit von Zementstein in Abhängigkeit der Kapillarporosität nach Powers [85], ergänzt um den Zusammenhang zwischen Kapillarporenanteil, Wasserzementwert und Hydratationsgrad [84][114]

Vor allem die Kapillarporen dienen im Festbeton als Transportwege und ermöglichen die Diffusion der an der Reaktion beteiligten Na^+ -, K^+ -, Ca^{2+} - und OH^- -Ionen zu den reaktiven Gesteinskörnern. Kapillarporen entstehen, wenn im Frischbeton mehr Wasser enthalten ist, als für eine vollständige Hydratation des Zements benötigt wird. Theoretisch ist dazu ein Wasserzementwert von 0,38 erforderlich. Praktisch verbleiben die Zementkerne teilweise unhydratisiert, wodurch ein kapillarporenfreier Beton erst unterhalb eines Wasserzementwerts von 0,36 erreicht wird (Abbildung 34) [64][107][115]. Für die Verarbeitbarkeit wird dem Straßenbeton jedoch mehr Wasser zugegeben, wodurch der Kapillarporengehalt bei – im Betonstraßenbau üblichen – Wasserzementwerten von 0,38 bis 0,45 bis zu rund 12,0 Vol.-% beträgt (Abbildung 34) [35][37][48].

Aus dem Verlauf der Wasserdurchlässigkeitskurve in Abbildung 34 (oben) kann überschlägig abgelesen werden, dass eine Intensivierung der kapillar aufgenommenen Wassermenge erst ab einem Kapillarporenanteil von rund 25 Vol.-% ($w/z \approx 0,60$) zu erwarten ist, da das Kapillarporensystem dann weitgehend verbunden ist. Gelporen, Schrumpfporen und Verdichtungsporen wirken sich dagegen nahezu nicht auf die Transportvorgänge aus. Künstlich eingeführte Mikroluftporen können den Kapillartransport sogar reduzieren, da sie das Kapillarporensystem unterbrechen [68][115][121].

Neben der Begrenzung der Transportvorgänge kann eine Verringerung des Wasserzementwertes hinsichtlich einer AKR aber auch nachteilig sein. Durch die damit einhergehende Erhöhung der Alkalität der Porenlösung steigt die Löslichkeit der Kieselsäure (vgl. Abbildung 32), wodurch eine AKR beschleunigt werden kann. Gleichzeitig stellt sich bei niedrigen Wasserzementwerten ein spröderes Materialverhalten des Betons ein, wodurch eine Rissbildung begünstigt wird [63][74][107][115].

2.7.3 Herstellungsbedingte Einflüsse

Die Frischbetontemperatur, die Lufttemperatur sowie die Sonneneinstrahlung beeinflussen zusammen mit der Hydratationswärmeentwicklung die resultierende Nullspannungstemperatur einer Betonfahrbahndecke und wirken sich damit auf die Höhe der lastunabhängigen Beanspruchungen aus (vgl. Abs. 2.4.1) [7][41][98][100][101][103].

Zur Bewertung des Einflusses der Temperaturverhältnisse bei Betonherstellung auf die Entwicklung des Streckenzustands untersuchte Sievering [98] unter anderem die Rissbildung an Betonfahrbahndecken in-situ. Dabei stellte er fest, dass die Rissöffnungsflächen untereinander vergleichbarer Streckenabschnitte tendenziell zunahmen, wenn der Beton einbau bei einer Lufttemperatur oberhalb von rund 15°C bis 20°C erfolgte (Abbildung 35) [16][18][98]. Die Bezeichnungen B1 bis B6 stehen in dieser Darstellung für die jeweils

enthaltenen Gesteinskörnungen, verbundene Datenpunkte enthalten die gleiche Gesteinskörnung (Gesteinsart und Lagerstätte) [98].

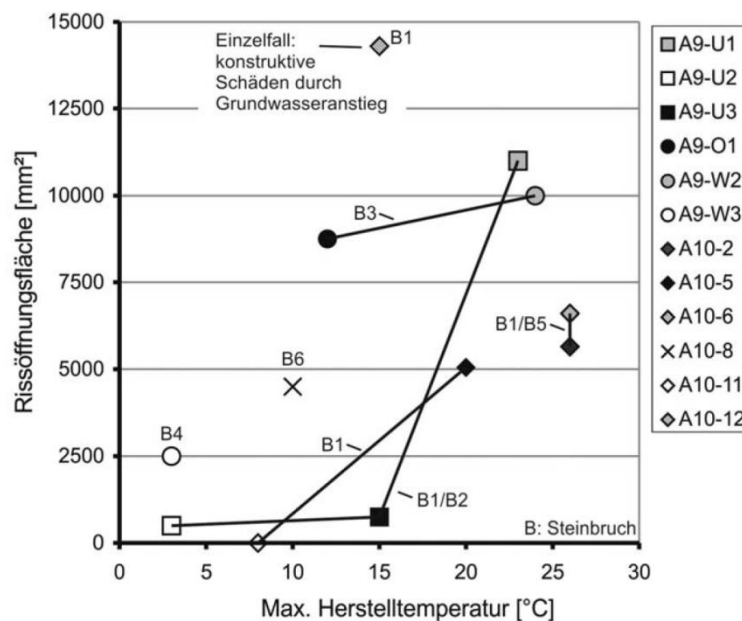


Abbildung 35: Zusammenhang zwischen Lufttemperatur bei Betonherstellung und Rissöffnungsfläche. Verbundene Datenpunkte stellen Streckenabschnitte mit gleicher Gesteinskörnung dar (gleiche Gesteinsart und Lagerstätte) [98]

Neben hohen Herstelltemperaturen kann auch eine unzureichende Nachbehandlung zu einer Vorschädigung des Betons beitragen. Besonders im Sommer ist der Beton vor Austrocknung zu schützen, um eine übermäßige Schwindrissbildung zu verhindern. Hierzu werden in der Regel paraffinhaltige Nachbehandlungsmittel aufgesprüht, die ein Verdunsten des Wassers vermeiden. Gleichzeitig sollte eine stärkere Aufheizung der Betonoberfläche infolge von Sonneneinstrahlung innerhalb der ersten rund 24 Stunden vermieden werden, um die Temperaturentwicklung – und damit auch die Höhe der eingepprägten Nullspannungstemperatur – zu reduzieren. Dies geschieht in der Regel durch eine weiße Pigmentierung der verwendeten Nachbehandlungsmittel oder eine zusätzliche Verschattung [35] [R 19]. Die Effektivität einer solchen Nachbehandlung hinsichtlich der Vermeidung von Rissen infolge thermischer Beanspruchungen und Austrocknung der jungen Betondecke wurde in [51] dargestellt, wobei als optimales Zeitfenster für den Betoneinbau aufgrund der Hydratationswärmeentwicklung die Zeit zwischen vierzehn Uhr und zwei Uhr angegeben wurde [51][115].

2.7.4 Nutzungsbedingte Einflüsse

Als wesentliche nutzungsbedingte Einflüsse auf den Schadensfortschritt einer AKR können die externe Alkalizufuhr durch Einsatz von NaCl als Taumittel sowie die Verkehrsbeanspruchung angesehen werden. Eine in der Regel untergeordnete, in einigen Fällen aber maßgebliche Rolle spielt die gewissenhafte Instandhaltung der Fahrbahndecke, einschließlich der regelmäßigen Fugenpflege. Verschmutzungen und Bewuchs der Fugen sollten stets vermieden, undichte Fugen ausgebessert werden. Vor allem unter die Betondecke gelangendes Wasser kann durch die ständigen Überrollungen zu Hohllagen unterhalb der Decke führen, wodurch die Verkehrsbeanspruchung gerade im Bereich des Plattenrandes und der Ecken weiter intensiviert wird. Alkalihaltige Taumittel können im Falle undichter Fugen zudem auch seitlich von der Fugenflanke sowie von der Deckenunterseite in den Beton eindringen, wodurch die Alkaliaufnahme beschleunigt wird [35][37].

2.7.4.1 Verkehrsbeanspruchung

Die infolge der Achsübergänge des Schwerverkehrs mit hoher Frequenz wiederkehrende zyklische Verkehrsbeanspruchung führt in Überlagerung mit längerfristig veränderlichen hygri-schen und thermischen Beanspruchungen zu einer Vorschädigung des Betons, die an den Plattenrändern und -ecken stärker ausgeprägt ist als in Plattenmitte (vgl. Abs. 2.4.2) [37][46][98][107][115][118].

Während sich die Transportvorgänge im ungeschädigten Straßenbeton aufgrund der vergleichsweise niedrigen Wasserzementwerte auf die Betonrandzone beschränken, erhöht sich die Permeabilität im zyklisch vorgeschädigten Beton infolge der Mikrorissbildung stetig. Der Einfluss von Wasserzementwert und Porosität auf den Fortschritt einer AKR kann daher mit zunehmender Vorschädigung des Betons durch lastabhängige und lastunabhängige Beanspruchungen überdeckt werden [14][17][47][63][77][88][98].

2.7.4.2 Externe Alkalizufuhr

Auf Straßenverkehrsflächen kommen in Deutschland als Taumittel in der Regel Feuchtsalze zum Einsatz, die aus trockenem Steinsalz (Feststoff) und Salz-Sole (Lösung) zusammengesetzt werden. Da Feuchtsalze leichter und gleichmäßiger auf der Fahrbahnoberfläche verteilt werden können und besser anhaften, lassen sich erheblich geringere Streu- und Verwehungsverluste erzielen als bei Trockenstreuung [46][53][73][107].

Die seit Anfang der 1990er Jahre verwendeten FS30-Feuchtsalze (zusammengesetzt aus 70% Feststoff und 30% Sole) bestehen in der Regel aus Natriumchlorid (NaCl) [54]. Bei überfrierender Nässe oder bei tiefen Temperaturen können dem Feuchtsalz aber auch Magnesiumchlorid (MgCl₂) oder Calciumchlorid (CaCl₂) zugesetzt werden, um die Auftauwirkung zu verbessern. Die Lösungskonzentration der eingesetzten Sole variiert in

Abhängigkeit der Salzart (NaCl-Sole (21 bis 23 M.-%), CaCl₂-Sole (20 bis 21 M.-%), MgCl₂-Sole (17,5 M.-%)) [46][49][53][73][107].

Bei hoher Verkehrsdichte, präventivem Taumittel Einsatz und trockenen bis mattsfeuchten Fahrbahnoberflächen kann auch eine reine Solestreueung (FS100) erfolgen, wodurch verbesserte Streuwirkungen bei geringerem Taumittel Einsatz erreicht werden können [54]. Die eingesetzte Taumittelmenge kann allerdings nicht beliebig reduziert werden [46][49]. Damit vorhandenes Eis schmelzen kann, muss der eutektische Punkt der jeweils eingesetzten Taumittelösung unterhalb der Temperatur des Eises liegen [46]. Die Tauwirkung einer Taumittelösung hängt also von der Lösungskonzentration ab und kann aus der zugehörigen Gefrier- und Löslichkeitskurve abgelesen werden [46][49]. Für die auf Bundesautobahnen eingesetzten Taumittelarten NaCl, CaCl₂ und MgCl₂ sind die jeweiligen Gefrier- und Löslichkeitskurven in Abbildung 36 dargestellt [46][49].

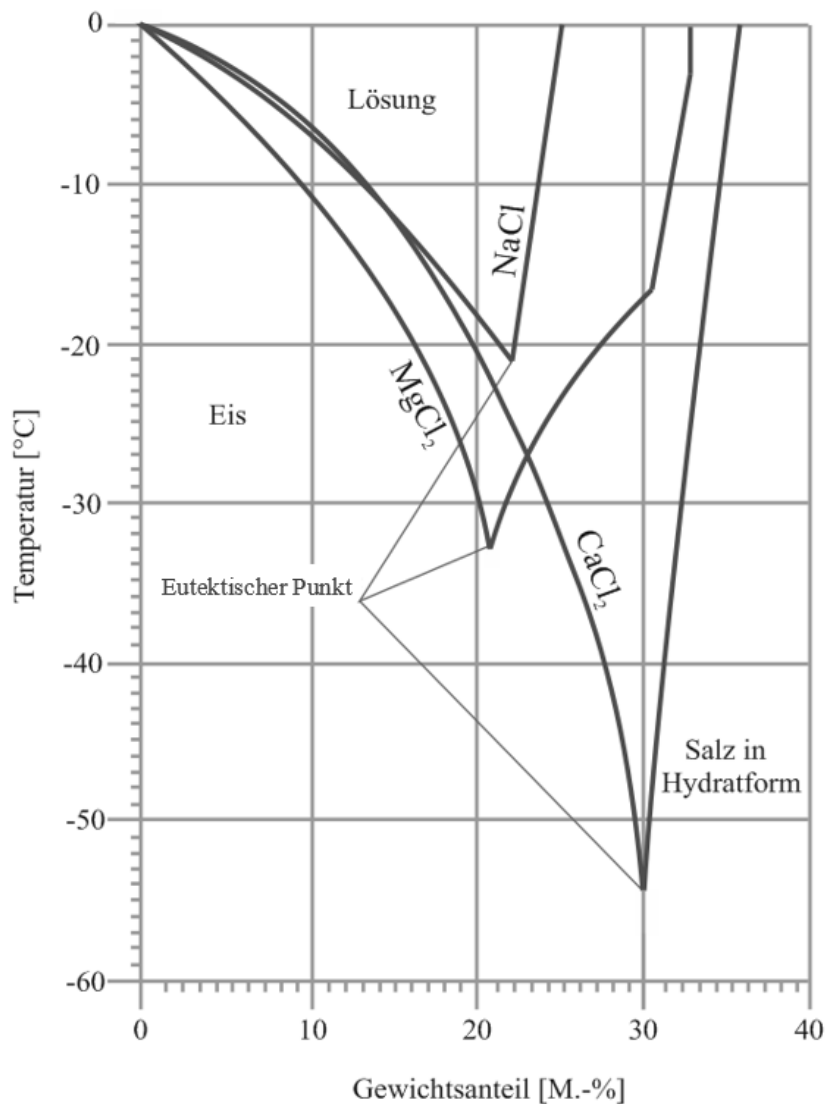


Abbildung 36: Gefrier- und Löslichkeitskurven von NaCl, CaCl₂ u. MgCl₂ in Wasser [49]

Mit sinkender Temperatur werden zunehmend höhere Lösungskonzentrationen nötig, um eine vereiste Fahrbahn aufzutauen. Bei -15°C wird mit rund 18 M.-% NaCl-Feststoff beispielsweise bereits rund sechsmal so viel Taumittel benötigt, wie bei -2°C (etwa 3 M.-%, abgelesen in Abbildung 36). Gleichzeitig dauert der Tauvorgang bei -15°C auch etwa dreimal so lange. Daher wird bei tiefen Temperaturen häufig präventiv gestreut, um einer Glatt-eisbildung vorzubeugen [46][49].

NaCl ist rein physikalisch bis zu einer Temperatur von -21°C einsetzbar (Abbildung 36), aufgrund von Streuverlusten sollte NaCl bei Trockenstreuung aber nicht unter -15°C eingesetzt werden. NaCl-Sole (FS100) kann bis etwa -8 bis -10°C verwendet werden [49]. Unterhalb dieser Temperaturen wird die Beimischung von CaCl_2 oder MgCl_2 nötig, die einen größeren Wirkungsbereich besitzen. Häufig werden daher beispielsweise FS30-Feuchtsalze mit 70% NaCl-Feststoff und 30% CaCl_2 - oder MgCl_2 -Sole eingesetzt, die bereits ab -6°C eine stark verbesserte Wirksamkeit (gegenüber NaCl-Feuchtsalz) aufweisen. Vereinfacht gilt: Je tiefer die Temperatur fällt, desto mehr NaCl muss durch CaCl_2 oder MgCl_2 substituiert werden [46][49][54][73].

Die in-situ tatsächlich eingesetzte Taumittelart und -kombination, die Häufigkeit der Winterdiensteneinsätze und die dabei aufgebrauchten Mengen der jeweiligen Taumittel variieren stark zwischen den einzelnen Autobahnmeistereien. In Abhängigkeit der Witterungsverhältnisse kann auf Bundesautobahnen überschlägig von einem jährlichen Taumittelverbrauch von rund 10 bis 40 Tonnen pro Kilometer und Jahr ausgegangen werden [11][45][69].

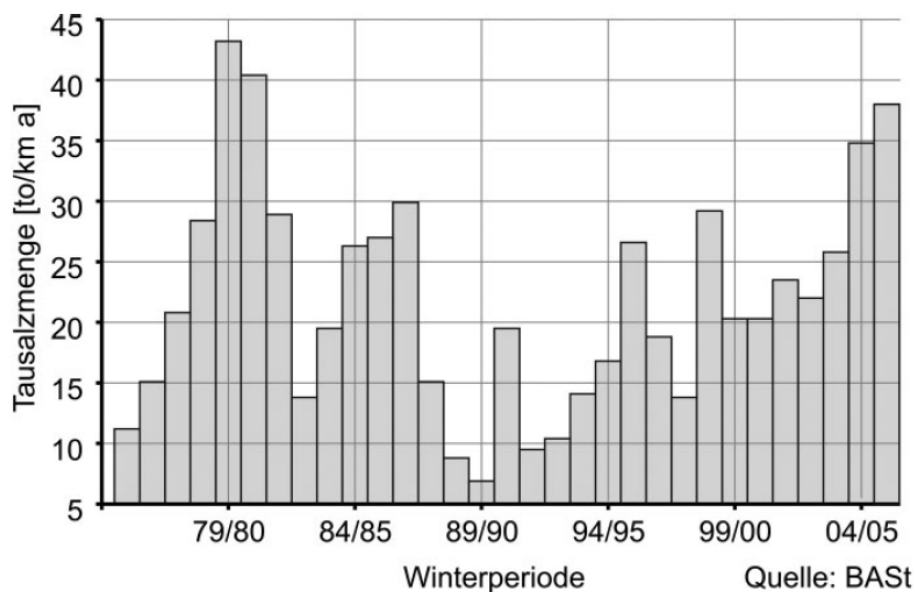
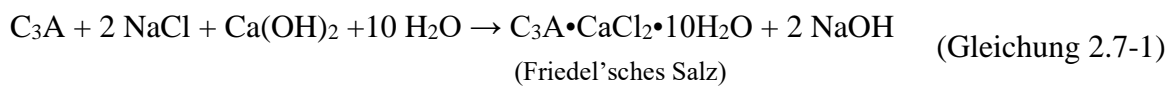


Abbildung 37: Jährlicher Taumittelverbrauch auf Bundesautobahnen, erhoben von der Bundesanstalt für Straßenwesen [11][45][69]

Problematisch hinsichtlich einer AKR verhält sich von den im Straßenbetrieb eingesetzten chloridhaltigen Taumitteln ausschließlich das NaCl, welches aus wirtschaftlichen Gründen flächendeckend eingesetzt wird [46][97][107].

Zum Reaktionsmechanismus einer AKR bei externer Beaufschlagung mit NaCl sind in der Literatur verschiedene Ansätze beschrieben. Während die meisten Autoren davon ausgehen, dass NaCl zunächst zu NaOH umgewandelt und Cl⁻ gebunden werden muss (Gleichungen 2.7-1 und 2.7-2) [6][23][24][97], zeigen Untersuchungen von Giebson [46], dass Natrium aus dem NaCl auch direkt in Na-Kieselgele eingebunden werden kann [107][115].



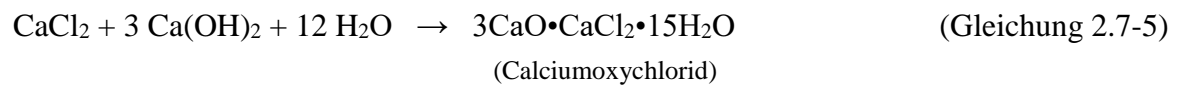
Mit dieser Na⁺-Einbindung geht eine K⁺-Auslaugung einher, die sich aufgrund der vielfach dokumentierten geringen Na⁺-Eindringtiefe von wenigen Zentimetern auf den äußeren Randbereich beschränkt [6][32][115]. Nach Lawrence et al. [61] führt dieser Austausch von K⁺-Ionen durch Na⁺-Ionen in den Alkalikieselgelen jedoch nicht zu einem veränderten Quellverhalten [32].

Während die Bildung von Alkalikieselgel im Kernbeton also hauptsächlich durch interne Alkaliquellen begünstigt wird, wird die AKR nahe der Betonoberfläche einerseits durch die eingetragenen Na⁺-Ionen verstärkt, gleichzeitig aber durch den Verbrauch von Ca(OH)₂ und den sinkenden pH-Wert abgeschwächt [32].

Durch undichte Fugen kann die Taumittellösung außerdem zwischen Betondecke und Tragschicht gelangen und von dort aus an mehreren Fronten in den Beton eindringen. Horizontale Trennrisse, wie sie häufiger im Bereich der Dübellage festgestellt wurden, tragen zusammen mit einer fortschreitenden Mikrorissbildung zu einem beschleunigten und tieferen Eindringen des NaCl bei, sodass auch in größerer Tiefe mitunter erhöhte Natriumgehalte vorliegen können [69].

Aber auch die Verwendung von CaCl₂ und MgCl₂ ist auf Betonfahrdecken nicht unumstritten. Bei Einsatz von CaCl₂ kann es zu Treibschäden durch neu gebildete, voluminöse Calciumoxychloride kommen [22][46][97]. MgCl₂ kann entweder mit den CSH-Phasen oder

Ca(OH)₂ zu Magnesiumsilikathydratphasen (MSH-Phasen, Gleichung 2.7-3) beziehungsweise Magnesiumhydroxid (Mg(OH)₂ (Brucit), Gleichung 2.7-4) reagieren. In beiden Reaktionen wird CaCl₂ freigesetzt. Die Bildung von Brucit geht ebenfalls mit beträchtlichen Dehnungen einher, ferner kann das CaCl₂ wiederum Calciumoxychloride (Gleichung 2.7-5) bilden [44][90][97].



2.8 Bewertung von Rissen und Schadensmerkmalen einer AKR

Die Begutachtung von Betonfahrbahndecken stützt sich hinsichtlich einer AKR-bedingten Schädigung häufig auf das oberflächlich sichtbare Schadensbild. Die Zustandsbewertung wird beispielsweise durch Abgleich mit spezifischen Schadensmerkmalen vorgenommen. Globale Aussagen über den Reaktionsfortschritt werden vereinfachend aus dem Oberflächenbild abgeleitet [69][R 12].

Die Beurteilung von Degradationen im Betongefüge und der direkte Nachweis einer AKR-Beteiligung an einer Rissbildung erfordern dagegen eine Reihe aufwändiger Untersuchungen an Ausbauproben. Die dazu nötigen Bohrkernentnahmen lassen allerdings nur eine lokal begrenzte Bewertung zu. Neben Aussagen zum Schadensfortschritt kann an Bohrkernen aber auch das weitere Schädigungspotential („Restschädigungspotential“) der Betone beurteilt werden. Daher empfiehlt sich in der Regel ein kombiniertes Vorgehen, wobei zunächst eine Beurteilung und Dokumentation oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale vorgenommen wird. Bohrkernentnahmen können ergänzt werden, um diese visuelle Einschätzung mit einschlägigen Laboruntersuchungen zu untersetzen. Allerdings lassen sich Schäden häufig nicht einer spezifischen Schadensursache zuordnen. Nachweisbare Spuren in Form von Phasenneubildungen finden sich demgegenüber bei einer AKR oder einer Ettringitbildung. Inwieweit diese beiden Treibreaktionen den aufgetretenen Schaden verursacht oder nur zum Schadensfortschritt beigetragen haben, ist nicht direkt nachweisbar. Makroskopisch sichtbare Risse können beispielsweise auf jahreszeitliche Temperatur- und Feuchtespannungen oder ungünstige konstruktive Randbedingungen zurückzuführen sein (vgl. Abs. 2.5). Eine fortschreitende Mikrorissbildung im Betongefüge wird dagegen vor allem durch zyklische Beanspruchungen (aus Verkehr) hervorgerufen [14][46][69][107].

2.8.1 Schadenskategorie

Für großflächige Bewertungen AKR-spezifischer Schadensmerkmale wurden in Deutschland mit Stand Januar 2009 die „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ eingeführt und 2012 fortgeschrieben [R 12]. Darin werden sogenannte Schadenskategorien definiert, mit denen die AKR-Schädigung abgeschätzt werden kann. Zur Vereinheitlichung von Erhaltungsmaßnahmen AKR-geschädigter Streckenabschnitte wurde auf Grundlage dieser Schadenskategorien eine sogenannte Erhaltungsmatrix erarbeitet, mit der die Straßenbauverwaltungen die bauliche Erhaltung planen können [69][R 12].

Die Einstufung in die drei Schadenskategorien (I, II und III) erfolgt qualitativ und stützt sich auf charakteristische Schadensmerkmale, die bei AKR-geschädigten Fahrbahndecken auftreten können. Dazu zählen beispielsweise Verfärbungen im Bereich der Querfugen und Fugenkreuze – vereinzelt auch im Bereich der Längsfugen –, die ein erstes Anzeichen einer

AKR darstellen. Im weiteren Verlauf der Reaktion nehmen die Verfärbungen an der Oberfläche zu, daneben treten zunehmend Risse auf, die schließlich zu Kantenschäden und Eckabbrüchen – bis hin zu lokalem Substanzverlust in Form von Ausbrüchen und Verschotterung – führen können [46][69][110][R 12].

Diese Schadensmerkmale sind für die Schadenskategorien I, II und III zusammen mit beispielhaften Streckenbildern in Tabelle 5 enthalten [69][R 12].

Tabelle 5: Charakteristische Schadensmerkmale und beispielhafte Streckenbilder zur Einstufung in Schadenskategorien nach [R 12]

	<p><u>Schadenskategorie I</u></p> <p>Verfärbung im Bereich der Quertugen/ Fugenkreuze (im Allgemeinen beginnend im Fugenkreuz)</p> <p>Keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildung</p>
	<p><u>Schadenskategorie II</u></p> <p>Ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen</p> <p>Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen</p> <p>Beginnende bis ausgeprägte Netzriss- bildung</p> <p>Gegebenenfalls Längs- und Querrisse an Quertugen</p> <p>Gegebenenfalls zusätzliche Längsriss- bildung in Rüttelgassen</p> <p>Noch kein Substanzverlust</p>
	<p><u>Schadenskategorie III</u></p> <p>Ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen</p> <p>Sehr ausgeprägte Rissbildung (häufig mit Verfärbungen)</p> <p>Gegebenenfalls Kantenschäden und/ oder Eckabbrüche</p> <p>Gegebenenfalls Substanzverlust, zum Bei- spiel Verschotterung</p>

2.8.2 Rissindex

Neben der zuvor beschriebenen qualitativen Bewertung des Streckenzustands anhand definierter Schadensmerkmale findet bei AKR-geschädigten Bauteilen teilweise auch eine quantitative Schadensbeurteilung anhand des Rissbildes Anwendung. Merz [72], Thomas et al. [110] und Fournier et al. [42] beschreiben ein Verfahren zur Bestimmung des sogenannten Rissindex, das vom Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) erarbeitet und veröffentlicht wurde [39][69][72].

Bei dem Verfahren des LCPC wird der Rissindex IF (Indice de Fissuration) als kumulierte Rissbreite oberflächlich sichtbarer Risse ermittelt [72]. Dazu wird auf der Betonoberfläche ein Messbereich von einem Quadratmeter Größe festgelegt, auf dem insgesamt vier Messstrecken (Längsrichtung O-A, Querrichtung O-B und die beiden Diagonalen A-B und O-C) aufgespannt werden (Abbildung 38) [39][69][110].

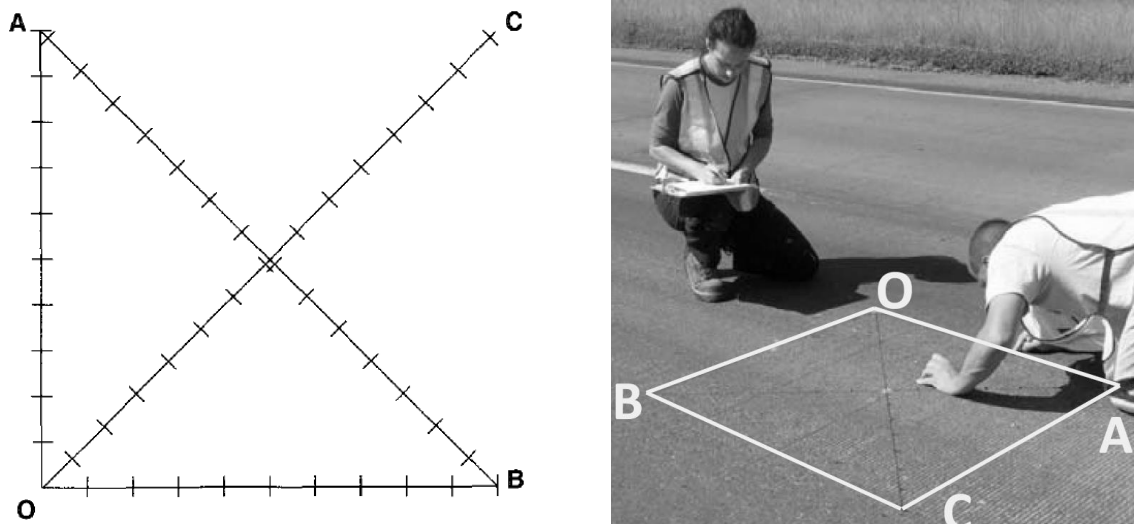


Abbildung 38: Bestimmung des Rissindex. Schematische Darstellung der Messstrecken (links) [39] und Aufzeichnung der Rissbildung in-situ (rechts) [110]

Nach Festlegung des Messbereichs und Aufzeichnen der Messstrecken werden die Rissanzahl sowie die Rissbreiten aller Risse erfasst, die diese Messstrecken schneiden. Feine Netzrisse mit einem Rissabstand von weniger als 30 mm bleiben bei der Berechnung der kumulierten Rissbreite unberücksichtigt, werden aber dokumentiert (Abbildung 39) [39][42][62][69][110].

Die kumulierte Rissbreite wird schließlich als Produkt der mittleren Rissbreite und der Rissanzahl pro Meter bestimmt und als Rissindex IF angegeben [39][62][72]. Eine beispielhafte Auswertung ist in Tabelle 6 dargestellt [72].

In Abhängigkeit dieses Rissindex kann anschließend nach [39] eine Einstufung in insgesamt sechs Kategorien erfolgen (Tabelle 7) [69].

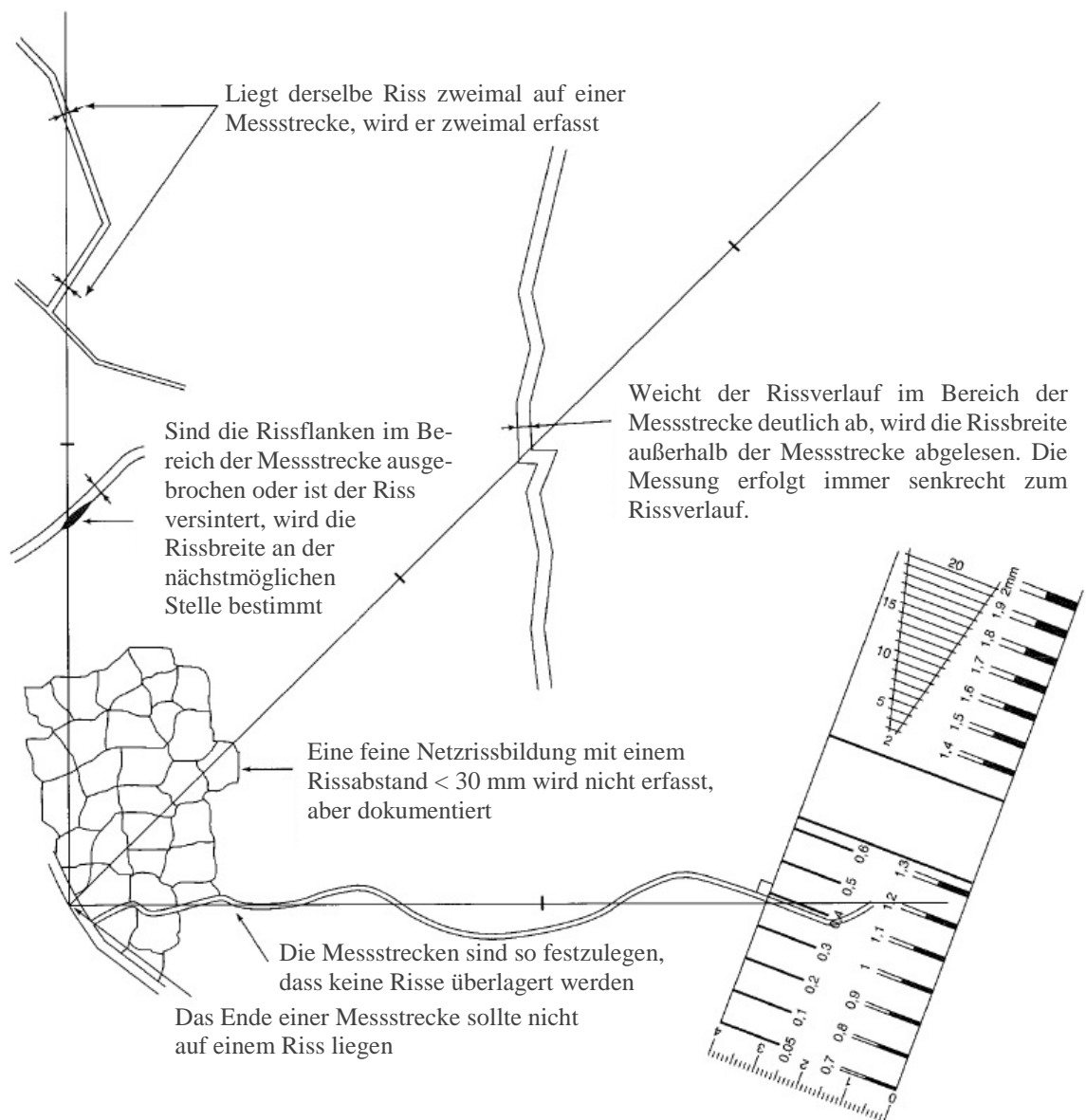


Abbildung 39: Erfassung von Rissen zur Bestimmung des Rissindex [39][42][62][69]

Tabelle 6: Beispielhafte Bestimmung des Rissindex gemäß [39], aus [72]

Richtung	Rissbreiten [mm]	Länge [m]	Anzahl Risse	Mittlere Rissbreite pro Riss [mm]	Kumulierte Rissbreite [mm/m]	Rissbreitenindex IF [mm/m]
O-B	0,1, 0,05, 0,8, 0,3	1	4	0,31	1,25	0,83
O-A	0,1, 0,2	1	2	0,15	0,3	
O-C	1,5, 0,3, 0,5	1,4	3	0,76	1,64	
A-B	0,2	1,4	1	0,2	0,14	

Tabelle 7: Bewertung der Rissbildung [39][62][69]

Wert des Rissindex IF	Relevanz der Rissbildung
0 bis 0,5	négligeable (<i>vernachlässigbar</i>)
0,5 bis 1	faible (<i>schwach</i>)
1 bis 2	modérée (<i>mäßig</i>)
2 bis 5	forte (<i>stark</i>)
5 bis 10	très forte (<i>sehr stark</i>)
>10	considérable (<i>erheblich</i>)

2.9 Möglichkeiten und Grenzen der Statistik

Statistik und ihre Methoden dienen der Analyse von Daten. Sie werden eingesetzt, um Rohdaten zu sortieren und zu bündeln, um sie hinsichtlich etwaiger Zusammenhänge untersuchen und beurteilen zu können. Dabei wird prinzipiell zwischen den beiden Teilbereichen der deskriptiven Statistik und der induktiven Statistik unterschieden [25][34][38][55][69]:

Deskriptive Statistik

Die deskriptive Statistik dient der Darstellung bestimmter Eigenschaften einer Datenmenge und beschreibt die einzelnen Datensätze. Dementsprechend enthält die deskriptive Statistik alle Verfahren, mit denen Daten aufbereitet, komprimiert und zusammengefasst werden können (beispielsweise tabellarische Darstellungen und Diagramme). Aufgrund der Strukturierung der Datensätze kann die deskriptive Statistik auch hilfreich sein, einfache Zusammenhänge innerhalb der Datenmenge zu erkennen [25][34][38][55][69].

Induktive Statistik

Die induktive Statistik dient dazu, auf Grundlage einer Stichprobe Rückschlüsse auf die Grundgesamtheit zu ziehen. Daher wird sie auch als schließende Statistik bezeichnet. Zur Gewährleistung belastbarer Prognosen setzt die induktive Statistik eine repräsentative Stichprobe voraus und enthält – in Abhängigkeit der Qualität der Rohdaten – mehr oder weniger große Unsicherheiten [25][34][38][55][69].

Explorative Statistik

Die explorative Statistik stellt eine Zwischenform aus deskriptiver und induktiver Statistik dar. Sie greift auf deskriptive Verfahren zurück und dient vor allem der Analyse der Datensätze hinsichtlich (unbekannter) Zusammenhänge. Daher wird sie auch als erforschende oder analytische Statistik bezeichnet. Die durch explorative Statistik generierten Informationen können als Hypothesen verstanden werden und müssen durch induktive Tests abgesichert werden [25][34][38][55][69].

Umfang und Qualität der zur Verfügung stehenden Rohdaten

Bezüglich der Qualität der Rohdaten stellt sich grundlegend die Frage, wie diese Daten generiert und zusammengetragen wurden. Um belastbare Auswertungen vornehmen zu können, sollte die zu beschreibende Zielgröße (beispielsweise eine Zustandsbewertung) möglichst robust sein, im besten Fall also objektiv und quantitativ bestimmt worden sein. Ebenso wünschenswert sind vollständige Sätze unabhängiger, metrischer Rohdaten, die aus einer hinreichenden Zufallsstichprobe (≥ 30 Wertepaare) stammen. Werden die einzelnen Datensätze der Grundgesamtheit (sogenannte Beobachtungen, beispielsweise untersuchte Betonfahrbahndecken) demgegenüber aufgrund von Auswahlkriterien festgelegt, müssen etwaige Zusammenhänge und Korrelationen kritisch hinterfragt und ingenieurmäßig auf Plausibilität geprüft werden [25][34][38][55][69].

Regressionsanalyse

Separate Korrelationen zwischen einer abhängigen Kenngröße (bezeichnet als Zielvariable y) und einer erklärenden Kenngröße (sogenannte Kovariable) werden als einfache Regression bezeichnet. Im einfachsten Fall wird dabei ein linearer Zusammenhang der beiden Kenngrößen unterstellt, die Auswertung erfolgt als lineare Regressionsanalyse. Der Zusammenhang zwischen einer abhängigen Zielvariable und mehreren erklärenden Kovariablen (beispielsweise unterschiedliche Randbedingungen/ Eigenschaften der einzelnen Beobachtungen) kann mithilfe einer multiplen Regressionsanalyse untersucht werden [38].

Da neben den einbezogenen Parametern in der Regel weitere Randbedingungen unberücksichtigt bleiben, kann der Zusammenhang nicht durch eine exakte Funktion beschrieben werden. Vielmehr ist y eine Zufallsvariable, die von Störungen beeinflusst wird und mehr oder weniger genau anhand einer Funktion der einbezogenen Kovariablen x_i (Gleichung 2.9-1) abgeschätzt wird [2][25][38].

$$y = f(x_1, \dots, x_k) + \varepsilon \quad (\text{Gleichung 2.9-1})$$

Systematische	Stochastische
Komponente	Komponente

Diese als Erwartungswert der Zielvariablen bezeichnete Schätzung wird als „systematische Komponente“ bezeichnet. ε stellt demgegenüber einen Fehlerterm dar und beschreibt als „stochastische Komponente“ zufällige Abweichungen von der Regressionsgeraden [38].

Systematische Abweichungen von der Regressionsgeraden werden durch den Regressionskoeffizienten β_0 (konstant) beschrieben. Integral sind darin alle unberücksichtigten Einflüsse enthalten, die nicht zufällig auftreten [25][38][58].

Bei klassischen Regressionsmodellen wird in der Regel angenommen, dass sich die zufälligen Abweichungen ε_i im Mittel aller Beobachtungen aufheben, weswegen der Erwartungswert der Fehlervariablen ε gleich Null gesetzt wird [25][38][58]. Die Gleichung zur Beschreibung der Zielvariablen y reduziert sich dadurch auf die systematische Komponente (Gleichung 2.9-2) [38]:

$$y = f(x_1, \dots, x_k) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \dots + \beta_k x_k \quad (\text{Gleichung 2.9-2})$$

Bei Annahme einer linearen Funktion des Erwartungswertes ergeben sich dann mit n Beobachtungen n Gleichungen zur Bestimmung der einzelnen Regressionskoeffizienten β_i zu den k Kovariablen [38]. Die Schätzung der Regressionskoeffizienten erfolgt nach der „Methode der kleinsten Quadrate“ (KQ-Methode), bei der die Summe der quadratischen Abweichungen der Zielvariablen y_i von der Regressionsgerade minimiert wird (Gleichung 2.9-3) [2][25][34][38][58]:

$$\text{KQ}(\beta_0, \beta_1, \dots, \beta_k) = \sum_{i=1}^n (y_i - \beta_0 - \beta_1 x_{i1} - \dots - \beta_k x_{ik})^2 \quad (\text{Gleichung 2.9-3})$$

Die Regressionskoeffizienten geben an, wie stark die jeweiligen Kovariablen die Zielvariable beeinflussen. Die Funktion des Erwartungswertes gibt demnach den Anteil der Zielvariablen y wieder, der durch die einbezogenen Kovariablen beschrieben werden kann [38].

Da es sich bei der ermittelten Zielfunktion also um eine Abschätzung der Zustandsbewertung anhand der Grundgesamtheit handelt, hängen die ermittelten Regressionskoeffizienten von den einbezogenen Kovariablen und den einzelnen Datensätzen ab. Dementsprechend können sich bei Veränderung der Grundgesamtheit durch Aufnahme oder Ausschluss von Beobachtungen oder Kovariablen auch die Genauigkeit der Schätzung sowie die errechneten Regressionskoeffizienten ändern [2][25][34][38][58].

In diesem Zusammenhang gibt es bei einer Regressionsanalyse einige Fehlerquellen, die zu einer Fehleinschätzung der Zielvariablen führen können. Werden zu viele Kovariablen in das Regressionsmodell aufgenommen, steigt die Wahrscheinlichkeit, unwichtige, nicht-signifikante Parameter einzuschließen. Zur Vermeidung einer solchen Überparametrisierung des Modells wurde das sogenannte „Korrigierte Bestimmtheitsmaß“ $R^2_{\text{kor.}}$ eingeführt, das aus dem Bestimmtheitsmaß R^2 durch einen „Strafabzug“ gebildet wird [25][38][58]. Eine Überparametrisierung liegt dann vor, wenn bei schrittweiser Aufnahme einer weiteren

Kovariablen die Zunahme des Bestimmtheitsmaßes kleiner ist als der Abzug beim Korrigierten Bestimmtheitsmaß. Diese Kovariablen sollten dann nicht mehr in das Modell aufgenommen werden [25][38][58].

Korrelieren einige der Kovariablen miteinander, können sich deren Einflüsse teilweise überdecken [2]. In diesem Fall droht eine Fehleinschätzung der Regressionskoeffizienten [25][38][58]. Ebenso können Ausreißer zu einer Verzerrung des Regressionsmodells führen [38][58]. Weist der Ausreißer einen Wert im Zentrum des Wertebereiches auf, reduziert sich nur das Bestimmtheitsmaß, der Verlauf der Regressionsgerade bleibt unverändert (Abbildung 40 links). Befindet sich der Ausreißer dagegen am Rand des Wertebereiches, beeinflusst er zusätzlich den Verlauf der Regressionsgerade (Abbildung 40 rechts) [38]. Dementsprechend ist es in den meisten Fällen sinnvoll, Ausreißer aus dem Modell auszuschließen [25][38][58].

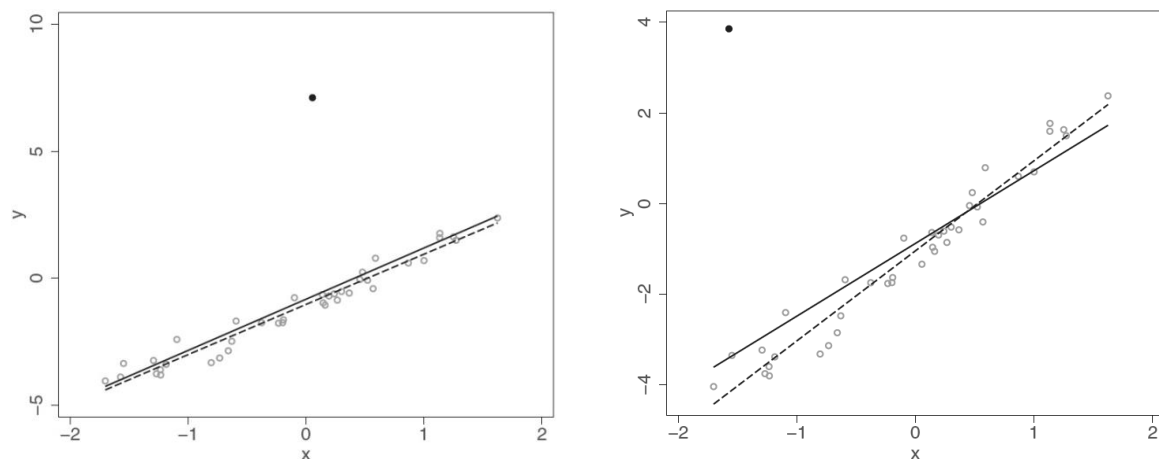


Abbildung 40: Beeinflussung des Regressionsmodells durch Ausreißer. Links: Ausreißer im Zentrum des Wertebereiches, Rechts: Ausreißer am Rand des Wertebereiches [38]. Die durchgezogene Regressionsgerade ergibt sich unter Berücksichtigung des Ausreißers, die gestrichelte Regressionsgerade unter Ausschluss des Ausreißers.

Die Identifikation von Ausreißern kann neben der graphischen Darstellung auch anhand des jeweiligen Schätzfehlers (sogenanntes „Residuum“) – also der Abweichung des Schätzwertes der Zielvariablen vom wahren Wert – erfolgen, vgl. [25][34][38][58].

3 Untersuchung von Bestandsstrecken

3.1 Untersuchte Streckenabschnitte

Diese Arbeit stützt sich auf die Untersuchung von 50 Streckenabschnitten deutscher Bundesautobahnen in Betonbauweise, die im Rahmen des FE-Projektes 08.0214/2011/LRB: „Futurum – Baustoff Straßenbeton“ zwischen Oktober 2012 und November 2014 begutachtet wurden. Ergänzend zu diesen in-situ-Untersuchungen wurden von den Projektpartnern, dem F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar (FIB) und der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM), Bohrkerne für Laboruntersuchungen entnommen (s. Abs. 3.3) [69].

Als Streckenabschnitt (Abbildung 41) wird in dieser Arbeit ein rund 50 m langer Teilbereich einer Bundesautobahn verstanden, dessen Zustand hinsichtlich oberflächlich sichtbarer, AKR-spezifischer Schadensmerkmale bewertet wurde und in dessen Mitte aus drei beziehungsweise vier aneinander grenzenden Platten Bohrkerne für Laboruntersuchungen entnommen wurden (in Abbildung 41 grau hinterlegter Teilbereich, vgl. Abs. 3.3).

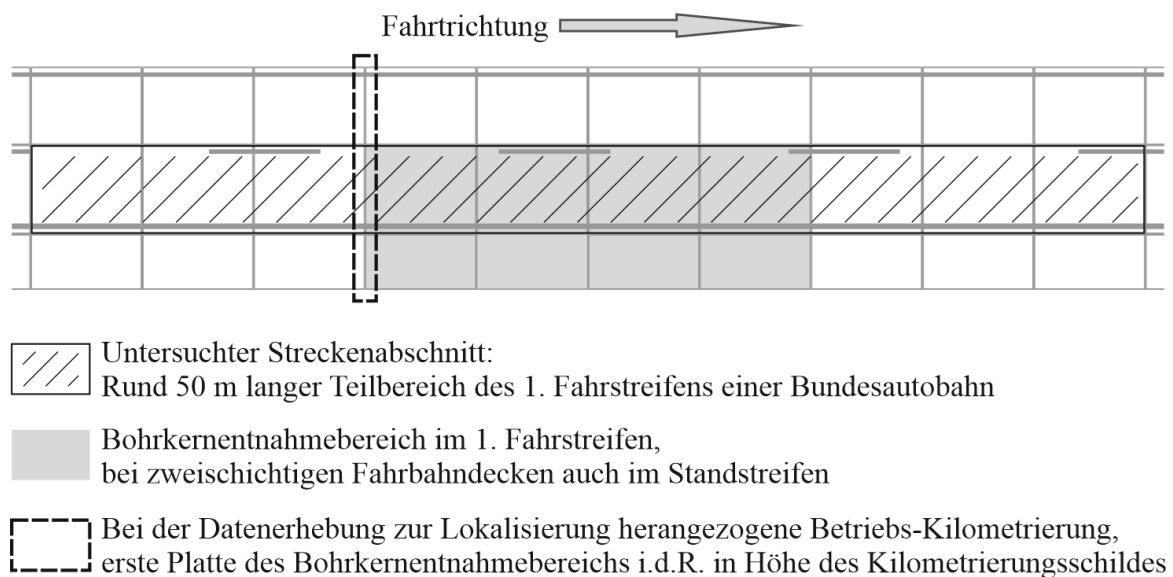


Abbildung 41: Schematische Darstellung eines untersuchten Streckenabschnitts (rund 50 m langer Teilbereich des 1. Fahrstreifens einer Bundesautobahn), einschließlich der Lage des Bohrkernentnahmebereiches

Ziel dieser Untersuchungen war es, die wesentlichen Einflüsse auf eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion bei Straßenbetonen zu identifizieren und deren Auswirkungen auf den Reaktionsfortschritt zu untersuchen. In der Vergangenheit waren erste AKR-spezifische Schäden nach etwa acht bis fünfzehn Jahren festgestellt worden, sofern der Beton ein ausreichendes

AKR-Schädigungspotential besaß. Dementsprechend wurden vor allem Streckenabschnitte untersucht, die nach rund zehn bis zwanzig Jahren charakteristische Schadensmerkmale einer AKR aufwiesen [46][69][R 12]. Daneben wurden in die Untersuchungen auch einige ältere Streckenabschnitte ohne erkennbare AKR-Schadensmerkmale sowie drei jüngere Streckenabschnitte einbezogen, die erst nach Einführung der ARS 15/2005 [R 2] beziehungsweise ARS 12/2006 [R 4] hergestellt worden waren [69]. Die Auswahl der Streckenabschnitte wurde in enger Abstimmung mit dem Auftraggeber (Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)) getroffen und umfasst Autobahnabschnitte im gesamten Bundesgebiet [69].

3.2 Bewertung des Streckenzustands

3.2.1 Erweiterte Schadenskategorie

Der Zustand der Streckenabschnitte wurde zunächst in Anlehnung an [R 12] visuell hinsichtlich oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale beurteilt. Die in diesen Empfehlungen vorgenommene Abstufung der Zustandsbewertung anhand von drei Schadenskategorien (vgl. Abs. 2.8.1) ist für eine globale Zustandsbewertung eines längeren Autobahnabschnitts im Rahmen der Erhaltungsplanung durchaus sinnvoll. Die hier beabsichtigte Auswertung des Einflusses unterschiedlicher Randbedingungen auf den Schadensfortschritt einer AKR erfordert demgegenüber aber eine feinere Abstufung der Zustandsbewertung, um einzelne Streckenabschnitte besser voneinander abgrenzen zu können. Daher wurden die in den „Empfehlungen zur Schadensdiagnose“ [R 12] definierten drei Schadenskategorien (I, II und III) um insgesamt drei Zwischenstufen (0 bis I, I bis II und II bis III) erweitert. Außerdem wurde für Streckenabschnitte ohne erkennbare Schadensmerkmale die Erweiterte Schadenskategorie 0 eingeführt, sodass für die Zustandsbewertung insgesamt sieben Kategorien (0, 0 bis I, I, I bis II, II, II bis III und III) zur Verfügung stehen [69][R 12].

Das prinzipielle Vorgehen bei der Einstufung in diese Erweiterten Schadenskategorien wurde aus [R 12] übernommen. Die dort definierten Schadensmerkmale (s. Abs. 2.8.1) wurden auch zur Beschreibung der Zwischenstufen verwendet [69].

Erweiterte Schadenskategorie 0

Keine AKR-spezifischen Schadensmerkmale (Abbildung 42): Im Bereich der Fugen oder Fugenkreuze sind keine Verfärbungen erkennbar, über Schwindrisse hinausgehende Rissbildung liegt nicht vor.

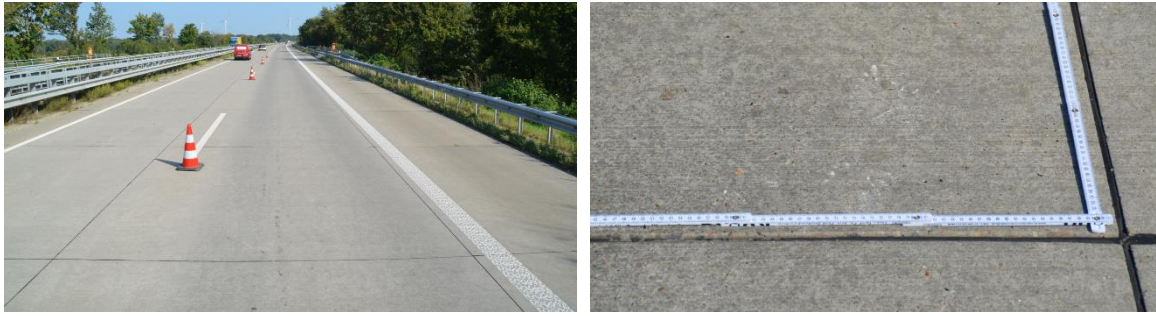


Abbildung 42: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie 0

Erweiterte Schadenskategorie 0 bis I:

Vorstufe zu Schadenskategorie I. Im Bereich der Quertfugen/ Fugenkreuze zeigen sich erste, schwach erkennbare Verfärbungen (Abbildung 43), die jedoch noch geringer ausgeprägt sind als in Abbildung 44 [R 12] beispielhaft für Schadenskategorie I dargestellt.



Abbildung 43: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie 0 bis I

Erweiterte Schadenskategorie I (aus [R 12]):

- Verfärbung im Bereich der Quertfugen/ Fugenkreuze (im Allgemeinen beginnend im Fugenkreuz, Abbildung 44)
- keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildung



Abbildung 44: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie I (Bilder oben aus [R 12])

Erweiterte Schadenskategorie I bis II:

Vorstufe zu Schadenskategorie II. Die Fahrbahndecke weist im 1. Fahrstreifen bereits erste, noch vergleichsweise moderat ausgeprägte Schadensmerkmale einer Schadenskategorie II auf (Abbildung 45):

- Verfärbung im Bereich der Quertfugen, teilweise auch im Bereich der Längsfugen.
- Verfärbung im Fugenkreuz gegebenenfalls zunehmend (diagonal breiter werdend)
- erste Einzelrisse im Bereich der Fugen (parallel und senkrecht zu den Fugen), beginnende Rissbildung in den Eckbereichen, noch keine groben Tangentialrisse
- feine, über die gesamte Platte verteilte Einzelrisse, teilweise vernetzt
- beginnende Netzrissbildung (vorrangig nahe der Fugen und Fugenkreuze)



Abbildung 45: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie I bis II

Erweiterte Schadenskategorie II (aus [R 12]):

- ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen (Abbildung 46 rechts)
- Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen (Abbildung 46 links unten)
- beginnende bis ausgeprägte Netzrissbildung
- gegebenenfalls Längs- und Querrisse an den Querfugen
- gegebenenfalls zusätzliche Längsrissbildung in Rüttelgassen (Abbildung 46 links oben)
- noch kein Substanzverlust

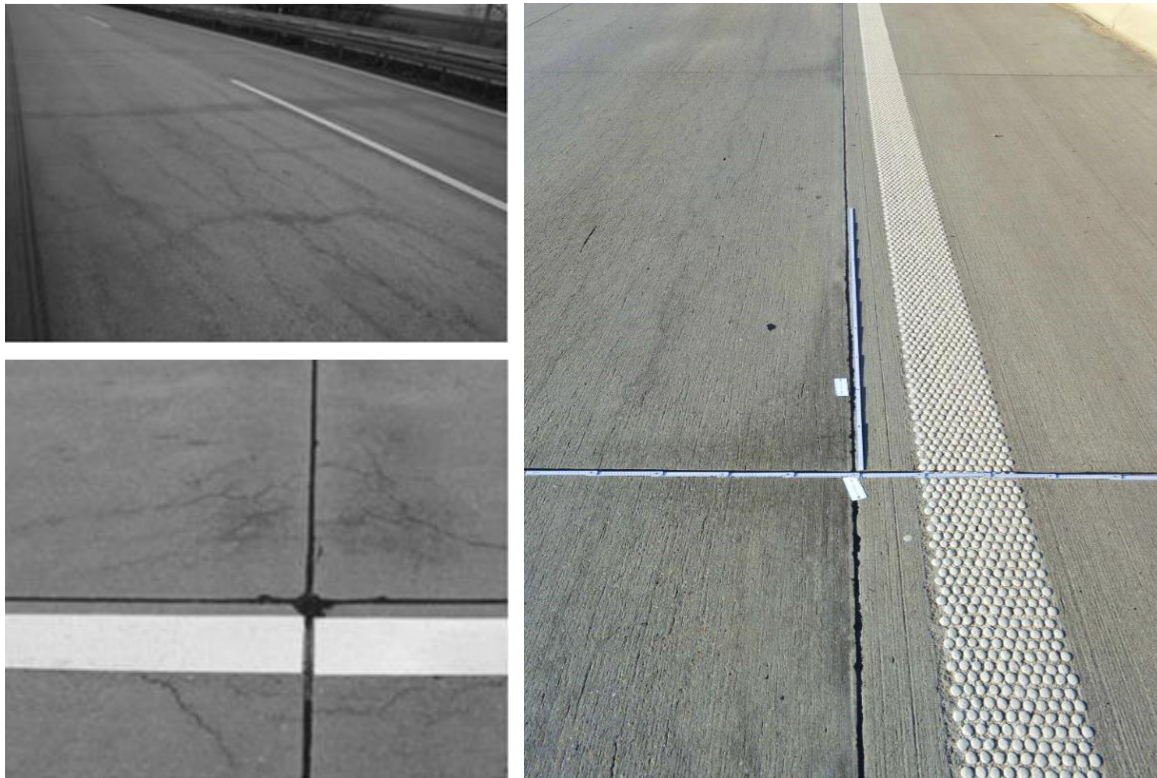


Abbildung 46: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie II (Bilder links aus [R 12])

Erweiterte Schadenskategorie II bis III:

Übergang von Schadenskategorie II zu Schadenskategorie III. Die Fahrbahndecke weist im 1. Fahrstreifen über die Schadensmerkmale einer Schadenskategorie II hinausgehende Schäden auf. Aufgrund zunehmender Rissbildung, Kantenschäden und Eckabbrüche deutet sich ein bevorstehender Substanzverlust an (Abbildung 47).

- ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen (Abbildung 47 links)
- deutliche Rissbildung, besonders in Fugenkreuzbereichen und/ oder im Fugenbereich (Abbildung 47 rechts)
- gegebenenfalls vereinzelte Kantenschäden und/ oder Eckabbrüche (Abbildung 47 rechts)
- gegebenenfalls bereits Anzeichen für bevorstehenden Substanzverlust

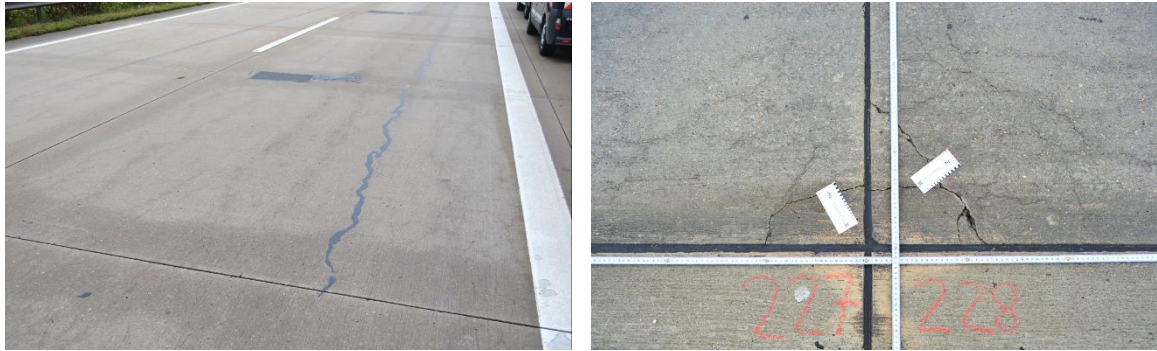


Abbildung 47: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie II bis III

Erweiterte Schadenskategorie III (aus [R 12]):

- ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen (Abbildung 48 links)
- sehr ausgeprägte Rissbildung (häufig mit Verfärbungen)
- gegebenenfalls Kantenschäden und/ oder Eckabbrüche (Abbildung 48 Mitte und rechts)
- gegebenenfalls Substanzverlust, zum Beispiel Verschotterung (Abbildung 48 Mitte und rechts)



Abbildung 48: Beispiele für Erweiterte Schadenskategorie III (Bilder links aus [R 12])

Die aufgrund der oberflächlich sichtbaren Schadensmerkmale vorgenommene Einstufung der untersuchten Streckenabschnitte in Erweiterte Schadenskategorien ist in Tabelle 26 (im Anhang) zusammengefasst.

3.2.2 Risskategorie

Neben der qualitativen visuellen Beurteilung der Streckenabschnitte anhand oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale (Einstufung in Erweiterte Schadenskategorien) wurde der Streckenzustand auch hinsichtlich der Rissbildung auf der Fahrbahnoberfläche bewertet. Hierzu wurde ein semi-quantitatives Verfahren angewendet, das sich in Grundzügen an dem LCPC-Verfahren zur Bestimmung des Rissindex (vgl. Abs. 2.8.2) orientiert und in einem ersten Schritt die Ermittlung einer kumulierten Rissbreite vorsieht [69].

Das LCPC-Verfahren eignet sich vor allem für die Bewertung von Bauteilen, bei denen ein gleichmäßiges Rissbild mit Rissen ähnlicher Größenordnung vorliegt [39][72][110]. Bei Betonfahrbahndecken treten in Zusammenhang mit einer AKR jedoch neben feinen Rissen (Schwindrisse, Netzrisse und feine Einzelrisse) auch vergleichsweise gröbere Risse (Tangentialrisse in den Ecken, Längs- und Querrisse) auf, die hinsichtlich des Streckenzustands weitaus kritischer zu beurteilen sind [R 12]. Solche Risse werden beim LCPC-Verfahren nicht ausreichend von feinen Rissen abgegrenzt; die kumulierte Rissbreite wird als Produkt der Rissanzahl und der mittleren Rissbreite errechnet (Tabelle 6, Abs. 2.8.2) [39][69][72][110]. Liegen bei einem Streckenabschnitt beispielsweise viele feine Risse mit einer Rissbreite von rund 0,10 mm vor, tragen diese deutlich stärker zur kumulierten Rissbreite bei als vereinzelte grobe Risse mit einer Rissbreite von 0,3 mm oder mehr.

Tangentialrisse und grobe Längs-/ Querrisse können im LCPC-Verfahren also gegenüber feinen Rissen unterschätzt werden. Kantenschäden oder Eckabbrüche, die bei fortschreitender Rissbildung infolge einer AKR resultieren können, bleiben im LCPC-Verfahren zudem unberücksichtigt [39][42][69][72][110].

Oberflächlich sichtbare Risse wurden im Rahmen dieser Arbeit in einem zweistufigen Bewertungsverfahren ausgewertet und in eine von insgesamt sieben Risskategorien eingestuft. Die Abstufung dieser Risskategorien wurde an die Abstufung der Erweiterten Schadenskategorien angepasst.

In zwei Schritten wurden bei der Einstufung in eine Risskategorie unabhängig voneinander zunächst feine, ungerichtete Risse (1. Schritt) und anschließend grobe Risse, Kantenschäden und Eckabbrüche (2. Schritt) beurteilt [69].

Erster Schritt: Quantitative Erfassung feiner, ungerichteter Risse (Schwind-/ Netzrisse).
 Berechnung einer kumulierten Rissbreite [mm/m] aus mittlerer Rissbreite
 und Rissabstand:

Im ersten Schritt wurde die Ausprägung feiner, ungerichteter Risse (Schwindrisse, Netzkrisse, teilweise vernetzte, feine Einzelrisse) beurteilt. Dazu wurden im 1. Fahrstreifen des untersuchten Streckenabschnitts mittlere Rissbreiten w_m [mm] sowie orthogonale Rissabstände $s_{r,m}$ [cm] von rund 20 Rissen erfasst (Abbildung 49) und mittels Gleichung 3-1 in eine kumulierte Rissbreite b [mm/m] umgerechnet. Die Rissaufnahme wurde an der Stelle des rund 50 m langen Streckenabschnitts vorgenommen, an der die stärkste Rissbildung festgestellt wurde. Festgelegte Messstrecken (vgl. Abbildung 38, Abs. 2.8.2) wurden nicht verwendet [39][72][69].

$$b = \frac{100 \text{ cm}}{s_{r,m} [\text{cm}]} \cdot w_m [\text{mm}] \quad (\text{Gleichung 3-1})$$

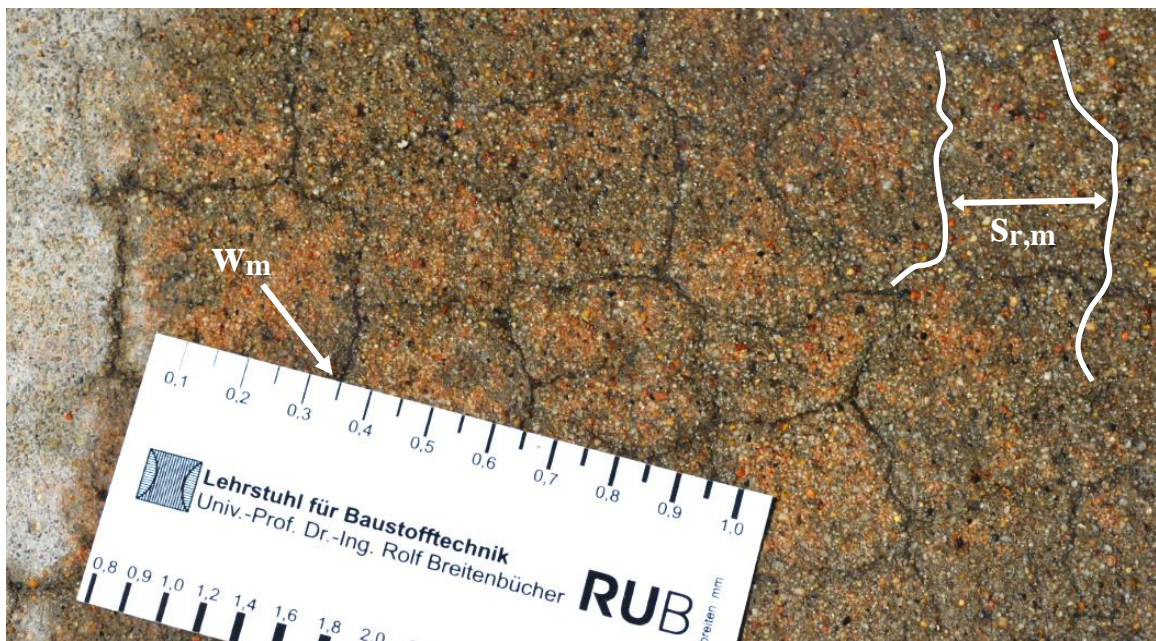


Abbildung 49: Quantitative Erfassung der mittleren Rissbreite und des Rissabstands

Analog zu der Beurteilung im LCPC-Verfahren (Abs. 2.8.2, Tabelle 7) wurden die Streckenabschnitte anhand der kumulierten Rissbreiten b vorläufig in eine Risskategorie eingestuft, wobei infolge der ungerichteten Risse maximal eine Risskategorie I bis II vergeben wurde (Tabelle 8) [39][69]. Die zur Einstufung verwendeten Grenzwerte der kumulierten Rissbreite b_i orientieren sich an der Einstufung im LCPC-Verfahren [39], wobei die beiden Stufen „négligeable (vernachlässigbar)“ und „faible (schwach)“ zur (vorläufigen) Risskategorie 0 zusammengefasst wurden. Von einer Unterscheidung zwischen „très forte (sehr stark)“ und „considérable (erheblich)“ wurde ebenfalls abgesehen. Ab einer kumulierten Rissbreite von 5,0 mm/m wurde die Rissbildung vorläufig einer Risskategorie I bis II zugeordnet [69].

Tabelle 8: Bewertung ungerichteter Risse

Kumulierte Rissbreite b	Beurteilung nach [39]	Vorläufige Risskategorie
$b < 1,00 \text{ mm/m}$	<i>négligeable (vernachlässigbar)</i> <i>faible (schwach)</i>	0
$1,00 \text{ mm/m} \leq b < 2,00 \text{ mm/m}$	<i>modérée (mäßig)</i>	0 bis I
$2,00 \text{ mm/m} \leq b < 5,00 \text{ mm/m}$	<i>forte (stark)</i>	I
$b \geq 5,00 \text{ mm/m}$	<i>très forte (sehr stark)</i> <i>considérable (erheblich)</i>	I bis II

Die jeweiligen Rissabstände und Rissbreiten der 50 Streckenabschnitte sind zusammen mit den kumulierten Rissbreiten und der jeweils resultierenden (vorläufigen) Risskategorie in Tabelle 27 (im Anhang) zusammengestellt [69].

Zweiter Schritt: Qualitative Beurteilung grober Risse (Längsrisse, Querrisse, Tangentialrisse sowie daraus hervorgegangene Kantenschäden und Eckabbrüche)

Im zweiten Schritt wurde die Ausprägung grober Risse, Kantenschäden und Eckabbrüche beurteilt. Traten solche Schadensmerkmale auf, wurde die vorläufige Einstufung, die im ersten Schritt vorgenommen wurde, um bis zu 1½ Kategorien erhöht [69]:

Lagen keine groben Risse oder daraus hervorgegangene Kantenschäden oder Eckabbrüche vor, wurde als Risskategorie die zuvor anhand der kumulierten Rissbreite vorgenommene Einstufung übernommen. Eine Erhöhung der Risskategorie erfolgte in diesem Fall nicht.

Weder grobe Einzelrisse (längs/ quer) beziehungsweise parallel zu den Fugen verlaufende Risse im Fugenbereich

noch Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden

→ **Keine Erhöhung** der vorläufigen Einstufung in eine Risskategorie

Wurden entweder grobe Einzelrisse (längs-/ quergerichtet oder parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand) oder Tangentialrisse/ Kantenschäden/ Eckabbrüche festgestellt, wurde die vorläufige Einstufung in eine Risskategorie um eine halbe Kategorie erhöht.

- Entweder** grobe Einzelrisse (längs/ quer) beziehungsweise parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand
oder Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden
 → **Erhöhung** der vorläufigen Einstufung **um 1/2 Kategorie**

Bei Vorliegen beider Schadensmerkmale erfolgte eine Erhöhung der vorläufigen Einstufung um eine ganze Kategorie.

- Sowohl** grobe Einzelrisse (längs/ quer) beziehungsweise parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand
als auch Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden
 → **Erhöhung** der vorläufigen Einstufung **um 1 Kategorie**

Waren die Tangentialrisse, Kantenschäden oder Eckabbrüche besonders stark ausgeprägt, wurde die vorläufige Einstufung in eine Risskategorie um 1 1/2 Kategorien erhöht [69].

- Grobe Einzelrisse (längs/ quer) beziehungsweise parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand
und besonders stark ausgeprägte
 Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden
 → **Erhöhung** der vorläufigen Einstufung **um 1 1/2 Kategorien**

Beispiel:

Eine ausgeprägte Netzrissbildung (Kumulierte Rissbreite $b = 8 \text{ mm/m}$)

- Vorläufige Risskategorie I bis II (vgl. Tabelle 8)

führt bei gleichzeitigem Auftreten von Längsrissen in den Rüttelgassen und besonders stark ausgeprägten Tangentialrissen, Kantenschäden oder Eckabbrüchen

- Erhöhung der vorläufigen Einstufung um 1 1/2 Kategorien (siehe oben)

demnach beispielsweise zur Einstufung in eine Risskategorie III.

Liegen demgegenüber nur vereinzelte feine Risse vor und sind keine Kantenschäden oder sonstige Schadensmerkmale vorhanden, erfolgt eine Einstufung in Risskategorie 0 [69].

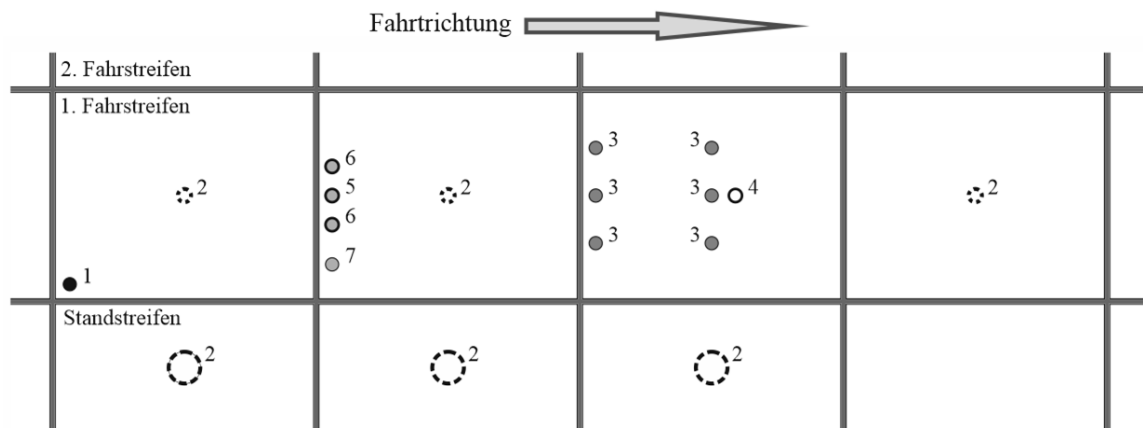
Das zuvor beschriebene, zweistufige Vorgehen bei der Einstufung in eine Rissskategorie ist in Tabelle 9 noch einmal zusammengefasst [69]. Tabelle 28 (im Anhang) enthält die Beurteilung grober Risse und daraus hervorgegangener Kantenschäden oder Eckabbrüche und gibt die jeweils resultierende Rissskategorie der einzelnen Streckenabschnitte an.

Tabelle 9: Vorgehen bei der Einstufung in eine Rissskategorie [69]

1. Schritt:	2. Schritt:			
	Abschließende Einstufung in eine Rissskategorie unter Berücksichtigung grober Risse, Kantenschäden und Eckabbrüche			
Bewertung feiner, ungerichteter Risse (vorläufig eingestuft in Rissskategorie 0 bis I bis II) anhand der Kumulierten Rissbreite b	Weder grobe Einzelrisse (längs/ quer) bzw. parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand noch Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden	Entweder grobe Einzelrisse (längs/ quer) bzw. parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand oder Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden	Sowohl grobe Einzelrisse (längs/ quer) bzw. parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand als auch Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden	Grobe Einzelrisse (längs/ quer) bzw. parallel zu den Fugen verlaufende Risse am Plattenrand und besonders stark ausgeprägte Tangentialrisse, Kantenschäden/ Eckabbrüche vorhanden
	→ Keine Erhöhung der vorläufigen Einstufung in eine Rissskategorie	→ Erhöhung der vorläufigen Einstufung um ½ Kategorie	→ Erhöhung der vorläufigen Einstufung um 1 Kategorie	→ Erhöhung der vorläufigen Einstufung um 1½ Kategorien
Vorläufige Rissskategorie 0 $b < 1,00 \text{ mm/m}$	Rissskategorie 0	Rissskategorie 0 bis I	Rissskategorie I	Rissskategorie I bis II
Vorläufige Rissskategorie 0 bis I $1,00 \leq b < 2,00 \text{ mm/m}$	Rissskategorie 0 bis I	Rissskategorie I	Rissskategorie I bis II	Rissskategorie II
Vorläufige Rissskategorie I $2,00 \leq b < 5,00 \text{ mm/m}$	Rissskategorie I	Rissskategorie I bis II	Rissskategorie II	Rissskategorie II bis III
Vorläufige Rissskategorie I bis II $(b \geq 5,00 \text{ mm/m})$	Rissskategorie I bis II	Rissskategorie II	Rissskategorie II bis III	Rissskategorie III

3.3 Entnahme von Bohrkernen für Laboruntersuchungen

Ergänzend zu der Bewertung der Streckenabschnitte anhand oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale und der daraus resultierenden Einstufung in Erweiterte Schadenskategorien (Abs. 3.2.1) und Risskategorien (3.2.2) wurden aus den untersuchten Streckenabschnitten Bohrkernentnahmestellen in den untersuchten Streckenabschnitten und die an den Bohrkernen durchgeführten Laboruntersuchungen.



1 Stereo- und Polarisationsmikroskopie, Uranylacetat-Test (FIB)

2 Restschädigungspotential in der Klimawechsellagerung (FIB)

Bei einschichtigen Fahrbahndecken im 1. Fahrstreifen, bei zweischichtigen Strecken im Standstreifen

3 Spaltzugfestigkeit am Plattenrand und in Plattenmitte, jeweils nahe der Deckenober- und -unterseite (BAM)

4 Gesamtporosität aus Roh- und Reindichte (BAM)

5 Rissauswertung (BAM)

6 3D-Computertomographie (orientierend), Mikroskopie (BAM)

7 Laserinduzierte Plasmaspektroskopie (LIBS) zur Bestimmung der Alkali- und Chloridverteilung (BAM)

Abbildung 50: Bohrkernentnahmebereich und Anordnung der Bohrkernentnahmestellen im untersuchten Streckenabschnitt [69]

Durch die Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM, Berlin) wurden unter anderem die Spaltzugfestigkeiten in Plattenmitte und im Fugenbereich (jeweils nahe der Deckenober- und -unterseite), die Gesamtporositäten aus Roh- und Reindichte sowie die Alkali- und Chloridverteilung mittels laserinduzierter Plasmaspektroskopie (LIBS) ermittelt [69].

Am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar (FIB, Weimar) wurde das Restschädigungspotential der Betone in der Klimawechsellagerung (bei zweischichtigen Fahrbahndecken getrennt für Ober- und Unterbeton an Teilprobekörpern aus einem Bohrkern mit 350 mm Durchmesser) beurteilt. Zudem wurden umfangreiche Diagnose-Untersuchungen zur AKR-Identifikation durchgeführt. Neben Uranylacetat-

Tests zur qualitativen Bestätigung von Alkalikieselgel wurden rasterelektronenmikroskopische, polarisationsmikroskopische und stereomikroskopische Untersuchungen an Dünnschliffen durchgeführt. Hierbei standen Phasenneubildungen (Alkalikieselgel und Ettringit), eine quantitative Auswertung der Rissbildung im Gefüge sowie eine mineralogische Beurteilung der enthaltenen Gesteinsarten und deren Beteiligung an einer AKR im Fokus [69].

Die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen wurden im Schlussbericht zum FE-Projekt 08.0214/2011/LRB: "Futurum – Baustoff Straßenbeton" [69] zusammengestellt und werden in dieser Arbeit nur in Auszügen zitiert.

4 Datenerhebung und Charakterisierung der untersuchten Streckenabschnitte

4.1 Datenerhebung zu den untersuchten Streckenabschnitten

Die untersuchten Streckenabschnitte unterscheiden sich anhand materialspezifischer, konstruktiver, herstellungs- und nutzungsbedingter Randbedingungen. Einige dieser Parameter konnten für den jeweiligen Streckenabschnitt anhand von Laboruntersuchungen [69] ermittelt werden (beispielsweise die Einbaudicke, die Porosität und die mineralogische Zusammensetzung des Gesteinskörnungsgemischs). Informationen zu den verwendeten Zementen, zur Betonzusammensetzung und zu den Frischbetoneigenschaften sowie zum Betoneinbau und zum Betrieb erforderten demgegenüber Recherchen in den Archiven der jeweiligen Landesbaubetriebe, Autobahnmeistereien und bauausführenden Firmen. Vor allem von Interesse waren hierbei

- der Herstellungszeitraum des jeweiligen Autobahnabschnitts und damit das Alter des untersuchten Streckenabschnitts,
- der genaue Zeitpunkt des Betoneinbaus im Bereich des untersuchten Streckenabschnitts, einschließlich der herrschenden Witterungsbedingungen (Lufttemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus, Entwicklung der Lufttemperatur),
- die Betonzusammensetzung einschließlich der verwendeten Betonausgangsstoffe (Wassermenge, Zementgehalt, Na_2O -Äquivalent des Zements, verwendete Gesteinskörnung),
- die Eigenschaften des Frischbetons (Frischbetontemperatur, Luftgehalt, Konsistenz),
- Informationen zum Taumittleinsatz (Taumittelart, Auftragsmenge),
- der Zeitpunkt der Verkehrsfreigabe, die Verkehrsbeanspruchung (Anzahl der Lastwechsel) und die bis zur Untersuchung bereits erreichte Nutzungsdauer.

Ergänzend zu der durchgeführten Archivrecherche wurden einige der zuvor genannten Informationen auch aus einschlägigen Veröffentlichungen und Datenbanken ermittelt:

Zementberichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Die Bundesanstalt für Straßenwesen führt Kontrollprüfungen und chemische Analysen an Straßenzementen durch, um deren Eigenschaften näher zu erfassen und zu dokumentieren. Dabei werden neben den einschlägigen physikalisch-mechanischen Kenngrößen (Dichte, Mahlfineinheit, Wasseranspruch, Erstarrungsbeginn und -ende, Normfestigkeit, et cetera) auch chemische Parameter (Na_2O -Äquivalent, Chloridgehalt, Sulfatgehalt, et cetera) ermittelt und in einem jährlichen Bericht über die „Eigenschaften von Zementen für Fahrbahndecken aus Beton“ [91] (kurz „Zementbericht“) zusammengestellt (Tabelle 10).

Tabelle 10: An die Bundesanstalt für Straßenwesen übersandte Rückstellproben von Straßenzementen und daran ermittelte Zementeigenschaften (beispielhafter Auszug aus [91])

Probe	Hersteller	Werk	Baumaßnahme	Land
I03/09	Deuna Zement GmbH	Deuna	BAB A38, Hölbergertunnel	TH
I04/09	Deuna Zement GmbH	Deuna	BAB A 14, km 109,9-99,5,RF.: Dresden	ST
I05/09	Deuna Zement GmbH	Deuna	BAB A 14, km 109,9-99,5,RF.: Dresden	ST
I06/09	Deuna Zement GmbH	Deuna	BAB A 14, km 109,9-99,5,RF.: Dresden	ST
I07/09	Deuna Zement GmbH	Deuna	BAB A 14, km 109,9-99,5,RF.: Dresden	ST
I11/09	Dyckerhoff AG	Göllheim	BAB A5, AS Kronau - AS Bruchsal, RF.: Frankfurt-Basel	BW
I12/09	Dyckerhoff AG	Göllheim	BAB A5, AS Kronau - AS Bruchsal, RF.: Frankfurt-Basel	BW

Eigenschaften	Anforderungen* siehe bitte Fußnote A	I03/09	I04/09	I05/09	I06/09	I07/09	I11/09	I12/09
		<i>Festigkeitsklasse</i>	42,5 N	42,5 N	42,5 N	42,5 N	42,5 N	42,5 N
Druckfestigkeit: Anfangsfestigkeit (2d)	$\geq 10 \leq 29$ [MPa]	22,6	23,2	22,3	23,7	24,2	25,9	26,9
Druckfestigkeit: Normfestigkeit (28d)	$\geq 32,5 \leq 52,5$ [MPa]	54,1	55,6	56,6	56,4	57,8	52,3	54,3
Biegezugfestigkeit: n. 2 Tagen (2d)	ohne [MPa]	3,8	4,1	3,7	3,9	4,2	5,0	5,0
Biegezugfestigkeit: n. 28 Tagen (28d)	ohne [MPa]	7,4	7,7	7,9	8,1	7,9	7,7	7,8
Erstarrungsbeginn	≥ 120 [min]	181	166	170	170	186	161	171
Erstarrungsende	entfällt							
Dehnungsmaß	≤ 10 [mm]	2,0	2,0	1,0	0,5	3,0	1,0	0,5
Wasseranspruch	$\leq 28,0$ [M.-%]	27,8	25,2	25,2	25,0	25,0	26,9	29,4
Mahlfeinheit	≤ 3500 [cm ² /g]	3340	3280	3270	3300	3130	3850	4060
Dichte (rechnerisch)	ohne [g/cm ³]	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10
Na ₂ O Äquivalent	0,80 [M.-%]**	0,65	0,62	0,58	0,63	0,65	0,63	0,59
Natriumoxid, Na ₂ O	ohne [M.-%]	0,14	0,10	0,11	0,12	0,12	0,08	0,07
Kaliumoxid, K ₂ O	ohne [M.-%]	0,78	0,78	0,73	0,78	0,80	0,83	0,79
Glühverlust	$\leq 5,0$ [M.-%]	2,19	2,34	2,30	2,30	2,53	2,02	2,25
unlöslicher Rückstand	$\leq 5,0$ [M.-%]	0,42	0,44	0,62	0,67	0,79	1,00	0,88
Sulfatgehalt, SO ₃	$\leq 3,5$ [M.-%]	3,05	3,15	3,18	3,21	3,22	3,02	3,21
Chloridgehalt, Cl ⁻	$\leq 0,10$ [M.-%]	0,007	0,023	0,009	0,010	0,007	0,032	0,038
Calciumoxid, CaO	ohne [M.-%]	63,93	64,29	64,65	64,30	64,18	62,92	62,84
Magnesiumoxid, MgO	ohne [M.-%]	1,26	1,31	1,31	1,27	1,30	2,29	2,23
Eisenoxid, Fe ₂ O ₃	ohne [M.-%]	2,45	2,44	2,40	2,43	2,46	2,85	2,88

* nach DIN EN 197-1 sowie TL-Beton StB 07, Abs. 2.2.2 und ARS Nr. 12/2006

** Der Grenzwert $\leq 0,80$ [M.-%] gilt nur für CEM I und CEM II/A-S, -T, -LL

Die Alkaligehalte und Na₂O-Äquivalente der bei den untersuchten Streckenabschnitten eingesetzten Zemente sind in Tabelle 21 (im Anhang) zusammengestellt. In Tabelle 22 sind zusätzlich die Zementgehalte der Betone und die sich daraus ergebenden Gesamtalkaligehalte (weiterhin als "Grundalkaligehalte" bezeichnet) eingefügt.

Jahresberichte zur Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen

Zur Ermittlung der Verkehrsstärken auf Bundesautobahnen und außerörtlichen Bundesstraßen betreibt die BASt ein Netz von rund 1.500 automatischen Dauerzählstellen (davon im Jahr 2012 718 Zählstellen auf Bundesautobahnen). Die an diesen Zählstellen generierten Daten werden seit 1975 jährlich publiziert, wobei die Verkehrsstärken für unterschiedliche Fahrzeuggruppen angegeben werden (beispielhaft und auszugsweise dargestellt in Tabelle 11) [40][69].

Tabelle 11: Auszug aus dem Jahresbericht zur Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2012, hier beispielhaft für drei Zählstellen auf der BAB A3 [40]. Der $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ ergibt sich jeweils aus der obersten Zeile der 6. Spalte (grau hinterlegt).

Allgemeine Angaben				Gesamtquerschnitt													
Straße	Zst.-Name TK/ZST.-Nr. In-Richtung Gegen-Richtung Anz. Fahrstreifen Lage bei	GT		DTV													
		2012/11		Kfz			Lkw-Gruppe			Fahrzeugarten (Anteil von Kfz)							
		Mo-So	Mo-So	Veränd. zu '11	Mo-So	SV	Lkw- ähnl.	Veränd. zu '11	Pkw +Lfw	Lfw	Krad	Pkw m. Anh.	Lkw o. Anh.	Lkw m. Anh.	Sattel- zug	Bus	nkl. Kfz
		W	W	U	W												
U	U	S	U														
S	S	S	S														
[d]	[d]	[Kfz/24h]	[Kfz/24h]	[%]	[Kfz/24h]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]		
A 3	AD Seligenstadt (O) 6020/9033 RI(S): AS Stockstadt (B469) RII(N): AD Seligenstädter Dreieck (A) FS=6 km 205,7	352/341 213/203 75/76 64/62	92 373 96 396 94 804 75 751	+1,1 +1,8 +0,2 -0,7	14 983 18 301 15 724 2 870	16,2 19,0 16,6 3,8		+0,3 +0,6 +0,8 +2,1	81,4 78,8 80,8 93,6	7,1 7,6 7,2 5,2	0,8 0,7 0,9 1,1	1,2 1,1 1,4 1,5	3,3 3,8 3,4 1,2	12,5 14,8 12,8 2,0	9,3 11,0 9,6 1,5	0,4 0,3 0,4 0,5	1,2 1,2 1,2 1,1
A 3	Hörsbach (O) 5921/9010 RI(N): AS Hörsbach RII(S): AS Bessenbach/Waldaschaff FS=4 km 220,4	0/0 0/0 0/0 0/0	65 531 66 405 67 888 59 616	-0,9 -1,0 -0,4 -1,0	12 728 15 333 13 555 2 907	19,4 23,1 20,0 4,9		-1,8 -1,8 -0,3 -1,7	77,0 73,5 76,3 91,0	5,4 5,4 5,6 5,2	2,6 2,6 2,6 2,8	2,3 2,1 2,4 2,6	3,6 4,2 3,8 1,4	15,0 18,1 15,5 3,0	10,9 13,1 11,3 2,3	0,7 0,8 0,7 0,5	1,3 1,3 1,3 1,5
A 3	Rohrbrunn (O) 6122/9991 RI(N): AS Weibersbrunn RII(S): AS Rohrbrunn FS=4 km 237,6	322/216 194/137 69/38 59/41	55 493 55 637 57 434 52 557	+3,7 +4,3 +2,8 +2,7	11 509 14 006 12 065 2 395	20,7 25,2 21,0 4,6		+0,9 +1,3 +1,3 +1,3	76,7 72,4 76,2 92,7	7,5 7,9 7,5 6,0	1,2 1,1 1,2 1,5	1,5 1,4 1,7 1,8	3,1 3,6 3,1 1,3	17,1 21,1 17,5 2,6	13,0 16,0 13,3 2,1	0,5 0,5 0,5 0,6	1,0 1,0 1,0 1,0

Für die Auswertung wurde im Rahmen dieser Arbeit die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs im Mittel aller Wochentage ($DTV^{(SV)}_{Mo-So}$) herangezogen. Zur Berücksichtigung der Verkehrsentwicklung während der bisherigen Nutzungsdauer wurden die jeweiligen $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ in einem Abstand von vier Jahren (seit 1992/93) angesetzt. Je nach Einbaupunkt des jeweiligen Streckenabschnitts wurde dazu ein entsprechender Mittelwert der $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ der Jahre 1992/93, 1996, 2000, 2004, 2008 und 2012 gebildet [69]. Für einen 2003 hergestellten Streckenabschnitt wurde also beispielsweise der mittlere $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ der Jahre 2004, 2008 und 2012 zu Grunde gelegt.

Basierend auf diesem mittleren $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ und der jeweiligen Nutzungsdauer wurde schließlich für die einzelnen Streckenabschnitte die Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge während der Nutzungsdauer errechnet (Tabelle 23 und Gleichung 12-1, jeweils im Anhang) [69][R 15].

Climate Data Center des Deutschen Wetterdienstes

Der Deutsche Wetterdienst (DWD) betreibt ein Netz von rund 400 Klimastationen in Deutschland, von denen in unterschiedlichen Datensätzen Stunden-, Tages- und Monatswerte wesentlicher meteorologischer Kennwerte archiviert sind [29]. Für die Auswertungen im Rahmen dieser Arbeit standen hierdurch zusätzlich zu den Informationen aus den

Bauunterlagen unter anderem auch ergänzende Daten zur Entwicklung der Lufttemperatur zur Verfügung [69].

Bei der Auswertung wurden in erster Linie die in Bautagebüchern und Einbauprotokollen dokumentierten Frischbetontemperaturen und Lufttemperaturen angesetzt (Tabelle 25 im Anhang). Nur bei drei Streckenabschnitten (F 15, F 17 und F 41), bei denen zwar der Einbauzeitpunkt des Betons bekannt war, aber keine Frischbetontemperaturen vorlagen, wurden ersatzweise die Lufttemperaturen der nächstgelegenen DWD-Klimastation herangezogen [29][69].

Zusammenfassung der Datenerhebung

Zu insgesamt 30 Streckenabschnitten konnten noch vergleichsweise aussagekräftige Unterlagen eingesehen werden, aus denen der Einbauzeitpunkt des Straßenbetons und damit auch die jeweiligen Witterungsbedingungen und Frischbetoneigenschaften abgeleitet werden konnten. Ein unabhängiger Kennwert zur Bewertung der Alkaliempfindlichkeit des Gesteinskörnungsgemisches konnte allerdings genauso wenig recherchiert werden, wie Informationen zur Nachbehandlung (insbesondere zur Art und Menge der eingesetzten Nachbehandlungsmittel) oder Massebilanzen der eingesetzten Taumittel.

Zu sechs Streckenabschnitten waren nur allgemeine Daten – beispielsweise der Herstellzeitraum des Autobahnabschnitts, Informationen zum Aufbau des Fahrbahnoberbaus oder Unterlagen zur Erstprüfung des Betons einschließlich eines Baustoffverzeichnisses – verfügbar. Bei den übrigen vierzehn Streckenabschnitten waren keine aussagekräftigen Unterlagen mehr aufzufinden. In vier Fällen konnte selbst das genaue Baujahr nicht mehr rekonstruiert werden [69].

4.2 Charakterisierung der untersuchten Streckenabschnitte

Die untersuchten Streckenabschnitte wurden vorrangig aufgrund AKR-spezifischer Schadensmerkmale ausgewählt. Nachrangig konzentrierte sich die Auswahl auf Streckenabschnitte mit einem Alter zwischen rund zehn bis zwanzig Jahren, wobei das gesamte Bundesgebiet in die Untersuchungen einbezogen wurde (Abs. 3.1). Die folgenden Darstellungen geben einen Überblick über die Verteilung der Streckenabschnitte anhand verschiedener Eigenschaften und Randbedingungen.

Alter der Streckenabschnitte

Aufgetragen anhand des Alters zum Zeitpunkt der Untersuchung spiegelt sich die beabsichtigte Konzentration auf zehn bis zwanzig Jahre alte Fahrbahndecken wieder (Abbildung 51). Diese Altersgruppe sollte vorrangig untersucht werden, da in der Vergangenheit

nach etwa acht bis fünfzehn Jahren erste Schadensmerkmale einer AKR festgestellt worden waren, sofern der Beton ein nennenswertes AKR-Schädigungspotential besaß [46][69] [R 12].

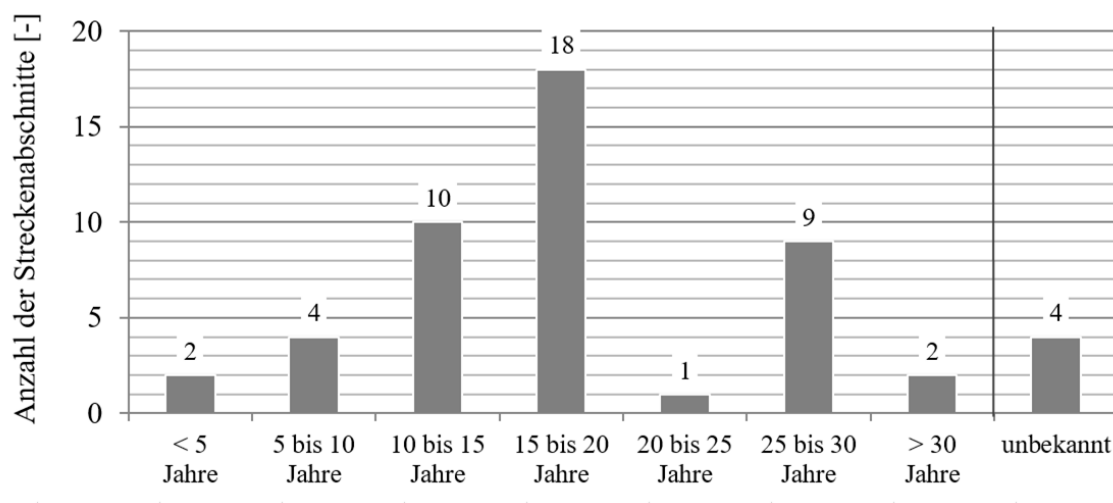


Abbildung 51: Alter der Streckenabschnitte zum Zeitpunkt der Untersuchung

Von den 50 Streckenabschnitten waren zum Zeitpunkt der Untersuchung zehn Fahrbahndecken zwischen zehn und fünfzehn Jahre alt, rund ein Drittel (achtzehn Streckenabschnitte) entfiel auf die Altersgruppe fünfzehn bis zwanzig Jahre. Zwölf Streckenabschnitte waren bei der Untersuchung demgegenüber mehr als zwanzig Jahre alt, bei vier Streckenabschnitten konnte der Einbauzeitpunkt nicht näher eingegrenzt werden [69].

Verkehrsbeanspruchung bis zur Untersuchung

Abbildung 52 gibt einen Überblick über die Verkehrsbeanspruchung der untersuchten Streckenabschnitte. Dargestellt wurde hier die bis zur Untersuchung aufsummierte Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge. Diese wurden auf Grundlage der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke des Schwerverkehrs $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ und der jeweiligen Nutzungsdauer errechnet (Abs. 4.1). Die vier Streckenabschnitte, bei denen das Alter nicht näher eingegrenzt werden konnte (vgl. Abbildung 51), sind in dieser Darstellung nicht enthalten. Zusätzlich ist in Abbildung 52 das Alter der jeweiligen Streckenabschnitte aufgetragen.

Die 46 Streckenabschnitte weisen hinsichtlich der äq. 10 t-Achsübergänge eine gleichmäßige Verteilung auf, wobei die maximale Anzahl der 10 t-Achsübergänge bei rund 76 Millionen Überrollungen liegt.

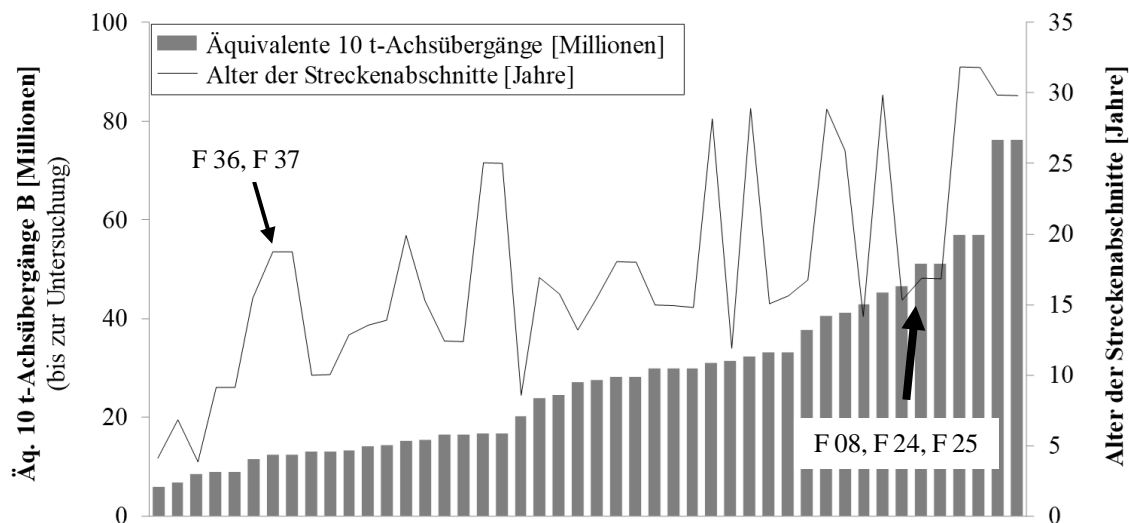


Abbildung 52: Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge bis zur Untersuchung

Dabei ist zu berücksichtigen, dass die jeweilige Summe der äq. 10 t-Achsübergänge bei den einzelnen Streckenabschnitten gleichermaßen durch das Alter/ die bisherige Nutzungsdauer und die Verkehrsstärke des Schwerverkehrs beeinflusst wird. Der $DTV^{(SV)}_{Mo-So}$ variierte bei den Streckenabschnitten deutlich zwischen rund 2.700 und 16.600 Kfz/24 h (vgl. Tabelle 23 im Anhang) [40].

Dementsprechend wurden beispielsweise zwei Streckenabschnitte untersucht, die zum Zeitpunkt der Untersuchung etwa neunzehn Jahre alt waren (F 36 und F 37), bis dahin aber erst rund zwölf Millionen äq. 10 t-Achsübergänge aufwiesen. Demgegenüber stehen drei Streckenabschnitte (F 08, F 24 und F 25), die nach 15,5 beziehungsweise siebzehn Jahren bereits rund 50 Millionen 10 t-Achsübergängen ausgesetzt waren (Tabelle 23 im Anhang).

Tragschicht und Bauweise der Streckenabschnitte

In Abbildung 53 ist der konstruktive Aufbau der Streckenabschnitte hinsichtlich Tragschicht und Bauweise dargestellt.

Insgesamt wurden 34 Streckenabschnitte in einschichtiger Bauweise untersucht, von denen der Großteil (19 Abschnitte) auf einer HGT ausgeführt wurde. Schottertragschichten, Asphalttragschichten und Verfestigungen kamen nahezu gleichverteilt bei jeweils rund fünf einschichtigen Fahrbahndecken zum Einsatz [69].

Von den zweischichtigen Fahrbahndecken wurden elf Streckenabschnitte auf HGT hergestellt, die anderen fünf Streckenabschnitte lagen entweder auf Schottertragschicht oder Asphalttragschicht. Verfestigungen wurden bei den hier untersuchten zweischichtigen Streckenabschnitten nicht vorgefunden [69].

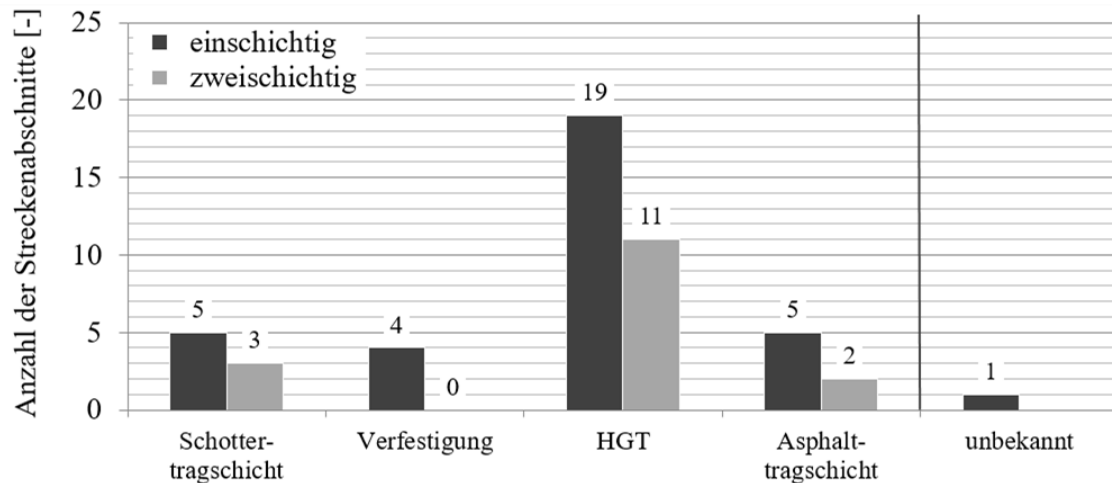


Abbildung 53: Art des Oberbaus: Tragschicht und Bauweise der Streckenabschnitte

Eingesetzte Gesteinskörnungen

Abbildung 54 gibt einen Überblick über die im Beton verwendeten Gesteinskörnungen, sofern diese aus den Baustoffverzeichnissen oder Erstprüfungsunterlagen recherchiert werden konnten. Die angegebenen Klassifizierungen sind ingenieurgeologisch zu verstehen. Unter der Sammelbezeichnung „Kies“ wurden in dieser Darstellung alle in den Baustoffverzeichnissen als Kieskörnung deklarierten Gesteinskörnungen (hauptsächlich Weser-, Elbe-, Donau- und Isarkies) zusammengefasst. Aus mineralogischer Sicht können vor allem diese Kiese hinsichtlich der tatsächlich enthaltenen Mineralien variieren [69].

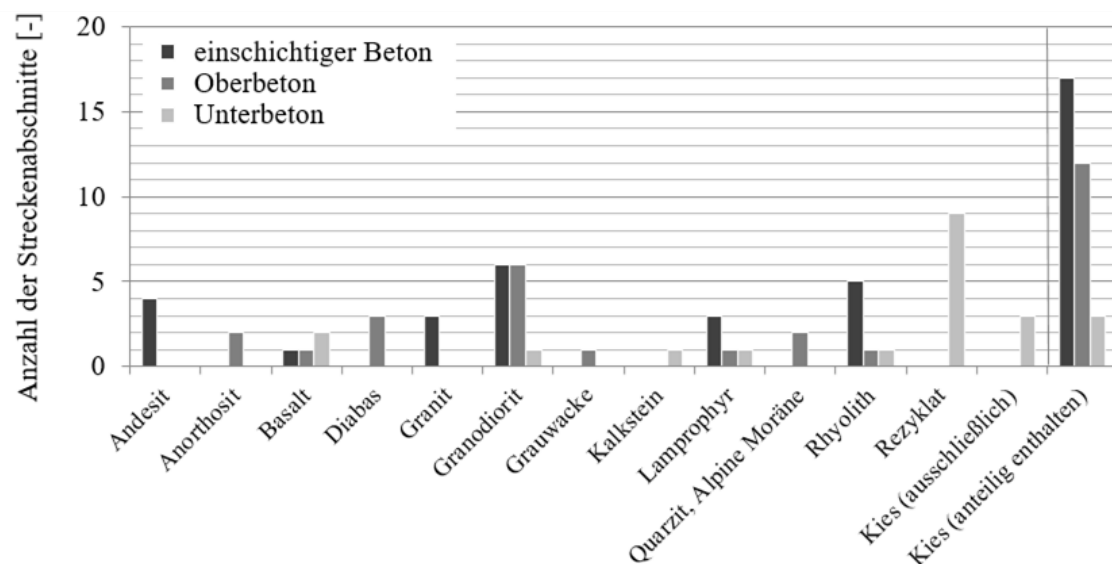


Abbildung 54: Im Beton verwendete Gesteinskörnungen (≥ 2 mm).

Unter der Sammelbezeichnung „Kies“ wurden in dieser Zusammenstellung alle als Kieskörnung deklarierten Gesteinskörnungen zusammengefasst

Aus der Darstellung geht hervor, dass bei den untersuchten Streckenabschnitten viele unterschiedliche Gesteinskörnungen zum Einsatz kamen, was vorrangig auf den Einbezug von Streckenabschnitten aus dem gesamten Bundesgebiet zurückzuführen ist. Hierdurch spiegelt sich bei den untersuchten Streckenabschnitten zwar einerseits die große Vielfalt der im Betonstraßenbau eingesetzten Gesteinskörnungen wieder, andererseits wird hierdurch aber auch ein direkter Vergleich einzelner Streckenabschnitte mit vergleichbarer Betonzusammensetzung erschwert. Zudem stammen die jeweiligen Gesteinskörnungen häufig aus unterschiedlichen Vorkommen oder – bei gleichen Vorkommen – aus unterschiedlichen AbbauhORIZONTEN und können nur eingeschränkt miteinander verglichen werden [69].

Erkennbar ist aus Abbildung 54 aber auch, dass mit rund 20% (neun Streckenabschnitte, ausschließlich in Niedersachsen und einmal in NRW) verhältnismäßig viele Fahrbahndecken Rezyklat im Unterbeton enthielten, das in der Regel aus der vor Ort aufgenommenen Betonfahrbahndecke gewonnen wurde. Auch wenn die alte Fahrbahndecke nicht durch eine AKR geschädigt war, können in dem Ausgangsmaterial durchaus alkaliempfindliche Gesteinskörnungen enthalten sein, weshalb Rezyklat als langsam/ spät reagierende Gesteinskörnung eingestuft wird [120][R 8]. Daneben können Rezyklate aus alten Fahrbahndecken deutlich erhöhte Alkaligehalte aufweisen, die aus der jahrelangen Taumittelbeaufschlagung stammen [69]. Inwieweit die hier eingesetzten Rezyklate aber tatsächlich alkaliempfindliche Bestandteile aufweisen, ist nicht bekannt. Gutachten zur Eignung dieser Rezyklate für den Einsatz im Beton konnten nicht recherchiert werden [69].

Kies wurde nur in drei Fällen und auch nur im Unterbeton als alleinige grobe Gesteinskörnung eingesetzt (je einmal in Bayern, Thüringen und Rheinland-Pfalz). Anteilig waren Kieskörnungen – meist in Fraktionen bis 8 oder 16 mm – aber im Großteil aller Fahrbahndecken enthalten: 29 der 37 Streckenabschnitte, bei denen Angaben zur verwendeten Gesteinskörnung recherchiert werden konnten, enthielten neben wechselnden Hartgesteinsplitten auch Kiese [69].

Lufttemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus

Abbildung 55 gibt einen Überblick über die Lufttemperaturen zum Zeitpunkt des Betoneinbaus, die für den jeweils untersuchten Bereich der Streckenabschnitte dokumentiert wurden. Von den 29 Streckenabschnitten, bei denen der Zeitpunkt des Betoneinbaus ermittelt werden konnte, wurde etwa die Hälfte bei einer Lufttemperatur zwischen 5°C und 15°C hergestellt. Bei einem weiteren Drittel (neun Streckenabschnitten) erfolgte der Betoneinbau bei Temperaturen zwischen 15°C und 25°C.

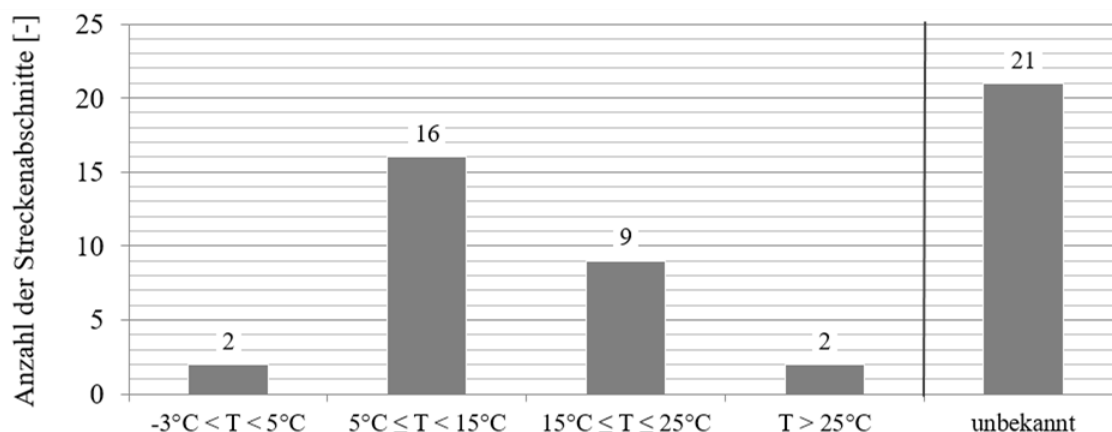


Abbildung 55: Lufttemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus

Jeweils zwei Streckenabschnitte wurden bei Lufttemperaturen unter 5°C beziehungsweise über 25°C hergestellt. In diesen Temperaturbereichen ist der Betoneinbau nach ZTV/ TL Beton-StB nur mit besonderen Maßnahmen zulässig (Tabelle 12) [R 16][R 24].

Tabelle 12: Grenzbereiche der Temperaturen für den Betoneinbau, aus [R 16]

Betoneinbau	Lufttemperatur	Betontemperatur
zulässig	$5^{\circ}\text{C} \leq T_L \leq 25^{\circ}\text{C}$	$5^{\circ}\text{C} \leq T_B \leq 30^{\circ}\text{C}$
nur mit besonderen Maßnahmen zulässig	$T_L < 5^{\circ}\text{C}$ $T_L > 25^{\circ}\text{C}$	
unzulässig	Dauerfrost $T_L \leq -3^{\circ}\text{C}$	-
	-	$T_B < 5^{\circ}\text{C}$ $T_B > 30^{\circ}\text{C}$

Art der verwendeten Taumittel in Abhängigkeit der Frostzone

Der Taumittelverbrauch auf Bundesautobahnen variiert in Abhängigkeit der Witterungsverhältnisse zwischen rund 10 und 40 Tonnen pro Kilometer und Jahr (vgl. Abs. 2.7.4.2) [11][45][69]. Abbildung 56 zeigt die Verteilung der Streckenabschnitte nach Frostzonen und gibt die Art der üblicherweise eingesetzten Taumittel an. Insgesamt kommen – nach Auskunft der zuständigen Autobahnmeistereien – nahezu ausschließlich Feuchtsalze zum Einsatz, die aus 70% Feststoff und 30% Sole zusammengesetzt werden (FS30, vgl. Abs. 2.7.4.2). Verlässliche Informationen zur Häufigkeit der Winterdiensteinsätze oder belastbare Massebilanzen der jeweils ausgebrachten Taumittel konnten für die einzelnen Streckenabschnitte nicht recherchiert werden [69].

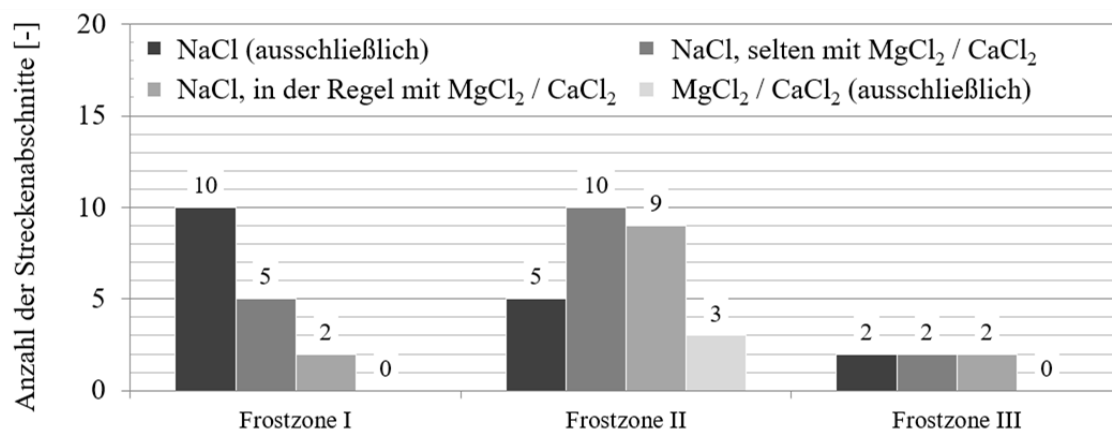


Abbildung 56: Art der verwendeten Taumittel nach Frostzone

Bei der Art der verwendeten Taumittel gaben die Autobahnmeistereien für siebzehn Streckenabschnitte an, ausschließlich NaCl zu verwenden. In siebzehn weiteren Fällen wurde nahezu ausschließlich NaCl eingesetzt, für Grenzwetterlagen (beispielsweise überfrierende Nässe) stehen hier in den zuständigen Meistereien in der Regel MgCl₂ oder CaCl₂ zur Herstellung einer Sole für die Feuchtsalzstreuung bereit [69].

Bei dreizehn Streckenabschnitten kamen demgegenüber nahezu ausschließlich Feuchtsalze mit einer Kombination aus NaCl-Steinsalz und MgCl₂- oder CaCl₂-Sole zum Einsatz. Nur in seltenen Fällen wurde bei diesen elf Streckenabschnitten NaCl ohne MgCl₂/ CaCl₂-Zugabe eingesetzt.

Eine Autobahnmeisterei gab schließlich an, seit Herstellung der drei in ihrem Zuständigkeitsbereich untersuchten Streckenabschnitte ausschließlich MgCl₂ (als Feststoff und Sole) zu verwenden. NaCl kam dort nicht zum Einsatz [69].

In Abhängigkeit der Frostzone zeigt sich, dass in Frostzone I hauptsächlich NaCl verwendet wird. Die Zudosierung von MgCl₂ oder CaCl₂ erfolgt hier eher selten. Deutlich häufiger werden diese beiden Salzarten in Frostzone II eingesetzt. Ein ausschließlicher Einsatz von NaCl kam hier nur bei fünf der 27 Streckenabschnitte vor. Bei Frostzone III wurde bei den untersuchten Streckenabschnitten genauso häufig ausschließlich NaCl eingesetzt wie die Kombination aus NaCl und MgCl₂/ CaCl₂. Insgesamt entfallen allerdings nur sechs der 50 Streckenabschnitte auf diese Frostzone [69].

4.3 Bewertung des Streckenzustands

Die Zustandsbewertung der Streckenabschnitte erfolgte durch zwei unterschiedliche Verfahren, die sich jeweils an dem oberflächlich sichtbaren Schadensbild orientieren. Anhand charakteristischer, AKR-spezifischer Schadensmerkmale (Verfärbungen im Bereich der Fugen und Fugenkreuze, Rissbildung in Längs- und Querrichtung und tangentiale Rissbildung in den Eckbereichen sowie Kantenschäden und Eckabbrüche bis hin zu Substanzverlust und Verschotterung) wurden die Streckenabschnitte visuell in Erweiterte Schadenskategorien (vgl. Abs. 3.2.1) eingestuft [69][R 12]. Die oberflächlich sichtbaren Risse wurden außerdem semi-quantitativ bewertet, wodurch die Streckenabschnitte in Risskategorien eingestuft wurden (vgl. Abs. 3.2.2) [69].

Die jeweiligen Einstufungen der untersuchten Streckenabschnitte in Erweiterte Schadenskategorien und Risskategorien sind in Tabelle 26 beziehungsweise Tabelle 28 (jeweils im Anhang) zusammengefasst. Eine Übersicht über die Einstufungen der 50 Streckenabschnitte gibt Abbildung 57 [69].

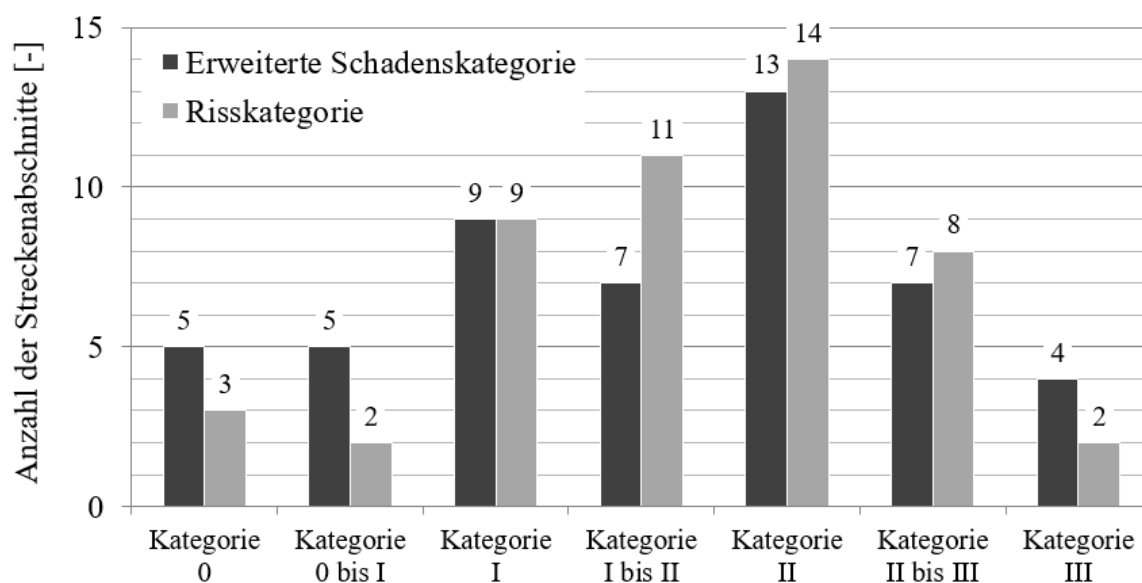


Abbildung 57: Für den Zeitpunkt der Untersuchung vorgenommene Einstufung der Streckenabschnitte in Erweiterte Schadenskategorien und Risskategorien

Aus dieser Darstellung geht hervor, dass bei zehn (Erweiterte Schadenskategorie) beziehungsweise fünf (Risskategorie) Streckenabschnitten keine nennenswerten Schadensmerkmale festgestellt wurden, weshalb diese in die Kategorien 0 beziehungsweise 0 bis I eingestuft wurden. Verfärbungen waren bei diesen Streckenabschnitten allenfalls ansatzweise erkennbar, zudem wiesen die Fahrbahndecken keine nennenswerte Rissbildung auf (Abbildung 58) [69].



Abbildung 58: Beispielhafter Zustand eines Streckenabschnitts, der anhand beider Verfahren in Kategorie 0 eingestuft wurde. AKR-spezifische Schadensmerkmale waren nicht erkennbar, Risse konnten nicht festgestellt werden.

Sechzehn (Erweiterte Schadenskategorie) beziehungsweise zwanzig (Risskategorie) Streckenabschnitte zeigten erste Schadensmerkmale, die unter anderem durch eine AKR bedingt sein können. Verfärbungen waren klar erkennbar (Abbildung 59), die Strecken wiesen zunehmend Risse auf (Kategorie I oder I bis II).

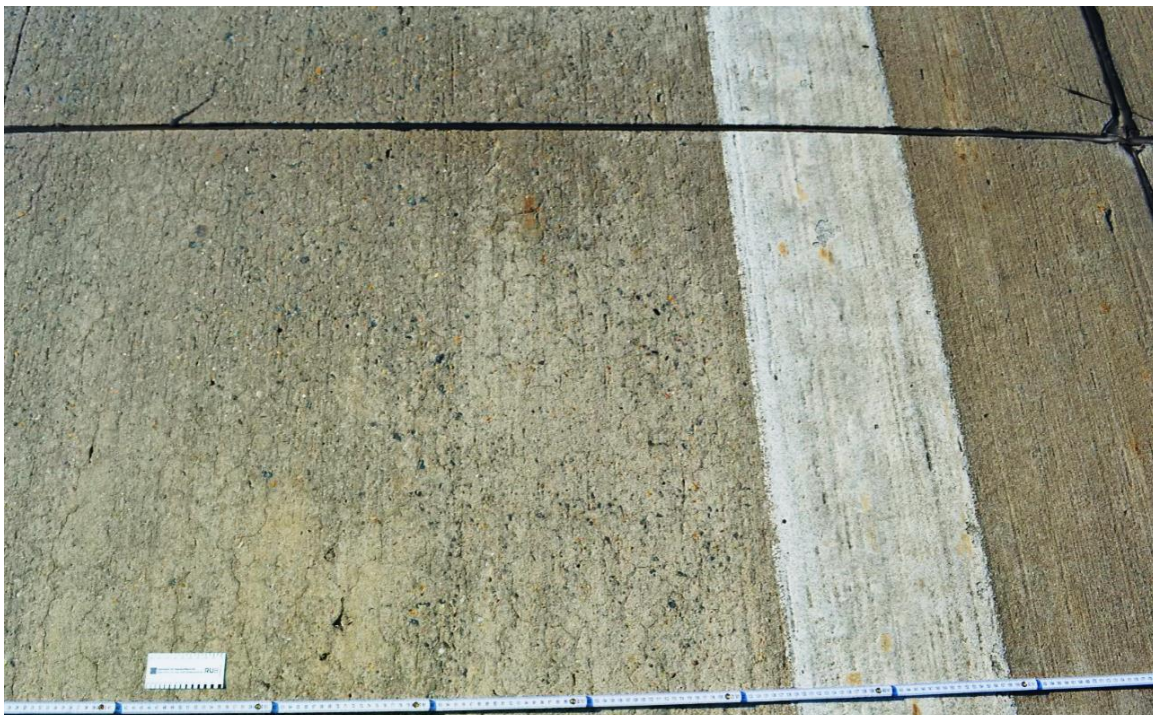


Abbildung 59: Beispielhafter Zustand eines Streckenabschnitts, der anhand beider Verfahren in Kategorie I bis II eingestuft wurde. Im Fugenbereich waren Verfärbungen klar erkennbar, dazu lagen ungerichtete Risse mit einer kumulierten Rissbreite ≥ 5 mm/m vor.

Einen ähnlichen Anteil an der Grundgesamtheit bildeten die Streckenabschnitte, die in eine Kategorie II oder II bis III eingestuft wurden: Bei zwanzig (Erweiterte Schadenskategorie) beziehungsweise 22 (Risskategorie) Streckenabschnitten lag eine starke Schädigung vor. Auf der Fahrbahndecke waren deutliche Schadensmerkmale in Form einer ausgeprägten Rissbildung und erster Kantenschäden oder Eckabbrüche erkennbar (Abbildung 60). Ab diesem Streckenzustand kann der Schadenszuwachs bei AKR-geschädigten Fahrbahndecken rapide ansteigen, wodurch innerhalb kurzer Zeit – teilweise binnen eines Jahres – ein Übergang zu Schadenskategorie III stattfinden kann [69][R 12].



Abbildung 60: Beispielhafter Zustand eines Streckenabschnitts, der anhand beider Verfahren in Kategorie II bis III eingestuft wurde. Im Bereich der Fugen und Fugenkreuze traten ausgeprägte Risse und erste Eckabbrüche auf

In die höchste Kategorie III wurden schließlich vier (Erweiterte Schadenskategorie) beziehungsweise zwei (Risskategorie) Streckenabschnitte eingestuft. Diese Fahrbahndecken wiesen neben ausgeprägten Verfärbungen im Bereich der Fugen und Fugenkreuze eine starke Rissbildung und umfangreiche Eck- und Kantenschäden auf, die teilweise einen lokalen Substanzverlust zur Folge hatten [69].



Abbildung 61: Beispielhafter Zustand eines Streckenabschnitts, der anhand beider Verfahren in Kategorie III eingestuft wurde. Neben deutlichen Verfärbungen lag eine besonders stark ausgeprägte Rissbildung mit Kantenschäden, Eckabbrüchen und lokalem Substanzverlust vor, Teilbereiche waren ausgebessert worden

Hinsichtlich der Vergleichbarkeit beider Verfahren zeigte sich in Abbildung 57 in Bezug auf die Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung, dass der Streckenzustand bei der Einstufung in eine Risskategorie gerade bei einem geringen Schädigungsgrad (Kategorie 0 und 0 bis I) zu einer schärferen Bewertung der Schadensmerkmale führt als die Erweiterte Schadenskategorie. Zehn Streckenabschnitte wurden einer Erweiterten Schadenskategorie 0 oder 0 bis I zugeordnet, demgegenüber entfielen auf diese beiden Kategorien bei der Einstufung in eine Risskategorie nur fünf Streckenabschnitte. Bei stärkerer Schädigung führen die Einstufungen bei beiden Verfahren demgegenüber zu einer vergleichbaren Bewertung. In die Kategorien II, II bis III und III wurden bei beiden Verfahren jeweils 24 Streckenabschnitte eingestuft (Abbildung 57).

Die gleiche Tendenz zeigt sich auch bei einer direkten Gegenüberstellung der jeweiligen Einstufung in eine Erweiterte Schadenskategorie beziehungsweise Risskategorie (Abbildung 62) [69].

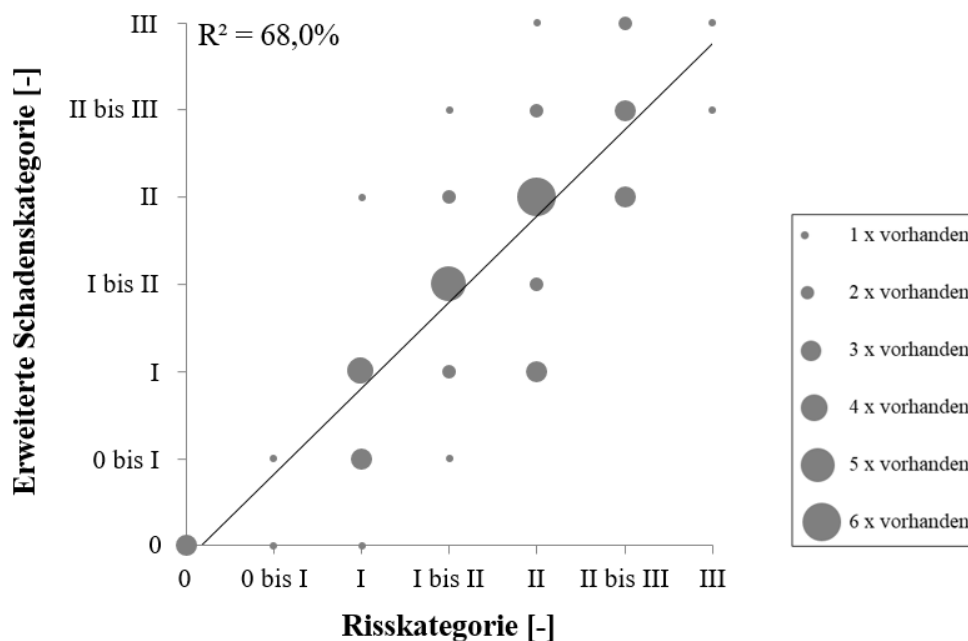


Abbildung 62: Zum Zeitpunkt der Untersuchung vorgenommene Zustandsbewertung anhand der Erweiterten Schadenskategorie gegenüber der Risskategorie. Die Größe der Datenpunkte gibt an, bei wie vielen Streckenabschnitten die jeweiligen Einstufungen vorgenommen wurden (vgl. auch Tabelle 29 im Anhang).

Die Einstufung der Streckenabschnitte in Erweiterte Schadenskategorien und Risskategorien unterscheidet sich bei keinem der Streckenabschnitte um mehr als eine ganze Kategorie (Abbildung 62), was darauf zurückzuführen ist, dass die Einstufung in beiden Verfahren aufgrund ähnlicher Schadensmerkmale (oberflächlich sichtbare Risse und Folgeschäden) vorgenommen wurde.

Da die Zustandsbewertung die Grundlage für die angestrebten Auswertungen zum Einfluss unterschiedlicher Randbedingungen auf den AKR-Fortschritt bildet, wurde im Rahmen dieser Arbeit die mittlere Einstufung dieser beiden Kriterien verwendet, um subjektive Fehleinschätzungen der Zustandsbewertung möglichst zu vermeiden beziehungsweise auszugleichen.

Die resultierende, arithmetisch gemittelte Zustandsbewertung ist für den Zeitpunkt der Untersuchung in Tabelle 29 (im Anhang) zusammengefasst. Die mittlere Zustandsbewertung wurde prozentual angegeben. Unter der vereinfachenden Annahme eines linearen Zusammenhangs zwischen den einzelnen Abstufungen wurden die jeweiligen Kategorien dazu durch lineare Interpolation auf die höchstmögliche Kategorie III bezogen [69].

Eine solche Einstufung in Kategorie III bedeutet nach [R 12], dass der Schaden an der Betonfahrbahndecke soweit fortgeschritten ist, dass zur Erhaltung nur noch eine Überbauung mit Asphaltdeck- und -binderschicht oder eine Erneuerung im Hoch- oder Tiefeinbau geeignet sind (Tabelle 13) [R 12].

Tabelle 13: Geeignete Erhaltungsmaßnahmen für Streckenabschnitte mit AKR-spezifischen Schadensmerkmalen, in Abhängigkeit der Schadenskategorie [R 12]

Kategorie	Erhaltungsmaßnahme					
	Überbauung				Erneuerung	
	DSK	Asphalt-deckschicht	Asphalt-deckschicht und Asphalt-binderschicht	Asphalt-deckschicht und Asphalt-binderschicht	Hocheinbau	Tief-einbau
	1	mindestens 4 cm 2	9 bis 12 cm 3	9 bis 12 cm mit Abfräsen Oberbeton 4	5	6
I	+ ¹⁾	+ ¹⁾	(+)	(+)	-	-
II	-	+ ¹⁾	+	+	(+)	(+)
III	-	-	+	+	+ ²⁾	+ ³⁾

+ geeignet

- ungeeignet

(+) technisch möglich, aber nicht wirtschaftlich

1) gegebenenfalls nach vorheriger Instandsetzung der geschädigten Fugenbereiche gemäß ZTV BEB-StB

2) vorherige Entspannung (Schollenabmessung ca. 1 m x 1,5 m)

3) Art der Tragschicht/Unterlage beachten

Bei einer Einstufung in Kategorie III wurde der Streckenabschnitt daher als vollständig geschädigt angesehen und prozentual mit 100% bewertet. Für die übrigen Kategorien ergeben sich die prozentualen Angaben wie folgt:

Kategorie 0	=	0,0%
Kategorie 0 bis I	=	16,7%
Kategorie I	=	33,3%
Kategorie I bis II	=	50,0%
Kategorie II	=	66,7%
Kategorie II bis III	=	83,3%
Kategorie III	=	100,0%

5 Berücksichtigung des Restschädigungspotentials

Neben unterschiedlichen konstruktiven, materialspezifischen sowie bau- und betriebsbedingten Randbedingungen weisen die untersuchten Streckenabschnitte eine ebenso deutlich voneinander abweichende Nutzungsdauer zwischen vier und 32 Jahren auf (vgl. Abs. 4.2 und Tabelle 23 im Anhang). Einige Streckenabschnitte haben die planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren [R 15] also bereits erreicht, wiederum andere Streckenabschnitte stehen erst am Anfang der Nutzungsdauer. Ein Vergleich der einzelnen Streckenabschnitte allein auf Basis der bei Untersuchung vorgenommenen Zustandsbewertung ist dementsprechend nicht zielführend. Die Bewertung mehrerer, miteinander interagierender Einflüsse auf die Entwicklung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale erfordert vielmehr einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt [69].

Die Extrapolation der Zustandsbewertung auf einen einheitlichen Zeitpunkt ist allerdings nicht ohne weiteres möglich, da die einzelnen Betone allesamt ein unterschiedliches Restschädigungspotential aufweisen. Neben der verbleibenden Restnutzungsdauer hängt dieses Restschädigungspotential vor allem von der Alkaliempfindlichkeit der enthaltenen Gesteinskörnung, der jeweiligen Vorschädigung des Betons und dessen Eigenschaften sowie dem aus Grundalkaligehalt und externer Alkalizufuhr resultierenden Gesamtalkaligehalt des Betons ab [46][69][107][115].

Normierung der Zustandsbewertung auf einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt

Zur Berücksichtigung dieser unterschiedlichen Randbedingungen wurde die zum Zeitpunkt der Untersuchung festgestellte Zustandsbewertung mittels Gleichung 5-1 auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren extrapoliert. Dazu wurde ein Normierungsfaktor f_{30} verwendet, der sich aus einer materialspezifischen Komponente \bar{e}_{30} und einer zeitlichen Komponente T_{30} zusammensetzt.

$$y_{30} = y \cdot f_{30} = y \cdot \bar{e}_{30} \cdot e^{T_{30}} \quad (\text{Gleichung 5-1})$$

mit:

y_{30} Auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren extrapolierte Zustandsbewertung

y Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung

f_{30} Normierungsfaktor zur Extrapolation der Zustandsbewertung ($f_{30} = \bar{e}_{30} \cdot e^{T_{30}}$)

\bar{e}_{30} Materialspezifische Komponente (Berücksichtigung des Restschädigungspotentials)

T_{30} Zeitliche Komponente (Berücksichtigung der Restnutzungsdauer)

Berücksichtigung des Restschädigungspotentials

Die materialspezifische Komponente $\bar{\epsilon}_{30}$ soll das jeweilige Restschädigungspotential der Betone abbilden und ergibt sich aufgrund von Untersuchungen, die im Rahmen des Projektes „Futurum – Baustoff Straßenbeton“ vom F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar (FIB) durchgeführt wurden [69].

Die Ober- und Unterbetone aller untersuchten Streckenabschnitte waren am FIB für zehn Zyklen einer Klimawechsellagerung unterzogen worden (vgl. Abs. 3.3) [69]. Aufgrund der Ergebnisse dieser Einlagerungsversuche wurde vom FIB ein sogenannter 30-Jahre-Dehnungswert erarbeitet, der anhand der verbleibenden Restnutzungsdauer aus den Dehnungsverläufen in der Klimawechsellagerung abgeleitet wurde (Tabelle 30 im Anhang). Dieser 30-Jahre-Dehnungswert kann zur Abschätzung der Dehnungen in der Klimawechsellagerung herangezogen werden, die von dem jeweiligen Beton bis zum Ende einer simulierten Nutzungsdauer von 30 Jahren erreicht werden. Der Zusammenhang zwischen Klimawechsellagerungszyklen und Praxis-Jahren konnte bislang allerdings nicht in der Praxis validiert werden [69].

Als ausreichend alkaliunempfindlich gelten in der Klimawechsellagerung solche Betone, die eine Dehnung von $\epsilon_{\max} = 0,7$ mm/m (bei Bohrkernproben mit externer Alkalizufuhr) nicht überschreiten [69]. Bezogen auf diesen Dehnungsgrenzwert bildet der 30-Jahre-Dehnungswert bei der Extrapolation der Zustandsbewertung die materialspezifische Komponente $\bar{\epsilon}_{30}$ (Gleichung 5-2).

$$\bar{\epsilon}_{30} = \frac{\text{30-Jahre-Dehnungswert}}{\epsilon_{\max}} = \frac{\text{30-Jahre-Dehnungswert}}{0,7 \text{ mm/m}} \quad (\text{Gleichung 5-2})$$

Bei zweischichtigen Fahrbahndecken wurde der maximale 30-Jahre-Dehnungswert des Unter- und Oberbetons angesetzt (Tabelle 30 und Tabelle 31 im Anhang) [69].

Berücksichtigung der Restnutzungsdauer

Durch die zeitliche Komponente T_{30} wurde demgegenüber die planmäßige Restnutzungsdauer – also die Differenz zwischen der bei Untersuchung bereits erreichten Nutzungsdauer t_i und der planmäßigen Nutzungsdauer t_{Soll} von 30 Jahren – berücksichtigt. Mittels Gleichung 5-3 wurde dazu die planmäßige Restnutzungsdauer t_{Rest} auf die planmäßige Nutzungsdauer t_{Soll} bezogen.

$$T_{30} = \frac{t_{\text{Rest}}}{t_{\text{Soll}}} = \frac{30 \text{ Jahre} - t_i}{30 \text{ Jahre}} \quad (\text{Gleichung 5-3})$$

Basierend auf einer Regressionsanalyse hatte das FIB im Rahmen des Futurum-Projektes [69] auf Grundlage der untersuchten Streckenabschnitte herausgearbeitet, dass der Zusammenhang zwischen Klimawechsellagerungs-Zyklen und Praxis-Jahren am besten durch eine e-Funktion abgebildet werden kann (Abbildung 63). Ebenso haben Praxiserfahrungen gezeigt, dass der in-situ oft progressive Schadensverlauf bei Betonfahrbahndecken einer e-Funktion gleicht [69]. Daher wurde die zeitliche Komponente T_{30} bei der Extrapolation der Zustandsbewertung in Gleichung 5-1 ebenfalls durch eine e-Funktion berücksichtigt.

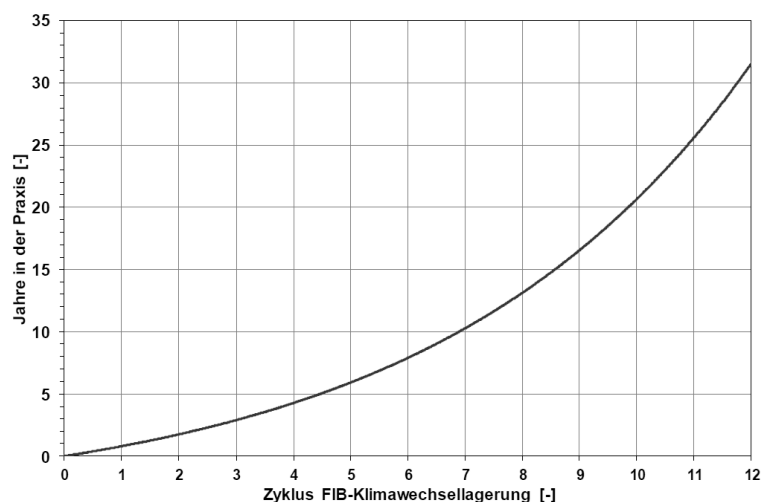


Abbildung 63: Aufgrund der untersuchten Streckenabschnitte vom F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde (FIB) der Bauhaus-Universität Weimar ermittelte e-Funktion zur Umrechnung der KWL-Zyklen in Praxis-Jahre, aus [69]

Bei Streckenabschnitten, die bereits eine Nutzungsdauer von 30 Jahren erreicht hatten, wurde ein Normierungsfaktor f_{30} von 1,0 angesetzt (Tabelle 31 im Anhang). Die extrapolierte Zustandsbewertung entspricht in diesen Fällen der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung.

Bei Streckenabschnitten, bei denen f_{30} aufgrund des geringen Restschädigungspotentials einen Wert kleiner 1,0 annahm, wurde dieser zur Extrapolation der Zustandsbewertung ebenfalls gleich 1,0 gesetzt. Eine Multiplikation der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung mit einem Normierungsfaktor $f_{30} < 1,0$ würde andernfalls rechnerisch einer Verbesserung des Streckenzustands entsprechen.

Die resultieren Normierungsfaktoren $f_{30,i}$ der untersuchten Streckenabschnitte sind mit den jeweiligen $T_{30,i}$ und $\bar{e}_{30,i}$ in Tabelle 31 (im Anhang) zusammengefasst. Tabelle 32 bis Tabelle 34 enthalten die auf 30 Jahre extrapolierten Zustandsbewertungen. Gegenüber der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung (maximal 100%, vgl. Abs. 4.3) ergeben sich durch die Extrapolation normierte Zustandsbewertungen von bis zu 662%.

Eine solche normierte Zustandsbewertung $> 100\%$ ist so zu verstehen, dass es für einen Streckenabschnitt umso wahrscheinlicher wird, die planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren nicht zu erreichen, je weiter die normierte Zustandsbewertung über 100% liegt. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, dass der gewählte Ansatz zur Extrapolation der Zustandsbewertung anhand von Nutzungsdauer und Restschädigungspotential (30-Jahre-Dehnungswert) allein aufgrund prognostischer Laboruntersuchungen (Klimawechselage- rung) gewählt wurde und bisher nicht in der Praxis validiert werden konnte [69].

Gegenüberstellung der normierten Zustandsbewertungen

Nach der Normierung auf einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt (Nutzungsdauer 30 Jahre) weichen die extrapolierten Zustandsbewertungen anhand der Erweiterten Schadens- kategorie und Risskategorie (Tabelle 32 und Tabelle 33, jeweils im Anhang) nur geringfügig voneinander ab (Abbildung 64).

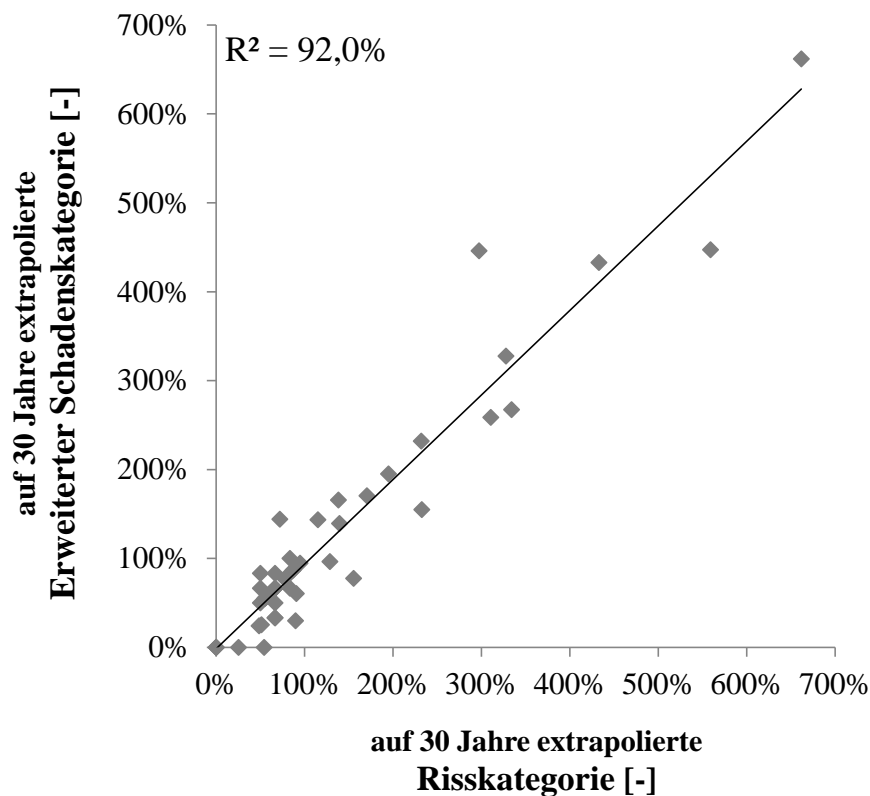


Abbildung 64: Normierte Zustandsbewertung anhand der Erweiterten Schadens- kategorie gegenüber der Risskategorie, jeweils auf einen einheitlichen Bewer- tungszeitpunkt von 30 Jahren extrapoliert

6 Bewertung der vorhandenen Daten für statistische Betrachtungen

Um mittels statistischer Methoden belastbare Auswertungen vornehmen zu können, sollte die zu beschreibende Zielgröße (hier: die normierte Zustandsbewertung als Maß für die Ausprägung AKR-spezifischer Schadensmerkmale) möglichst robust sein, im besten Fall also objektiv und quantitativ bestimmt werden. Ebenso wünschenswert sind vollständige Sätze unabhängiger, metrischer Rohdaten, die aus einer hinreichenden Zufallsstichprobe (≥ 30 Wertepaare) stammen. Werden die einzelnen Datensätze der Grundgesamtheit (sogenannte Beobachtungen, hier: die untersuchten Streckenabschnitte) demgegenüber aufgrund von Auswahlkriterien (hier: Streckenabschnitte mit AKR-spezifischen Schadensmerkmalen mittleren Alters, über das gesamte Bundesgebiet verteilt) festgelegt, müssen etwaige Zusammenhänge und Korrelationen kritisch hinterfragt und ingenieurmäßig auf Plausibilität geprüft werden (vgl. Abs. 2.9) [25][34][38][55][69].

Eine zufällige Festlegung der untersuchten Streckenabschnitte (Zufallsstichprobe) war aufgrund der vielfach eingeschränkten Verfügbarkeit von Informationen sowie dem Umfang der durchgeführten in-situ- und Laboruntersuchungen nicht möglich. Der geringe Anteil AKR-geschädigter Streckenabschnitte am gesamten deutschen BAB-Netz (rund 350 km Richtungsfahrbahn [28] bei einer Gesamtlänge der Betonfahrbahndecken auf Bundesautobahnen von rund 3.500 km) erforderte vielmehr eine zielgerichtete Festlegung von Streckenabschnitten mit oberflächlich sichtbaren AKR-Schadensmerkmalen [69].

Mit insgesamt 36 Datensätzen, zu denen mehr oder weniger vollständige Informationen recherchiert werden konnten (vgl. Abs. 4.1), ist der Stichprobenumfang gerade ausreichend, wobei in Kauf genommen werden muss, dass nominal voneinander abweichende Streckenabschnitte gemeinsam ausgewertet werden. Nominale Parameter sind solche Einflüsse, die keinen messbaren Wertebereich aufweisen und auch keine Rangfolge besitzen. Hierzu zählt beispielsweise eine unterschiedliche Bauweise (einschichtig/ zweischichtig) oder Textur [25][34][38][55][69].

Vielmehr sollten die in den folgenden statistischen Betrachtungen dargelegten Zusammenhänge als Ansatz für weitere Forschung verstanden, mit bereits dokumentierten Erkenntnissen abgeglichen und ingenieurtechnisch hinterfragt werden.

7 Separate Betrachtung einzelner Einflüsse auf die Entwicklung spezifischer Schadensmerkmale

Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung

Die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung bestimmt maßgeblich über den Fortschritt einer AKR. Weist die enthaltene Gesteinskörnung ausreichend alkaliempfindliche Bestandteile auf, ist mit AKR-spezifischen Schäden zu rechnen, da Alkalien (aus Zement und externer Alkalizufuhr) und Feuchtigkeit nicht vollständig ausgeschlossen werden können (vgl. Abs. 2.6) [46][52][69][74][105][107][110][R 8].

Durch die gezielte Auswahl von Streckenabschnitten mit charakteristischen Schadensmerkmalen wurden im Rahmen dieser Arbeit vor allem solche Betone untersucht, die alkaliempfindliche Gesteinskörnungen enthielten. Betrachtungen zum Zusammenhang zwischen dem Ausmaß der Alkaliempfindlichkeit und der Ausprägung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale konnten allerdings nicht angestellt werden, da kein geeigneter Kennwert zur Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung existiert [69]. Ergebnisse der durchgeführten Laboruntersuchungen (FIB, BAM [69]) waren hierfür nicht brauchbar, da die an Bohrkernen aus Bestandsstrecken ermittelten Dehnungsverläufe (Klimawechsellagerung) neben der Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung unter anderem auch von der jeweiligen Vorschädigung des Betons und den nachträglich aufgenommenen Alkalien abhängen [69].

Alkaligehalt des Betons

Wie in der Literatur bereits häufig dargestellt, wirkt sich der Gesamtalkaligehalt des Betons in besonderem Maße auf den Fortschritt einer AKR aus [46][105][107], da für die Reaktion in der Porenlösung gelöste Alkalien benötigt werden. Bei einer Betonfahrbahndecke können diese Alkalien bereits durch die Ausgangsstoffe im Beton enthalten sein oder erst im Laufe der Nutzung – durch Einsatz von NaCl als Taumittel – eingetragen werden. Diese externe Alkalizufuhr führt über die gesamte Nutzungsdauer zu einem stetig ansteigenden Alkaligehalt und hat damit in der Regel einen größeren Einfluss auf den Reaktionsfortschritt als der durch die Ausgangsstoffe im Beton enthaltene Grundalkaligehalt [26][61][73][88][95][98][110].

Die Menge der eingesetzten Taumittel variiert in Abhängigkeit der Lage des jeweiligen Streckenabschnitts (Höhenlage, Frostzone) und der Witterungsbedingungen von Jahr zu

Jahr (vgl. Abs. 2.7.4.2). Daneben unterscheidet sich auch die Zusammensetzung der eingesetzten Taumittel. In der Regel wird ein Feuchtsalz (FS30) verwendet, das neben NaCl auch $MgCl_2$ beziehungsweise $CaCl_2$ enthalten kann (vgl. Abbildung 56 in Abs. 4.2) [46][49][53][69][73]. Zur externen Alkalizufuhr konnten bei den Recherchen allerdings keine belastbaren Informationen ermittelt werden, Massebilanzen der aufgetragenen Taumittel liegen für die untersuchten Streckenabschnitte nicht vor (vgl. Abs. 4) [69]. Dementsprechend beschränken sich die Betrachtungen im Rahmen dieser Arbeit auf den Grundalkaligehalt des Betons, der durch den Zementgehalt und das Na_2O -Äquivalent des verwendeten Zementes bestimmt wird (Tabelle 22 im Anhang).

Im Allgemeinen weichen die Zementgehalte des Unter- und Oberbetons bei den untersuchten Streckenabschnitten in zweischichtiger Bauweise nur unwesentlich voneinander ab. Bis auf zwei Streckenabschnitte (F 22 und F 23), die in Waschbetonbauweise hergestellt wurden, unterscheiden sich die Zementgehalte in Unter- und Oberbeton um maximal 20 kg/m^3 (Tabelle 22 im Anhang). Daher wurde bei zweischichtiger Bauweise zur Berechnung des Grundalkaligehalts der mittlere Zementgehalt von Unter- und Oberbeton angesetzt [69].

Die resultierenden Grundalkaligehalte sind in Abbildung 65 gegenüber der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung dargestellt (vgl. Abs. 4.3). Ein klarer Zusammenhang zwischen Alkaligehalt und Schadensfortschritt ist in dieser Gegenüberstellung nicht erkennbar. Vor allem weisen auch solche Streckenabschnitte fortgeschrittene Schadensmerkmale – entsprechend einer Zustandsbewertung von 50% oder mehr – auf, die einen Grundalkaligehalt von $3,0 \text{ kg/m}^3$ unterschreiten.

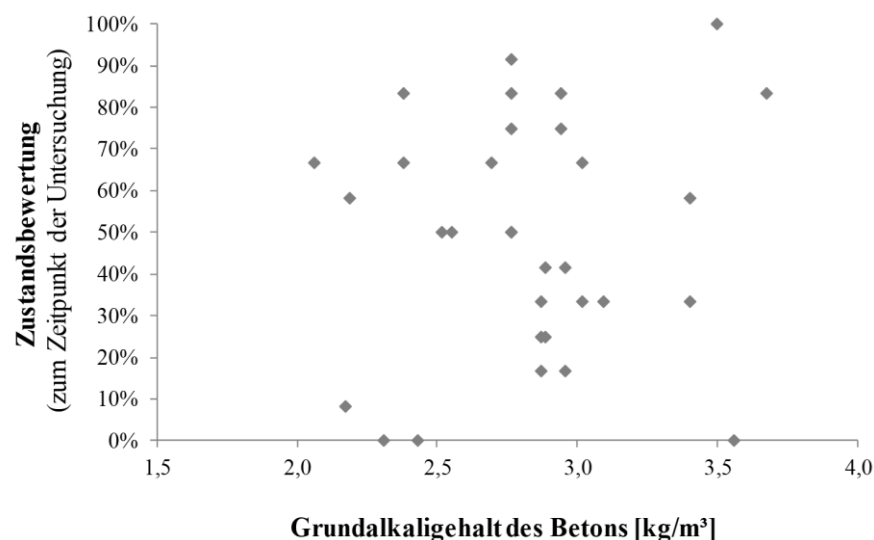


Abbildung 65: Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung in Abhängigkeit vom Grundalkaligehalt des Betons

Ab diesem Alkaligehalt ist im Allgemeinen von einem erhöhten AKR-Risiko auszugehen [9][66][67][110]. Bei externer Alkalizufuhr kann eine AKR allerdings auch bei Unterschreitung dieses kritischen Grundalkaligehaltes von $3,0 \text{ kg/m}^3$ nicht sicher vermieden werden, da der Alkaligehalt mit der Zeit zunimmt [31][46][74][106]. Die mangelnde Korrelation des Grundalkaligehaltes mit der Zustandsbewertung ist also primär auf die in Abbildung 65 unberücksichtigte externe Alkalizufuhr zurückzuführen. Gleichzeitig trägt hier allerdings die unterschiedliche Nutzungsdauer der jeweiligen Streckenabschnitte dazu bei, dass aus dieser Gegenüberstellung mit der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung kein Zusammenhang erkennbar ist.

Unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer korreliert der Grundalkaligehalt etwas besser mit der normierten Zustandsbewertung, die anhand des 30-Jahre-Dehnungswertes und der bisherigen Nutzungsdauer auf einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt von 30 Jahren extrapoliert wurde (Abbildung 66; vgl. Abs. 5).

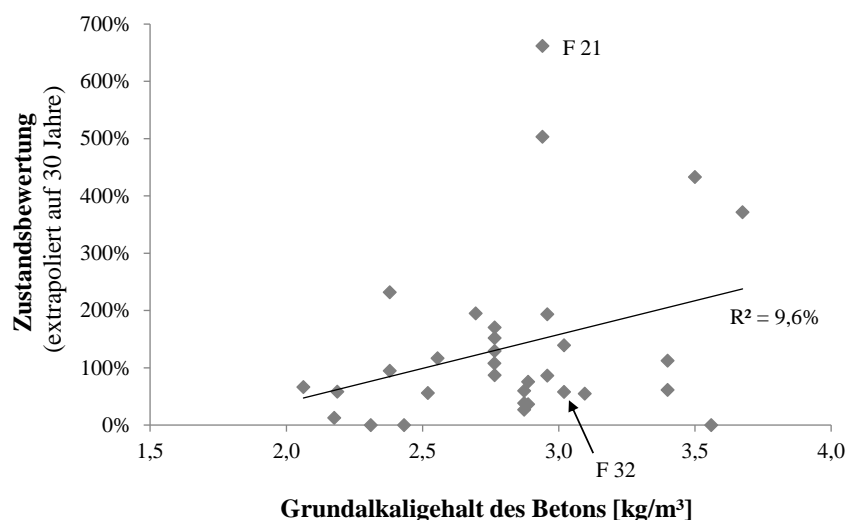


Abbildung 66: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit vom Grundalkaligehalt des Betons

Der Verlauf der Regressionsgerade deutet tendenziell auf eine Zunahme spezifischer Schadensmerkmale bei steigendem Alkaligehalt hin (Abbildung 66). Gerade bei höheren Alkaligehalten liegen die normierten Zustandsbewertungen aber weit auseinander. Beispielsweise weist der Streckenabschnitt F 21 bei einem Grundalkaligehalt von $2,96 \text{ kg/m}^3$ die höchste normierte Zustandsbewertung von 662% auf, während der Streckenabschnitt F 32 bei einem vergleichbaren Grundalkaligehalt von $3,02 \text{ kg/m}^3$ eine eher geringe Zustandsbewertung von 58% erreicht. Diese weit auseinander liegenden Zustandsbewertungen können einerseits auf die unterschiedliche Alkaliempfindlichkeit der enthaltenen Gesteinskörnungen zurückzuführen sein. Gleichzeitig ist aber davon auszugehen, dass der Einfluss des Grundalkaligehaltes durch den Einfluss weiterer Randbedingungen überlagert wird [69].

Ohne Berücksichtigung des Restschädigungspotentials der Betone und der jeweiligen Nutzungsdauer der Streckenabschnitte konnte bei Gegenüberstellung weiterer Parameter mit der Zustandsbewertung keine nennenswerte Korrelation festgestellt werden. Im Folgenden werden daher vor allem Gegenüberstellungen mit der auf einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt von 30 Jahren normierten Zustandsbewertung dargestellt. Die jeweiligen Einzelwerte der ausgewerteten Parameter sind für die untersuchten Streckenabschnitte in Tabelle 35 (im Anhang) zusammengefasst.

Permeabilität des Betons

Hinsichtlich der Permeabilität des Betons sind vor allem der Wasserzementwert sowie die Gesamtporosität des Betons von Interesse. Die Gesamtporositäten wurden von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) aus der Roh- und Reindichte bestimmt [69] und sind in Tabelle 35 (im Anhang) angegeben.

Unter Berücksichtigung der jeweiligen Nutzungsdauer lässt sich gegenüber der normierten Zustandsbewertung weder bei der Betrachtung des Wasserzementwerts (Abbildung 67) noch der Gesamtporosität (Abbildung 68) ein eindeutiger Zusammenhang mit der Ausprägung spezifischer Schadensmerkmale erkennen. Der Streckenabschnitt mit der höchsten normierten Zustandsbewertung (662%) liegt beim Wasserzementwert (0,42) und bei der Gesamtporosität (12,83 Vol.-%) im mittleren Wertebereich. Die starke Schädigung dieses Streckenabschnitts lässt sich also auch nicht allein auf eine erhöhte Porosität des Betons zurückführen.

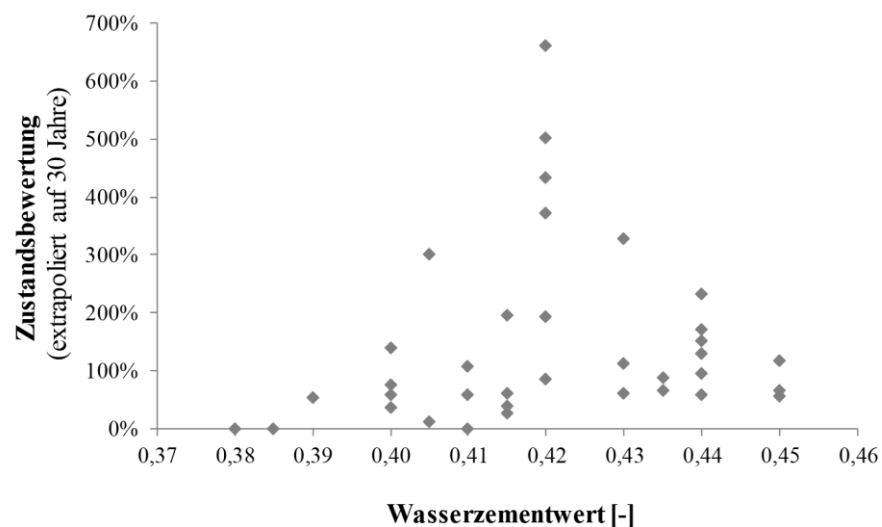


Abbildung 67: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit des Wasserzementwertes

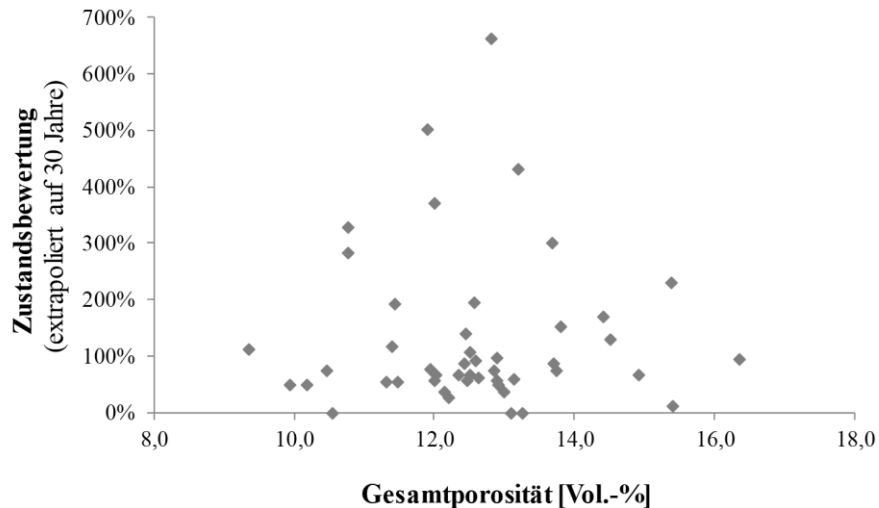


Abbildung 68: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit der Gesamtporosität

Einbaudicke

Der Aufbau des Fahrbahnoberbaus und die Dicke der Betondecke bestimmen maßgeblich über die Höhe der resultierenden Verkehrslastspannung. Dadurch trägt insbesondere eine geringere Einbaudicke zu einer Intensivierung der Mikrorissbildung infolge zyklischer Beanspruchung bei, wodurch wiederum die Permeabilität des Betons erhöht wird. Daneben wird die Intensität der Verkehrslastspannung auch durch die Steifigkeiten der Tragschicht und des Betons sowie die Höhe der Achslasten bestimmt (vgl. Abs. 2.4.2) [35][37][75] [118]. Abbildung 69 zeigt die auf 30 Jahre extrapolierte Zustandsbewertung in Abhängigkeit der Einbaudicke.

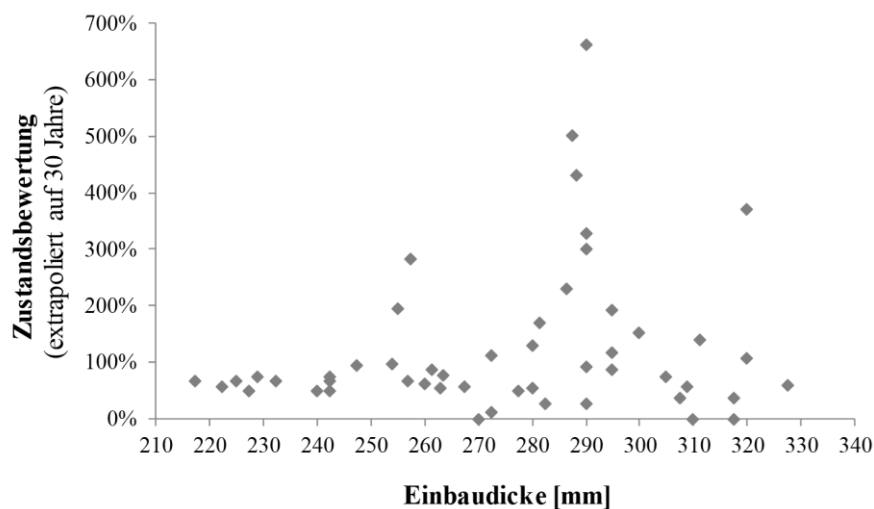


Abbildung 69: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit der Einbaudicke

Diese Gegenüberstellung der Einbaudicke mit der auf 30 Jahre extrapolierten Zustandsbewertung zeigt keinen erkennbaren Zusammenhang. Gerade bei heute üblichen Einbaudicken zwischen rund 270 bis 300 mm [R 15] sind einige Streckenabschnitte vergleichsweise gering geschädigt (normierte Zustandsbewertungen < 100%), andere Streckenabschnitte weisen demgegenüber besonders hohe Zustandsbewertungen (teilweise deutlich > 100%) auf. Hier ist es wahrscheinlich, dass diese Fahrbahndecken vor Ende der planmäßigen Nutzungsdauer erneuert werden müssen (vgl. Abs. 5) [R 12].

Daneben fallen in Abbildung 69 insgesamt sechs Streckenabschnitte auf, die zwar vergleichsweise geringe Einbaudicken (< 240 mm) aufweisen, gleichzeitig aber verhältnismäßig schwach ausgeprägte Schadensmerkmale zeigen. Diese Streckenabschnitte waren zum Zeitpunkt der Untersuchung bereits mehr als 25 Jahre in Betrieb und entsprechen mit den jeweils festgestellten Dicken (rund 220 bis 230 mm) der seinerzeit nach RStO 86 [R 13] gültigen Mindestdicke auf HGT (vgl. Abs. 2.2.2, Tabelle 2). Durch mikroskopische Untersuchungen und Uranylacetat-Tests konnten von der Bauhaus-Universität Weimar (FIB) bei fünf der sechs Streckenabschnitte nur vernachlässigbar geringe Mengen Alkalikieselgel nachgewiesen werden [69].

Verkehrsbeanspruchung

Neben der Spannungsintensität trägt bei einer zyklischen Beanspruchung vor allem die Lastwechselzahl zur Ausbildung von Mikrorissen bei (vgl. Abs. 2.4.3) [14][98]. Durch die sukzessive Erhöhung der Permeabilität kann sich die Verkehrsbeanspruchung (Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge) dementsprechend auf den Fortschritt AKR-spezifischer Schadensmerkmale auswirken, da Taumittel schneller und tiefer in den Beton eindringen können [14][17][47][69][88][98].

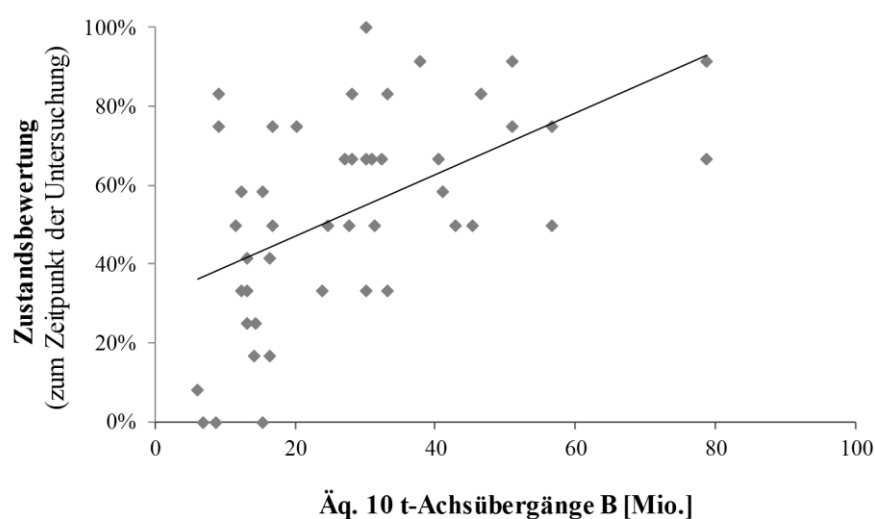


Abbildung 70: Zustandsbewertung (zum Zeitpunkt der Untersuchung) in Abhängigkeit der Verkehrsbeanspruchung (Summe der äq. 10 t-Achsübergänge bis zur Untersuchung)

Bei der Auswertung der Verkehrsbeanspruchung wurde zunächst die bis zur Untersuchung aufsummierte Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge (Tabelle 23 im Anhang) der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung (Tabelle 29 im Anhang) gegenübergestellt (Abbildung 70). Diese Darstellung zeigt einen vergleichsweise guten Zusammenhang zwischen Verkehrsbeanspruchung und Schädigung. Gerade im Bereich geringer Lastwechselzahlen (< zehn Millionen äq. 10 t-Achsübergänge) variiert die Zustandsbewertung jedoch deutlich; neben zwei Streckenabschnitten mit hoher Zustandsbewertung (rund 80%) weisen drei Streckenabschnitte nahezu keine Schadensmerkmale auf (0 bis 8%). Genau diese drei Streckenabschnitte waren als einzige erst nach Einführung der Regelungen zur „Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von AKR“ (ARS Nr. 15/2005 und 12/2006 [R 2][R 4]) hergestellt worden und wiesen dementsprechend bei der Untersuchung erst Nutzungsdauern von vier bis sechs Jahren auf (Tabelle 23 und Tabelle 29). Die beiden Streckenabschnitte mit ausgeprägten Schadensmerkmalen waren demgegenüber bereits rund neun Jahre in Betrieb.

Hieraus wird deutlich, dass zur Auswertung der Verkehrsbeanspruchung aufgrund der (mit steigender Nutzungsdauer) zunehmenden LKW-Überrollungen eine Extrapolation der äq. 10 t-Achsübergänge auf einen einheitlichen Zeitpunkt nötig ist. Wie die normierte Zustandsbewertung (Tabelle 34 im Anhang) wurde daher auch die Verkehrsbeanspruchung auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren extrapoliert:

Auf Grundlage der bis zum Beobachtungszeitpunkt aufsummierten äq. 10 t-Achsübergänge und der jeweiligen Nutzungsdauer wurde zunächst die mittlere jährliche Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge in [Millionen/Jahr] berechnet (Tabelle 23 im Anhang, vgl. Abs. 4.1). Unter Annahme eines jährlichen Verkehrszuwachses von 2% ($p = 0,02$) [R 15] wurde daraus dann die Gesamtsumme der äq. 10 t-Achsübergänge $B_{\text{ges., 30 Jahre}}$ bis zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer prognostiziert (Tabelle 24 im Anhang).

Beispiel:

Der Streckenabschnitt F 01 war zum Zeitpunkt der Untersuchung 18,1 Jahre in Betrieb und wies bis dahin insgesamt 28,2 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge auf. Pro Jahr entspricht dies im Mittel rund 1,56 Millionen Achsübergängen. Mit einem angenommenen Verkehrszuwachs von 2% p.a. ergeben sich somit

nach 1 Jahr	1,59 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr
nach 2 Jahren	1,62 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr
nach 3 Jahren	1,65 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr
(...)	
nach 12 Jahren	1,97 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr.

Bis zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren – also nach einer Restnutzungsdauer von 11,9 Jahren – summieren sich die äq. 10 t-Achsübergänge damit auf insgesamt rund 49,3 Millionen Überrollungen auf (Tabelle 24 im Anhang).

Gegenüber der normierten Zustandsbewertung zeigt die hochgerechnete Verkehrsbeanspruchung ($B_{\text{ges., 30 Jahre}}$) allerdings keinen nennenswerten Zusammenhang (Abbildung 71). Zustandsbewertungen von mehr als 100% werden auch bei Streckenabschnitten erreicht, die bis zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer nur rund 20 bis 25 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen ausgesetzt sind. Beispielsweise weist der Streckenabschnitt F 21 (besonders stark ausgeprägte Schadensmerkmale) mit rund 35 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen (bis zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer) eine verhältnismäßig geringe Verkehrsbeanspruchung auf.

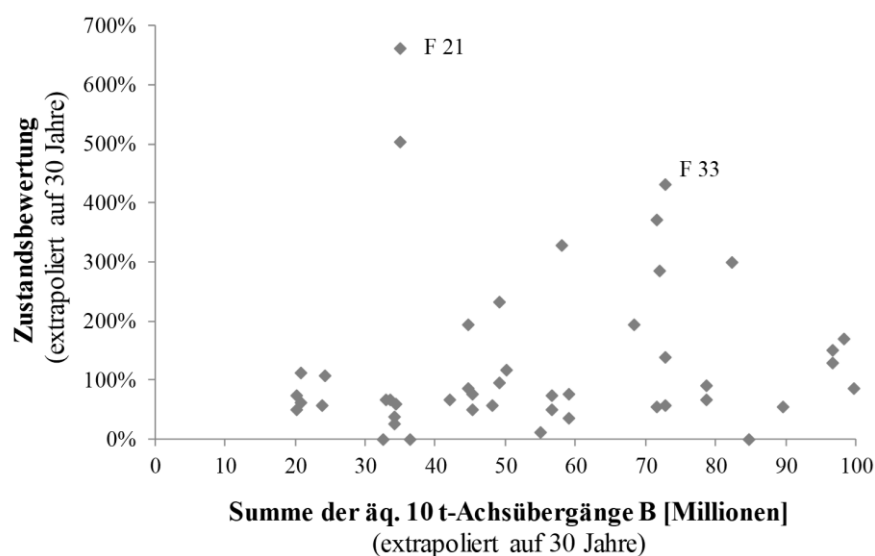


Abbildung 71: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit der auf 30 Jahre prognostizierten Verkehrsbeanspruchung

Dass die Verkehrsbeanspruchung den Fortschritt AKR-spezifischer Schadensmerkmale aber durchaus begünstigen kann, wurde unter anderem bei Streckenabschnitt F 33 deutlich: Im 1. und 2. Fahrstreifen wies die Fahrbahndecke bereits gravierende Schadensmerkmale auf. Hier lagen überdurchschnittlich viele grobe Risse vor, die besonders stark ausgeprägte Kantenschäden, Eckabbrüche und Substanzverlust zur Folge hatten (Abbildung 72). Der Streckenabschnitt wurde bei Untersuchung daher sowohl bei der Erweiterten Schadenskategorie (Abs. 3.2.1) als auch der Risskategorie (Abs. 3.2.2) in eine Kategorie III eingestuft. Ein seit Herstellung dieses Streckenabschnitts ungenutzter Anbaufahrstreifen, der zusammen mit den beiden Fahrstreifen errichtet wurde, zeigte demgegenüber deutlich geringere

Schäden. Die AKR-Schadensmerkmale beschränkten sich hier auf Längs-, Quer- und Tangentialrisse mit bräunlich verfärbten Rissflanken. Die Verfärbungen in den Fugenbereichen waren im Vergleich mit den befahrenen Fahrstreifen schwächer ausgeprägt, Kantenschäden, Eckabbrüche und Flickstellen waren nicht vorhanden (Abbildung 73).



Abbildung 72: Streckenabschnitt F 33: Fortgeschrittene AKR-spezifische Schadensmerkmale (stark ausgeprägte Kantenschäden, Eckabbrüche und Substanzverlust) im 1. und 2. Fahrstreifen



Abbildung 73: Streckenabschnitt F 33: Zustand des ungenutzten Anbaufahrstreifens: Längs-, Quer- und Tangentialrisse konnten auch hier festgestellt werden, Kantenschäden, Eckabbrüche oder Substanzverlust lagen nicht vor.

Einbautemperatur

Die Frischbetontemperatur beeinflusst zusammen mit der Lufttemperatur sowie der Hydrationswärmeentwicklung in besonderem Maße die Höhe der sich einprägenden Nullspannungstemperatur. Dadurch wirkt sich die Frischbetontemperatur über die gesamte Nutzungsdauer hinweg auf die Höhe der lastunabhängigen Beanspruchungen aus [41][100][101][103]. Die resultierenden Zwangs- und Eigenspannungen können in Überlagerung mit der zyklischen Verkehrsbeanspruchung eine Vorschädigung des Betons zur Folge haben [98].

Zur Auswertung einbaubedingter Randbedingungen wurde daher eine sogenannte Einbautemperatur (Tabelle 35 im Anhang) angesetzt, wobei hierfür die in Einbauprotokollen dokumentierten Frischbetontemperaturen herangezogen wurden. In vier Fällen, bei denen die Frischbetontemperaturen nicht recherchiert werden konnten, wurden ersatzweise die in den Bauunterlagen für den Bereich des untersuchten Streckenabschnitts dokumentierten Lufttemperaturen herangezogen. Bei weiteren drei Streckenabschnitten, bei denen der Zeitpunkt des Betoneinbaus bekannt war, musste als Einbautemperatur ersatzweise die Lufttemperatur aus den Klimadaten des Deutschen Wetterdienstes [29] angesetzt werden, da aus den Bauunterlagen keine Temperaturdaten ermittelt werden konnten.

Unter Berücksichtigung der jeweiligen Nutzungsdauer korreliert die Einbautemperatur vergleichsweise gut mit der extrapolierten Zustandsbewertung (Abbildung 74). Die höchsten Zustandsbewertungen weisen die drei Streckenabschnitte mit der höchsten Einbautemperatur auf.

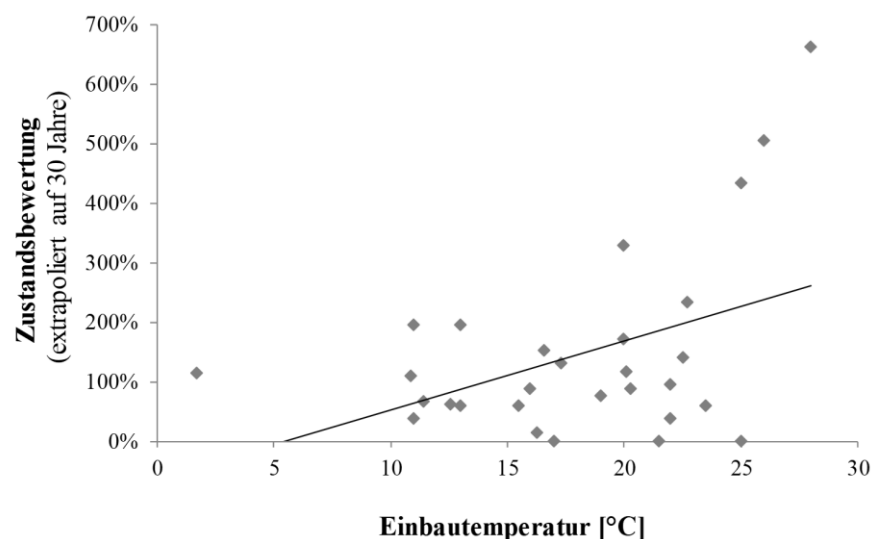


Abbildung 74: Normierte Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert) in Abhängigkeit der Einbautemperatur

Demgegenüber liegen in einem Temperaturbereich zwischen 20°C und 25°C neben Streckenabschnitten mit ausgeprägten Schadensmerkmalen aber durchaus auch Streckenabschnitte mit extrapolierten Zustandsbewertungen von zum Teil deutlich < 100% vor.

Die Ausprägung von Rissen und sonstigen oberflächlich sichtbaren, AKR-spezifischen Schadensmerkmalen kann also auch oberhalb eines Temperaturbereiches von 15°C bis 20°C (vgl. Abs. 2.7.3) [98] nicht allein auf die Einbautemperatur zurückgeführt werden.

Auch die separate Gegenüberstellung mit anderen Parametern hatte keine nennenswerten Korrelationen mit der normierten Zustandsbewertung ergeben. Aufgrund der Wechselwirkungen der einzelnen Einflüsse und Randbedingungen führt eine separate Korrelation einzelner Parameter mit der Zustandsbewertung zwangsweise dazu, andere, möglicherweise relevante Einflüsse außer Acht zu lassen. Die gleichzeitige Betrachtung mehrerer Einflüsse erscheint aufgrund der Wechselwirkungen unumgänglich.

8 Gleichzeitige Betrachtung mehrerer Einflüsse auf die Entwicklung spezifischer Schadensmerkmale

8.1 Normierung auf einen einheitlichen Wertebereich

8.1.1 Allgemeines Vorgehen bei der Normierung

Eine gleichzeitige kombinierte Auswertung mehrerer, teilweise miteinander interagierender Parameter ist aufgrund der unterschiedlichen Maßeinheiten und Wertebereiche nicht direkt möglich. Zugabemengen, Temperaturen, Festigkeiten, Schichtdicken und weitere Kenngrößen sind nicht direkt miteinander kombinierbar.

Zur Verknüpfung metrischer Daten (Parameter mit messbaren Werten und Einheiten) bietet sich eine Normierung der Einzelwerte auf einen einheitlichen, dimensionslosen Wertebereich an. Unter vereinfachter Annahme eines linearen Zusammenhangs kann eine solche Normierung durch Interpolation der jeweiligen Einzelwerte innerhalb zuvor definierter Wertebereichsgrenzen erfolgen. Hierfür kommen beispielsweise der Wasserzementwert, das Na₂O-Äquivalent, die Verkehrsbeanspruchung, Temperaturdaten, mechanische Kenngrößen und Frischbetonkennwerte in Betracht.

Die gemeinsame Auswertung der normierten Parameter kann schließlich als multiple Regressionsanalyse erfolgen (vgl. Abs. 2.9). Als Ergebnis werden für die einzelnen Parameter Regressionskoeffizienten bestimmt, die als Wichtungsfaktoren verstanden werden können [25][38]. Da neben den einbezogenen Parametern in der Regel weitere Randbedingungen unberücksichtigt bleiben, kann der Zusammenhang zwischen der abhängigen Zielvariable und den erklärenden Kovariablen allerdings nicht durch eine exakte Funktion beschrieben werden, die Regressionsanalyse liefert nur eine Schätzung der Zielfunktion anhand der einbezogenen Parameter [2][25][38].

Das Vorgehen bei der Normierung wird nachfolgend kurz beschrieben.

Erster Schritt: Definition der Wertebereichsgrenzen für die lineare Interpolation

Im ersten Schritt werden für die auszuwertenden Parameter entsprechende Wertebereichsgrenzen festgelegt, zwischen denen die jeweiligen Einzelwerte interpoliert werden sollen. Diese Wertebereichsgrenzen werden anhand einschlägiger Grenzwerte beziehungsweise in der Literatur dokumentierter Zusammenhänge definiert.

Zweiter Schritt: Bezug der Einzelwerte auf die definierten Wertebereiche (Interpolation)

Im zweiten Schritt werden die entsprechenden Einzelwerte der untersuchten Streckenabschnitte dann durch Interpolation auf diese zuvor definierten Wertebereiche bezogen (Gleichung 8.1-1).

$$x_{\text{normiert},i} = \frac{x_i - x_{\text{min}}}{x_{\text{max}} - x_{\text{min}}} \quad (\text{Gleichung 8.1-1})$$

mit:

x_i = nicht normierter Einzelwert

(beispielsweise ein Wasserzementwert [-], eine Einbaudicke [mm], et cetera)

$x_{\text{normiert},i}$ = normierter Einzelwert, innerhalb definierter Wertebereichsgrenzen interpoliert

x_{min} = untere Wertebereichsgrenze des jeweiligen Parameters

(beispielsweise ein unbedenklicher Alkaligehalt)

x_{max} = obere Wertebereichsgrenze des jeweiligen Parameters

(beispielsweise die maximal zulässige Frischbetontemperatur)

Durch diesen Wertebezug ergeben sich für die einzelnen Parameter normierte Einzelwerte zwischen 0 und 1 [-]. Die jeweils zugrunde gelegten Wertebereichsgrenzen der einbezogenen Parameter werden in den folgenden Abschnitten 8.1.2 bis 8.1.7 erläutert. Die daraus resultierenden Einzelwerte der normierten Parameter sind zusammen mit den jeweiligen Ausgangswerten in Tabelle 36 und Tabelle 37 im Anhang zusammengefasst.

Nominale Parameter, wie beispielsweise die Art der Gesteinskörnung, die Bauweise oder die Oberflächentextur können bei dieser Vorgehensweise nicht in die Auswertung einbezogen werden, da diese ungeordnet sind und keine messbaren Wertebereiche aufweisen. Auch ordinale Daten, wie beispielsweise die Frostzone, können nicht direkt berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu nominalen Daten wäre es hierbei aber grundsätzlich möglich, diese anhand einer Referenzkategorie in ein metrisches Format umzuformen, sofern ein linearer Zusammenhang vorausgesetzt wird [38].

8.1.2 Verkehrsbeanspruchung

Zur Berücksichtigung der Verkehrsbeanspruchung wurde die mittlere Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr ($B_{p.a.}$) angesetzt, die sich aufgrund der in Abs. 7 beschriebenen Gesamtanzahl der äq. 10 t-Achsübergänge während der planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren ($B_{ges., 30 \text{ Jahre}}$) ergibt.

Beispiel:

Der Streckenabschnitt F 01 wies zum Zeitpunkt der Untersuchung (Nutzungsdauer 18,1 Jahre) bereits rund 28,2 Millionen äq. 10 t-Achsübergänge auf (Tabelle 24 im Anhang). Bis zum Erreichen der planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren wurde unter Annahme eines jährlichen Verkehrszuwachses von 2% eine Gesamtanzahl der äq. 10 t-Achsübergänge von $B_{\text{ges., 30 Jahre}} = 49,3$ Millionen prognostiziert (vgl. Abs. 7).

Geteilt durch die planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren entspricht dies einer mittleren Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge $B_{\text{p.a.}}$ von rund 1,64 Millionen Überrollungen pro Jahr.

Die Dimensionierung nach RStO 12 sieht demgegenüber eine maximale dimensionierungsrelevante Beanspruchung B von 100 Millionen äq. 10 t-Achsübergängen vor (Belastungskategorie Bk100) [R 15]. Pro Jahr entspricht dies bei einer planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren [R 15] folglich rund 3,33 Millionen Überrollungen.

Bei der Normierung der Verkehrsbeanspruchung wurde die mittlere jährliche Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge $B_{\text{p.a.,i}}$ [Millionen/Jahr] durch lineare Interpolation auf diesen Maximalwert bezogen (Gleichung 8.1-2).

$$x_{\text{Verkehr,i}} = \frac{B_{\text{p.a.,i}} - B_{\text{min}}}{B_{\text{max}} - B_{\text{min}}} = \frac{B_{\text{p.a.,i}} - 0}{3,33 \text{ Mio.} - 0} = \frac{B_{\text{p.a.,i}}}{3,33 \text{ Mio.}} \quad (\text{Gleichung 8.1-2})$$

8.1.3 Einbaudicke

Die in den RStO geforderten Mindestdicken der Betondecke haben sich in den vergangenen 30 Jahren mehrfach geändert (s. Abs. 2.2.2). Nach RStO 86 [R 13] war auf einer Trag- schicht mit hydraulischen Bindemitteln (HGT) noch eine Einbaudicke von 22 bis 24 cm zulässig, während nach heutiger RStO 12 [R 15] 27 cm vorgeschrieben sind. Die in [69] an Bohrkernen ermittelten Einbaudicken belegen für die hier betrachteten Streckenabschnitte, dass die geforderten Mindestdicken teilweise um rund 10% überschritten werden (Tabelle 35 im Anhang).

Zur Normierung der Einbaudicke d_i wurde dementsprechend ein Wertebereich zwischen $d_{\text{min}} = 330$ mm als untere Wertebereichsgrenze und $d_{\text{max}} = 220$ mm als obere Wertebereichsgrenze festgelegt. Der Wertebezug erfolgte durch lineare Interpolation der an Bohrkernen ermittelten Einbaudicken auf den festgelegten Wertebereich (Gleichung 8.1-3).

$$x_{\text{Einbaudicke,i}} = \frac{d_{\text{min}} - d_i}{d_{\text{min}} - d_{\text{max}}} = \frac{330 \text{ mm} - d_i}{330 \text{ mm} - 220 \text{ mm}} \quad (\text{Gleichung 8.1-3})$$

8.1.4 Wasserzementwert

Zur Aufnahme des Wasserzementwertes in das Regressionsmodell wurden die Ergebnisse zur Wasserdurchlässigkeit von Zementstein nach Powers [85][86], ergänzt um den Zusammenhang zwischen Kapillarporenanteil, Wasserzementwert und Hydratationsgrad [68][114] zu Grunde gelegt (vgl. Abs. 2.7.2.3). Powers hatte in seinen Untersuchungen gezeigt, dass die kapillar aufgenommene Wassermenge erst ab einem Kapillarporenanteil von rund 25 Vol.-% signifikant ansteigt, da das Kapillarporensystem dann weitgehend verbunden ist (vgl. Abs. 2.7.2.3, Abbildung 34) [85][86][107]. Unter Berücksichtigung einer vollständigen Hydratation stellt sich ein solcher Kapillarporenanteil von 25 Vol.-% etwa bei einem Wasserzementwert von 0,60 ein [84][114]. Demgegenüber liegen bei vollständiger Hydratation und einem Wasserzementwert von etwa 0,36 nahezu keine Kapillarporen mehr vor, da das gesamte Wasser chemisch in den Hydratationsprodukten beziehungsweise physikalisch in den Gelporen gebunden ist [64][65][68][114].

Für die Normierung des Wasserzementwertes wurde daher ein Wertebereich zwischen $w/z_{\min} = 0,36$ (untere Wertebereichsgrenze) und $w/z_{\max} = 0,60$ (obere Wertebereichsgrenze) festgelegt, wodurch die Bandbreite praxisüblicher Normalbetone abgedeckt wird [65][96][R 9]. Die Umrechnung erfolgte durch lineare Interpolation der Einzelwerte auf diesen Wertebereich, entsprechend Gleichung 8.1-4.

$$x_{\text{Wasserzementwert},i} = \frac{w/z_i - w/z_{\min}}{w/z_{\max} - w/z_{\min}} = \frac{w/z_i - 0,36}{0,60 - 0,36} \quad (\text{Gleichung 8.1-4})$$

8.1.5 Porosität

Auch für die Normierung der Porosität wurde ein Wertebereich festgelegt, der aus dem Zusammenhang zwischen Kapillarporosität und Wasserdurchlässigkeit (erweiterte Darstellung der Wasserdurchlässigkeit von Zementstein nach Powers: Abs. 2.7.2.3, Abbildung 34) abgeleitet wurde. Wie zuvor beschrieben, steigt die Wasserdurchlässigkeit des Betons etwa ab einem Kapillarporenanteil von 25 Vol.-% – entsprechend eines Wasserzementwertes von 0,60 (bei vollständiger Hydratation) – deutlich an [64][65][68][84][85][86][114].

Ein Zusammenhang zwischen Wasserzementwert und Porosität ist in [121] dargestellt. Wischers und Krumm vergleichen die Porosität von Normalbetonen bei gleichbleibendem Zementleimgehalt von rund 250 l/m³, unter Variation des Wasserzementwertes (Tabelle 14). Der dort untersuchte Beton kann seitens des Zementleimgehaltes durchaus mit einem einschichtigen Straßenbeton nach Tabelle 1 (Abs. 2.2.1) verglichen werden, welcher bei einem Zementgehalt von 340 kg/m³ (entsprechend ≈ 109 l/m³) und einem Wasserzementwert von 0,44 (entsprechend 149 l/m³) einen Zementleimgehalt von rund 258 l/m³ aufweist.

Tabelle 14: Poren im erhärteten Beton [121], ausgehend von einem konstanten Zementleimgehalt von 250 l je m³ verdichteten Beton

Wasser- zementwert [-]	Wasser [l/m ³]	Zement [kg/m ³]	Poren in Vol.-%			
			Gel- poren	Kapillar- poren	Luft- poren	Gesamt- porosität
0,40	139	347	7,2	1,3	1,5	10,0
0,50	152	305	6,3	4,3	1,5	12,1
0,60	163	272	5,6	6,5	1,5	13,6
0,70	172	245	5,0	8,3	1,5	14,8
0,80	179	223	4,6	9,8	1,5	15,9

Für die in dieser Arbeit betrachteten Straßenbetone sind bei der Porosität allerdings zusätzlich die künstlich eingeführten Mikroluftporen zu berücksichtigen, welche die Gesamtporosität erhöhen. Anstelle der in [121] überschlägig angesetzten 1,5 Vol.-% Luftporen (Tabelle 14, Spalte 6) wurde daher vereinfachend ein überschlägiger Luftgehalt von 4,5 Vol.-% (entsprechend des Mindestluftgehaltes eines Straßenbetons mit Größtkorn 22 mm und Zugabe von BV/ FM (Einzelwert) nach [R 24]) angesetzt. Hierdurch ändern sich die in Tabelle 14 angegebenen Gesamtporositäten wie folgt (Tabelle 15):

Tabelle 15: Poren im erhärteten Beton in Anlehnung an [121], unter Berücksichtigung eines Luftgehaltes von 4,5 Vol.-% (Luftporen + Mikroluftporen)

Wasser- zementwert [-]	Wasser [l/m ³]	Zement [kg/m ³]	Poren in Vol.-%			
			Gel- poren	Kapillar- poren	Luftporen und Mikro- luftporen	Gesamt- porosität
0,40	139	347	7,2	1,3	→ 4,5	→ 13,0
0,50	152	305	6,3	4,3	→ 4,5	→ 15,1
0,60	163	272	5,6	6,5	→ 4,5	→ 16,6
0,70	172	245	5,0	8,3	→ 4,5	→ 17,8
0,80	179	223	4,6	9,8	→ 4,5	→ 18,9

Die Gesamtporosität eines Betons mit künstlich eingeführten Mikroluftporen („Luftporenbeton“) liegt bei einem angenommenen Luftgehalt von 4,5 Vol.-% und einem Wasserzementwert von 0,60 (entsprechend eines Kapillarporenanteils von rund 25 Vol.-% [84][85][114]) demnach bei rund 16,6 Vol.-% (Tabelle 15).

Für einen kapillarporenenfreien Luftporenbeton wird vereinfachend davon ausgegangen, dass dieser überschlägig eine Gesamtporosität von rund 11,7 Vol.-% aufweist (ausgehend von einem Beton mit Wasserzementwert 0,40 und 13,0 Vol.-% Gesamtporosität, abzüglich der darin nach Tabelle 15 enthalten 1,3 Vol.-% Kapillarporen).

Als Grenzen des Wertebereiches wurden für die Normierung der Porositäten n_i dementsprechend $n_{\min} = 11,7 \text{ Vol.-%}$ (untere Wertebereichsgrenze) beziehungsweise $n_{\max} = 16,6 \text{ Vol.-%}$ (obere Wertebereichsgrenze) angesetzt. Die lineare Interpolation der Einzelwerte auf diesen Wertebereich erfolgte nach Gleichung 8.1-5.

$$x_{\text{Gesamtporosität},i} = \frac{n_i - n_{\min}}{n_{\max} - n_{\min}} = \frac{n_i - 11,7 \text{ Vol. \%}}{16,6 \text{ Vol. \%} - 11,7 \text{ Vol. \%}} \quad (\text{Gleichung 8.1-5})$$

Als Eingangswerte wurden die Porositäten in Plattenmitte des ersten Fahrstreifens herangezogen. Die angegebenen Werte stellen Mittelwerte des Ober- und Unterbetons beziehungsweise einer oberen und unteren Lage (bei einschichtigen Betonen) dar und wurden von der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung (BAM) aus Roh- und Reindichte bestimmt [69].

8.1.6 Grundalkaligehalt

Der Grundalkaligehalt der Betone wurde als weitere Kovariable in das Regressionsmodell aufgenommen. Wie bereits in Abs. 7 beschrieben, wurden für die Berechnung dieses Grundalkaligehaltes das Na_2O -Äquivalent des verwendeten Zementes und der mittlere Zementgehalt des Ober- und Unterbetons angesetzt (Tabelle 22 im Anhang).

Die untere Grenze des Wertebereiches wurde für die Normierung bei $A_{\min} = 2,04 \text{ kg/m}^3$ – entsprechend eines Zementgehalts von 340 kg/m^3 (einschichtiger Straßenbeton, vgl. Abs. 2.2.1) mit einem Na_2O -Äquivalent von $0,60 \text{ M.-%}$ – festgelegt. Dieses Na_2O -Äquivalent stellt den Grenzwert für NA-Zemente nach der Alkali-Richtlinie [R 7] dar. Als obere Wertebereichsgrenze wurde $A_{\max} = 3,00 \text{ kg/m}^3$ festgelegt, da ab einem Gesamtalkaligehalt des Betons von $3,00 \text{ kg/m}^3 \text{ Na}_2\text{O}_{\text{äq.}}$ von einem erhöhten AKR-Risiko auszugehen ist (vgl. Abs. 2.7.2.2) [31][66][67][98][110].

Die Normierung der Grundalkaligehalte A_i erfolgte durch lineare Interpolation der Einzelwerte auf den Wertebereich (Gleichung 8.1-6). Bei Grundalkaligehalten größer $3,00 \text{ kg/m}^3$ wurden die normierten Werte linear extrapoliert, wodurch Einzelwerte in diesen Fällen einen normierten Wert $> 1,00$ erhielten.

$$x_{\text{Grundalkaligehalt},i} = \frac{A_i - A_{\min}}{A_{\max} - A_{\min}} = \frac{A_i - 2,04 \text{ kg/m}^3}{3,00 \text{ kg/m}^3 - 2,04 \text{ kg/m}^3} \quad (\text{Gleichung 8.1-6})$$

8.1.7 Einbautemperatur

Wie bereits in Abs. 7 beschrieben, können sich hohe Einbautemperaturen vergleichsweise deutlich auf den Streckenzustand auswirken, da diese indirekt die Ausbildung von Rissen begünstigen. Sievering hatte diesbezüglich festgestellt, dass die Rissbildung bei vergleichbaren Straßenbetonen zunahm, wenn die Fahrbahndecken oberhalb einer Lufttemperatur von rund 15°C bis 20°C hergestellt worden waren [16][98].

Dementsprechend wurde als untere Grenze des Wertebereiches eine Einbautemperatur von $T_{\min} = 20^\circ\text{C}$ festgelegt. Einbautemperaturen unterhalb 20°C wurden als unkritisch angesehen und bei der Normierung zu Null gesetzt. Als obere Wertebereichsgrenze wurde die nach [R 24] maximal zulässige Frischbetontemperatur $T_{\max} = 30^\circ\text{C}$ festgelegt. Die Normierung der Einbautemperaturen erfolgte nach Gleichung 8.1-7.

$$x_{\text{Einbautemperatur},i} = \frac{T_i - T_{\min}}{T_{\max} - T_{\min}} = \frac{T_i - 20^\circ\text{C}}{30^\circ\text{C} - 20^\circ\text{C}} \quad (\text{Gleichung 8.1-7})$$

Als Einbautemperatur wurde in der Regel die Frischbetontemperatur angesetzt, sofern diese für den betrachteten Streckenabschnitt aus den Bauunterlagen ersichtlich war (vgl. Abs. 7 und Tabelle 35 im Anhang).

8.1.8 Resultierende Datenbasis

Die Eingangswerte für das Regressionsmodell ergeben sich für die ausgewerteten Streckenabschnitte durch Normierung der jeweiligen Einzelwerte entsprechend der Gleichungen 8.1-2 bis 8.1-7.

Am Beispiel des Streckenabschnittes F 01 wird dieses Vorgehen exemplarisch vorgestellt:

Verkehrsbeanspruchung $B_{p.a., F 01} = 1,64$ Millionen äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr

$$x_{\text{Verkehr},F 01} = \frac{B_{p.a.,F 01}}{3,33 \text{ Mio.}} = \frac{1,64 \text{ Mio.}}{3,33 \text{ Mio.}} \approx 0,49$$

Einbaudicke $d_{F 01} = 286,5$ mm

$$x_{\text{Einbaudicke},F 01} = \frac{330 \text{ mm} - d_{F 01}}{330 \text{ mm} - 220 \text{ mm}} = \frac{330 \text{ mm} - 286,5 \text{ mm}}{330 \text{ mm} - 220 \text{ mm}} \approx 0,40$$

Wasserzementwert $w/z_{F01} = 0,44$

$$x_{\text{Wasserzementwert},F01} = \frac{w/z_{F01} - 0,36}{0,60 - 0,36} = \frac{0,44 - 0,36}{0,60 - 0,36} \approx 0,33$$

Porosität $n_{F01} = 15,39 \text{ Vol.-%}$

$$x_{\text{Porosität},F01} = \frac{n_{F01} - 11,7 \text{ Vol. \%}}{16,6 \text{ Vol. \%} - 11,7 \text{ Vol. \%}} = \frac{15,39 \text{ Vol. \%} - 11,7 \text{ Vol. \%}}{16,6 \text{ Vol. \%} - 11,7 \text{ Vol. \%}} \approx 0,75$$

Grundalkaligehalt $A_{F01} = 2,38 \text{ kg/m}^3$

$$x_{\text{Grundalkaligehalt},F01} = \frac{A_{F01} - 2,04 \text{ kg/m}^3}{3,00 \text{ kg/m}^3 - 2,04 \text{ kg/m}^3} = \frac{2,38 \text{ kg/m}^3 - 2,04 \text{ kg/m}^3}{3,00 \text{ kg/m}^3 - 2,04 \text{ kg/m}^3} \approx 0,35$$

Einbautemperatur $T_{F01} = 22,7 \text{ }^\circ\text{C}$

$$x_{\text{Einbautemperatur},F01} = \frac{T_{F01} - 20 \text{ }^\circ\text{C}}{30 \text{ }^\circ\text{C} - 20 \text{ }^\circ\text{C}} = \frac{22,7 \text{ }^\circ\text{C} - 20 \text{ }^\circ\text{C}}{30 \text{ }^\circ\text{C} - 20 \text{ }^\circ\text{C}} \approx 0,27$$

Zusammengefasst liefern die Gleichungen 8.1-2 bis 8.1-7 für Streckenabschnitt F 01 also folgende normierte Werte (Tabelle 16):

Tabelle 16: Übersicht der normierten Kovariablen am Beispiel des Abschnitts F 01

Bez.	Verkehrsbeanspruchung	Einbaudicke	Wasserzementwert	Porosität	Grundalkaligehalt	Einbautemperatur
F 01	0,49	0,40	0,33	0,75	0,35	0,27

Die normierten Kovariablen sind für 35 der 50 Streckenabschnitte in Tabelle 17 zusammengefasst. Die übrigen fünfzehn Streckenabschnitte wurden zuvor aussortiert, da in den Datensätzen mehr als eine Kovariable unbekannt war (vgl. Tabelle 36 und Tabelle 37 im Anhang).

Tabelle 17: Übersicht der normierten Kovariablen

Bez.	Verkehrsbeanspruchung	Einbaudicke	Wasserzementwert	Porosität	Grundalkaligehalt	Einbautemperatur
F 01	0,49	0,40	0,33	0,75	0,35	0,27
F 02	0,49	0,75	0,33	0,95	0,35	0,20
F 03	0,68	0,68	0,23	0,18	0,68	0,00
F 07	1,00	0,62	0,31	0,41	0,76	0,03
F 08	0,98	0,44	0,33	0,56	0,76	0,00
F 10	0,58	0,36	0,29	0,00	<i>unbekannt</i>	0,00
F 11	0,45	0,32	0,25	0,00	0,96	0,00
F 12	0,45	0,32	0,25	0,15	0,96	0,00
F 13	0,24	0,09	0,21	0,17	0,75	0,00
F 15	0,33	1,02	0,38	0,66	<i>unbekannt</i>	0,00
F 16	0,42	0,95	0,31	0,07	0,02	<i>unbekannt</i>
F 17	0,48	0,98	0,33	0,07	0,15	0,00
F 18	0,24	0,57	0,21	0,24	<i>unbekannt</i>	0,00
F 19	0,36	0,11	0,08	0,00	0,41	0,00
F 20	0,35	0,39	0,25	0,04	0,94	0,60
F 21	0,35	0,36	0,25	0,23	0,94	0,80
F 22	0,85	0,18	0,21	0,29	0,28	0,15
F 23	0,33	0,55	0,10	0,32	1,58	0,50
F 24	0,97	0,27	0,33	0,43	0,76	0,00
F 25	0,97	0,45	0,33	0,58	0,76	0,00
F 26	0,34	0,36	0,23	0,11	0,87	<i>unbekannt</i>
F 27	0,35	0,02	0,23	0,29	0,87	<i>unbekannt</i>
F 28	0,34	0,11	0,23	0,27	0,87	0,20
F 29	0,59	0,20	0,17	0,09	0,88	0,00
F 30	0,59	0,23	0,17	0,23	0,88	0,00
F 31	0,73	0,17	0,17	0,16	1,02	0,25
F 32	0,73	0,19	0,17	0,16	1,02	0,35
F 33	0,73	0,38	0,25	0,31	1,52	0,50
F 34	0,72	0,09	0,25	0,06	1,70	<i>unbekannt</i>
F 35	0,72	0,45	0,13	0,00	1,10	<i>unbekannt</i>
F 36	0,21	0,52	0,29	0,00	1,42	0,00
F 37	0,21	0,64	0,29	0,19	1,42	0,00
F 41	0,50	0,32	0,38	0,00	0,54	0,01
F 42	0,55	0,52	0,19	0,76	0,14	0,00
F 45	0,90	0,61	0,38	0,00	0,50	<i>unbekannt</i>

Insgesamt stehen für das Regressionsmodell somit 35 Datensätze zur Verfügung. 26 dieser 35 Streckenabschnitte weisen vollständige Datensätze auf. Bei neun Streckenabschnitten ist eine der sechs Kovariablen unbekannt. Entweder konnten der Grundalkaligehalt des Betons oder die Einbautemperatur nicht ermittelt werden.

8.2 Multiple Regression

8.2.1 Überprüfung der Datensätze auf Ausreißer und Ausschluss von Kovariablen

Zur Vermeidung einer Überparametrisierung des Regressionsmodells wurde zunächst überprüft, inwieweit die sechs Kovariablen Verkehrsbeanspruchung, Einbaudicke, Wasserzementwert, Porosität, Grundalkaligehalt und Einbautemperatur zu einer Verbesserung

der Zielfunktion beitragen [25][38][58]. Mit Hilfe der Statistik-Software „IBM SPSS Statistics“ [S 1] wurden durch Einschluss aller sechs Kovariablen zunächst die zugehörigen Regressionskoeffizienten bestimmt (vgl. Abs. 2.9 und Abs. 8.1), um die Kovariablen anschließend entsprechend ihrer Gewichtung sortieren zu können.

Um Fehleinschätzungen der Regressionskoeffizienten zu vermeiden, wurden unvollständige Datensätze bei der Berechnung ausgeschlossen [38][58]. Hierzu sieht SPSS die Option "Listenweiser Fallausschluss" vor [S 1], bei der Beobachtungen mit Datenlücken bei der Berechnung ausgespart werden. Wengleich hierdurch einige bekannte Informationen unberücksichtigt bleiben, liefert dieses Vorgehen bei einer ausreichenden Anzahl an Datensätzen dennoch die genaueste Schätzung der Regressionskoeffizienten [38][58].

Durch den listenweisen Fallausschluss reduziert sich die Datenbasis auf insgesamt 26 Streckenabschnitte mit vollständigen Datensätzen (Tabelle 18). Die auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren extrapolierte Zustandsbewertung berücksichtigt neben dem Zustand des jeweiligen Streckenabschnitts zum Zeitpunkt der Untersuchung auch die restliche Nutzungsdauer (bis zur planmäßigen Nutzungsdauer von 30 Jahren) sowie das Restschädigungspotential des Betons (Abs. 5).

Tabelle 18: Normierte Kovariablen und Zustandsbewertung (auf 30 Jahre extrapoliert)

Bez.	Verkehrsbeanspruchung	Einbaudicke	Wasserzementwert	Porosität	Grundalkaligehalt	Einbautemperatur	Normierte Zustandsbewertung
F 01	0,49	0,40	0,33	0,75	0,35	0,27	232%
F 02	0,49	0,75	0,33	0,95	0,35	0,20	95%
F 03	0,68	0,68	0,23	0,18	0,68	0,00	195%
F 07	1,00	0,62	0,31	0,41	0,76	0,03	87%
F 08	0,98	0,44	0,33	0,56	0,76	0,00	170%
F 11	0,45	0,32	0,25	0,00	0,96	0,00	194%
F 12	0,45	0,32	0,25	0,15	0,96	0,00	86%
F 13	0,24	0,09	0,21	0,17	0,75	0,00	108%
F 17	0,48	0,98	0,33	0,07	0,15	0,00	58%
F 19	0,36	0,11	0,08	0,00	0,41	0,00	0%
F 20	0,35	0,39	0,25	0,04	0,94	0,60	503%
F 21	0,35	0,36	0,25	0,23	0,94	0,80	662%
F 22	0,85	0,18	0,21	0,29	0,28	0,15	0%
F 23	0,33	0,55	0,10	0,32	1,58	0,50	0%
F 24	0,97	0,27	0,33	0,43	0,76	0,00	152%
F 25	0,97	0,45	0,33	0,58	0,76	0,00	129%
F 28	0,34	0,11	0,23	0,27	0,87	0,20	38%
F 29	0,59	0,20	0,17	0,09	0,88	0,00	36%
F 30	0,59	0,23	0,17	0,23	0,88	0,00	76%
F 31	0,73	0,17	0,17	0,16	1,02	0,25	139%
F 32	0,73	0,19	0,17	0,16	1,02	0,35	58%
F 33	0,73	0,38	0,25	0,31	1,52	0,50	433%
F 36	0,21	0,52	0,29	0,00	1,42	0,00	113%
F 37	0,21	0,64	0,29	0,19	1,42	0,00	62%
F 41	0,50	0,32	0,38	0,00	0,54	0,01	117%
F 42	0,55	0,52	0,19	0,76	0,14	0,00	13%

Überprüfung der Datenbasis auf Ausreißer (vgl. Abs. 2.9)

Die Überprüfung der 26 vollständigen Datensätze auf Ausreißer lieferte mittels SPSS [S 1] anhand standardisierter Residuen [38] die in Tabelle 19 dargestellte „fallweise Diagnose“. Die Residuen beschreiben den jeweiligen Schätzfehler eines Datensatzes, also dessen Abweichung von der Regressionsgeraden [25][38][58].

Daraus geht hervor, dass die Datensätze Nr. 14 (Streckenabschnitt F 23) und Nr. 21 (Streckenabschnitt F 32) die betragsmäßig größten Residuen aufweisen. Diese Fälle können als Ausreißer angesehen werden, wobei die mit $-1,672$ (Fall 14) beziehungsweise $-1,517$ (Fall 21) vergleichsweise geringen Beträge der standardisierten Residuen auf eine Verzerrung des Modells in Richtung der Ausreißer hindeuten. In der Folge nimmt der Schätzfehler ab [38]. Für die Berechnung der Regressionskoeffizienten und weitere Betrachtungen wurden diese beiden Datensätze F 23 und F 32 ausgeschlossen [25].

Tabelle 19: Identifizierung von Ausreißern:

Fallweise Diagnose der 26 vollständigen Datensätze mittels SPSS [S 1]

Fallnummer	Standardisierte Residuen	Zustandsbewertung	Nicht standardisierter vorhergesagter Wert	Nicht standardisierte Residuen
1	-,005	2,32	2,3252	-,00517
2	-,482	,95	1,4466	-,49661
3	1,469	1,95	,4365	1,51351
4	-,317	,87	1,1966	-,32655
5	,560	1,70	1,1233	,57671
6	,904	1,94	1,0085	,93151
7	,052	,86	,8061	,05393
8	,576	1,08	,4863	,59368
9	-,770	,58	1,3735	-,79351
10	,496	,00	-,5114	,51141
11	,716	5,03	4,2927	,73734
12	1,388	6,62	5,1896	1,43041
13	-1,284	,00	1,3232	-1,32324
14	-1,672	,00	1,7226	-1,72260
15	,118	1,52	1,3987	,12132
16	,196	1,29	1,0876	,20242
17	-1,269	,38	1,6878	-1,30778
18	,137	,36	,2191	,14091
19	,726	,76	,0121	,74795
20	-,192	1,39	1,5880	-,19803
21	-1,517	,58	2,1436	-1,56357
22	,881	4,33	3,4219	,90812
23	-,047	1,13	1,1783	-,04833
24	-,223	,62	,8495	-,22948
25	-1,181	1,17	2,3874	-1,21740
26	,741	,13	-,6331	,76306

a. Abhängige Variable: Zustandsbewertung

Vorläufige Berechnung der Regressionskoeffizienten

Auf Grundlage der verbleibenden 24 Datensätze ergaben sich durch Regressionsanalyse mittels SPSS [S 1] für die sechs einbezogenen Parameter und die systematische Abweichung β_0 (konstant) folgende Regressionskoeffizienten, die für die vorliegende Datenbasis als Wichtungsfaktoren zur Beschreibung der Zustandsbewertung verstanden werden können [38]:

Einbautemperatur:	6,403
Wassorzementwert:	3,778
Porosität:	-0,925
Grundalkaligehalt:	0,621
Verkehrsbeanspruchung:	0,614
Einbaudicke:	0,514
Systematische Abweichung (β_0)	-0,997

Eine Veränderung der Regressionskoeffizienten kann resultieren, wenn sich bei der Überprüfung des Regressionsmodells auf Überparametrisierung herausstellt, dass eine der Kovariablen ausgeschlossen werden sollte [25][38][58].

Überprüfung des Regressionsmodells auf Überparametrisierung

Zur Überprüfung des Regressionsmodells auf Überparametrisierung wurden die Kovariablen nacheinander dem Modell hinzugefügt, wobei die Änderungen des Bestimmtheitsmaßes R^2 sowie des korrigierten Bestimmtheitsmaßes $R^2_{\text{kor.}}$ untersucht wurden.

Ausgeschlossen werden sollte eine Kovariable dann, wenn bei schrittweiser Aufnahme dieser Kovariable der Abzug beim korrigierten Bestimmtheitsmaß $R^2_{\text{kor.}}$ betragsmäßig größer ausfällt, als der Zuwachs beim Bestimmtheitsmaß R^2 [25][38][58].

Für den Zusammenhang zwischen der ersten Kovariable (Einbautemperatur) und der Zielvariablen (Zustandsbewertung) ergaben sich R^2 und $R^2_{\text{kor.}}$ zu

	R^2	$R^2_{\text{kor.}}$	
Einbautemperatur	75,4%	74,3%	(1. Schritt)

Bei ausschließlicher Betrachtung der Einbautemperatur liegt eine einfache Regression vor. Erst durch die Aufnahme der zweiten Kovariable (Wassorzementwert) wurde eine multiple Regression angewendet. R^2 und $R^2_{\text{kor.}}$ ergaben hierfür

	R^2	$R^2_{\text{kor.}}$	
Einbautemperatur	75,4%	74,3%	(1. Schritt)
+ Wasserzementwert	78,4%	76,4%	(2. Schritt)

Die Aufnahme des Wasserzementwertes führte also zu einer Erhöhung des Bestimmtheitsmaßes um 3,0% (von 75,4% auf 78,4%) und trug damit zur Verbesserung des Regressionsmodells bei – die Schätzung der Zielvariablen wurde genauer. Bei schrittweiser Aufnahme der übrigen vier Kovariablen änderten sich R^2 und $R^2_{\text{kor.}}$ wie folgt:

	R^2	$R^2_{\text{kor.}}$	
Einbautemperatur	75,4%	74,3%	(1. Schritt)
+ Wasserzementwert	78,4%	76,4%	(2. Schritt)
+ Porosität	81,1%	78,2%	(3. Schritt)
+ Grundalkaligehalt	82,5%	78,8%	(4. Schritt)
+ Verkehrsbeanspruchung	83,0%	78,3%	(5. Schritt)
+ Einbaudicke	83,4%	77,5%	(6. Schritt)

Durch die Aufnahme von Porosität und Grundalkaligehalt konnte das Bestimmtheitsmaß vergleichsweise deutlich auf 82,5% gesteigert werden, das korrigierte Bestimmtheitsmaß erhöhte sich auf 78,8%. Erst bei Einbezug der Verkehrsbeanspruchung verringerte sich das korrigierte Bestimmtheitsmaß infolge des Strafabzugs um 0,5% auf 78,3%, das Bestimmtheitsmaß stieg um 0,5% auf 83,0% an. Durch Aufnahme der Einbaudicke konnte das Bestimmtheitsmaß schließlich noch einmal um 0,4% auf 83,4% erhöht werden, während das korrigierte Bestimmtheitsmaß um 0,8% auf 77,5% abfiel.

Die Veränderung von R^2 (+0,4%) und $R^2_{\text{kor.}}$ (-0,8%) im letzten Schritt (Aufnahme der Einbaudicke) legt damit einen Ausschluss dieser Kovariable nahe, um eine Überparametrisierung zu vermeiden [25][38][58]. Allerdings korrelieren Einbaudicke und Verkehrsbeanspruchung zum Teil miteinander, da beide Parameter anteilig die Auswirkungen der Verkehrsbeanspruchung auf die Fahrbahndecke berücksichtigen. Ihr Einfluss kann sich daher gegenseitig überdecken [2]:

Die Einbaudicke war als Hilfsgröße zur Berücksichtigung der Intensität der Verkehrslastspannung einbezogen worden (vgl. Abs. 2.4.3 und Abs. 7) und berücksichtigt damit indirekt die Schwingbreite der zyklischen Verkehrsbeanspruchung. Demgegenüber wird durch die Kovariable Verkehrsbeanspruchung die Anzahl der Lastwechsel (anhand der mittleren Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr) einbezogen.

Aufgrund dieser anteiligen Korrelation mit der Verkehrsbeanspruchung wurde die Einbaudicke im Regressionsmodell beibehalten.

8.2.2 Regressionskoeffizienten und Schätzung der Zielfunktion

Nachdem bei der Überprüfung des Regressionsmodells auf Überparametrisierung keine Kovariable ausgeschlossen wurde, bleiben die in Abs. 8.2.1 mittels SPSS [S 1] vorläufig berechneten Regressionskoeffizienten für die hier berücksichtigte Datenbasis (24 vollständige Datensätze) unverändert:

Einbautemperatur:	$\beta_{\text{Einbautemperatur}} =$	6,403
Wasserzementwert:	$\beta_{\text{Wasserzementwert}} =$	3,778
Porosität:	$\beta_{\text{Porosität}} =$	-0,925
Grundalkaligehalt:	$\beta_{\text{Grundalkaligehalt}} =$	0,621
Verkehrsbeanspruchung:	$\beta_{\text{Verkehrsbeanspruchung}} =$	0,614
Einbaudicke:	$\beta_{\text{Einbaudicke}} =$	0,514
Systematische Abweichung	$\beta_0 =$	-0,997

Unter Berücksichtigung von Gleichung 2.9-2 (siehe Abs. 2.9) lautet die zugehörige Funktion der Zielvariablen y_i demnach (Gleichung 8.2-1):

$$y_i = -0,997 + 6,403 \cdot x_{\text{Einbautemperatur},i} + 3,778 \cdot x_{\text{w/z-Wert},i} \quad (\text{Gleichung 8.2-1}) \\ - 0,925 \cdot x_{\text{Porosität},i} + 0,621 \cdot x_{\text{Grundalkaligehalt},i} \\ + 0,614 \cdot x_{\text{Verkehr},i} + 0,514 \cdot x_{\text{Einbaudicke},i}$$

Die einzelnen Regressionskoeffizienten können im Verhältnis zueinander als Wichtungsfaktoren dieser Schätzung verstanden werden [38]. Ohne Berücksichtigung der systematischen Abweichung β_0 besitzen die sechs Kovariablen in der Zielfunktion dementsprechend folgenden Einfluss:

Einbautemperatur:	58,2%
Wasserzementwert	34,3%
Porosität:	- 8,4%
Grundalkaligehalt:	5,6%
Verkehrsbeanspruchung:	5,6%
Einbaudicke:	<u>4,7%</u>
	100,0%

Betragsmäßig entspricht dies unter Berücksichtigung des negativen Regressionskoeffizienten $\beta_{\text{Porosität}}$ folgender Verteilung:

Einbautemperatur:	49,8%
Wasserzementwert	29,4%
Porosität ($\beta_{\text{Porosität}}$ negativ):	7,2%
Grundalkaligehalt:	4,8%
Verkehrsbeanspruchung:	4,8%
Einbaudicke:	<u>4,0%</u>
	100,0%

Wie bereits bei der Überprüfung auf Überparametrisierung anhand des betragsmäßig hohen Bestimmtheitsmaßes ($R^2 = 75,4\%$) zu erkennen war, besitzt die Einbautemperatur in diesem Modell den mit Abstand größten Einfluss (49,8%). Auch der Wasserzementwert trägt mit 29,4% stark zur Abschätzung der Zustandsbewertung bei. Die Porosität geht in dem Modell mit 7,2% betragsmäßig etwas stärker ein als die mit 4,0% bis 4,8% weitgehend kongruenten Parameter Grundalkaligehalt, Verkehrsbeanspruchung und Einbaudicke.

Der negative Regressionskoeffizient der Porosität zeigt gegenüber den übrigen fünf Kovariablen, dass sich die Porosität auf Grundlage der hier ausgewerteten Daten eher positiv – das heißt entlastend – auf die normierte Zustandsbewertung auswirkt. Dies kann einerseits darauf zurückzuführen sein, dass Wasserzementwert und Porosität miteinander korrelieren und der Einfluss der Porosität anteilig durch den stärker gewichteten Wasserzementwert überdeckt wird [2][25][38]. Gleichzeitig wird der Einfluss der Porosität mit fortschreitender Nutzungsdauer zum Teil von einer zunehmenden Mikrorissbildung infolge zyklischer Verkehrsbeanspruchung überlagert (vgl. Abs. 2.7.2.3) [14][17][55][64][68][69][84][88][98][100][107][114][115][121].

8.2.3 Graphische Darstellung und Einbezug unvollständiger Datensätze

Gegenüberstellung der normierten Kovariablen mit der Zustandsbewertung

Unter Berücksichtigung der zuvor bestimmten Wichtungsfaktoren wurde die normierte Zustandsbewertung der einzelnen Streckenabschnitte gegenüber dem zugehörigen Mittelwert der Kovariablen aufgetragen (Abbildung 75). Die dargestellte Regressionsgerade ergibt sich aus der Zielfunktion (Gleichung 8.2-1). Das Bestimmtheitsmaß dieser Regressionsgeraden beträgt – wie zuvor anhand der Berechnung durch SPSS [S 1] gezeigt – 83,4%.

Streckenabschnitte, die in Abbildung 75 mit grauen, quadratischen Datenpunkten markiert wurden, weisen 30-Jahre-Dehnungswerte (aus den Dehnungsverläufen der Klimawechsellagerung abgeleitet [69]) von weniger als 0,70 mm/m auf. Der Grenzwert der Dehnungen (Klimawechsellagerung mit externer Alkalizufuhr an Bohrkernhälften aus Bestandsbetonen) wurde bei diesen Streckenabschnitten eingehalten [69]. Bei Streckenabschnitten, die mit schwarzen Dreiecken markiert wurden, lagen die Dehnungen in der Klimawechsel-

lagerung – bezogen auf eine Nutzungsdauer von 30 Jahren – über dem oben genannten Grenzwert. Diese Betone besitzen demnach ein nennenswertes Restschädigungspotential.

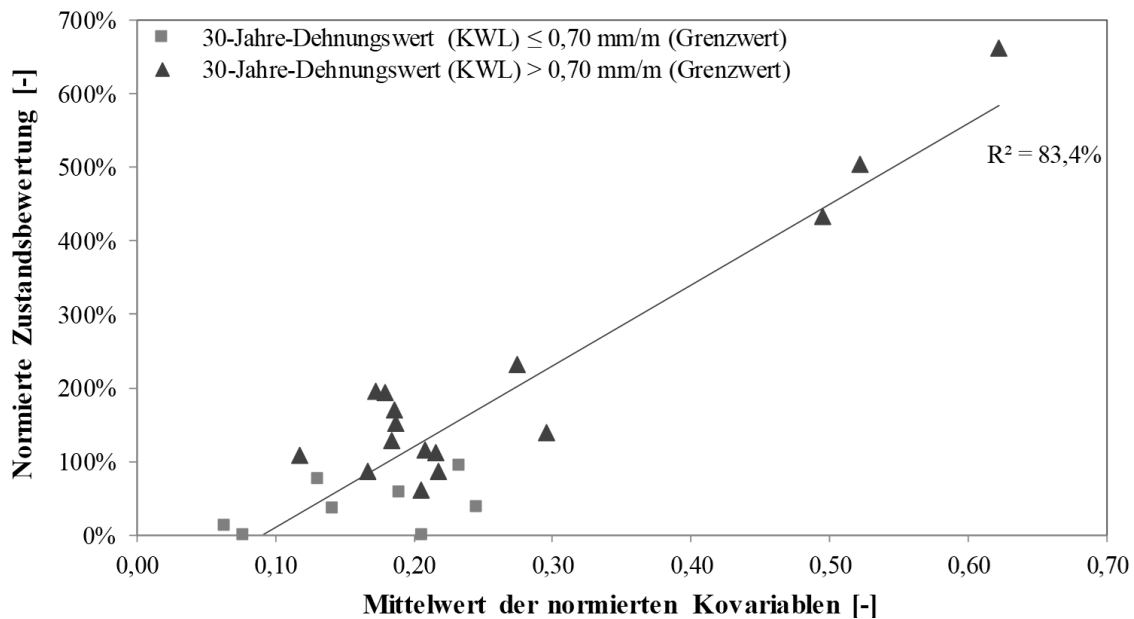


Abbildung 75: Gegenüberstellung der normierten Zustandsbewertung mit dem gewichteten Mittelwert der Kovariablen (für die 24 vollständigen Datensätze)

Gerade die Streckenabschnitte, die besonders hohe normierte Zustandsbewertungen aufwiesen, wurden zwischenzeitlich – bis Anfang 2017 – ausgebaut (Abbildung 76).

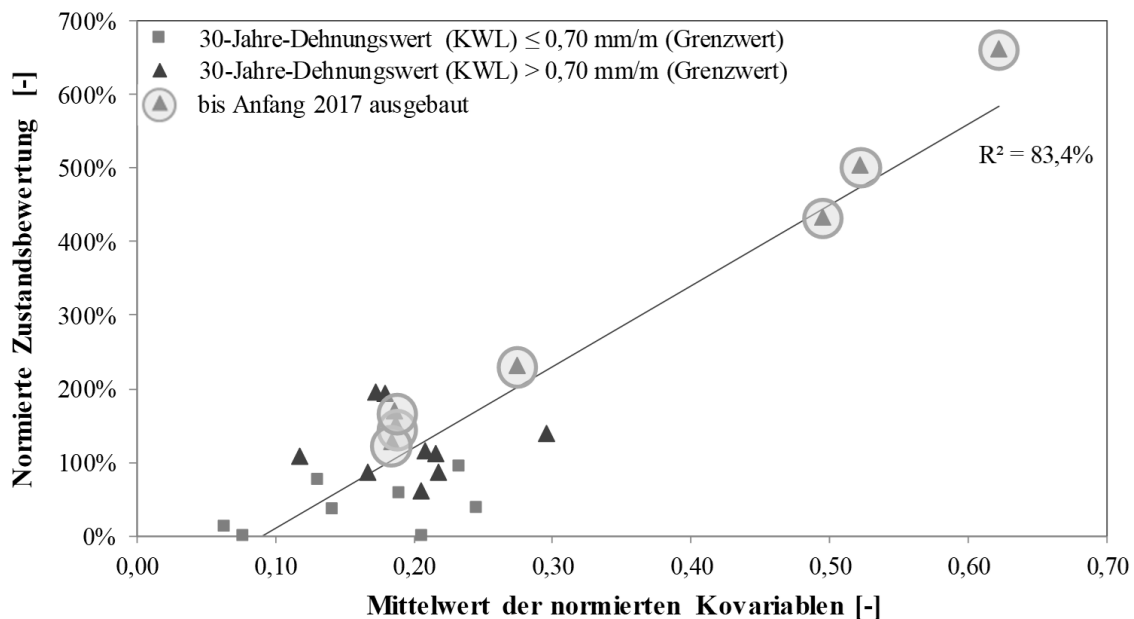


Abbildung 76: Gegenüberstellung der normierten Zustandsbewertung mit dem gewichteten Mittelwert der Kovariablen (bis 2017 erneuerte Streckenabschnitte)

Streckenabschnitte mit einer unbekanntem Kovariable

Tabelle 20 enthält die normierten Kovariablen und Zustandsbewertungen der neun Streckenabschnitte, bei denen einer der Parameter unbekannt ist. Diese Streckenabschnitte waren bei der Ermittlung der Regressionskoeffizienten mittels SPSS [S 1] durch die Verwendung des listenweisen Fallausschlusses nicht berücksichtigt worden.

Tabelle 20: Normierte Kovariablen und Zustandsbewertung (unvollständige Datensätze)

Bez.	Verkehrsbeanspruchung	Einbaudicke	Wasserzementwert	Porosität	Grundalkaligehalt	Einbautemperatur	Normierte Zustandsbewertung
F 10	0,58	0,36	0,29	0,00	<i>unbekannt</i>	0,00	328%
F 15	0,33	1,02	0,38	0,66	<i>unbekannt</i>	0,00	67%
F 16	0,42	0,95	0,31	0,07	0,02	<i>unbekannt</i>	67%
F 18	0,24	0,57	0,21	0,24	<i>unbekannt</i>	0,00	58%
F 26	0,34	0,36	0,23	0,11	0,87	<i>unbekannt</i>	27%
F 27	0,35	0,02	0,23	0,29	0,87	<i>unbekannt</i>	60%
F 34	0,72	0,09	0,25	0,06	1,70	<i>unbekannt</i>	372%
F 35	0,72	0,45	0,13	0,00	1,10	<i>unbekannt</i>	55%
F 45	0,90	0,61	0,38	0,00	0,50	<i>unbekannt</i>	56%

Zu den Kovariablen Verkehrsbeanspruchung, Einbaudicke, Wasserzementwert und Porosität liegen auch bei diesen neun Streckenabschnitten alle Daten vor, die fehlenden Werte beschränken sich auf den Grundalkaligehalt und die Einbautemperatur.

Für den Umgang mit fehlenden Werten gibt es bei der Regressionsanalyse mehrere Möglichkeiten [38][58]. Neben dem listenweisen Fallausschluss, bei dem nur Beobachtungen mit vollständigen Datensätzen berücksichtigt werden (Tabelle 18), ist es auch möglich, fehlende Werte durch den Mittelwert der jeweiligen Kovariable zu ersetzen. Die dritte Möglichkeit ist ein paarweiser Fallausschluss, bei dem nur fehlende Wertepaare ausgeschlossen werden. Die Regressionskoeffizienten der einzelnen Kovariablen werden dann aufgrund unterschiedlicher Fallzahlen errechnet [25][38][58].

Da mittels SPSS [S 1] unter Verwendung des listenweisen Fallausschlusses auf Grundlage der vollständigen Datensätze bereits die Regressionskoeffizienten bestimmt worden waren, wurde lediglich für die neun Datensätze mit fehlenden Werten eine Anpassung der Wichtungsfaktoren vorgenommen. Eine Neuberechnung der Regressionskoeffizienten für die 24 + 9 Datensätze erfolgte nicht.

Die Anpassung der zuvor ermittelten Wichtungsfaktoren für die Datensätze mit fehlenden Werten ist unten dargestellt. Die jeweils unbekanntem Kovariable (also entweder die Einbautemperatur oder der Grundalkaligehalt) wurde ausgeschlossen, wobei die Gewichtung

unter den übrigen fünf Kovariablen beibehalten wurde. Damit verändern sich die Wichtungsfaktoren bei unbekannter Einbautemperatur beziehungsweise unbekanntem Grundalkaligehalt wie folgt:

	Datensatz vollständig	Einbautemperatur unbekannt	Grundalkaligehalt unbekannt
Einbautemperatur:	49,8%	<i>ausgeschlossen</i>	52,3%
Wasserzementwert:	29,4%	58,6%	30,9%
Porosität ($\beta_{\text{Porosität}}$ negativ):	7,2%	14,3%	7,6%
Grundalkaligehalt:	4,8%	9,6%	<i>ausgeschlossen</i>
Verkehrsbeanspruchung:	4,8%	9,5%	5,0%
Einbaudicke:	<u>4,0%</u>	<u>8,0%</u>	<u>4,2%</u>
	100,0%	100,0%	100,0%

In Abbildung 77 wurden die 33 Datensätze unter Berücksichtigung der oben angegebenen Wichtungsfaktoren aufgetragen. Durch die Aufnahme der neun Datensätze reduziert sich das Bestimmtheitsmaß von 83,4% (Abbildung 75) auf 68,7% (Abbildung 77). Diese deutliche Abnahme um rund 15% beruht vor allem auf den Streckenabschnitten F 10 und F 34, bei denen der Grundalkaligehalt (F 10) beziehungsweise die Einbautemperatur (F 34) unbekannt sind.

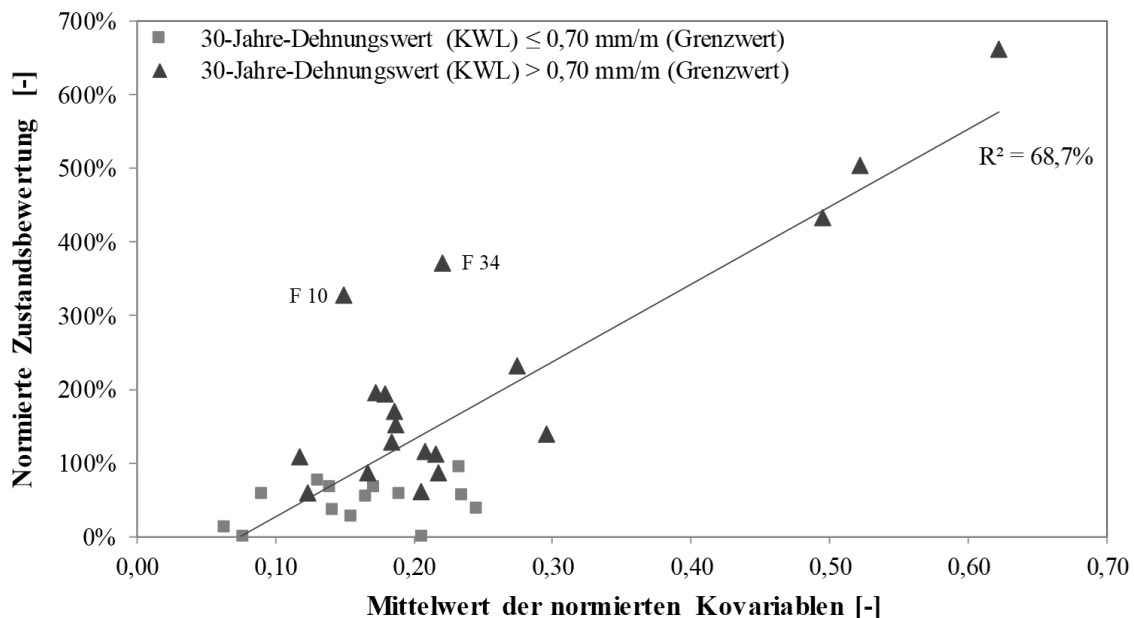


Abbildung 77: Gegenüberstellung der normierten Zustandsbewertung mit dem gewichteten Mittelwert der Kovariablen (Datensätze mit maximal einem unbekanntem Parameter)

Entfernt man diese beiden Datensätze aufgrund der unbekanntenen Werte als mögliche Ausreißer wieder aus dem Modell, ergibt sich auf Basis von insgesamt 31 Streckenabschnitten schließlich ein Bestimmtheitsmaß von 82,1% (Abbildung 78).

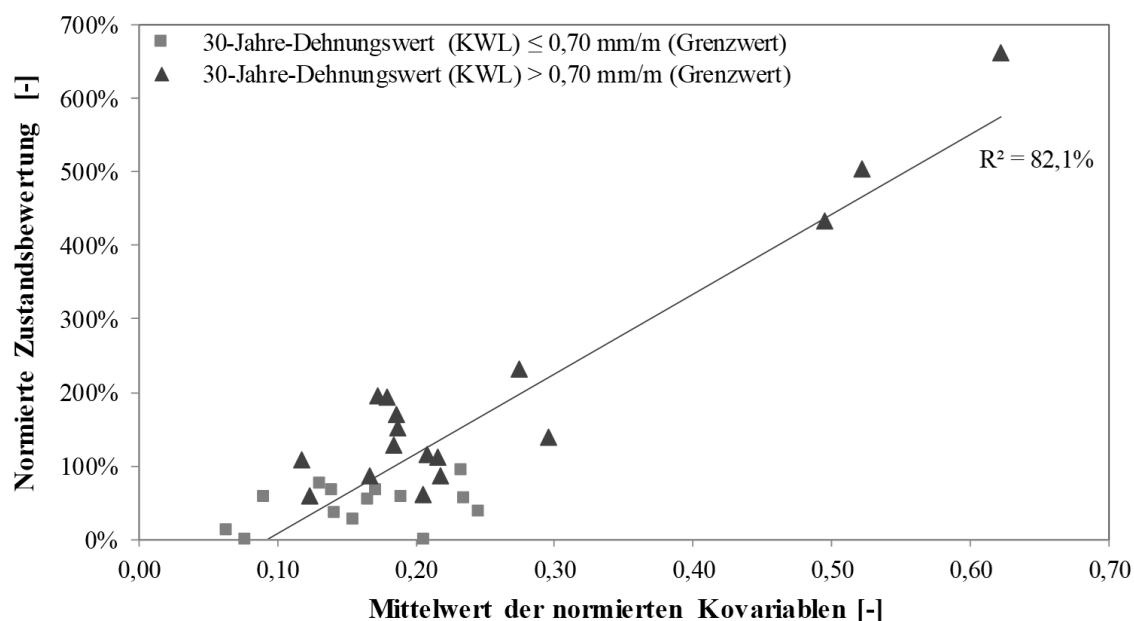


Abbildung 78: Gegenüberstellung der normierten Zustandsbewertung mit dem gewichteten Mittelwert der Kovariablen (Datensätze mit maximal einem unbekanntem Parameter, ohne F_{10} , F_{34})

8.2.4 Zusammenfassung der Regressionsanalyse

Bereits bei separater Betrachtung einzelner Einflüsse auf die Entwicklung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale (Abs. 7) hatte sich ein vergleichsweise guter Zusammenhang zwischen Einbautemperatur und normierter Zustandsbewertung gezeigt. Hohe normierte Zustandsbewertungen traten vor allem im Bereich hoher Einbautemperaturen auf. Bei der separaten Betrachtung weiterer Parameter (Wasserzementwert, Porosität, Grundalkaligehalt, Verkehrsbeanspruchung und Einbaudicke) konnten demgegenüber keine nennenswerten Zusammenhänge festgestellt werden.

Dementsprechend ergab sich für die Einbautemperatur bei der multiplen Regression – auf Grundlage der untersuchten Streckenabschnitte und der einbezogenen Kovariablen – mit 49,8% ein relativ hoher Wichtungsfaktor. Dieser vergleichsweise starke Einfluss der Einbautemperatur beruht vor allem auf den drei Streckenabschnitten mit der höchsten normierten Zustandsbewertung; alle drei Abschnitte waren bei hohen Einbautemperaturen von 25°C bis 28°C hergestellt worden.

Auch der Wasserzementwert erhielt bei der Regressionsanalyse mit 29,4% einen vergleichsweise großen Einfluss. Aufgrund der anteiligen Korrelation mit der Porosität des Betons überdeckt der Wasserzementwert teilweise den Einfluss der Porosität, wodurch diese in der Schätzung einen negativen Wichtungsfaktor erhält und sich in diesem Regressionsmodell eher entlastend auswirkt. Gleichzeitig wird der Einfluss der Porosität mit fortschreitender Nutzungsdauer zum Teil von einer zunehmenden Mikrorissbildung infolge zyklischer Verkehrsbeanspruchung überlagert. Solche Mikrorisse können die Aufnahme von Taumittellösungen in das Betongefüge ebenso begünstigen wie eine Erhöhung des Kapillarporengehalts (vgl. Abs. 2.7.2.3) [14][17][55][64][68][69][84][88][98][100][107][114][115][121].

Trotz des hohen Bestimmtheitsmaßes dieser Regression ($R^2 = 83,4\%$; Abbildung 75) sollte nicht außer Acht gelassen werden, dass die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung als grundlegender Einfluss nicht in das Modell einbezogen werden konnte. Genauso ist in Betracht des mit 4,8% vergleichsweise geringen Einflusses des Grundalkaligehalts zu bedenken, dass hierdurch lediglich die durch den Zement eingetragenen Alkalien berücksichtigt wurden. Durch Aufnahme eines unabhängigen Kennwertes für die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung, eine Berücksichtigung extern zugeführter Alkalien und Ergänzung der Grundgesamtheit um weitere Datensätze könnte das Regressionsmodell sinnvoll erweitert werden.

Gleichzeitig kann sich bei Berücksichtigung der Alkaliempfindlichkeit und extern zugeführter Alkalien der überdurchschnittlich hohe Einfluss der Einbautemperatur relativieren.

9 Zusammenfassung

Durch die Betrachtungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollten die Auswirkungen interagierender Einflüsse aus Konstruktion, Herstellung und Nutzung von Betonfahrbahndecken auf die Ausprägung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale einer AKR untersucht werden. Die Auswertungen stützen sich auf die Inhalte des Forschungsvorhabens FE 08/0214/2011/LRB „Futurum – Baustoff Straßenbeton“ [69], bei dem über Deutschland verteilt insgesamt 50 Streckenabschnitte von Bundesautobahnen untersucht und hinsichtlich AKR-spezifischer Schadensmerkmale bewertet wurden. Dazu wurde zu den Streckenabschnitten eine umfangreiche Datenrecherche durchgeführt, um Informationen zu den verwendeten Betonausgangsstoffen sowie zu bau- und betriebsbedingten Randbedingungen in die Auswertung einbeziehen zu können.

Die Zustandsbewertung der untersuchten Streckenabschnitte erfolgte durch zwei unterschiedliche Verfahren, die sich jeweils an dem oberflächlich sichtbaren Schadensbild orientieren. Anhand charakteristischer, AKR-spezifischer Schadensmerkmale (Verfärbungen im Bereich der Fugen und Fugenkreuze, Rissbildung in Längs- und Querrichtung und tangentiale Rissbildung in den Eckbereichen sowie Kantenschäden und Eckabbrüche bis hin zu Substanzverlust und Verschotterung) wurden die Streckenabschnitte in Anlehnung an [R 12] visuell in sogenannte Erweiterte Schadenskategorien (vgl. Abs. 3.2.1) eingestuft [69]. Die oberflächlich sichtbaren Risse wurden außerdem semi-quantitativ bewertet. In zwei Schritten wurden dabei unabhängig voneinander zunächst feinere, ungerichtete Risse und anschließend grobe Risse, Kantenschäden und Eckabbrüche beurteilt, wodurch die Streckenabschnitte in sogenannte Risskategorien eingestuft wurden (vgl. Abs. 3.2.2) [69].

Die Entstehung solcher Schadensmerkmale ist allerdings nicht ausschließlich auf eine AKR zurückzuführen. Vielmehr überlagern sich unterschiedliche lastunabhängige und lastabhängige Spannungsanteile mit den Gefügespannungen, die sich infolge des quellenden Alkalikieselgels bilden, und können in Kombination eine Rissbildung zur Folge haben.

Neben unterschiedlichen Randbedingungen wiesen die untersuchten Streckenabschnitte eine ebenso deutlich voneinander abweichende Nutzungsdauer zwischen vier und 32 Jahren auf. Einige Streckenabschnitte hatten die planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren also bereits erreicht, wiederum andere Streckenabschnitte standen erst am Anfang der Nutzungsdauer. Ein direkter Vergleich der einzelnen Streckenabschnitte war in Bezug auf die bei Untersuchung festgestellten Schadensmerkmale dementsprechend nicht zielführend. Daher wurde die Zustandsbewertung unter Berücksichtigung von Restschädigungspotential und Alter der Betone auf einen einheitlichen Bewertungszeitpunkt von 30 Jahren extrapoliert (vgl. Abs. 5) [69].

Gegenüber der Zustandsbewertung zum Zeitpunkt der Untersuchung (maximal 100%, vgl. Abs. 4.3) ergaben sich durch die Extrapolation normierte Zustandsbewertungen von bis zu 662%. Eine solche Bewertung $> 100\%$ sollte so verstanden werden, dass es für einen Streckenabschnitt umso wahrscheinlicher wird, die planmäßige Nutzungsdauer von 30 Jahren nicht zu erreichen, je weiter die normierte Zustandsbewertung über 100% liegt.

Bei separater Korrelation einzelner Parameter mit der normierten Zustandsbewertung zeigte sich, dass die Entwicklung oberflächlich sichtbarer Schadensmerkmale nicht zielsicher anhand einzelner Parameter beschrieben werden kann (vgl. Abs. 7). Sowohl die Menge des gebildeten, quellfähigen Alkalikieselgels als auch die Ausprägung der in Zusammenhang mit einer AKR resultierenden Risse und Folgeschäden werden von weiteren Faktoren beeinflusst, welche teilweise miteinander interagieren und sich gegenseitig überlagern. Eine separate Korrelation einzelner Randbedingungen mit der Zustandsbewertung führt dementsprechend zwangsweise dazu, andere Einflüsse außer Acht zu lassen. Aufgrund der Wechselwirkungen war vielmehr eine gleichzeitige Korrelation mehrerer Einflüsse mit der Zustandsbewertung nötig. Hierzu wurden die einzelnen Parameter zunächst auf einen einheitlichen, dimensionslosen Wertebereich zwischen 0 und 1 [-] normiert und anschließend gemeinsam in einer multiplen Regressionsanalyse ausgewertet.

Bei dieser Regressionsanalyse wurden insgesamt sechs Parameter berücksichtigt, welche

- ... die Permeabilität des Betons beeinflussen und sich damit auf die externe Alkalizufuhr auswirken (Wassorzementwert, Porosität).
- ... die Höhe der lastunabhängigen oder lastabhängigen Beanspruchungen oder die Anzahl der Lastwechsel beeinflussen und damit (indirekt) zu einer Vorschädigung des Betongefüges in Form einer Mikrorissbildung beitragen (Einbautemperatur, Einbaudicke, Anzahl der äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr).
- ... direkten Einfluss auf den Fortschritt einer AKR haben (Grundalkaligehalt), da die Einbindung von Alkalien Grundvoraussetzung für das Quellen eines Alkalikieselgels ist.

Insgesamt konnten 26 vollständige Datensätze in die Regressionsanalyse einbezogen werden, von denen zwei Datensätze bei der Berechnung der Regressionskoeffizienten als Ausreißer ausgeschlossen wurden. Da es sich bei der ermittelten Regressionsgleichung nur um eine Abschätzung der Zustandsbewertung anhand der Grundgesamtheit handelt, hängen die Regressionskoeffizienten von den einbezogenen Parametern und den betrachteten Streckenabschnitten ab. Im Verhältnis zueinander können die Regressionskoeffizienten als Wichtungsfaktoren dieser Schätzung verstanden werden [38].

Auf Grundlage der einbezogenen Daten ergab sich für die Einbautemperatur eine Gewichtung von 49,8%. Dieser vergleichsweise starke Einfluss der Einbautemperatur beruht vor allem auf den drei Streckenabschnitten mit der höchsten normierten Zustandsbewertung; alle drei Abschnitte waren bei hohen Einbautemperaturen von 25°C bis 28°C hergestellt worden. Auch der Wasserzementwert erhielt bei der Regressionsanalyse mit 29,4% einen vergleichsweise großen Einfluss. Aufgrund der anteiligen Korrelation mit der Porosität des Betons überdeckt der Wasserzementwert teilweise den Einfluss der Porosität, sodass diese in der Schätzung einen negativen Wichtungsfaktor erhielt und sich in diesem Regressionsmodell eher entlastend auswirkte. Gleichzeitig wird der Einfluss der Porosität mit fortschreitender Nutzungsdauer teilweise von einer zunehmenden Mikrorissbildung infolge zyklischer Verkehrsbeanspruchung überlagert. Solche Mikrorisse können die Aufnahme von Taumittellösungen in das Betongefüge ebenso begünstigen, wie eine bei höherer Porosität angenommene Erhöhung des Kapillarporengehalts (vgl. Abs. 2.7.2.3).

10 Ausblick

Die hier vorgestellten Betrachtungen zum Zusammenwirken mehrerer Einflüsse auf die Entwicklung oberflächlich sichtbarer, AKR-spezifischer Schadensmerkmale sollten als Ansatz für weitere Forschungsarbeiten verstanden werden. Vor allem ist es für belastbare Untersuchungen gegenseitiger Wechselwirkungen nötig, einen geeigneten Kennwert für die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung einzubeziehen, um Scheinkorrelationen zu vermeiden.

Ferner wäre es sinnvoll, die in dieser Arbeit vorgestellten Auswertungen mit weiteren Datensätzen zu untersetzen.

11 Literaturverzeichnis

Fachliteratur

- [1] Adolf, J.; Lenz, B.; Balzer, C.; et al.: „Shell Nutzfahrzeug-Studie (2016): Diesel oder alternative Antriebe – Womit fahren LKW und Bus Morgen? Fakten, Trends und Perspektiven bis 2040“. Shell Deutschland Oil GmbH, Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt (DLR), Hamburg, 2016
- [2] Aydemir, S.: „Methodik der multiplen linearen Regression“. Beitrag zur Frühjahrstagung des Verbands Deutscher Städtestatistiker (VDSt) 2013, Wolfsburg, 2013
- [3] Bäumler, W.: Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) – Bewertung der Reaktivität von Gesteinskörnungen und Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der Quellspannungen. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, 2006
- [4] Benedix, R.: „Bauchemie – Eine Einführung in die Chemie für Bauingenieure und Architekten“, Verlag Vieweg + Teubner, 4. Aufl., Wiesbaden, 2008
- [5] Berninger, A.: „Mikrostrukturelle Eigenschaften von Quarz als Bestandteil spät reagieren-der alkaliempfindlicher Zuschläge“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 2004
- [6] Bérubé, M.; Dorion, J.; Duchesne, J. et al.: „Laboratory and field investigations of the influence of sodium chloride on alkali–silica reactivity” In: Cement and Concrete Research, Vol. 33 (2003), Heft 1, S. 77-84
- [7] Blab, R.: „Einflussgrößen bei der Bemessung hochbelasteter Betonstraßen“, Österreichische Betonstraßentagung 2005, Wien, Österreich, 2005
- [8] Bonzel, J.; Dahms, J.: „Alkalireaktion im Beton“. In: Beton, Jg. 23 (1973), Heft 11, S. 495-500 und Heft 12, S. 547-554
- [9] Borchers, I.: „NA-Zemente: Kein Allheilmittel zur Vermeidung von AKR-Schäden an Betonfahrbahndecken“. In: Griffig (2015), Heft 1, S. 13-15
- [10] Bosold, D.; Grünwald, A.: „Zement-Merkblatt Betontechnik B18: Risse im Beton“, Informationszentrum Beton GmbH, Erkrath, 2014
- [11] Breitenbücher, R.: „Besonderheiten bei Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in Betonfahrbahndecken“. In: Beton-und Stahlbetonbau, Jg. 102 (2007), Heft 8, S. 521-527
- [12] Breitenbücher, R.: „Instandsetzung von Fahrbahnen mit Beton“, In: Tagungsband zur 19. Internationalen Baustofftagung (Ibausil) 2003, Weimar, Band 1, S. 281-292
- [13] Breitenbücher, R., Kunz, S.: „Betonfahrbahndecken unter zyklischer Verkehrsbelastung - Auswirkungen auf den Werkstoff“. In: Straße und Autobahn, Jg. 65 (2014), Heft 6, S. 441-447

- [14] Breitenbücher, R.; Kunz, S.: „Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potentielle Gefügeschädigungen“, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), Heft 1124, 2017
- [15] Breitenbücher, R.; Kunz, S.: „Ist selbstverdichtender Beton auch bei Betonfahrbahndecken anwendbar?“. In: Straße und Autobahn, Jg. 66 (2015), Heft 9, S. 591-600
- [16] Breitenbücher, R.; Schießl, P.; Stark, J.; et al.: „Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton – Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), Phase I: In-situ Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse.“ Schlussbericht zu FE 08.182/2005/LRB, Bundesministerium für Verkehr-, Bau- und Wohnungswesen (BMVBW), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2008
- [17] Breitenbücher, R.; Schießl, P.; Stark, J.; et al.: „Rissbildung an Fahrbahndecken aus Beton – Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR), Phase II: Laboruntersuchungen zur Auswirkung von Vorbeanspruchungen und externer Alkalizufuhr“. Schlussbericht zu FE 08.187/2006/LGB, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (BMVBS), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2012
- [18] Breitenbücher, R.; Sievering, C.: „Risse in Betonfahrbahndecken – Das Resultat aus Überlagerungen verschiedener Einwirkungen“. In: Festschrift Harald Budelmann, Baustoff und Konstruktion, Springer Vieweg Verlag, 2013, S. 177-182
- [19] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Gesteinsliste „Geprüfte, AKR-unbedenkliche Vorkommen von groben Gesteinskörnungen für den Einsatz in Fahrbahndecken aus Beton (Feuchtigkeitsklasse WS) – AKR-Performance-Prüfung (Verfahren V1) und WS-Grundprüfung (Verfahren V2)“. Stand 11.07.2017 (V1) beziehungsweise 30.03.2017 (V2)
- [20] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: „Verkehr in Zahlen 2015/2016“, Jg. 44, BMVI, Berlin, 2015
- [21] Chatterji, S.: „Chemistry of alkali-silica reaction and testing of aggregates“. In: Cement and Concrete Composites, Vol. 27 (2005), S. 788–795
- [22] Chatterji, S.: „Mechanism of the CaCl_2 Attack on Portland Cement Concrete“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 8 (1978), S. 461-468
- [23] Chatterji, S.; Jensen, A.; Thaulow, N. et al.: „Studies of alkali-silica reaction. Part 3. Mechanisms by which NaCl and $\text{Ca}(\text{OH})_2$ affect the reaction“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 16 (1986), S. 246–255
- [24] Chatterji, S.; Jensen, A.; Thaulow, N.: „Studies of alkali-silica reaction. Part 4. Effect of different alkali-salt solutions on expansion“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 17 (1987), S.777–783

- [25] Cleff, T.: "Deskriptive Statistik und Explorative Datenanalyse - Eine computergestützte Einführung mit Excel, SPSS und STATA", Verlag Springer Gabler, 3. Auflage, Wiesbaden, 2015
- [26] Dahms, J.: „Alkalireaktion im Beton: Vorbeugende Maßnahmen und neuere Versuchsergebnisse“. In: Beton, Jg. 44 (1994), Heft 10, S.588–593
- [27] Der Elsner: „Handbuch für Straßen- und Verkehrswesen“, Otto Elsner Verlagsgesellschaft, Berlin, 2015
- [28] Deutscher Bundestag (Drucksache 16/12210 vom 10.03.2009), Antwort der Bundesregierung auf die Kleine Anfrage der Fraktion BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN zur „Zerstörung des Fahrbahnbelages durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion“ (Drucksache 16/12024 vom 19.02.2009)
- [29] Deutscher Wetterdienst (DWD): Klimadaten des Climate Data Centers (CDC) des DWD. Online im Internet: www.dwd.de, Abgerufen am 27.04.2015
- [30] Die Deutsche Bauindustrie, Nordrhein-Westfalen. Stellungnahme vom 15.09.2015 zur Öffentlichen Anhörung im Ausschuss für Bauen, Wohnen, Stadtentwicklung und Verkehr des Landtages von Nordrhein-Westfalen zum Antrag der CDU-Fraktion mit der Drucksache 16/8643 „Landesregierung muss innovative Modelle zur Finanzierung und zum Bau von Bundesfernstraßenprojekten voranbringen“.
- [31] Doran, D.; Moore, J. et al.: „Structural effects of alkali-silica reaction. Technical guidance on the appraisal of existing structures“, The Institution of Structural Engineers, London, Großbritannien, 1992
- [32] Dressler, A.: „Einfluss von Tausalz und puzzolanischen, aluminiumhaltigen Zusatzstoffen auf die Mechanismen einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton“, Dissertation, Technische Universität München, München, 2013
- [33] Dunant, C.; Scrivener, K.: „Effects of Aggregate Size on Alkali-Silica-Reaction induced Expansion“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 42 (2012), S. 745-751
- [34] Eckle-Kohler, J.; Kohler, M.: „Eine Einführung in die Statistik und ihre Anwendungen“, Verlag Springer Spektrum, 3. Auflage, Darmstadt, 2017
- [35] Ehrlich, N.; Hersel, O.: „Straßenbau heute – Betondecken“. Schriftenreihe der Zement- und Betonindustrie, Hrsg.: BetonMarketing Deutschland GmbH, Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf 2010.
- [36] Eickschen, E.; Müller, C.; Pierkes, R.: „Untersuchungen zur Verzögerung des Schadensfortschritts bei AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“. In: Griffig (2011), Heft 1, S. 5-10
- [37] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: „Betonfahrbahnen“, Verlag Ernst&Sohn, 2. Auflage, München, 2003
- [38] Fahrmeir, L.; Kneib, T.; Lang, S.: „Regression – Modelle, Methoden und Anwendungen“, Springer-Verlag, 2. Auflage, Berlin, 2009

- [39] Fasseu, P.; Michel, M.: „Détermination de l'indice de fissuration d'un parement en béton“, techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées (LCPC), Méthode d'essai N°47, LCPC, Paris, Frankreich, 1997
- [40] Fitschen, A.; Nordmann, H. et al.: „Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen“. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Ausgaben 1992/1993, 1996, 2000, 2004, 2008, 2012, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach 1995 bis 2014
- [41] Foos, S.: „Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen“, Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Karlsruhe, 2006
- [42] Fournier, B.; Bérubé, M.; Folliard, K.; Thomas, M.: “Report on the Diagnosis, Prognosis, and Mitigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures”, Report No. FHWA-HIF-09-004, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Pavement Technology, Washington (DC), USA, 2010
- [43] Freyburg, E. ; Berninger, A.-M.: „Mikroprozesse beim Ablauf der Alkali-Kieselsäure-Reaktion“, In: Tagungsband zur 15. Internationalen Baustofftagung (Ibausil) 2003, Weimar, Band 2, S. 719-734
- [44] Gan, G.: „The Role of Magnesium in Concrete Deterioration“, Dissertation, Iowa State University, Ames (IA), USA, 1996
- [45] Gartiser, S.; Reuther, R.; Gensch, C.: “Machbarkeitsstudie zur Formulierung von Anforderungen für ein neues Umweltzeichen für Enteisungsmittel für Straßen und Wege, in Anlehnung an DIN EN ISO 14024”. Umweltforschungsplan des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit, Umweltbundesamt, Berlin, 2003
- [46] Giebson, C.: „Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 2013
- [47] Giebson, C.; Voland, K.; Ludwig, H.-M.; Meng, B.: „Untersuchungen zur Alkali-Kieselsäure-Reaktion in vorgeschädigten Fahrbahndeckenbetonen“. In: Beton- und Stahlbetonbau, Jg. 110 (2015), Heft 1, S. 13-21
- [48] Grünewald, A.; Peck, M: „Zement-Merkblatt Straßenbau S1: Fahrbahndecken aus Beton“, Informationszentrum Beton GmbH, Erkrath, 2015
- [49] Hanke, H.: "Streumengen und Einflussfaktoren im praktischen Winterdienst". In: Der Winterdienst (2010), Heft 2, S. 2-4
- [50] Hill, S.: „Zur direkten Beurteilung der Alkaliempfindlichkeit präkambrischer Grauwacken aus der Lausitz anhand deren Kieselsäure- und Aluminiumlöseverhalten“, Dissertation, Technische Universität Cottbus, Cottbus, 2004
- [51] Hiller, E.: „Auswirkungen von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken“, Dissertation, Technische Universität München, München, 2001.

- [52] Hobbs, D.: „Alkali-Silica-Reaction in Concrete“, Thomas Telford, London, Großbritannien, 1988
- [53] Hoffmann, M.; Blab, R.; Nutz, P.: „Forschungsbericht Optimierung der Feuchtsalzstreuung“, Schlussbericht zu einem Forschungsprojekt unter der wissenschaftlichen Begleitung des Arbeitsausschuss Winterdienst in der Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, finanziert durch die Länder, die ASFINAG und das BMVIT, Wien, Österreich, 2011
- [54] Hoffmann, M.; Steininger, M.; Böhmer, A. et al.: „Technische und wirtschaftliche Aspekte von Streuungen mit erhöhtem Soleanteil“. In: Straße und Autobahn, Jg. 66 (2015), Heft 9, S. 618-626
- [55] Hohberg, R.: „Zum Ermüdungsverhalten von Beton“, Dissertation, Technische Universität Berlin, Berlin, 2004
- [56] Holland, H.; Scharnbacher, K.: „Grundlagen der Statistik. Datenerfassung und -darstellung, Maßzahlen, Indexzahlen, Zeitreihenanalyse“, Verlag Springer Gabler, 8. Auflage, Wiesbaden, 2010
- [57] Ibuk, H.: „Zum Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung“, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2008
- [58] Janssen, J.; Laatz, W.: „Statistische Datenanalyse mit SPSS“, Springer-Verlag, 9. Auflage, Berlin, 2017
- [59] Keil, F.: „Zement – Herstellung und Eigenschaften“, Springer-Verlag, Berlin, 1971
- [60] Kustermann, A.: „Einflüsse auf die Bildung von Mikrorissen im Betongefüge“, Dissertation, Universität der Bundeswehr München, München, 2005
- [61] Lawrence, M.; Vivian, H.: „The reactions of various alkalis with silica“. In: Australian Journal of Applied Science, Vol. 12 (1961), Heft 1, S. 96-103
- [62] LEO GmbH: „Leo’s dictionaries“. Online-Wörterbuch französisch – deutsch, Online im Internet: <http://dict.leo.org/französisch-deutsch/>, Abgerufen am 02.05.2017
- [63] Lindgård, J.; Andiç-Çakir, Ö.; Fernandes, I. et al.: „Alkali-silica reactions (ASR): Literature review on parameters influencing performance testing“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 42 (2012), Heft 2, S. 223-243
- [64] Locher, F.: „Volumenänderung bei der Zementerhärtung“. In: Zement und Beton, Jg. 85/86 (1975), S. 22-25
- [65] Locher, F.: „Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung“, Verlag Bau+Technik, Düsseldorf, 2000
- [66] Locher, F.; Sprung, S.: „Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion“. In: Beton, Jg. 23 (1973), Heft 7, S. 303-306 und Heft 8, S. 349-353
- [67] Locher, F.; Sprung, S.: „Einflüsse auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton“. In: ZKG International, Vol. 28 (1975), Heft 4, S. 162-169

- [68] Locher, F.; Wischers, G.: „Aufbau und Eigenschaften des Zementsteins“. In: Zement-Taschenbuch, Ausgabe 1974/75, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Wiesbaden, 1974, S. 45-60
- [69] Ludwig, H.-M.; Meng, B.; Breitenbücher, R. et al.: "Futurum – Baustoff Straßenbeton". Schlussbericht zu FE 08.0214/2011/LRB, seitens der Ruhr-Universität Bochum verfasst von Dipl.-Ing. Sebastian Kunz. Im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI), vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), *bisher unveröffentlicht*
- [70] Maliha, R.: „Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton“, Dissertation, Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH), Karlsruhe, 2005
- [71] Mansfeld, T.: „Das Quellverhalten von Alkalisilikatgelen unter Beachtung ihrer Struktur und Zusammensetzung“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 2008
- [72] Merz, C.; Hunkeler, F.; Griesser, A.: „Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz“, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton (TFB), Schlussbericht zum Forschungsvorhaben AGB2001/471 des Eidgenössischen Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen, Wildeg, Schweiz, 2006
- [73] Michalowski, C.; Götzfried, F.; Skarabis, J. et al.: „Einfluss verschiedener Auftausalze auf die Dauerhaftigkeit von Straßenbeton der Bundesfernstraßen". In: Kali und Steinsalz (2010), Heft 3, S. 22-31
- [74] Mielich, O.: „Beitrag zu den Schädigungsmechanismen in Betonen mit langsam reagierender alkaliempfindlicher Gesteinskörnung“, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2010
- [75] Mitschke, M.: „Straßenschonende Auslegung schwerer Nutzfahrzeuge“. In: Straße und Autobahn (1979), Heft 3, S. 110-114
- [76] Moundoungou, I.; Bulteel, D.; Garcia-Diaz, E. et al.: „Reduction of ASR expansion in concretes based on reactive chert aggregates: effect of alkali neutralisation capacity“. In: Construction and Building Materials Journal, Vol. 54 (2014), S. 147-162
- [77] Müller: „Zwischenauswertung vorliegender Untersuchungsergebnisse und Standpunkt zu den Schäden an Betondeckschichten der Autobahnen der Baujahre ab 1969 – Stand 6/1989“, VEB Autobahndirektion, (ehem.) Deutsche Demokratische Republik (DDR), Berlin, 16. Juni 1989
- [78] Müller, C.; Eickschen, E.; Breitenbücher, R.; Köster, C.: „Überprüfung des Zeitbeiwertes für Fahrbahndeckenbetone“. In: Griffig (2013), Heft 1, S. 2-7
- [79] Müller, H., Guse, U.: „Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen“. Schlussbericht zum FGSV-Forschungsprojekt 08.156.

- Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Karlsruhe, 2005
- [80] Multon, S.; Cyr, M.; Sellier, A. et al.: „Coupled Effects of Aggregate Size and Alkali Content on ASR Expansion”. In: *Cement and Concrete Research*, Vol. 38 (2008), S. 350-359
- [81] Multon, S.; Cyr, M.; Sellier, A. et al.: „Effects of Aggregate Size and Alkali Content on ASR Expansion”. In: *Cement & Concrete Research*, Vol. 40 (2010), S. 508-516
- [82] Ott, C.: „Entwicklung einer Referenzkörnung für die Alkali-Kieselsäure-Reaktion“, Dissertation, Technische Universität Clausthal, Clausthal, 2008
- [83] Öttl, C.: „Die schädigende Alkalireaktion von gebrochener Oberrhein-Gesteinskörnung im Beton”, Dissertation, Universität Stuttgart, Stuttgart, 2004
- [84] Pickhardt, R.; Schäfer, W.: „Zement-Merkblatt Betontechnik B8: Nachbehandlung und Schutz des jungen Betons“, Verein Deutscher Zementwerke e.V., Düsseldorf, 2014
- [85] Powers, T.; Brownyard, T.: „Studies of the Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. Part2 – Studies of Water Fixation”. In: *Proceedings of the American Concrete Institute*, Vol. 43 (1946/47), S. 249-336
- [86] Powers, T.: „Structure and Physical properties of Hardened Portland Cement Paste“. In: *Journal of the American Ceramic Society*, Vol. 41 (1958), S. 1-6
- [87] Poyet, S.; Sellier, A.; Capra, B. et al.: „Chemical Modelling of Alkali Silica Reaction: Influence of the Reactive Aggregate Size Distribution”. In: *Materials and Structures*, Vol. 40 (2007), S. 229-239
- [88] Przondziono, R., Breitenbücher, R.: „AKR unter kombinierten Einwirkungen – Degradation und Alkalieintrag“. In: *Tagungsband zur 19. Internationalen Baustofftagung (Ibausil) 2015*, Weimar, Band 1, S. 1453-1460
- [89] Rajabipour, F.; Giannini, E. et al.: „Alkali-silica reaction: Current understanding of the reaction mechanisms and knowledge gaps”. In: *Cement and Concrete Research*, Vol. 76 (2015), S. 130-146
- [90] Rechenberg, V.; Sylla, H.-M.: „The Effect of Magnesium on Concrete”. In: *ZKG International*, Vol. 49 (1996), Heft 1, S. 44-56
- [91] Roßbach, W.: „Eigenschaften von Zementen für Fahrbahndecken aus Beton“. *Jahresabschlussberichte der Jahre 1993-1997 und 1998, 1999, 2000 (... bis) 2012*. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), Bergisch Gladbach 1998 bis 2013
- [92] Sarmiento, D.: „Entwicklung von selbstverdichtenden Betonen mit hoher Grünstandfestigkeit für den Einsatz in Gleitschalungsfertigern im Betonstraßenbau“, Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2011
- [93] Schäfer, E.: „Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementhauptbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins“, Dissertation, Technische Universität Clausthal, Clausthal, 2004

- [94] Schäfer, E.; Meng, B.: „Einfluss von Zement und Zusatzstoffen auf das Alkaliangebot für eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion“. In: *Betontechnische Berichte 2001 – 2003*, Verein Deutscher Zementwerke e.V. (VDZ), Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf (2004), S.145-155
- [95] Schmidt-Döhl, F.; Franke, L.; Jehn, C.: „Nachträgliche Alkaliaufnahme der Betondecken von Verkehrswegen und der Prüfkörper in Performance-Tests infolge von Taumittel-Beaufschlagung“, *Schlussbericht V 465*, Institut für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie, Technische Universität Hamburg-Harburg, 2016
- [96] Scholz, W.; Knoblauch, H.; Hiese, W. et al.: „Baustoffkenntnis“, 15. Auflage, Werner Verlag, Minden, 2003
- [97] Shi, X.; Fay, L.; Gallaway, C.: „Evaluation of Alternate Anti-icing and Deicing Compounds Using Sodium Chloride and Magnesium Chloride as Baseline Deicers – Phase I“, *Schlussbericht CDOT-2009-1*, Colorado Department Of Transportation, Denver (CO), USA, 2009
- [98] Sievering, C.: „Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken unter besonderer Berücksichtigung des externen Alkalieintrags“, *Dissertation*, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2012
- [99] Sodeikat, C.: „Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen“, *Dissertation*, Technische Universität München, München, 2001
- [100] Springenschmid, R.: „Betontechnologie für die Praxis“. Bauwerk Verlag GmbH, Berlin, 2007
- [101] Springenschmid, R., Breitenbücher, R.: „Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse infolge Hydratationswärme zu vermeiden?“. In: *Betonwerk + Fertigteiltechnik*, Jg. 52 (1986), Heft 11, S. 704–711
- [102] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: „Oberflächenrisse in älteren Betonfahrbahndecken“. In: *Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau* (1993), Heft 10, S.724-732
- [103] Springenschmid, R.; Fleischer, W.: „Straßenbeton unter dem Einfluß von Temperatur und Feuchtigkeit“. In: *Tagungsband zur Betonstraßentagung der FGSV 1989*, Landshut, 1989
- [104] Sprung, S.; Sylla, H.-M.: „Ablauf der Alkali / Kieselsäure-Reaktion im Beton bei unterschiedlichen Zuschlaggesteinen“. In: *ZKG International*, Vol. 51 (1998), Heft 6, S. 334-346
- [105] Stanton, T.: „Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate“. In: *Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, Vol. 66 (1940), S. 1781-1811. Neu veröffentlicht in: Detwiler, R.: „Selected landmark papers in concrete materials research“, American Concrete Institute, Farmington Hills (MI), USA, 2008

- [106] Stark, J.; Freyburg, E.; Seyfarth, K. et al.: „AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinskörnungen und projektspezifischen Betonen: Kombination aus Mörtel-schnelltest und petrographischer Untersuchung“. In: Beton, Jg. 56 (2006), Heft 12, S. 574-581
- [107] Stark, J.; Wicht, B.: „Dauerhaftigkeit von Beton“, Verlag Springer Vieweg, 2., aktualisierte und erweiterte Auflage, Berlin, 2013
- [108] Sulten, P.; Wolf, T.: „Waschbeton – Eine alternative Betonoberfläche“. In: Straße und Autobahn, Jg. 57 (2006) Heft 4, S. 210-218
- [109] Swamy, R.; Poole, A.: „The Alkali-Silica Reaction in Concrete: Introduction to alkali-aggregate reaction in concrete“, Verlag Blackie and Son Ltd., Glasgow und London, Großbritannien, 1992
- [110] Thomas, M.; Fournier, B.; Folliard, K.: „Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Facts Book“, Report No. FHWA-HIF-13-019, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Pavement Technology, Washington (DC), USA, 2013
- [111] Thomas, M.; Fournier, B.; Folliard, K. et al.: „The Use of Lithium to Prevent or Mitigate Alkali-Silica Reaction in Concrete Pavements and Structures“, Report No. FHWA-HRT-06-133, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office for Infrastructure R&D, Turner-Fairbank Highway Research Center, McLean (VA), USA, 2007
- [112] Transportation Research Board of the National Academies: „Control of Cracking in Concrete – State of the Art“. Transportation Research Circular Number E-C107, Washington (DC), USA, 2006
- [113] USDT Federal Highway Administration: „Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Workshops for Engineers and Practitioners – Reference Manual“. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington (DC), USA, 2013
- [114] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: „Zement-Taschenbuch“, 51. Ausgabe, Forschungsinstitut der Zementindustrie, Düsseldorf, 2008
- [115] Voland, K.: „Einfluss der Porosität von Beton auf den Ablauf einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion“, Dissertation, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 2015
- [116] Wang, H.; Gillot, J.: „Mechanism of alkali-silica reaction and the significance of calcium hydroxide“. In: Cement and Concrete Research, Vol. 21 (1991), Heft 4, S. 647–654
- [117] Weise, F.; Kruschwitz, J.: „Zerstörungsfreie Prüftechnik zur Untersuchung der strukturellen Substanz“, Vortrag zum 2. Forschungskolloquium Betonstraßenbau, München, 2017
- [118] Westergaard, H.: „Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis“. In: Public Roads, Vol. 7 (1926), Heft 2, S.25-35

- [119] Wieland, M.: "Betondecken mit CEM II / CEM III-Zementen – Zustandsbewertung", In: Tagungsband zur Betonstraßentagung der FGSV 2009, Würzburg, 2009
- [120] Wiens, U.; Haase, R.; Marquardt, D.: "Neuausgabe der Alkali-Richtlinie des DAfStb – Was hat sich geändert?", Vortragspräsentation zur 1. Jahrestagung des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton e.V. (DAfStb), Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 2013
- [121] Wischers, G.; Krumm, E.: "Zur Wirksamkeit von Betondichtungsmitteln", In: Beton, Jg. 25 (1975), Heft 8, S. 279-282; Heft 9, S. 314-318 und Heft 10, S. 351-355
- [122] Yujang, W.; Min, D.; Mingshu, T.: „Alkali release form aggregate and the effect on AAR expansion". In: Materials and Structures, Vol. 41 (2008), Heft 1, S. 159-171

Normen und Regelwerke

- [R 1] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 18/1998 vom 21.10.1998, Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften: „Zemente für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton (Straßenbauzemente)“, Bundesministerium für Verkehr, Bonn, 1998
- [R 2] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 15/2005 vom 02.06.2006, 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)“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2005
- [R 3] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 5/2006 vom 17.02.2006, Sachgebiet 12.1: Umweltschutz; Lärmschutz: „Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS-90“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2006
- [R 4] 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)“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2006
- [R 5] Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 28/2012 vom 21.12.2012, Sachgebiet 04.4: Straßenbefestigungen; Bauweisen, Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften und 06.2: Straßenbaustoffe; Qualitätssicherung: „Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton, Ausgabe

- 2007 (TL Beton-StB 07)“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2012
- [R 6] 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)“, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2013
- [R 7] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): „Verwendung von Kies-Splitt und Kies-Edelsplitt des Oberrheins als Betonzuschlag“, Vorläufige Empfehlung des DAfStb. In: Beton, Jg. 49 (1999), Heft 11, S. 628
- [R 8] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): „Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion im Beton (Alkali-Richtlinie)“, Ausgabe Oktober 2013, DAfStb, Berlin, 2013
- [R 9] DIN 1045-2: „Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton – Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität – Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1“, Ausgabe August 2008, Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2008
- [R 10] Merkblatt für die Herstellung und Verarbeitung von Luftporenbeton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2004
- [R 11] RDO Beton 09: „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2009
- [R 12] 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
- [R 13] RStO 86: „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (RStO)“, Ausgabe 1986 und Ergänzung 1989
- [R 14] RStO 01: „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (RStO)“, Ausgabe 2001
- [R 15] RStO 12: „Richtlinien zur Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (RStO)“, Ausgabe 2012
- [R 16] TL Beton-StB 07: „Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2007
- [R 17] TL Beton-StB 07: „Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus

- Beton – Korrekturen“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Stand: August 2012
- [R 18] TL Gestein-StB 04: „Technische Lieferbedingungen für Gesteinskörnungen im Straßenbau“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2004
- [R 19] TL NBM-StB 09: „Technische Lieferbedingungen für flüssige Beton-Nachbehandlungsmittel“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2009
- [R 20] TP Beton-StB 10: „Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2010
- [R 21] ZTV Beton-StB 91: „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1991
- [R 22] ZTV Beton-StB 93: „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1993
- [R 23] ZTV Beton-StB 01: „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2001
- [R 24] ZTV Beton-StB 07: „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2007
- [R 25] ZTV Fug-StB 01: „Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen“, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2001

Softwareprodukte

- [S 1] IBM SPSS Statistics Premium, Version 24, SPSS – Campus Einzelplatzlizenz der Ruhr-Universität Bochum

12 Anhang

Tabelle 21: Alkaligehalte der verwendeten Zemente [69][91]

Bez.	Zementart, Herstellwerk	Na ₂ O-Gehalt	K ₂ O-Gehalt	Na ₂ O _{äq.}
[-]	[-]	[M.-%]	[M.-%]	[M.-%]
F 01	PZ 35 F-S, Werk D	0,22 ^{ZB}	0,70 ^{ZB}	0,68 ^{ZB}
F 02	PZ 35 F-S, Werk D	0,22 ^{ZB}	0,70 ^{ZB}	0,68 ^{ZB}
F 03	CEM I 32,5 R, Werk D	0,21 ^{EP}	0,83 ^{EP}	0,77 ^{EP}
F 04	unbekannt	-	-	
F 05	unbekannt	-	-	
F 06	unbekannt	-	-	
F 07	CEM I 32,5 R, Werk H	0,14 ^{EP}	0,99 ^{EP}	0,79 ^{EP}
F 08	CEM I 32,5 R, Werk H	0,14 ^{EP}	0,99 ^{EP}	0,79 ^{EP}
F 09	CEM I 32,5 R, Werk A	-	-	
F 10	CEM I 32,5 R, Werk W	-	-	
F 11	CEM I 32,5 R-st, Werk U	0,09 ^{ZB}	1,14 ^{ZB}	0,84 ^{ZB}
F 12	CEM I 32,5 R-st, Werk U	0,09 ^{ZB}	1,14 ^{ZB}	0,84 ^{ZB}
F 13	CEM I 32,5 R, Werk X	0,08 ^{ZB}	1,02 ^{ZB}	0,75 ^{ZB}
F 14	PZ 35, Werk T	-	-	
F 15	PZ 35 F, Werk E	-	-	
F 16	PZ 35 F, Werk J	0,04 ^{ZB}	0,90 ^{ZB}	0,63 ^{ZB}
F 17	PZ 35 F, Werk J	0,04 ^{ZB}	0,90 ^{ZB}	0,63 ^{ZB}
F 18	PZ 35 F Na, Werk V	-	-	
F 19	CEM I 32,5 R, Werk G	0,20 ^{ZB}	0,69 ^{ZB}	0,65 ^{ZB}
F 20	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,22 ^{ZB}	0,92 ^{ZB}	0,83 ^{ZB}
F 21	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,22 ^{ZB}	0,92 ^{ZB}	0,83 ^{ZB}
F 22	CEM I 42,5 N (st), Werk R	0,17 ^{ZB}	0,65 ^{ZB}	0,60 ^{ZB}
F 23	CEM I 32,5 R (sd), Werk C	-	-	0,89 ^{EP}
F 24	CEM I 32,5 R, Werk H	0,14 ^{EP}	0,99 ^{EP}	0,79 ^{ZB}
F 25	CEM I 32,5 R, Werk H	0,14 ^{EP}	0,99 ^{EP}	0,79 ^{ZB}
F 26	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,21 ^{ZB}	0,96 ^{ZB}	0,84 ^{ZB}
F 27	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,21 ^{ZB}	0,96 ^{ZB}	0,84 ^{ZB}
F 28	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,21 ^{ZB}	0,96 ^{ZB}	0,84 ^{ZB}
F 29	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,22 ^{ZB}	0,92 ^{ZB}	0,83 ^{ZB}
F 30	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,22 ^{ZB}	0,92 ^{ZB}	0,83 ^{ZB}
F 31	CEM I 32,5 R-st, Werk F	0,18 ^{ZB}	1,03 ^{ZB}	0,85 ^{ZB}
F 32	CEM I 32,5 R-st, Werk F	0,18 ^{ZB}	1,03 ^{ZB}	0,85 ^{ZB}
F 33	CEM I 32,5 R-st, Werk F	0,19 ^{ZB}	1,24 ^{ZB}	1,00 ^{ZB}
F 34	CEM I 32,5 R-st, Werk F	0,19 ^{ZB}	1,31 ^{ZB}	1,05 ^{ZB}
F 35	CEM I 32,5 R, Klinkergemisch (Werk I/ Werk R, je 50%)	0,15 ^{ZB}	1,07 ^{ZB}	0,86 ^{ZB}
F 36	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,16 ^{ZB}	1,27 ^{ZB}	1,00 ^{ZB}
F 37	CEM I 32,5 R-st, Werk R	0,16 ^{ZB}	1,27 ^{ZB}	1,00 ^{ZB}
F 38	unbekannt	-	-	
F 39	unbekannt	-	-	
F 40	unbekannt	-	-	
F 41	CEM I 32,5 R, Werk D	0,19 ^{ZB}	0,82 ^{ZB}	0,73 ^{ZB}
F 42	CEM I 42,5 N sd, Werk H	0,14 ^{ZB}	0,74 ^{ZB}	0,63 ^{ZB}
F 43	unbekannt	-	-	
F 44	unbekannt	-	-	
F 45	CEM I 32,5 R, Werk B	0,11 ^{ZB}	0,92 ^{ZB}	0,72 ^{ZB}
F 46	unbekannt	-	-	
F 47	unbekannt	-	-	
F 48	CEM I 32,5 R-st, Werk S	0,13 ^{ZB}	1,48 ^{ZB}	1,10 ^{ZB}
F 49	unbekannt	-	-	
F 50	CEM I 32,5 R-st, Werk F	0,11 ^{ZB}	1,25 ^{ZB}	0,94 ^{ZB}

EP = Wert aus Archivunterlagen zur Erstprüfung

ZB = Wert aus den Zementberichten der BASt [91], ermittelt an Rückstellproben

Tabelle 22: Zementgehalte und Grundalkaligehalte der Betone [69]

Bez.	Bauweise	Na ₂ O _{äq.}	Zementgehalt Beton	Zementgehalt Oberbeton/Unterbeton	Grundalkaligehalt Beton	Grundalkaligehalt Oberbeton/Unterbeton
[-]	[-]	[M.-%]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]	[kg/m ³]
F 01	einschichtig	0,68	350		2,38	
F 02	zweischichtig	0,68		350 / 350		2,38 / 2,38
F 03	zweischichtig	0,77		350 / 350		2,70 / 2,70
F 04	zweischichtig					
F 05	einschichtig					
F 06	einschichtig					
F 07	zweischichtig	0,79		350 / 350		2,77 / 2,77
F 08	zweischichtig	0,79		350 / 350		2,77 / 2,77
F 09	zweischichtig			350 / 350		
F 10	einschichtig		360			
F 11	einschichtig	0,84	340		2,96	
F 12	einschichtig	0,84	340		2,96	
F 13	einschichtig	0,75	375		2,76	
F 14	zweischichtig					
F 15	zweischichtig			330 / 320		
F 16	zweischichtig	0,63		330 / 330		2,06 / 2,06
F 17	zweischichtig	0,63		350		2,19
F 18	einschichtig		360			
F 19	einschichtig	0,65	350		2,43	
F 20	einschichtig	0,83	350		2,94	
F 21	einschichtig	0,83	350		2,94	
F 22	zweischichtig	0,60		420 / 350		2,52 / 2,10
F 23	zweischichtig	0,89		450 / 350		4,01 / 3,12
F 24	einschichtig	0,79	350		2,77	
F 25	einschichtig	0,79	350		2,77	
F 26	einschichtig	0,84	340		2,87	
F 27	einschichtig	0,84	340		2,87	
F 28	einschichtig	0,84	340		2,87	
F 29	einschichtig	0,83	350		2,89	
F 30	einschichtig	0,83	350		2,89	
F 31	einschichtig	0,85	354		3,02	
F 32	einschichtig	0,85	354		3,02	
F 33	einschichtig	1,00	350		3,50	
F 34	zweischichtig	1,05		350		3,68
F 35	einschichtig	0,86		370 / 350		3,18 / 3,01
F 36	einschichtig	1,00	340		3,40	
F 37	einschichtig	1,00	340		3,40	
F 38	einschichtig					
F 39	zweischichtig					
F 40	einschichtig					
F 41	zweischichtig	0,73		350		2,60
F 42	einschichtig	0,63	340		2,18	
F 43	einschichtig					
F 44	einschichtig					
F 45	einschichtig	0,72	350		2,52	2,52 / 2,52
F 46	einschichtig					
F 47	einschichtig					
F 48	zweischichtig	1,10				
F 49	einschichtig					
F 50	einschichtig	0,94				

Tabelle 23: Äq. 10 t-Achsübergänge B während der Nutzungsdauer [40][69]

Bez.	Nutzungsdauer	SV-Anteil	DTV ^(SV) _{Mo-So}	f _A	q _{BM}	n _{FS}	f ₁	f ₂	f ₃	f _z	B ²⁾	Mittlere B pro Jahr [20]
[-]	[Jahre]	[%]	[Kfz/24h]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[Mio]	[Mio]
F 01	18,1	15,1	6.380	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	28,2	1,56
F 02	18,1	15,1	6.380	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	28,2	1,56
F 03	13,2	16,0	9.455	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	27,1	2,05
F 04	<i>unbekannt</i>	13,7	9.745	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	-	-
F 05	<i>unbekannt</i>	13,7	9.745	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	-	-
F 06	<i>unbekannt</i>	17,3	16.613	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	-	-
F 07	14,2	24,4	12.407	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	43,0	3,03
F 08	15,4	24,4	12.407	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	46,6	3,03
F 09	8,7	18,1	9.514	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	20,2	2,32
F 10	15,5	15,3	8.251	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	27,7	1,79
F 11	12,4	15,3	5.445	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	16,5	1,33
F 12	12,4	15,3	5.445	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	16,5	1,33
F 13	15,4	25,3	3.080	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	11,6	0,75
F 14	28,9 ¹⁾	17,0	4.600	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	32,4	1,12
F 15	28,2	18,0	4.501	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	31,0	1,10
F 16	28,9 ¹⁾	18,7	5.755	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	40,6	1,40
F 17	25,9	8,0	6.520	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	41,2	1,59
F 18	20,0	12,8	3.151	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	15,4	0,77
F 19	6,9	7,9	4.592	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	6,9	1,00
F 20	9,1	7,9	4.592	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	9,1	1,00
F 21	9,1	7,9	4.592	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	9,1	1,00
F 22	3,9	27,1	10.140	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	8,7	2,20
F 23	15,4	21,1	4.131	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	15,5	1,01
F 24	16,9	24,4	12.407	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	51,1	3,03
F 25	16,9	24,4	12.407	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	51,1	3,03
F 26	13,7	7,2	4.768	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	14,2	1,03
F 27	12,9	7,2	4.768	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	13,3	1,03
F 28	14,0	7,2	4.768	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	14,5	1,03
F 29	8,0	17,4	7.605	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	13,2	1,65
F 30	8,0	17,4	7.605	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	13,2	1,65
F 31	13,7	25,7	9.007	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	30,1	2,20
F 32	13,7	25,7	9.007	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	30,1	2,20
F 33	13,7	25,7	9.007	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	30,1	2,20
F 34	15,1	25,7	9.007	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	33,2	2,20
F 35	15,1	25,7	9.007	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	33,2	2,20
F 36	18,8	13,1	2.713	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	12,4	0,66
F 37	18,8	13,1	2.713	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	12,4	0,66
F 38	31,8 ¹⁾	15,6	7.298	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	56,7	1,78
F 39	31,8 ¹⁾	15,6	7.298	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	56,7	1,78
F 40	<i>unbekannt</i>	15,6	7.298	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	-	-
F 41	15,9	8,9	6.370	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	24,7	1,55
F 42	4,2	32,5	5.913	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	6,1	1,44
F 43	30,0 ¹⁾	15,8	11.729	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	76,3	2,54
F 44	30,0 ¹⁾	15,8	11.729	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	76,3	2,54
F 45	11,9	22,3	10.838	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	31,5	2,64
F 46	25,1 ¹⁾	13,5	2.749	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	16,8	0,67
F 47	25,1 ¹⁾	13,5	2.749	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	16,8	0,67
F 48	16,8	14,3	10.390	4,5	0,33	6	0,40	1,0	1,0	1,0	37,8	2,25
F 49	30,0 ¹⁾	9,5	6.195	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	45,3	1,51
F 50	16,9	19,8	5.794	4,5	0,33	4	0,45	1,0	1,0	1,0	23,9	1,41

¹⁾ Auf Grund fehlender Bauunterlagen konnte zu diesen Streckenabschnitten nur ein ungefährender Herstellzeitpunkt – in der Regel das Baujahr – ermittelt werden

²⁾ Die Berechnung erfolgte gemäß Methode 1.2 nach RStO 12 [R 15] (vgl. Gleichung 12-1)

Berechnung der äq. 10 t-Achsübergänge B:

$$B = N \cdot DTV^{(SV)} \cdot f_A \cdot q_{Bm} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \cdot f_z \cdot 365 \quad (\text{Gleichung 12-1})$$

mit:

$B =$ Summe der gewichteten äq. 10 t-Achsübergänge [Millionen]

$N =$ Anzahl der Jahre des zugrunde gelegten Nutzungszeitraumes [-],
hier: Nutzungsdauer zwischen Verkehrsfreigabe und Untersuchung

$DTV^{(SV)} =$ Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs [Kfz/24h];
hier: Mittelwert der tatsächlichen $DTV^{(SV)}_{Mo-So,i}$ der Jahre 1992/93, 1996, 2000, 2004, 2008 und 2012; Daten der nächstgelegenen automatischen Zählstelle

$f_A =$ Achszahlfaktor (siehe RStO 12, Tabelle A 1.1) [-];

hier: $f_{A, \text{Bundesautobahn}} = 4,5$

$q_{Bm} =$ Lastkollektivquotient (siehe RStO 12, Tabelle A 1.2) [-];

hier: $q_{Bm, \text{Bundesautobahn}} = 0,33$

$f_1 =$ Fahrstreifenfaktor (siehe RStO 12, Tabelle A 1.3) [-];

hier: $f_{1, 4 \text{ Fahrstreifen}} = 0,45$ beziehungsweise $f_{1, 6 \text{ Fahrstreifen}} = 0,40$

$f_2 =$ Fahrstreifenbreitenfaktor (siehe RStO 12, Tabelle A 1.4) [-];

hier: unberücksichtigt. $\rightarrow f_2 = 1,0$

$f_3 =$ Steigungsfaktor (siehe RStO 12, Tabelle A 1.5) [-];

hier: unberücksichtigt, Steigung nicht erfasst $\rightarrow f_3 = 1,0$

$f_z =$ Mittlerer jährlicher Zuwachsfaktor des Schwerverkehrs (siehe RStO 12, Tabelle A 1.6) [-];

hier: nicht berücksichtigt, da die reale Verkehrsentwicklung zugrunde gelegt wurde $\rightarrow f_z = 1,0$

Tabelle 24: Äq. 10 t-Achsübergänge B bis zum Ende der planmäßigen Nutzungsdauer

Bez.	Bisherige Nutzungsdauer	Verbleibende Rest-Nutzungsdauer	Mittlere B pro Jahr [20]	Jährlicher Verkehrszuwachs p (Annahme)	B pro Jahr im Folgejahr (Annahme)	Summe B _{ges. 30 Jahre} ¹⁾	Mittlere B pro Jahr (B _{p.a.})
[-]	[Jahre]	[Jahre]	[Mio]	[-]	[Mio]	[Mio]	[Mio]
F 01	18,1	11,9	1,56	2,0%	1,59	49,3	1,64
F 02	18,1	11,9	1,56	2,0%	1,59	49,3	1,64
F 03	13,2	16,8	2,05	2,0%	2,09	68,4	2,28
F 04	<i>unbekannt</i>	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-	-
F 05	<i>unbekannt</i>	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-	-
F 06	<i>unbekannt</i>	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-	-
F 07	14,2	15,8	3,03	2,0%	3,09	99,7	3,32
F 08	15,4	14,6	3,03	2,0%	3,09	98,4	3,28
F 09	8,7	21,3	2,32	2,0%	2,37	82,3	2,74
F 10	15,5	14,5	1,79	2,0%	1,83	58,1	1,94
F 11	12,4	17,6	1,33	2,0%	1,36	44,8	1,49
F 12	12,4	17,6	1,33	2,0%	1,36	44,8	1,49
F 13	15,4	14,6	0,75	2,0%	0,77	24,4	0,81
F 14	28,9	1,1	1,12	2,0%	1,14	33,7	1,12
F 15	28,2	1,8	1,10	2,0%	1,12	33,0	1,10
F 16	28,9	1,1	1,40	2,0%	1,43	42,2	1,41
F 17	25,9	4,1	1,59	2,0%	1,62	48,1	1,60
F 18	20,0	10,0	0,77	2,0%	0,78	24,0	0,80
F 19	6,9	23,1	1,00	2,0%	1,02	36,4	1,21
F 20	9,1	20,9	1,00	2,0%	1,02	35,1	1,17
F 21	9,1	20,9	1,00	2,0%	1,02	35,1	1,17
F 22	3,9	26,1	2,20	2,0%	2,24	84,7	2,82
F 23	15,4	14,6	1,01	2,0%	1,03	32,7	1,09
F 24	16,9	13,1	3,03	2,0%	3,09	96,8	3,23
F 25	16,9	13,1	3,03	2,0%	3,09	96,8	3,23
F 26	13,7	16,3	1,03	2,0%	1,05	34,3	1,14
F 27	12,9	17,1	1,03	2,0%	1,05	34,5	1,15
F 28	14,0	16,0	1,03	2,0%	1,05	34,2	1,14
F 29	8,0	22,0	1,65	2,0%	1,68	59,1	1,97
F 30	8,0	22,0	1,65	2,0%	1,68	59,1	1,97
F 31	13,7	16,3	2,20	2,0%	2,24	72,8	2,43
F 32	13,7	16,3	2,20	2,0%	2,24	72,8	2,43
F 33	13,7	16,3	2,20	2,0%	2,24	72,8	2,43
F 34	15,1	14,9	2,20	2,0%	2,24	71,7	2,39
F 35	15,1	14,9	2,20	2,0%	2,24	71,7	2,39
F 36	18,8	11,2	0,66	2,0%	0,68	20,8	0,69
F 37	18,8	11,2	0,66	2,0%	0,68	20,8	0,69
F 38	31,8	0,0	1,78	2,0%	1,82	56,7	1,89
F 39	31,8	0,0	1,78	2,0%	1,82	56,7	1,89
F 40	<i>unbekannt</i>	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-	-
F 41	15,9	14,1	1,55	2,0%	1,59	50,2	1,67
F 42	4,2	25,8	1,44	2,0%	1,47	55,1	1,84
F 43	30,0	0,0	2,54	2,0%	2,59	78,8	2,63
F 44	30,0	0,0	2,54	2,0%	2,59	78,8	2,63
F 45	11,9	18,1	2,64	2,0%	2,70	89,6	2,99
F 46	25,1	4,9	0,67	2,0%	0,68	20,3	0,68
F 47	25,1	4,9	0,67	2,0%	0,68	20,3	0,68
F 48	16,8	13,2	2,25	2,0%	2,30	72,1	2,40
F 49	30,0	0,0	1,51	2,0%	1,54	45,3	1,51
F 50	16,9	13,1	1,41	2,0%	1,44	45,3	1,51

¹⁾ Auf Grundlage der äq. 10 t-Achsübergänge pro Jahr mit p = 2% für die restliche Nutzungsdauer extrapoliert

Tabelle 25: Frostzone, Einbauzeitpunkt sowie Luft- und Frischbetontemperaturen [69]

Bez.	Frostzone	Herstelldatum	Uhrzeit des Betoneinbaus	Lufttemperatur beim Betoneinbau (Quelle: Bauunterlagen)	Lufttemperatur beim Betoneinbau (Quelle: DWD [29])	Frisch- beton- temperatur
[-]	[-]	[-]	[-]	[°C]	[°C]	[°C]
F 01	I	22.08.94	10:00	21,6		22,7
F 02	I	27.08.94	7:30	18,0		22,0
F 03	I	23.06.99	4:30	5,0		13,0
F 04	I	<i>unbekannt</i>				
F 05	I	<i>unbekannt</i>				
F 06	I	<i>unbekannt</i>				
F 07	I	16.07.98	23:00	14,0		20,3
F 08	I	16.05.97	13:05	19,0		20,0
F 09	I	Mitte 2004				
F 10	III	24.09.97	17:40	18,0		20,0
F 11	III	27.10.00	20:40	11,0		
F 12	III	18.10.00	Abends	16,0		
F 13	III	28.10.97	Mittags		2,9	10,9
F 14	II	2. Hälfte 1984				
F 15	II	11.06.85	Morgens		11,4	
F 16	II	2. Hälfte 1984				
F 17	III	16.09.87	Morgens		15,5	
F 18	II	26.09.93	Morgens	13,0		
F 19	II	07.11.06	7:15	11,0		17,0
F 20	II	04.08.04	14:45	28,0		26,0
F 21	II	05.08.04	17:00	31,0		28,0
F 22	II	22.09.09	9:30	14,0		21,5
F 23	II	13.05.98	15:20	22,0		25,0
F 24	I	13.05.97	2:00	9,0		16,6
F 25	I	15.05.97	9:00	14,6		17,3
F 26	II	Anfang 09/2000				
F 27	II	Anfang 07/2001				
F 28	II	09.05.00	9:30	17,0		22,0
F 29	II	01.04.04	7:00	5,0		11,0
F 30	II	30.03.04	17:00	15,0		19,0
F 31	II	03.06.99	20:25	19,0 ¹⁾		26,0
F 32	II	03.06.99	19:15	20,0 ¹⁾		27,0
F 33	II	28.06.99	11:45	21,0		25,0
F 34	II	etwa 03/1999				
F 35	II	etwa 09 bis 10/1998				
F 36	II	08.11.95	Tagesbeginn	1,7		
F 37	II	10.11.95	Tagesende	12,6		
F 38	II	etwa 1982				
F 39	II	etwa 1982				
F 40	II	<i>unbekannt</i>				
F 41	I	07.09.98	13:30		20,1	
F 42	I	14.05.10	18:45	11,9		16,3
F 43	II	etwa 1983/84				
F 44	II	etwa 1983/84				
F 45	I	25.09. bis 11.10.2002				
F 46	I	1988/89				
F 47	I	1988/89				
F 48	I	etwa 11/1997				
F 49	II	etwa 1984				
F 50	III	etwa Ende 10/1997				

¹⁾ Temperaturabfall in den Nachtstunden. Mittlere Lufttemperatur der nächsten vierzehn Stunden etwa 16°C

Tabelle 26: Einstufung in Erweiterte Schadenskategorien [69]

Bez.	Erweiterte Schadenskategorie
[-]	[-]
F 01	II bis III
F 02	II
F 03	II
F 04	II
F 05	I bis II
F 06	II
F 07	I bis II
F 08	II bis III
F 09	II
F 10	I bis II
F 11	I
F 12	0 bis I
F 13	II
F 14	II
F 15	II bis III
F 16	II
F 17	I bis II
F 18	II
F 19	0
F 20	II
F 21	II bis III
F 22	0
F 23	0
F 24	III
F 25	II bis III
F 26	0
F 27	0 bis I
F 28	0 bis I
F 29	0 bis I
F 30	I
F 31	II
F 32	I
F 33	III
F 34	III
F 35	I
F 36	I bis II
F 37	I
F 38	II
F 39	I bis II
F 40	0 bis I
F 41	I
F 42	0
F 43	II
F 44	III
F 45	I bis II
F 46	II bis III
F 47	I
F 48	II bis III
F 49	I
F 50	I

Tabelle 27: Vorläufige Einstufung in Risskategorien anhand kumulierter Rissbreiten [69]

Bez.	Mittlere Rissbreite	Mittlerer Rissabstand	Rissanzahl pro Meter	Kumulierte Rissbreite	Bewertung ungerichteter Risse (Netz-/ Schwindrisse) (Kategorie 0 bis I bis II)
[-]	[mm]	[mm]	[-]	[mm/m]	[-]
F 01	0,250	3,99	25,05	6,26	I bis II
F 02	0,300	3,52	28,42	8,53	I bis II
F 03	0,312	2,53	39,53	12,31	I bis II
F 04	-	-	1)	1)	1)
F 05	0,350	6,11	16,37	5,73	I bis II
F 06	0,150	3,95	25,32	3,80	I
F 07	0,200	4,60	21,74	4,35	I
F 08	0,300	3,26	30,71	9,21	I bis II
F 09	0,275	2,29	43,58	11,98	I bis II
F 10	0,250	2,66	37,61	9,40	I bis II
F 11	0,313	6,50	15,38	4,81	I
F 12	0,175	10,25	9,76	1,71	0 bis I
F 13	0,150	4,16	24,02	3,60	I
F 14	0,175	4,56	21,95	3,84	I
F 15	0,188	5,84	17,13	3,21	I
F 16	0,225	3,76	26,62	5,99	I bis II
F 17	0,250	3,70	27,03	6,76	I bis II
F 18	0,263	2,92	34,20	8,98	I bis II
F 19	-	-	0	0	0
F 20	0,250	4,21	23,74	5,93	I bis II
F 21	0,300	5,39	18,56	5,57	I bis II
F 22	-	-	0	0	0
F 23	-	-	0	0	0
F 24	0,275	3,73	26,80	7,37	I bis II
F 25	0,250	5,15	19,40	4,85	I
F 26	0,117	3,92	25,52	2,98	I
F 27	0,150	2,81	35,64	5,35	I bis II
F 28	0,157	3,50	28,61	4,50	I
F 29	0,171	6,39	15,66	2,68	I
F 30	0,144	2,52	39,71	5,71	I bis II
F 31	0,192	4,67	21,42	4,12	I
F 32	0,109	5,75	17,38	1,90	0 bis I
F 33	0,206	3,61	27,67	5,69	I bis II
F 34	0,111	8,31	12,04	1,34	0 bis I
F 35	0,100	3,73	26,80	2,68	I
F 36	0,211	2,94	34,00	7,18	I bis II
F 37	0,056	2,69	37,22	2,07	I
F 38	0,253	3,70	27,00	6,83	I bis II
F 39	0,150	3,45	29,01	4,35	I
F 40	0,100	3,16	31,67	3,17	I
F 41	0,174	3,03	32,97	5,73	I bis II
F 42	0,104	5,61	17,83	1,85	0 bis I
F 43	0,243	3,25	30,73	7,46	I bis II
F 44	0,289	3,63	27,59	7,97	I bis II
F 45	0,210	4,32	23,16	4,86	I
F 46	0,206	5,77	17,33	3,56	I
F 47	0,210	3,25	30,75	6,46	I bis II
F 48	0,238	4,15	24,08	5,74	I bis II
F 49	0,183	3,05	32,77	6,01	I bis II
F 50	0,133	4,49	22,28	2,97	I

1) Aufgrund der in diesem Streckenabschnitt aufgetragenen Asphaltdeckschicht nicht zu beurteilen

Tabelle 28a: Bewertung grober Risse und Abbrüche, Risskategorie [69] (Tabellenteil 1/2)

Bez.	Bewertung ungerichteter Risse	Grobe Risse (längs oder quer), Parallelrisse im Fugenbereich → Erhöhung der Einstufung	Tangentialrisse, Kanten- und Eckabbrüche → Erhöhung der Einstufung	Risskategorie
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
F 01	I bis II	grobe Längs- und Querrisse, auch im Fugenbereich → +0,5	Rissanhäufung in den Ecken, Kantenabbrüche → +0,5	II bis III
F 02	I bis II	grobe Längs- und Querrisse, auch im Fugenbereich → +0,5		II
F 03	I bis II	durchgehender Längsrisse in Plattenmitte → +0,5		II
F 04	1)	1)	1)	1)
F 05	I bis II		kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	I bis II
F 06	I	mittlere bis grobe Längsrisse, nahe der Längsfuge → +0,5		I bis II
F 07	I	durchgehende grobe Längsrisse, grobe Querrisse → +0,5		I bis II
F 08	I bis II	durchgehende grobe Längsrisse, grobe Querrisse → +0,5	Eck- und Kantenabbrüche infolge grober Risse → +0,5	II bis III
F 09	I bis II	Längs-/ Querrisse, im Fugenbereich zunehmend → +0,5	Tangentialrisse, Kantenabbrüche, Flickstellen → +0,5	II bis III
F 10	I bis II	Moderate Einzelrisse, noch vernachlässigt		I bis II
F 11	I	grobe Längsrisse, im Abstand der Rüttelgassen → +0,5		I bis II
F 12	0 bis I	Lokal begrenzte Längsrisse am Rand d. SS, vernachlässigt		0 bis I
F 13	I		kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	I
F 14	I	Längsrisse im Fugenbereich (parallel zur Fuge) → +0,5	durchgehender Kantenabbruch (Längsfuge zum SS) → +0,5	II
F 15	I	durchgehende Längsrisse, vor allem in Plattenmitte → +0,5		I bis II
F 16	I bis II	durchgehende Risse nahe der Längsfuge zum 2. FS → +0,5		II
F 17	I bis II	einzelne Längsrisse nahe der Fugen → +0,5		II
F 18	I bis II			I bis II
F 19	0			0
F 20	I bis II	durchgehende Längsrisse, Querrisse nahe Fugen → +0,5	Tangentialrisse → +0,5	II bis III
F 21	I bis II	feine Längsrisse, feine Querrisse im Fugenbereich → +0,5	Tangentialrisse, einzelne Eckabbrüche → +0,5	II bis III
F 22	0			0
F 23	0			0
F 24	I bis II	grobe Längs- und Querrisse → +0,5	Eckabbrüche → +0,5	II bis III
F 25	I	grobe Längs- und Querrisse → +0,5	Eck- und Kantenabbrüche → +0,5	II

1) Aufgrund der in diesem Streckenabschnitt aufgetragenen Asphaltdeckschicht nicht zu beurteilen

Tabelle 28b: Bewertung grober Risse und Abbrüche, Risskategorie [69] (Tabellenteil 2/2)

Bez.	Bewertung ungerichteter Risse (Tabelle 27)	Grobe Risse (längs oder quer), Parallelrisse im Fugenbereich → Erhöhung der Einstufung	Tangentialrisse, Kanten- und Eckabbrüche → Erhöhung der Einstufung	Risskategorie
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
F 26	I			I
F 27	I bis II			I bis II
F 28	I			I
F 29	I		ein einzelner kleiner Abbruch einer Kante, vernachlässigt	I
F 30	I bis II			I bis II
F 31	I	grobe Risse im Fugenbereich (längs und quer) → +0,5	Tangentialrisse, Eck- und Kantenabbrüche → +0,5	II
F 32	0 bis I	Längs- und quergerichtete Risse am Plattenrand → +0,5		I
F 33	I bis II	grobe Längs-/ Querrisse, auch im Fugenbereich → +0,5	Tangentialrisse, großformatige Ausbrüche u. Flecken, → +1,0	III
F 34	0 bis I	Lokal längsgerichtete, grobe Risse nahe der Kanten → +0,5	Biege- und Tangentialrisse, jedes Kreuz geflickt → +1,0	II
F 35	I			I
F 36	I bis II	Durchgehende Längsrisse → + 0,5	kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	II
F 37	I		kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	I
F 38	I bis II	grobe Längs-/ Querrisse, auch im Fugenbereich → + 0,5	großformatige Flickstellen, ganze Platten ersetzt → + 0,5	II bis III
F 39	I	Grobe Längsrisse, vermutlich über Dübeln → + 0,5		I bis II
F 40	I			I
F 41	I bis II	Längs-/ Querrisse, tlw. über Dübeln/ durchgehend → + 0,5		II
F 42	0 bis I			0 bis I
F 43	I bis II	einzelne Längs- und Querrisse → + 0,5		II
F 44	I bis II	grobe Längsrisse, Querrisse im Fugenbereich → +0,5	Tangentialrisse, Eckabbrüche deuten sich an → +0,5	II bis III
F 45	I	Einzelne, durchgehende Längsrisse → +0,5	kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	I bis II
F 46	I	Längs- und Querrisse im Fugenbereich → + 0,5	Tangentialrisse, Ausbrüche im Querfugenbereich → +0,5	II
F 47	I bis II	grobe Längsrisse → +0,5		II
F 48	I bis II	grobe Längsrisse, Querrisse im Eck-/Fugenbereich → +0,5	Tangentialrisse, großformatige Eck-/Kantenabbrüche → +1,0	III
F 49	I bis II	Aus Netzrissen hervorgehende längsgerichtete Risse → +0,5	kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	II
F 50	I		kleine Abbrüche (Fugenschnitt verfrüht?), vernachlässigt	I

Tabelle 29: Zustandsbewertung der Streckenabschnitte zum Beobachtungszeitpunkt [69]

Bez.	Erweiterte Schadenskategorie		Risskategorie		Zustandsbewertung zum Beobachtungszeitpunkt (arithmetischer Mittelwert beider Einstufungen)
	[-]	[-]	[-]	[-]	
F 01	II bis III	83%	II bis III	83%	83,3%
F 02	II	67%	II	67%	66,7%
F 03	II	67%	II	67%	66,7%
F 04	II	67%	1) ¹⁾	1) ¹⁾	66,7%
F 05	I bis II	50%	I bis II	50%	50,0%
F 06	II	67%	I bis II	50%	58,3%
F 07	I bis II	50%	I bis II	50%	50,0%
F 08	II bis III	83%	II bis III	83%	83,3%
F 09	II	67%	II bis III	83%	75,0%
F 10	I bis II	50%	I bis II	50%	50,0%
F 11	I	33%	I bis II	50%	41,7%
F 12	0 bis I	17%	0 bis I	17%	16,7%
F 13	II	67%	I	33%	50,0%
F 14	II	67%	II	67%	66,7%
F 15	II bis III	83%	I bis II	50%	66,7%
F 16	II	67%	II	67%	66,7%
F 17	I bis II	50%	II	67%	58,3%
F 18	II	67%	I bis II	50%	58,3%
F 19	0	0%	0	0%	0,0%
F 20	II	67%	II bis III	83%	75,0%
F 21	II bis III	83%	II bis III	83%	83,3%
F 22	0	0%	0	0%	0,0%
F 23	0	0%	0	0%	0,0%
F 24	III	100%	II bis III	83%	91,7%
F 25	II bis III	83%	II	67%	75,0%
F 26	0	0%	I	33%	16,7%
F 27	0 bis I	17%	I bis II	50%	33,3%
F 28	0 bis I	17%	I	33%	25,0%
F 29	0 bis I	17%	I	33%	25,0%
F 30	I	33%	I bis II	50%	41,7%
F 31	II	67%	II	67%	66,7%
F 32	I	33%	I	33%	33,3%
F 33	III	100%	III	100%	100,0%
F 34	III	100%	II	67%	83,3%
F 35	I	33%	I	33%	33,3%
F 36	I bis II	50%	II	67%	58,3%
F 37	I	33%	I	33%	33,3%
F 38	II	67%	II bis III	83%	75,0%
F 39	I bis II	50%	I bis II	50%	50,0%
F 40	0 bis I	17%	I	33%	25,0%
F 41	I	33%	II	67%	50,0%
F 42	0	0%	0 bis I	17%	8,3%
F 43	II	67%	II	67%	66,7%
F 44	III	100%	II bis III	83%	91,7%
F 45	I bis II	50%	I bis II	50%	50,0%
F 46	II bis III	83%	II	67%	75,0%
F 47	I	33%	II	67%	50,0%
F 48	II bis III	83%	III	100%	91,7%
F 49	I	33%	II	67%	50,0%
F 50	I	33%	I	33%	33,3%

1) Aufgrund der im 1. Fahrstreifen aufgetragenen Asphaltdeckschicht nicht zu beurteilen. Die Erweiterte Schadenskategorie wurde bei diesem Streckenabschnitt für den Standstreifen und den 2. Fahrstreifen beurteilt

Tabelle 30: Aufgrund der Dehnungsverläufe in der Klimawechsellagerung errechnete 30-Jahre-Dehnungswerte, ermittelt von der Universität Weimar (FIB) [69]

Bez.	30-Jahre-Dehnungswert des Betons/ Oberbetons (Klimawechsellagerung mit NaCl-Zufuhr)	30-Jahre-Dehnungswert des Betons/ Oberbetons (Klimawechsellagerung mit Wasser)	30-Jahre-Dehnungswert des Unterbetons (Klimawechsellagerung mit NaCl-Zufuhr)	30-Jahre-Dehnungswert des Unterbetons (Klimawechsellagerung mit Wasser)
[-]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]	[mm/m]
F 01	1,31	0,87		
F 02	0,67	0,53	0,67	0,53
F 03	0,54	0,41	1,17	0,68
F 04				
F 05				
F 06				
F 07	0,55	0,43	0,72	0,54
F 08	0,67	0,48	0,88	0,61
F 09	0,90	0,59	1,38	0,60
F 10	2,83	0,96		
F 11	1,81	1,29		
F 12	2,02	1,19		
F 13	0,93	0,66		
F 14	0,25	0,29	0,23	0,26
F 15	0,20	0,31	0,22	0,24
F 16	0,26	0,29	0,23	0,23
F 17	0,40	0,55	0,35	0,32
F 18	0,47	0,40		
F 19	0,63	0,40		
F 20	2,34	1,32		
F 21	2,77	1,23		
F 22	0,54	0,38	0,22	0,34
F 23	0,40	0,39	0,41	0,36
F 24	0,50	0,47	0,75	0,49
F 25	0,55	0,55	0,78	0,53
F 26	0,66	0,52		
F 27	0,71	0,53		
F 28	0,63	0,42		
F 29	0,49	0,38		
F 30	0,61	0,40		
F 31	0,85	0,50		
F 32	0,71	0,50		
F 33	1,76	0,83		
F 34	1,90	0,94		
F 35	0,38	0,31	0,70	0,28
F 36	0,93	0,74		
F 37	0,89	0,59		
F 38	0,76	0,67		
F 39	0,80	0,61		
F 40				
F 41	1,02	0,54		
F 42	0,37	0,32	0,45	0,36
F 43	0,64	0,52		
F 44	0,89	0,45		
F 45	0,36	0,25	0,43	0,29
F 46	0,40	0,37		
F 47	0,53	0,43		
F 48	1,40	0,76		
F 49	0,30	0,24	0,29	0,20
F 50	1,05	0,64	--	--

Tabelle 31: Bestimmung des Faktors f_{30} zur Normierung der Zustandsbewertung

Bez.	Nutzungs- zeitraum	Zeitliche Komponente T_{30}	30-Jahre-Dehnungswert (KWL) [69]	Materialspezifische Komponente \bar{e}_{30}	Normierungsfaktor f_{30}
[-]	[Jahre]	[-]	[mm/m]	[-]	[-]
F 01	18,1	0,40	1,31	1,87	2,78
F 02	18,1	0,40	0,67	0,96	1,42
F 03	13,2	0,56	1,17	1,67	2,93
F 04	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-
F 05	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-
F 06	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-
F 07	14,2	0,53	0,72	1,03	1,74
F 08	15,4	0,49	0,88	1,26	2,05
F 09	8,7	0,71	1,38	1,97	4,01
F 10	15,5	0,48	2,83	4,04	6,56
F 11	12,4	0,59	1,81	2,59	4,65
F 12	12,4	0,59	2,02	2,89	5,19
F 13	15,4	0,49	0,93	1,33	2,16
F 14	28,9 ¹⁾	0,04	0,29	0,41	1,00 ²⁾
F 15	28,2	0,06	0,31	0,44	1,00 ²⁾
F 16	28,9 ¹⁾	0,04	0,29	0,41	1,00 ²⁾
F 17	25,9	0,14	0,55	0,79	1,00 ²⁾
F 18	20,0	0,33	0,47	0,67	1,00 ²⁾
F 19	6,9	0,77	0,63	0,90	1,94
F 20	9,1	0,70	2,34	3,34	6,71
F 21	9,1	0,70	2,77	3,96	7,94
F 22	3,9	0,87	0,54	0,77	1,84
F 23	15,4	0,49	0,41	0,59	1,00 ²⁾
F 24	16,9	0,44	0,75	1,07	1,66
F 25	16,9	0,44	0,78	1,11	1,72
F 26	13,7	0,54	0,66	0,94	1,62
F 27	12,9	0,57	0,71	1,01	1,79
F 28	14,0	0,53	0,63	0,90	1,53
F 29	8,0	0,73	0,49	0,70	1,46
F 30	8,0	0,73	0,61	0,87	1,81
F 31	13,7	0,54	0,85	1,21	2,09
F 32	13,7	0,54	0,71	1,01	1,75
F 33	13,7	0,54	1,76	2,51	4,33
F 34	15,1	0,50	1,90	2,71	4,46
F 35	15,1	0,50	0,70	0,53	1,64
F 36	18,8	0,37	0,93	1,33	1,93
F 37	18,8	0,37	0,89	1,27	1,85
F 38	31,8 ¹⁾	-	0,76	1,09	1,00 ³⁾
F 39	31,8 ¹⁾	-	0,80	1,14	1,00 ³⁾
F 40	<i>unbekannt</i>	-	-	-	-
F 41	15,9	0,47	1,02	1,46	2,33
F 42	4,2	0,86	0,45	0,64	1,52
F 43	30,0 ¹⁾	-	0,64	0,91	1,00 ^{2,3)}
F 44	30,0 ¹⁾	-	0,89	1,27	1,00 ³⁾
F 45	11,9	0,60	0,43	0,61	1,12
F 46	25,1 ¹⁾	0,16	0,40	0,57	1,00 ²⁾
F 47	25,1 ¹⁾	0,16	0,53	0,76	1,00 ²⁾
F 48	16,8	0,44	1,40	2,00	3,11
F 49	30,0 ¹⁾	-	0,30	0,43	1,00 ^{2,3)}
F 50	16,9	0,40	1,05	1,50	2,32

¹⁾ Aufgrund fehlender Bauunterlagen nur ungefährender Herstellzeitpunkt – in der Regel das Baujahr – bekannt

²⁾ Aufgrund eines Normierungsfaktors $f_{30,i} < 1,00$ zu 1,00 gesetzt

³⁾ Aufgrund einer Nutzungsdauer ≥ 30 Jahren zu 1,00 gesetzt

Tabelle 32: Normierte Erweiterte Schadenskategorie (auf 30 Jahre extrapoliert)

Bez.	Erweiterte Schadenskategorie zum Beobachtungszeitpunkt	Normierungsfaktor f_{30}	Auf 30 Jahre extrapolierte Erweiterte Schadenskategorie
[-]	[-]	[-]	[-]
F 01	83,3%	2,78	232%
F 02	66,7%	1,42	95%
F 03	66,7%	2,93	195%
F 04	66,7%	-	
F 05	50,0%	-	
F 06	66,7%	-	
F 07	50,0%	1,74	87%
F 08	83,3%	2,05	170%
F 09	66,7%	4,01	267%
F 10	50,0%	6,56	328%
F 11	33,3%	4,65	155%
F 12	16,7%	5,19	86%
F 13	66,7%	2,16	144%
F 14	66,7%	1,00 ¹⁾	67%
F 15	83,3%	1,00 ¹⁾	83%
F 16	66,7%	1,00 ¹⁾	67%
F 17	50,0%	1,00 ¹⁾	50%
F 18	66,7%	1,00 ¹⁾	67%
F 19	0,0%	1,94	0%
F 20	66,7%	6,71	447%
F 21	83,3%	7,94	662%
F 22	0,0%	1,84	0%
F 23	0,0%	1,00 ¹⁾	0%
F 24	100,0%	1,66	166%
F 25	83,3%	1,72	144%
F 26	0,0%	1,62	0%
F 27	16,7%	1,79	30%
F 28	16,7%	1,53	26%
F 29	16,7%	1,46	24%
F 30	33,3%	1,81	60%
F 31	66,7%	2,09	139%
F 32	33,3%	1,75	58%
F 33	100,0%	4,33	433%
F 34	100,0%	4,46	446%
F 35	33,3%	1,64	55%
F 36	50,0%	1,93	96%
F 37	33,3%	1,85	62%
F 38	66,7%	1,00 ²⁾	67%
F 39	50,0%	1,00 ²⁾	50%
F 40	16,7%	-	
F 41	33,3%	2,33	78%
F 42	0,0%	1,52	0%
F 43	66,7%	1,00 ^{1,2)}	67%
F 44	100,0%	1,00 ²⁾	100%
F 45	50,0%	1,12	56%
F 46	83,3%	1,00 ¹⁾	83%
F 47	33,3%	1,00 ¹⁾	33%
F 48	83,3%	3,11	259%
F 49	33,3%	1,00 ^{1,2)}	33%
F 50	33,3%	2,32	77%

¹⁾ Aufgrund eines Normierungsfaktors $f_{30,i} < 1,00$ zu 1,00 gesetzt

²⁾ Aufgrund einer Nutzungsdauer ≥ 30 Jahren zu 1,00 gesetzt

Tabelle 33: Normierte Risskategorie (auf 30 Jahre extrapoliert)

Bez.	Risskategorie zum Beobachtungszeitpunkt	Normierungsfaktor f_{30}	Auf 30 Jahre extrapolierte Risskategorie
[-]	[-]	[-]	[-]
F 01	83%	2,78	232%
F 02	67%	1,42	95%
F 03	67%	2,93	195%
F 04	-	-	-
F 05	50%	-	-
F 06	50%	-	-
F 07	50%	1,74	87%
F 08	83%	2,05	170%
F 09	83%	4,01	334%
F 10	50%	6,56	328%
F 11	50%	4,65	232%
F 12	17%	5,19	86%
F 13	33%	2,16	72%
F 14	67%	1,00 ¹⁾	67%
F 15	50%	1,00 ¹⁾	50%
F 16	67%	1,00 ¹⁾	67%
F 17	67%	1,00 ¹⁾	67%
F 18	50%	1,00 ¹⁾	50%
F 19	0%	1,94	0%
F 20	83%	6,71	559%
F 21	83%	7,94	662%
F 22	0%	1,84	0%
F 23	0%	1,00 ¹⁾	0%
F 24	83%	1,66	138%
F 25	67%	1,72	115%
F 26	33%	1,62	54%
F 27	50%	1,79	90%
F 28	33%	1,53	51%
F 29	33%	1,46	49%
F 30	50%	1,81	91%
F 31	67%	2,09	139%
F 32	33%	1,75	58%
F 33	100%	4,33	433%
F 34	67%	4,46	297%
F 35	33%	1,64	55%
F 36	67%	1,93	129%
F 37	33%	1,85	62%
F 38	83%	1,00 ²⁾	83%
F 39	50%	1,00 ²⁾	50%
F 40	33%	-	-
F 41	67%	2,33	155%
F 42	17%	1,52	25%
F 43	67%	1,00 ^{1,2)}	67%
F 44	83%	1,00 ²⁾	83%
F 45	50%	1,12	56%
F 46	67%	1,00 ¹⁾	67%
F 47	67%	1,00 ¹⁾	67%
F 48	100%	3,11	311%
F 49	67%	1,00 ^{1,2)}	67%
F 50	33%	2,32	77%

¹⁾ Aufgrund eines Normierungsfaktors $f_{30,i} < 1,00$ zu 1,00 gesetzt

²⁾ Aufgrund einer Nutzungsdauer ≥ 30 Jahren zu 1,00 gesetzt

Tabelle 34: Mittelwert der normierten Zustandsbewertungen (extrapoliert auf 30 Jahre)

Bez.	Auf 30 Jahre extrapolierte Erweiterte Schadenskategorie	Auf 30 Jahre extrapolierte Risskategorie	Auf 30 Jahre extrapolierte Zustandsbewertung aus Erweiterter Schadenskategorie und Risskategorie
[-]	[-]	[-]	[-]
F 01	232%	232%	232%
F 02	95%	95%	95%
F 03	195%	195%	195%
F 04	-	-	-
F 05	-	-	-
F 06	-	-	-
F 07	87%	87%	87%
F 08	170%	170%	170%
F 09	267%	334%	301%
F 10	328%	328%	328%
F 11	155%	232%	194%
F 12	86%	86%	86%
F 13	144%	72%	108%
F 14	67%	67%	67%
F 15	83%	50%	67%
F 16	67%	67%	67%
F 17	50%	67%	58%
F 18	67%	50%	58%
F 19	0%	0%	0%
F 20	447%	559%	503%
F 21	662%	662%	662%
F 22	0%	0%	0%
F 23	0%	0%	0%
F 24	166%	138%	152%
F 25	144%	115%	129%
F 26	0%	54%	27%
F 27	30%	90%	60%
F 28	26%	51%	38%
F 29	24%	49%	36%
F 30	60%	91%	76%
F 31	139%	139%	139%
F 32	58%	58%	58%
F 33	433%	433%	433%
F 34	446%	297%	372%
F 35	55%	55%	55%
F 36	96%	129%	113%
F 37	62%	62%	62%
F 38	67%	83%	75%
F 39	50%	50%	50%
F 40	-	-	-
F 41	78%	155%	117%
F 42	0%	25%	13%
F 43	67%	67%	67%
F 44	100%	83%	92%
F 45	56%	56%	56%
F 46	83%	67%	75%
F 47	33%	67%	50%
F 48	259%	311%	285%
F 49	33%	67%	50%
F 50	77%	77%	77%

Tabelle 35: Zusammenstellung ausgewählter Kennwerte zu den 50 Streckenabschnitten

Bez.	Grundalkali- gehalt (Mittel- wert von Ober-/ Unterbeton)	Wassermement- wert (Mittelwert von Ober-/ Unterbeton)	Gesamtporosität (aus Roh-/ Reindichte, Mittelwert von Ober-/ Unterbeton, aus [69])	Einbau- dicke	Einbau- temperatur	Verkehrs- beanspruchung (Mittlere äq. 10 t-Achsen pro J.)
[-]	[kg/m ³]	[-]	[Vol.-%]	[mm]	[°C]	[Mio.]
F 01	2,38	0,44	15,39	286,5	22,7	1,64
F 02	2,38	0,44	16,36	247,5	22,0	1,64
F 03	2,70	0,415	12,57	255,0	13,0	2,28
F 04			13,68	257,0		
F 05			13,34	277,5		
F 06			12,91	254,0		
F 07	2,77	0,435	13,72	261,5	20,3	3,32
F 08	2,77	0,44	14,42	281,5	20,0	3,28
F 09		0,405	13,69	290,0		2,74
F 10		0,43	10,78	290,0	20,0	1,94
F 11	2,96	0,42	11,45	295,0	11,0 ²⁾	1,49
F 12	2,96	0,42	12,45	295,0	16,0 ²⁾	1,49
F 13	2,76	0,41	12,53	320,0	10,9	0,81
F 14			12,52	232,5		1,12
F 15		0,45	14,93	217,5	11,4 ³⁾	1,10
F 16	2,06	0,435	12,03	225,0		1,41
F 17	2,19	0,44	12,02	222,5	15,5 ³⁾	1,60
F 18		0,41	12,90	267,5	13,0	0,80
F 19	2,43	0,38	10,55	317,5	17,0	1,21
F 20	2,94	0,42	11,91	287,5	26,0	1,17
F 21	2,94	0,42	12,83	290,0	28,0	1,17
F 22	2,31	0,41	13,11	310,0	21,5	2,82
F 23	3,56	0,385	13,27	270,0	25,0	1,09
F 24	2,77	0,44	13,82	300,0	16,6	3,23
F 25	2,77	0,44	14,53	280,0	17,3	3,23
F 26	2,87	0,415	12,22	290,0		1,14
F 27	2,87	0,415	13,14	327,5		1,15
F 28	2,87	0,415	13,00	317,5	22,0	1,14
F 29	2,89	0,4	12,16	307,5	11,0	1,97
F 30	2,89	0,4	12,85	305,0	19,0	1,97
F 31	3,02	0,4	12,46	311,3	22,5 ¹⁾	2,43
F 32	3,02	0,4	12,47	308,8	23,5 ¹⁾	2,43
F 33	3,50	0,42	13,21	288,3	25,0	2,43
F 34	3,68	0,42	12,02	320,0		2,39
F 35	3,10	0,39	11,48	280,0		2,39
F 36	3,40	0,43	9,36	272,5	1,7 ²⁾	0,69
F 37	3,40	0,43	12,64	260,0	12,6 ²⁾	0,69
F 38			10,47	229,0		1,89
F 39			9,94	240,0		1,89
F 40			13,21	282,5		
F 41	2,56	0,45	11,41	295,0	20,1 ³⁾	1,67
F 42	2,18	0,405	15,42	272,5	16,3	1,84
F 43			12,36	242,5		2,54
F 44			12,59	290,0		2,54
F 45	2,52	0,45	11,32	263,0		2,99
F 46			13,75	242,5		0,68
F 47			12,92	242,5		0,68
F 48			10,78	257,5		2,40
F 49			10,19	227,5		1,51
F 50			11,94	263,5		1,51

¹⁾ Aufgrund der Temperaturentwicklung hier Mittelwert aus Frischbeton-/ Lufttemperatur angesetzt

²⁾ Lufttemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus im Bereich des Streckenabschnittes

³⁾ Lufttemperatur zum Zeitpunkt des Betoneinbaus im Bereich des Streckenabschnittes, Quelle DWD [29]

Tabelle 36: Verkehrsbeanspruchung, Einbaudicke und Wasserzementwert (normiert)

Bez.	Verkehrsbeanspruchung (Mittlere äq. 10 t-Achs- übergänge $B_{p.a.}$ pro Jahr)		Einbaudicke		Wasserzementwert (bei zweischichtigen Decken: Mittelwert v. Ober-/Unterbeton)		
	[-]	[Millionen]	normiert [-]	[mm]	normiert [-]	[-]	normiert [-]
F 01		1,64	0,49	286,5	0,40	0,44	0,33
F 02		1,64	0,49	247,5	0,75	0,44	0,33
F 03		2,28	0,68	255,0	0,68	0,415	0,23
F 04				257,0	0,66		
F 05				277,5	0,48		
F 06				254,0	0,69		
F 07		3,32	1,00	261,5	0,62	0,435	0,31
F 08		3,28	0,98	281,5	0,44	0,44	0,33
F 09		2,74	0,82	290,0	0,36	0,405	0,19
F 10		1,94	0,58	290,0	0,36	0,43	0,29
F 11		1,49	0,45	295,0	0,32	0,42	0,25
F 12		1,49	0,45	295,0	0,32	0,42	0,25
F 13		0,81	0,24	320,0	0,09	0,41	0,21
F 14		1,12	0,34	232,5	0,89		
F 15		1,10	0,33	217,5	1,02	0,45	0,38
F 16		1,41	0,42	225,0	0,95	0,435	0,31
F 17		1,60	0,48	222,5	0,98	0,44	0,33
F 18		0,80	0,24	267,5	0,57	0,41	0,21
F 19		1,21	0,36	317,5	0,11	0,38	0,08
F 20		1,17	0,35	287,5	0,39	0,42	0,25
F 21		1,17	0,35	290,0	0,36	0,42	0,25
F 22		2,82	0,85	310,0	0,18	0,41	0,21
F 23		1,09	0,33	270,0	0,55	0,385	0,10
F 24		3,23	0,97	300,0	0,27	0,44	0,33
F 25		3,23	0,97	280,0	0,45	0,44	0,33
F 26		1,14	0,34	290,0	0,36	0,415	0,23
F 27		1,15	0,35	327,5	0,02	0,415	0,23
F 28		1,14	0,34	317,5	0,11	0,415	0,23
F 29		1,97	0,59	307,5	0,20	0,4	0,17
F 30		1,97	0,59	305,0	0,23	0,4	0,17
F 31		2,43	0,73	311,3	0,17	0,4	0,17
F 32		2,43	0,73	308,8	0,19	0,4	0,17
F 33		2,43	0,73	288,3	0,38	0,42	0,25
F 34		2,39	0,72	320,0	0,09	0,42	0,25
F 35		2,39	0,72	280,0	0,45	0,39	0,13
F 36		0,69	0,21	272,5	0,52	0,43	0,29
F 37		0,69	0,21	260,0	0,64	0,43	0,29
F 38		1,89	0,57	229,0	0,92		
F 39		1,89	0,57	240,0	0,82		
F 40				282,5	0,43		
F 41		1,67	0,50	295,0	0,32	0,45	0,38
F 42		1,84	0,55	272,5	0,52	0,405	0,19
F 43		2,54	0,76	242,5	0,80		
F 44		2,54	0,76	290,0	0,36		
F 45		2,99	0,90	263,0	0,61	0,45	0,38
F 46		0,68	0,20	242,5	0,80		
F 47		0,68	0,20	242,5	0,80		
F 48		2,40	0,72	257,5	0,66		
F 49		1,51	0,45	227,5	0,93		
F 50		1,51	0,45	263,5	0,60		

Tabelle 37: Porosität, Grundalkaligehalt und Einbautemperatur (normiert)

Bez.	Porosität (aus Roh- und Reindichte, ermittelt durch die BAM [69])		Grundalkaligehalt (bei zweischichtigen Decken: Mittelwert v. Ober-/ Unterbeton)		Einbautemperatur		
	[-]	[Vol.-%]	normiert [-]	[kg/m ³]	normiert [-]	[°C]	normiert [-]
F 01		15,39	0,75	2,38	0,35	22,7	0,27
F 02		16,36	0,95	2,38	0,35	22,0	0,20
F 03		12,57	0,18	2,70	0,68	13,0	0,00
F 04		13,68	0,40				
F 05		13,34	0,33				
F 06		12,91	0,25				
F 07		13,72	0,41	2,77	0,76	20,3	0,03
F 08		14,42	0,56	2,77	0,76	20,0	0,00
F 09		13,69	0,41				
F 10		10,78	0,00 ¹⁾			20,0	0,00
F 11		11,45	0,00 ¹⁾	2,96	0,96	11,0	0,00
F 12		12,45	0,15	2,96	0,96	16,0	0,00
F 13		12,53	0,17	2,76	0,75	10,9	0,00
F 14		12,52	0,17				
F 15		14,93	0,66			11,4	0,00
F 16		12,03	0,07	2,06	0,02		
F 17		12,02	0,07	2,19	0,15	15,5	0,00
F 18		12,90	0,24			13,0	0,00
F 19		10,55	0,00 ¹⁾	2,43	0,41	17,0	0,00
F 20		11,91	0,04	2,94	0,94	26,0	0,60
F 21		12,83	0,23	2,94	0,94	28,0	0,80
F 22		13,11	0,29	2,31	0,28	21,5	0,15
F 23		13,27	0,32	3,56	1,58	25,0	0,50
F 24		13,82	0,43	2,77	0,76	16,6	0,00
F 25		14,53	0,58	2,77	0,76	17,3	0,00
F 26		12,22	0,11	2,87	0,87		
F 27		13,14	0,29	2,87	0,87		
F 28		13,00	0,27	2,87	0,87	22,0	0,20
F 29		12,16	0,09	2,89	0,88	11,0	0,00
F 30		12,85	0,23	2,89	0,88	19,0	0,00
F 31		12,46	0,16	3,02	1,02	22,5	0,25
F 32		12,47	0,16	3,02	1,02	23,5	0,35
F 33		13,21	0,31	3,50	1,52	25,0	0,50
F 34		12,02	0,06	3,68	1,70		
F 35		11,48	0,00 ¹⁾	3,10	1,10		
F 36		9,36	0,00 ¹⁾	3,40	1,42	1,7	0,00
F 37		12,64	0,19	3,40	1,42	12,6	0,00
F 38		10,47	0,00 ¹⁾				
F 39		9,94	0,00 ¹⁾				
F 40		13,21	0,31				
F 41		11,41	0,00 ¹⁾	2,56	0,54	20,1	0,01
F 42		15,42	0,76	2,18	0,14	16,3	0,00
F 43		12,36	0,13				
F 44		12,59	0,18				
F 45		11,32	0,00 ¹⁾	2,52	0,50		
F 46		13,75	0,42				
F 47		12,92	0,25				
F 48		10,78	0,00 ¹⁾				
F 49		10,19	0,00 ¹⁾				
F 50		11,94	0,05				

¹⁾ Bei einer mittleren Porosität < 11,7 Vol.-% wurden die normierten Werte zu Null gesetzt

Lebenslauf

Persönliche Daten

Name **Sebastian Kunz**
Geburtsdatum/ -ort 27.12.1983 / Bochum
Staatsangehörigkeit Deutsch

Berufserfahrung

seit 10/2010 **Wissenschaftlicher Mitarbeiter**
Lehrstuhl für Baustofftechnik, Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher,
Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum

seit 04/2014 **Freie Mitarbeit bei der „Dokumentation Straße“ der FGSV**
Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.,
(FGSV), 50676 Köln

02/2014 – 02/2015 **Gastwissenschaftler**
Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 51427 Bergisch
Gladbach

02/2006 – 10/2010 **Studentische Hilfskraft**
Lehrstuhl für Baustofftechnik, Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher,
Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum

Ausbildung

04/2011 – 05/2018 **Promotionsstudium**
Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum
Promotionsthema „Einflüsse aus der Konstruktion, Herstellung
und Nutzung von Betonfahrbahndecken auf die Schadens-
entwicklung infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion“

10/2004 – 09/2010 **Studium des Bauingenieurwesens**
Ruhr-Universität Bochum, 44801 Bochum
Diplomarbeitsthema „Das Entwässerungsverhalten von Mörteln“
Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau

03/2007 – 06/2007 **Studium des Bauingenieurwesens**
Technische Universität Wien, 1040 Wien, Österreich

07/1994 – 06/2003 **Abitur**
Theodor Körner Gymnasium, 44879 Bochum

Weiterbildung

10/2010 – 02/2015 **Erweiterte Betontechnologische Ausbildung (E-Schein)**