

Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR-INGENIEURS

von der Fakultät für

**Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)**

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Ramzi Maliha

aus Bethlehem

Tag der mündlichen Prüfung:

18.02.2005

Hauptreferent:

Prof. Dr.-Ing. H. S. Müller

Korreferent:

Prof. Dr.-Ing. habil M. Schmidt

Karlsruhe 2006

Kurzfassung

Die Klärung der Ursachen der Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton war Gegenstand mehrerer Forschungsprojekte. In Bezug auf die Interpretation der Ergebnisse dieser Untersuchungen sowie auf die daraus abzuleitenden Konsequenzen zur Vermeidung derartiger Schäden herrschte in der Fachwelt große Uneinigkeit. Die in der Praxis übliche Bauweise wurde bis dahin keiner umfassenden Analyse der tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen bzw. Spannungen in einer Betonfahrbahn unterzogen. Kenntnislücken zeigten sich dabei schwerpunktmäßig im Hinblick auf das Trag- bzw. Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen unter kombinierten Beanspruchungen aus Temperatur- und Feuchteeffekten, Verkehrslasten sowie Beanspruchungen infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

Die vorliegende Arbeit trägt anhand der Ergebnisse numerischer Untersuchungen zur Klärung der Rissbildungsprozesse in Betonfahrbahnen unter komplexen Beanspruchungen bei. Die Schädigungswirkung aus den Lastfällen Temperatur, Feuchte, Verkehr und Alkali-Kieselsäure-Reaktion konnte quantitativ erfasst und bewertet werden. Die Beanspruchungen der Einzellastfälle wurden überlagert und daraus kritische praxisrelevante Beanspruchungskombinationen identifiziert. Es wurden die sich bei kritischen Lastfällen ergebenden Rissbilder ermittelt und mit den in der Praxis beobachteten Risschäden verglichen.

Im Weiteren ist es gelungen, den Einfluss konstruktiver Eigenschaften und Merkmale einer Betonfahrbahndecke sowie der Materialeigenschaften der verwendeten Betone in Bezug auf die Gefahr der Rissbildung in einer Betonfahrbahndecke zu beurteilen. Darüber hinaus enthält die vorliegende Arbeit eine umfassende Dokumentation und eine entsprechende Bewertung der erhaltenen Ergebnisse mit Folgerungen zur Minimierung der Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton.

Die durchgeführten numerischen Analysen zeigen, dass es durch die unvermeidbaren witterungsbedingten hygrischen und thermischen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn mit großer Wahrscheinlichkeit zur Ausbildung feiner Oberflächenrisse kommt. Wenn jedoch zusätzlich außerplanmäßige Beanspruchungen auftreten, wie dies bei einer einsetzenden AKR der Fall ist, steigt die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung breiter und tiefer Risse erheblich an. Risschäden, wie in mehreren Fällen in der Praxis beobachtet, können bei ungünstigen Randbedingungen infolge Austrocknung, infolge Temperaturschock oder infolge Austrocknung und anschließendem Temperaturschock jedoch nicht ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten entstehen.

Abstract

Clarifying the causes of cracking in concrete highway pavements was the subject of several research projects. Regarding the interpretation of the results of these investigations as well as on the consequences for the avoidance of such damage, which can be derived from it, great disagreement prevailed among experts. No Comprehensive study of the expecting loadings and stresses in concrete highway pavements has been carried out so far. Incomplete Knowledge showed up thereby in particular regarding the stress and deformation behavior of concrete pavement under combined loading of temperature and moisture influences, traffic loads as well as loading due to alkali-silica-reaction.

This thesis based upon the results of numerical analysis contribute to clarify the cracking processes in concrete highway pavements under complex loading. The damage effect due to the load cases of temperature, moisture, traffic and alkali-silica-reaction has been quantitatively determined and evaluated. The individual load cases were overlaid and critical practice-relevant load combinations were identified. Numerical crack formations as a result of critical load cases were determined and have been compared with crack formation which could be observed in practice.

It was possible to show the influence of the construction of concrete highway pavement as well as the material properties on the stresses and on the cracking in concrete slabs. This Thesis contains also a comprehensive documentation and an appropriate evaluation of results with recommendations for pavement construction to prevent the cracking in concrete pavements.

The numerical analyses show that cracks at the surface of the concrete may be caused by hygral and thermal stresses in concrete highway pavement. If however additionally unscheduled loading due to alkali-silica-reaction occur, the width and the depth of these cracks would increase substantially. Crack formation, as observes in several cases in practice, can occur by unfavorable boundary conditions due to drying at the concrete surface, due to sudden cooling of the concrete surface and also due to drying followed by sudden cooling taking into account the effects of traffic loads.

Vorwort

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie der Universität Karlsruhe.

Das Thema ergab sich aus der Bearbeitung eines Forschungsvorhabens, das vom Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung zur Klärung der Rissbildung in Betonfahrbahndecken einiger Bundesautobahnen gefördert wurde.

Mein besonderer Dank gilt Herrn Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller für die fachliche Betreuung, die kritischen Anmerkungen sowie die wertvollen Diskussionen, die wesentlich zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben. Herzlich bedanke ich mich aber auch für seine menschliche Unterstützung und Engagement sowie sein Interesse an meinem beruflichen Werdegang.

Herrn Prof. Dr.-Ing. habil M. Schmidt danke ich für die Übernahme des Korreferates und der damit verbundenen Mühen sowie sein Interesse an meiner Arbeit.

Recht herzlich bedanke ich mich bei Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Hubert K. Hilsdorf, der mich an seinem Institut als wissenschaftlicher Angestellter aufgenommen hat und mir somit die Möglichkeit gegeben hat, mich wissenschaftlich zu qualifizieren. Dank sagen möchte ich ihm auch für die intensiven fachlichen Gespräche, kritischen Gedanken und die vielen Anregungen zu meiner Arbeit.

Weiterhin gilt mein Dank und meine Anerkennung allen Mitarbeitern des Institutes im Werkstatt- und Laborbereich sowie meinen Hilfsassistenten Rami Killisly, Fuad Baqleh und Jochen Wendebaum für ihre wertvolle Unterstützung, sowie meinen Kollegen - insbesondere Werner Hörenbaum - für die Diskussionsbereitschaft und die fruchtbaren Anregungen.

Meiner lieben Frau Francia, meinen beiden Söhne Malki und Sami sowie meiner Tochter Ana Maria danke ich besonders herzlich für die ständige Kraft, die sie mir gaben sowie für ihr Verständnis und ihre Geduld.

Karlsruhe, im Januar 2006

Ramzi Maliha

Inhaltsverzeichnis

1	Einführung	1
1.1	Problemstellung und Zielsetzung	1
1.2	Vorgehensweise	2
1.3	Überblick	3
2	Literatursichtung	5
2.1	Fahrbahndecken aus Beton	5
2.1.1	Aufbau und Konstruktion	5
2.1.2	Baustoffe und Nachbehandlung	8
2.2	Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton	9
2.2.1	Temperatur	10
2.2.2	Feuchte	15
2.2.3	Verkehrslasten	20
2.2.4	Treiberscheinungen	27
2.3	Schäden an Betonfahrbahndecken	30
2.3.1	Schadensursachen	30
2.3.1.1	Verkehrsbeanspruchung	30
2.3.1.2	Temperatur- und Feuchtebeanspruchung	31
2.3.1.3	Ungenügende Entwässerung	33
2.3.1.4	AKR, Frost und Tausalz sowie andere Dauerhaftigkeitsschäden	33
2.3.2	Schadensbilder	34
2.3.2.1	Hauptschäden	35
2.3.2.2	Folgeschäden	37
3	Überblick über das Untersuchungsprogramm	39
4	Berechnungsmodell	43
4.1	Allgemeines	43
4.2	Zum Rechnen mit ADINA/ADINA-T	45
4.3	Optimierung des FE-Netzes und der Zeitschrittweite	45
5	Stoffgesetze sowie Materialkennwerte	47
5.1	Thermische Stoffgesetze und Materialkennwerte	47
5.2	Hygrische Stoffgesetze und Materialkennwerte	52
5.3	Mechanische Stoffgesetze und Materialkennwerte	66
5.3.1	Anwendung des Hooke'schen Gesetzes	67
5.3.2	Bruch- und Versagenskriterien	67
5.3.3	Viskoelastisches Verhalten	69
5.3.4	Mechanische Kennwerte und Konstanten	72

6	Voruntersuchungen	75
6.1	Allgemeines	75
6.2	Überprüfung der thermischen Materialkennwerte	75
6.3	Überprüfung der hygrischen Materialkennwerte	76
6.4	Austrocknung und Schwinden eines Betonzylinders	79
6.5	Austrocknung und Schwinden von Betonplatten	86
6.6	Kurze Feuchteschwankungen	88
7	Hauptuntersuchungen	91
7.1	Rechenannahmen und Vorgehensweise	91
7.2	Lastfall Temperatur	92
7.2.1	Simulation der thermischen Beanspruchung	92
7.2.1.1	Zyklische Temperaturbeanspruchung (Sommer)	93
7.2.1.2	Temperaturschock	94
7.2.1.3	Zyklische Temperaturbeanspruchung (Winter)	96
7.2.2	Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell)	96
7.2.3	Parameterstudie zum Temperaturverhalten	99
7.2.3.1	Konstruktive Parameter	99
7.2.3.2	Materialparameter	102
7.2.3.3	Parameter der Temperaturbeanspruchung	105
7.2.4	Spannungen und Verformungen aus einer Temperaturbeanspruchung (Grundmodell)	108
7.2.5	Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten	112
7.2.5.1	Konstruktive Parameter	112
7.2.5.2	Materialparameter	120
7.2.5.3	Parameter der Temperaturbeanspruchung	132
7.2.6	Rissbildung infolge einer Temperaturbeanspruchung (Grundmodell)	133
7.2.7	Parameterstudie zum Rissverhalten	139
7.2.7.1	Konstruktive Parameter	139
7.2.7.2	Materialparameter	142
7.2.7.3	Parameter der Temperaturbeanspruchung	142
7.2.8	Zusammenfassung und Bewertung	143
7.3	Lastfall Feuchte	150
7.3.1	Simulation der hygrischen Beanspruchung	150
7.3.1.1	Zyklische Feuchteeinwirkungen	151
7.3.1.1.1	Simulation kurzzeitiger zyklischer Feuchtebeanspruchungen	151
7.3.1.1.2	Langzeitsimulation zyklischer Feuchtebeanspruchungen	152
7.3.1.2	Permanente Feuchtebeanspruchungen	154
7.3.1.3	Kombinierte Feuchtebeanspruchungen	154
7.3.2	Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell)	155
7.3.2.1	Simulationsberechnungen über einen Zeitraum von 28 Tagen	156
7.3.2.2	Simulationsberechnungen über einen Zeitraum von 20 Jahren	158

7.3.3	Parameterstudie zum Feuchteverhalten für einen Beanspruchungszeitraum von 20 Jahren	160
7.3.3.1	Konstruktive Parameter	161
7.3.3.2	Materialparameter	163
7.3.4	Spannungen und Verformungen aus einer Feuchtebeanspruchung (Grundmodell)	165
7.3.5	Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten	170
7.3.6	Rissbildung infolge einer Feuchtebeanspruchung (Grundmodell)	179
7.3.7	Parameterstudie zum Rissverhalten	181
7.3.8	Zusammenfassung und Bewertung	185
7.4	Lastfall Verkehr	190
7.4.1	Simulation der Verkehrslasten	190
7.4.2	Spannungen und Verformungen aus Verkehrslasten (Grundmodell)	193
7.4.3	Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten	194
7.4.3.1	Konstruktive Parameter	195
7.4.3.2	Materialparameter	197
7.4.3.3	Parameter der Beanspruchung	198
7.4.4	Zusammenfassung und Bewertung	202
7.5	Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion	204
7.5.1	Simulation der Treibreaktion	204
7.5.2	Vorgehensweise	205
7.5.3	Spannungen, Verformungen und Rissbildung (Grundmodell)	207
7.5.4	Parameterstudie zum Spannungsverhalten	210
7.5.4.1	Konstruktive Parameter	210
7.5.4.2	Parameter der Beanspruchung	211
7.5.5	Zusammenfassung und Bewertung	213
8	Lastfallkombinationen	217
8.1	Vorgehensweise	217
8.2	Kritische Lastfallkombinationen	219
8.3	Unkritische Lastfallkombinationen	223
8.4	Einfluss mehraxialer Spannungszustände	225
8.5	Zusammenfassung und Bewertung	225
9	Zusammenfassung und Folgerungen	229
10	Literatur	239

1 Einführung

1.1 Problemstellung und Zielsetzung

In einigen Fahrbahndecken aus Beton sind in den letzten Jahren zum Teil erhebliche Schäden aufgetreten. Während viele Betonoberflächen über Jahrzehnte hinweg schadensfrei blieben, zeigten andere schon nach kurzer Standzeit ausgeprägte Rissbildungen, die die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit dieser Bauteile stark herabsetzten. Vor allem wurden häufig vergleichsweise breite Oberflächenrisse, durchgehende Quer- und Längsrisse sowie Kantenabbrüche beobachtet (siehe dazu auch Abschnitt 2.3).

Untersuchungen [37, 40, 95] legten die Vermutung nahe, dass Schäden in Fahrbahndecken aus Beton vor allem durch zu große Verformungen aufgrund hygrischer Beanspruchung des Betons verursacht werden. Es wurde z. B. beobachtet, dass grobe Netz- und Längsrisse häufig bei schlechter Entwässerung der Betondecke an der Unterseite sowie im Falle einer Verwendung von Zementen mit einem hohem Na_2O -Äquivalent in besonders ausgeprägter Form auftraten [40]. Zudem wiesen gerade die Fahrbahnplatten mit mangelnder Entwässerung ausgeprägt nichtlineare Feuchtegradienten über den Fahrbahnquerschnitt auf (Oberseite trocken, innere und untere Querschnittsbereiche feucht) und zeigten auch bei positiven Temperaturgradienten deutliche Aufschüsselungserscheinungen (vgl. dazu auch Abschnitt 2.2.2).

Neben den vorstehend beschriebenen "originären" Schäden (Hauptschäden) traten in den folgenden Jahren weitere Schäden an Betonfahrbahndecken mit ähnlichen Schadensbildern auf. Dabei handelt es sich jedoch um Folgeschäden, die zumindest zum Teil auf dieselben Schadensursachen wie die Hauptschäden zurückzuführen sind (siehe dazu auch Abschnitt 2.3). Als mögliche bzw. zusätzliche Ursachen dieser Folgeschäden kommen dabei unter anderem auch verkehrsbedingte Beanspruchungen im Zuge von Instandsetzungsmaßnahmen an den betroffenen Fahrbahnbaulosen in Betracht.

Das hygrische Deformationsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton liefert zwar einen Beitrag zu Schadentstehung, kann jedoch nicht die alleinige Erklärung für die aufgetretenen o. g. Schäden sein. Ungeklärt ist vor allem die Frage, ob die beobachteten Folgeschäden – ähnlich wie im Fall der Hauptschäden – als Folge einer Überlagerung mehrerer Beanspruchungsarten (z. B. Temperatur- und Feuchteeinwirkungen in Verbindung mit Radlasten) entstanden sind. Es zeigte sich auch im Fall der Folgeschäden, dass in Bezug auf die vorstehend aufgeführten Fragen noch erheblicher Forschungsbedarf bestand. Kenntnislücken zeigten sich dabei schwerpunktmäßig im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen unter kombinierten Beanspruchungen aus Temperatur- und Feuchteinflüssen, Verkehrslasten sowie außergewöhnlichen Beanspruchungen, z. B. infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, anhand der Ergebnisse numerischer Untersuchungen zur Klärung der Rissbildungsprozesse in Betonfahrbahnen unter komplexen Beanspruchungen beizutragen. Den Kern der Arbeit bilden dabei die quantitative Erfassung und die Beurteilung der Einflüsse aus äußeren Einwirkungen, Materialeigenschaften und Konstruktionsmerkmalen auf die Gefahr der Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton.

Da es bei denjenigen Autobahnstrecken, deren Schäden zu dieser Arbeit Anlass gaben, schon kurze Zeit nach Fertigstellung der Fahrbahn zu ersten Risssschäden kam, konnte eine Ermüdungsbeanspruchung als primäre Schadensursache weitgehend ausgeschlossen werden. Daher wird dieser Einflussparameter hier nicht näher betrachtet.

1.2 Vorgehensweise

In analytischen Untersuchungen wurden zunächst die Spannungen sowie die Verformungen, die sich infolge Temperatur-, Feuchte-, und Radlasteinwirkungen in der Betonfahrbahndecke einstellen, berechnet. Die Betonfahrbahn wurde dabei als ein System aus Betonplatte, hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) und Frostschuttschicht (FSS) mit einem FE-Modell (siehe Kapitel 4) abgebildet. Später kamen detaillierte Analysen der Beanspruchungen infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion hinzu. Darauf aufbauend wurden die Beanspruchungen der Einzellastfälle überlagert und daraus kritische praxisrelevante Beanspruchungskombination identifiziert. In diese Berechnungen wurden wirklichkeitsnahe Stoffgesetze, insbesondere für das Kriechen bzw. die Relaxation sowie für das Schwinden des Betons, in Ansatz gebracht. Die berechneten Spannungen wurden dem Widerstand des Betons unter Berücksichtigung seiner Festigkeitseigenschaften sowie bruchmechanischer Ansätze gegenübergestellt und bewertet.

Im Rahmen der analytischen Untersuchungen war ferner die Frage zu klären, ob das Schwinden des Betons unter realistischen Annahmen überhaupt zu den beobachteten Rissbildern bzw. Schadenbildern führen kann. Außerdem wurde untersucht, welche Schwindverformungen der Straßenbeton zeigen darf, ohne dass es zu einer Schädigung in Form ausgeprägter Rissbildung kommt. Soweit möglich waren daher Grenzwerte der Schwindneigung von Straßenbetonen für den Einsatz in Betonfahrbahndecken abzuleiten.

In Bezug auf die oben dargestellte Problemstellung wurden die Folgen einer Austrocknung an der Fahrbahnoberfläche, einer Quellverformung durch eine Wasseraufnahme an der Plattenunterseite sowie einer Temperaturschockbeanspruchung hinsichtlich der in der Realität beobachteten Rissbilder analysiert und verglichen. Neben Eigenspannungen wurden dabei auch Zwangsspannungen, die sich als Folge unterschiedlicher Rand- und Auflagerbedingungen in Betonfahrbahnen einstellen, untersucht. Von besonderem Interesse waren zudem – gerade auch im Hinblick auf die oben dargestellten Folgeschäden –

die Auswirkungen von Verkehrslasten im aufgeschüsselten bzw. im aufgewölbten Zustand einer Betonfahrbahn.

Im Zuge einer umfangreichen Parameterstudie wurde im Weiteren der Einfluss verschiedener konstruktiver Parameter, Werkstoffparameter sowie Parameter der Beanspruchung auf die Größenordnungen der Spannungen in Betonfahrbahnen untersucht (siehe Tabelle 3.1, Kapitel 3). Die Ergebnisse dieser Parameterstudie bilden die Grundlage für eine ggf. notwendige Verbesserung bzw. Optimierung verschiedener konstruktiver Ausführungen von Betonfahrbahnen mit dem Ziel, das Auftreten der beobachteten Schäden in zukünftigen Betonstraßenprojekten zu vermeiden.

1.3 Überblick

Nach einer Einführung in Kapitel 1 werden in Kapitel 2 der Arbeit im Rahmen einer Literatursichtung die Grundlagen für die Bearbeitung der in Abschnitt 1.1 aufgezeigten Fragestellungen dargelegt. Dabei wird zunächst der Aufbau und die Herstellung der Fahrbahndecken aus Beton beschrieben. Ferner werden die einzelnen Beanspruchungen und die möglichen Verformungen einer Fahrbahndecke erläutert. Eine Diskussion der in der Praxis beobachteten Schäden mit ihren möglichen Ursachen schließt Kapitel 2 ab.

In Kapitel 3 wird das Untersuchungsprogramm, in Kapitel 4 das Berechnungsmodell vorgestellt und das verwendete FE-Modell optimiert. In Kapitel 5 werden die Stoffgesetze vorgestellt, die zur Darstellung des Temperatur- und Feuchteverhaltens der Fahrbahnplatten sowie zur Berechnung der daraus resultierenden Verformungen und Spannungen verwendet wurden. Ferner werden die hygrischen Kennwerte des Betons aus den Ansätzen des CEB FIP Model Code 1990 [22] abgeleitet und das Verhalten des Betons bei einer Kurzzeit- bzw. Dauerbelastung beschrieben.

Die verwendeten Rechenansätze zum thermischen und hygrischen Verhalten des Betons werden in Kapitel 6 überprüft. Hierbei werden die bezüglich des Austrocknungs- und Schwindverhaltens rechnerisch gewonnenen Ergebnisse mit aus der Literatur bekannten Versuchsdaten verglichen.

Die Hauptuntersuchungen finden sich in Kapitel 7. In Abschnitt 7.2 werden die Ergebnisse numerischer Untersuchungen zum Verformungs- und Spannungsverhalten einer Betonfahrbahndecke infolge thermischer Beanspruchung vorgestellt. Dabei werden die Parameter und deren Einflüsse aufgezeigt, die das Temperaturverhalten bzw. das Verformungs- und Spannungsverhalten der Fahrbahndecken aus Beton bestimmen. Ferner werden die aus den Berechnungen ermittelten Rissbilder, die sich bei einigen Lastfällen in den Betonfahrbahndecken unter bestimmten Randbedingungen ergeben, dargelegt.

Abschnitt 7.3 beinhaltet die Ergebnisse numerischer Untersuchungen zum Verformungs- und Spannungsverhalten infolge einer hygrischen Beanspruchung in Form einer Austrocknung an der Plattenoberseite mit bzw. ohne kapillare Wasseraufnahme an der Plattenunterseite. Auch hier werden die sich bei kritischen Lastfällen ergebenden Rissbilder ermittelt und dargestellt.

Über die Ergebnisse von Untersuchungen zum Einfluss von Verkehrslasten auf das Verformungs- und Spannungsverhalten der Fahrbahndecken aus Beton wird in Abschnitt 7.4 berichtet. Dabei wird der Einfluss einer statischen Beanspruchung bei unterschiedlichen Aufbauten und Verformungszuständen der Fahrbahndecke untersucht. Dem Einfluss dynamischer Effekte auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen in der Fahrbahn wird durch Einführung von Lasterhöhungsfaktoren Rechnung getragen.

In Abschnitt 7.5 wird auf das Verformungs- und Spannungsverhalten der Fahrbahndecken aus Beton infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion eingegangen. Dabei werden unterschiedliche zeitliche Verläufe der Alkali-Kieselsäure-Reaktion bei unterschiedlichen Randbedingungen angesetzt.

In Kapitel 8 werden die sich anhand der durchgeführten Berechnungen (Abschnitt 7.2 bis Abschnitt 7.5) als kritisch zu befindenden Lastfälle bzw. Lastfallkombinationen aus Temperatur, Feuchte, Verkehrslasten und Alkali-Kieselsäure-Reaktion zusammengestellt und diskutiert.

Eine Zusammenfassung der wichtigsten Ergebnisse der Arbeit sowie der daraus abzuleitenden Folgerungen zur Minimierung der Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton finden sich in Kapitel 9.

2 Literatursichtung

2.1 Fahrbahndecken aus Beton

Für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton gelten in der Bundesrepublik Deutschland die "Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen" (RStO 01, [81]) sowie die "Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton" (ZTV Beton-StB 01, [120]). In diesen Regelwerken und Richtlinien werden die Fahrbahnen auf Grundlage der zu erwartenden Verkehrsbelastung in Bauklassen eingeteilt. Als maßgebender Parameter für die Intensität der Verkehrsbelastung wird dabei die Verkehrsbelastungszahl (VB) herangezogen. Entsprechend ihrer Verkehrsbelastungszahl sind die in der vorliegenden Arbeit besonders relevanten Schnellverkehrsstraßen bzw. Bundesautobahnen der Bauklasse "SV" (Schwerverkehr) zugeordnet. Nähere Angaben über die Verkehrsbelastungszahlen, Bauklassen und Straßentypen finden sich in der RStO 01 [81]. Der standardisierte Aufbau eines Betonfahrbahnquerschnitts der Bauklasse SV sowie die dabei zu verwendenden Baustoffe werden im Folgenden dargestellt.

2.1.1 Aufbau und Konstruktion

Fahrbahndecken aus Beton werden in Deutschland üblicherweise in unbewehrter Bauweise hergestellt. Der standardisierte Aufbau eines Fahrbahnquerschnitts der Bauklasse SV (siehe oben) besteht dabei aus einer 27 cm dicken Betondecke, einer hydraulisch gebundenen Tragschicht mit einer Dicke von 15 cm sowie einer Frostschutzschicht (Dicke 43 cm). Dieser Aufbau entspricht der üblichen und neuen Ausführungsweise einer zweispurigen Fernverkehrsstraße mit einseitig verlaufendem Standstreifen (Bundesautobahn). In Abbildung 2.1 sind der Aufbau – diesbezügliche Maßangaben entsprechen der Ausgabe der RStO 1996 – sowie die Abmessungen dieser Fahrbahnbauweise dargestellt. In anderen Ländern werden Betonstraßen in bewehrter Bauweise mit Betonplattendicken von über 30 cm hergestellt. Nähere Angaben hierzu finden sich in [29, 85, 108].

Die Betondecke kann sowohl einschichtig als auch zweischichtig hergestellt werden. Bei der einschichtigen Bauweise wird die gesamte Betondecke aus demselben Beton hergestellt. Es ist aber auch möglich, die obere Schicht aus einem Beton mit frostbeständigem Splitt als Zuschlagstoff und die untere Schicht aus einem Beton mit runden Mineralstoffen oder unter Zugabe von rezykliertem Beton herzustellen. Beide Betone sollten ähnliche Schwindeigenschaften aufweisen, damit der Schichtenverbund erhalten bleibt und keine zusätzlichen inneren Spannungen entstehen [107]. Nähere Angaben zum Herstellungsvorgang und zu den Anforderungen an Betondecken finden sich in [68, 110, 120].

Durch Anordnung einer hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) wird – gegenüber einer Bauweise ohne HGT – eine verbesserte Tragwirkung erreicht, die zu einer Reduktion der in der Fahrbahn auftretenden Beanspruchungen beiträgt. Die Dicke der HGT variiert in Abhängigkeit von der Bauklasse zwischen 12 cm und 25 cm [109]. Die rechnerische Erfassung der mittragenden Wirkung der HGT kann anhand eines von Eisenmann [31] entwickelten Rechenverfahrens für mehrschichtig aufgebaute Tragsysteme erfolgen. Die hydraulisch gebundene Tragschicht besteht aus gebrochenen und/oder ungebrochenen Mineralstoffgemischen der Körnung 0/32 mm oder 0/45 mm und hydraulischen Bindemitteln [6, 98].

Um eine weitgehende Schadensfreiheit der Betonfahrbahn auch bei Frosteinwirkung zu gewährleisten, sind im Rahmen des standardisierten Betonfahrbahnbaus Frostschutzschichten vorgesehen. Die Dicke dieser Frostschutzschichten ergibt sich aus der Differenz der frostsicheren Bautiefe und der erforderlichen Dicke der Fahrbahnhauptkonstruktion (siehe dazu auch [81]). Die frostsichere Mindestbautiefe einer Straßenkonstruktion ist abhängig von der jeweiligen Frostempfindlichkeit des Bodens sowie den lokalen hydraulischen und klimatischen Verhältnissen am vorgesehenen Standort des Straßenbauwerks.

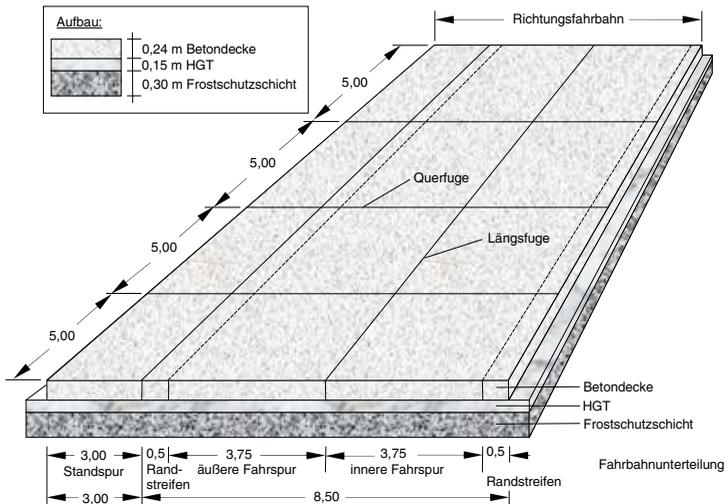


Abbildung 2.1: Schematische Darstellung einer zweispurigen Betonfahrbahn mit Standstreifen (Angaben in [m])

Die Fahrbahn einer Betonstraße der Bauklasse SV setzt sich aus plattenförmigen Fahrbahnabschnitten mit einer Länge von 5,00 m sowie einer Breite von 4,25 m (einschließlich Randstreifen, siehe Abbildung 2.1) zusammen. Die Abmessungen dieser Platten ergeben

sich aus der Zielsetzung, eine Rissbildung in der Betonfahrbahn zu kontrollieren und damit auf ein möglichst unbedenkliches Ausmaß zu reduzieren. Durch die Zerteilung der Betonfahrbahn unmittelbar nach dem Betonieren durch Einrütteln eines Fugenprofils oder Schneiden von Quer- und Längsfugen soll einer so genannten "Wilden Rissbildung" (unkontrolliert entstehende Risse) gezielt begegnet werden.

Nach der Betonausdehnung infolge der Hydratationswärmeentwicklung kommt es durch das anschließende Abkühlen zu einer Volumenkontraktion des Betons, wodurch kritische Zugspannungen in der Betonplatte entstehen, die die Betonfestigkeit überschreiten. Somit kommt es bereits im jungen Betonalter zur Ausbildung „Wilder Risse“ im Beton.

Da sich die Entstehung von Rissen aufgrund dieser Ursache bislang nicht vollständig verhindern lässt, versucht man die unvermeidbare Rissbildung zu kontrollieren und zu minimieren. Durch die Ausbildung von Scheinfugen (nicht durchgehende Fugen) wird der Querschnitt der Betondecke derart vermindert (Querschnittsschwächung ca. 25 % bis 30 % des Ausgangsquerschnitts), dass der Beton infolge o. g. Mechanismen exakt an diesen Stellen reißt. Mit Hilfe dieser "Sollrisstellen" kann daher eine unkontrollierte Rissbildung in Betonfahrbahndecken weitgehend vermieden werden. Die Breite dieses erzwungenen Risses ist dabei so gering, dass die Verzahnung der beiden Rissufer eine Schubkraftübertragung zwischen den entstandenen Platten gewährleistet [119]. Der zunächst noch freie Spalt einer Scheinfuge an der Fahrbahnoberfläche wird im Weiteren durch das Einfüllen einer Vergussmasse oder das Eindrücken eines Fugenprofils verschlossen.

An Stellen, an denen unterdrückte Plattenausdehnungen hohe Druckspannungen zur Folge haben können, werden Raumbahnen vorgesehen. Raumbahnen sind durchgehende Fugen mit einer elastischen Dichtungseinlage, die der Betonplatte eine weitgehend zwangsfreie Ausdehnung ermöglicht. Nähere Angaben zur konstruktiven Ausbildung der Fugen finden sich in [43, 86, 87].

In Betonfahrbahnen der Bauklasse SV sind stets Dübel und Anker zur Sicherung der Querkraftübertragung vorzusehen. Die Anordnung von Dübeln im Bereich der Querrahmen wirkt einer unerwünschten Stufenbildung entgegen und entschärft die kritischen Lastfälle infolge Radlasten durch Lastübertragung an den Fugen und am Plattenrand. Die Dübel aus Betonstahl haben einen Durchmesser von 25 mm und eine Länge von 500 mm und müssen in der Mitte der Plattendicke, parallel zur Straßenachse und zur Fahrbahnoberfläche, verlegt werden. Der Regelabstand der Dübel untereinander beträgt 25 cm. Zwischen den Rollspuren bei schwach belasteten Fahrstreifen sowie bei Standstreifen darf der Abstand verdoppelt werden.

Das Auseinanderbewegen zweier benachbarter Fahrbahnplatten in Querrichtung wird durch Anordnung von Ankerstäben im Bereich der Längsfugen vermieden. Die Anker aus Betonstabstahl haben einen Durchmesser von 20 mm und eine Länge von 800 mm. Sie sind

in Längsscheinfugen im unteren Drittel der Plattendicke, in Längspressfugen in Plattenmitte einzubauen. Bei Längsscheinfugen werden 3 Anker je Betonplatte angeordnet, bei Längspressfugen sowie zwischen Stand- und Hauptspur sind 5 Anker je Betonplatte vorzusehen. Zum Schutz gegen Korrosion werden Dübel und Anker mit einem 0,3 mm dicken Kunststoffüberzug versehen. Nähere Angaben zur Dübel- und Ankerverteilung in der Betondecke finden sich in [108].

Ein weiteres wichtiges Konstruktionselement in modernen Fahrbahnplatten aus Beton stellt die Vliesstoffeinlage (Geotextil) dar, die zwischen der Betondecke und der HGT angeordnet wird (Literatur: [29, 68, 81, 108]).

Nähere Angaben zur Entwicklung des Aufbaus und der Konstruktion der Betonstraßen in Deutschland finden sich in [29, 43, 68, 108].

2.1.2 Baustoffe und Nachbehandlung

Betondecken müssen druck- und zugfest, griffig, verschleißfest sowie frost- und tausalzbeständig sein. Um dieser Zielsetzung gerecht zu werden, müssen hohe Anforderungen sowohl an die zu verwendenden Baustoffe als auch an den Fahrbahndeckenbeton bzw. die hydraulisch gebundene Tragschicht gestellt werden. In der ZTV Beton-StB 93 [121] (bzw. auch in der Fassung dieser ZTV von 2001) sind die Anforderungen an die Ausgangsstoffe (Zement, Zuschlag, Betonzusatzmittel und -zusatzstoffe) für einen Fahrbahndeckenbeton zusammengestellt. In Bezug auf die Herstellung des Straßenbetons bzw. auf die Anforderungen an ihn wird auf DIN 1045 [24] und die DIN 1048 [25] bzw. die neue DIN 1045 verwiesen. Hervorzuheben sind in diesem Zusammenhang die Anforderungen an die Druckfestigkeit im Betonalter von 28 Tagen ($\beta_{WN} \geq 35 \text{ N/mm}^2$, $\beta_{WS} \geq 40 \text{ N/mm}^2$) sowie die Biegezugfestigkeit des Betons ($\beta_{BZ} \geq 5,5 \text{ N/mm}^2$), die einem Beton der Festigkeitsklasse C30/37 entsprechen. Zudem ist die Nachbehandlung des Betons von entscheidender Bedeutung in Bezug auf die Dauerhaftigkeit der Fahrbahnplatte. Die ZTV Beton-StB 93 sieht diesbezüglich u. a. eine Nassnachbehandlung während der ersten 3 Tage (Mindestdauer) nach der Herstellung der Betonfahrbahn in Form einer Abdeckung der Betonoberflächen mit Folien bzw. anderen wasserhaltenden Mitteln sowie zusätzliche Nachbehandlungsmaßnahmen bei intensiven Trocknungsbedingungen vor.

Im Gegensatz zu den o. g. Anforderungen an die Eigenschaften des Deckschichtbetons wird für die Druckfestigkeit der HGT im Alter von 28 Tagen ein Mindestwert der Druckfestigkeit von $\beta_{WN} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ gefordert. Des Weiteren wird ähnlich wie bei der Herstellung der Betondecken auch beim Betoniervorgang der HGT durch Kerben eine gezielte Rissbildung (Scheinfugen) hervorgerufen. Gemäß ZTVT-StB [118] ist auch die HGT mindestens für die Dauer von 3 Tagen zur Vermeidung von Schwindrissen infolge einer Austrocknung an der Oberseite der HGT gegen Austrocknung zu schützen.

Die Materialien der Frostschuttschicht müssen in erster Linie frost- bzw. witterungsbeständig sein und den Beanspruchungen während des Einbaus und unter Verkehrslasten standhalten. Als geeignete Materialien für die Frostschuttschicht kommen daher hauptsächlich Kies und Sand sowie gebrochenes Gestein in Betracht. Nähere Angaben in Bezug auf die Zusammensetzung und die Eigenschaften der Frostschuttschicht können der Literatur entnommen werden (siehe dazu in [81, 121]).

2.2 Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton

Fahrbahndecken aus Beton werden sowohl durch lastabhängige und lastunabhängige Verformungen beansprucht. Lastabhängige Verformungen werden durch Verkehrslasten sowie Lasten aus dem Eigengewicht der Fahrbahndecke verursacht. Lastunabhängige Verformungen sind die Folge von Temperatur- und Feuchteeinwirkungen sowie von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) o. ä. Vorgängen. Werden diese Verformungen behindert oder unterdrückt, entstehen Spannungen innerhalb des Fahrbahnquerschnitts.

Durch Temperatur- und Feuchteeinwirkungen, die während der Hydratation, bei jahres- und tageszeitlichen Temperatur- und Feuchteschwankungen oder bei einer plötzlichen Abkühlung (z. B. durch Gewitterregen) auftreten, entstehen über den Querschnitt einer Fahrbahndecke aus Beton nichtlinear verteilte Temperatur- bzw. Feuchtegradienten, die zu nichtlinear verteilten Dehnungen führen [5, 28, 49, 88]. Bei freigelagerten Fahrbahnplatten führen diese nichtlinear verteilten Dehnungen zu Eigenspannungen über den Plattenquerschnitt und gleichzeitig zu Plattenverformungen in Form von Aufwölbungen bzw. Aufschüsselungen.

Verkehrslasten und das Eigengewicht der Fahrbahnplatte rufen zusätzliche Biegespannungen hervor. Die Größe dieser Biegespannungen hängt vom Verformungszustand der Fahrbahnplatte ab, der u. a. vom Temperatur- und Feuchteverhalten und von den Abmessungen der Fahrbahnplatte, der Größe der Radlasten, den Eigenschaften des Unterbaus und einer evtl. angeordneten hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) sowie vom Verbund zwischen Betonplatte und HGT beeinflusst wird.

Werden lastunabhängige Formänderungen behindert, so können im Beton Gefüge-, Eigen- oder Zwangsspannungen entstehen. Gefügespannungen treten auf, wenn die Komponenten des Betons, der Zuschlag und der Zementstein, ein unterschiedliches Verformungsverhalten aufweisen und die Verformungen der Einzelkomponenten sich gegenseitig behindern. Eigenspannungen entstehen in der Betonfahrbahn, wenn einzelne Zonen innerhalb des Fahrbahnquerschnitts unterschiedliche Verformungstendenzen zeigen und sich dadurch in ihrem jeweiligen Deformationsverhalten gegenseitig behindern. Wird hingegen die Verformung der Fahrbahnplatte beispielsweise durch den Einfluss benachbar-

ter Platten unterdrückt oder behindert, treten Zwangsspannungen im Fahrbahnquerschnitt auf.

Nach [82] betragen die lastabhängigen Formänderungen von Hochbaukonstruktionen aus Stahlbeton (elastische Verformung und Kriechverformung) als grobe Näherung ca. 2/3, die lastunabhängigen Formänderungen (Schwind- und Temperaturverformung) ca. 1/3 der Gesamtverformung. Analoge Angaben für Straßenbetone liegen nicht vor.

In den Plattenbereichen, in denen die Zugfestigkeit des Betons erreicht oder überschritten wird, bilden sich Risse. Da die Spannungsverteilung über den Querschnitt von der Beanspruchungsart abhängt, ist in vielen Fällen eine bestimmte Beanspruchungsart mit einem charakteristischen Rissbild verknüpft. In der Praxis sind jedoch nur in Ausnahmefällen aus dem Rissbild Rückschlüsse auf die Schadensursachen möglich, da die Beanspruchungen in der Regel nicht einzeln, sondern in Kombination auftreten.

Die Parameter Rissbreite, Rissanzahl (Häufigkeit) sowie Rissabstand sind untereinander gekoppelt. Die maßgebenden Einflüsse auf die Größe dieser Parameter sind neben der Intensität der Beanspruchung und der Spannungsverteilung über den Querschnitt auch Aspekte der stochastischen Verteilung der Zugfestigkeiten und das Entfestigungsverhalten der Fahrbahnbaustoffe.

Im Folgenden werden die wesentlichen Beanspruchungsarten einzeln vorgestellt.

2.2.1 Temperatur

Eine Fahrbahnplatte erfährt in der Realität laufend Temperaturänderungen, die mit Volumenveränderungen der Betondecke, der HGT sowie ggf. auch der Frostschuttschicht einhergehen. In der Regel zeichnet sich die Temperaturverteilung innerhalb des Fahrbahnquerschnitts durch einen ungleichmäßigen nichtkonstanten Kurvenverlauf aus. Es treten also positive oder negative Temperaturgradienten auf. Dies hat zur Folge, dass sich die Dehnungen benachbarter Fahrbahnquerschnittsbereiche aufgrund unterschiedlicher Temperaturverteilungen gegenseitig behindern, so dass Eigenspannungszustände entstehen. Im Falle einer freien Plattenlagerung (siehe dazu auch Abschnitt 7.4) führen Eigenspannungszustände zu Verkrümmungen der Fahrbahnplatte.

Ein so genannter positiver Temperaturgradient entsteht als Folge einer Erwärmung der Plattenoberseite. Er führt bei entsprechender Plattenlagerung zu einer Aufwölbung der Fahrbahnplatte, d. h. die Plattenmitte hebt sich nach oben ab (siehe dazu auch Abbildung 2.2). Bei einem negativen Temperaturgradienten kommt es hingegen zu einer sog. Aufschüsselung der Fahrbahnplatte. Ein solcher negativer Temperaturgradient entsteht, wenn die Oberflächentemperatur niedriger ist als die Temperaturen im Inneren bzw. an

der Unterseite der Platte. In der Praxis wird oft beobachtet, dass sich ein aufgeschüsselter Verformungszustand der Platten auch bei einem Temperaturgradienten von Null einstellt [33]. Dies wird durch ein Quellen des Betons an der Plattenunterseite oder ein Schwinden des Betons an der Plattenoberseite erklärt. Messungen von Eisenmann [33] zeigen, dass in Fahrbahndecken aus Beton Temperaturgradienten von ca. $-0,035\text{ °C/mm}$ bis ca. $+0,08\text{ °C/mm}$ auftreten können. Die Temperatur in der Mitte einer 24 cm dicken Betondecke schwankt innerhalb eines Jahres zwischen -10 °C und $+35\text{ °C}$ [33].

Abbildung 2.2 zeigt schematisch die Temperaturverteilung in einer in Längsrichtung dehnungsbehinderten, frei aufliegenden Betonplatte, die an der Oberseite erwärmt wird. Im Weiteren enthält die Abbildung 2.2 eine Darstellung der einzelnen Spannungskomponenten, die sich als Folge der oben beschriebenen Temperaturbeanspruchung im Fahrbahnquerschnitt überlagern. Neben den bereits erläuterten Eigenspannungen entstehen Biegespannungen im erwärmten Fahrbahnquerschnitt. Sie ergeben sich aus dem Eigengewicht der Fahrbahnplatte im aufgewölbten Zustand. Werden die Längsverformungen der Betonplatte unterdrückt oder behindert, so entstehen zusätzlich Längsdruckspannungen (Zwangsspannungen).

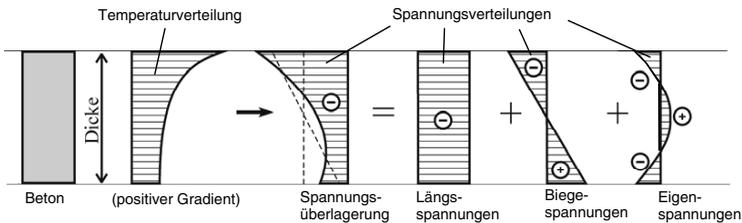


Abbildung 2.2: Temperatur- und Spannungsverteilungen infolge einer Erwärmung an der Plattenoberseite

Die temperaturbedingten Spannungen und Verformungen in einer Betonfahrbahn nehmen mit der Temperaturdifferenz ΔT zwischen der aktuellen, im Beton herrschenden Temperatur T und der so genannten Nullspannungstemperatur T_0 zu. Unter der Nullspannungstemperatur T_0 versteht man jene Temperatur bzw. jene Temperaturverteilung, bei welcher der Beton über den gesamten Querschnitt spannungsfrei ist. Sie ergibt sich u. a. aus den Temperaturverhältnissen in der Fahrbahnplatte während der Erhärtung des Betons sowie aus der Einbautemperatur, der Mischungszusammensetzung, der Dicke der Fahrbahndecken und den Witterungsverhältnissen während der ersten 24 Stunden nach dem Einbau des Betons. Je nach Verteilung der Temperatur während dieser Erhärtungsphase können sich grundsätzlich konstante, aber auch positive oder negative Gradienten im Verlauf der Nullspannungstemperatur einstellen.

Übersteigt die aktuelle Temperatur in der Fahrbahnplatte die Nullspannungstemperatur, kommt es zu einer Volumenzunahme. Entsprechend verursachen Abkühlprozesse bei Temperaturen unterhalb der jeweiligen Nullspannungstemperatur eine Volumenabnahme in der Fahrbahn.

Fugen können sich infolge des Schwindens und/oder eines Abfalls der Plattentemperatur öffnen [32, 33]. Untersuchungen an Betonplatten der Länge 5,0 m ergaben, dass dabei Fugenöffnungen bis zu 2 mm erreicht werden können [108]. Die Öffnungsweiten ändern sich jedoch auch im Laufe eines Tages. Messungen zeigten, dass beispielsweise eine Öffnungsweite von ca. 3,6 mm (gemessen um 10:00 Uhr bei einer Betontemperatur von 8 °C) auf ca. 3,2 mm (gemessen um 14:00 Uhr bei einer Betontemperatur von 12 °C) abfiel [91]. Die Fugenbewegung kann die Querkraftübertragung an den Fugen über die Rissverzahnung zwischen den einzelnen Platten herabsetzen. So zeigten Untersuchungen, dass die Querkraftübertragung an den Fugen über die Rissverzahnung nur bis zu einer Fugenöffnung von höchstens 0,6 mm gewährleistet war [61]. Deshalb sind zur Querkraftübertragung in den meisten Fällen Dübel erforderlich (siehe Abschnitt 2.1.1).

Entsprechend schließen sich die Fugen bei einer Temperaturerhöhung und es bilden sich Längsdruckspannungen über den Plattenquerschnitt. Bezogen auf das ganze Jahr steht eine Betonplatte etwa 10 % der Zeit unter Druckspannungen. Wicke [113] stellte durch Langzeitmessungen fest, dass die maximalen Druckspannungen im Sommer gegen 16 Uhr auftreten, die allerdings mit zunehmendem Betonalter wegen der Langzeitverkürzung infolge des Kriechens der Betonplatte abnehmen. Allerdings ist bei hohen Einbautemperaturen von +30 °C im Sommer nach Wicke [112] keine Kriechverkürzung des mittleren Querschnittsbereichs zu erwarten, da nur in den oberflächennahen Betonfasern Druckspannungen infolge der Erwärmung entstehen. Dagegen zeigt ein im Frühjahr mit +10 °C eingebauter Beton ein großes Kriechmaß, weil die auftretenden Druckspannungen bei der niedrigeren Nullspannungstemperatur größer sind. Allerdings beträgt auch dann die Kriechverkürzung nach [112] nur etwa ein Viertel der Schwindverkürzung des Betons.

Nach [92] können in Betonplatten bei einer Erwärmung um +35 °C (betoniert im Winter bei +5 °C und betrachtet im Sommer bei +40 °C) bzw. bei einer Abkühlung um -55 °C (betoniert im Sommer bei +35 °C und betrachtet im Winter bei -20 °C) Verformungen erreicht werden, die die hygrischen Verformungen übersteigen.

Erfolgt der Einbau des Fahrbahnbetons am Vormittag unter entsprechend warmen Witterungsverhältnissen (ggf. unter Einwirkung intensiver Sonneneinstrahlung), stellt sich in der Regel ein positiver Verlauf der Nullspannungstemperatur ein, d.h. die Nullspannungstemperatur ist an der Plattenoberseite größer als an der Plattenunterseite. In einem solchen Fall erhärtet der Beton an der Oberfläche aufgrund der dort nach dem Betonievorgang am Vormittag noch weiter ansteigenden Temperaturen (Lufttemperatur, Sonneneinstrahlung) bei höheren Temperaturen als der Beton an der Plattenunterseite. Da die Temperaturzugspannungen (Eigenspannungen \Rightarrow Rissgefahr) in der Betonfahrbahn infolge einer

Abkühlung umso größer sind, je höher die Nullspannungstemperatur ist, sollten vergleichsweise hohe Nullspannungstemperaturen sowie Nullspannungstemperaturverteilungen mit positivem Verlauf nach Möglichkeit vermieden werden. Dies wird durch die Darstellung in Abbildung 2.3 belegt. Daraus ist ersichtlich, dass bei einem positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur Zugeigenspannungen an der Plattenober- und -unterseite entstehen, während sich dort unter identischen Betontemperaturverhältnissen, jedoch bei einem negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur, Druckspannungen einstellen.

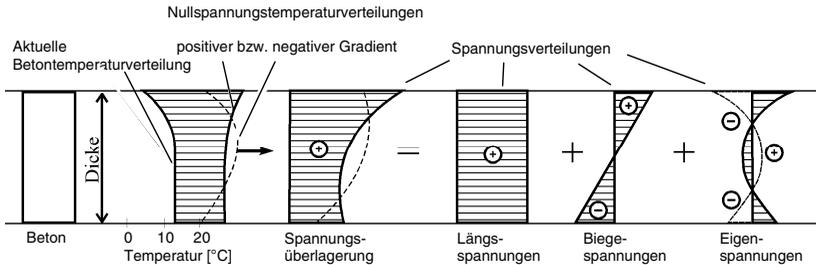


Abbildung 2.3: Temperaturverteilung mit jeweils einem positiven und einem negativen Verlauf der Nullspannungstemperaturverteilung sowie die daraus resultierenden Längs-, Biege- und Eigenspannungen im Querschnitt einer Betonplatte (in Anlehnung an [88])

Um die Nullspannungstemperatur gerade unter den oben beschriebenen ungünstigen Witterungsbedingungen im Sommer zu verringern bzw. ihre Verteilung über den Fahrbahnquerschnitt zu ändern, sind sehr häufig entsprechende Nachbehandlungsmaßnahmen notwendig (siehe dazu Abschnitt 2.1.2). Mit Hilfe solcher Maßnahmen lässt sich in der Regel ein negativer nichtlinearer Verlauf der Nullspannungsverteilung im Querschnitt der Betonfahrbahn einstellen, der im Hinblick auf die Gefahr der Temperaturrisbildung erheblich günstiger ist als ein positiver Verlauf [50, 122].

Neben den äußeren Temperatureinwirkungen können auch Temperaturbeanspruchungen infolge der Hydratationswärmeentwicklung des Zements bereits in jungem Betonalter zu Schäden in der Betonfahrbahn führen. Die Hydratationswärmeentwicklung erreicht ihr Maximum etwa 8 bis 20 Stunden nach dem Einbau des Betons. Dabei zeigt der junge Beton zunächst ein Expansions-, mit einsetzender Abkühlung schließlich ein Kontraktionsbestreben. Werden diese Verformungen behindert, entstehen zunächst Druck- und im weiteren Verlauf Zugspannungen im Beton, siehe hierzu Abbildung 2.4. Überlagern sich hydrationsbedingte Zugspannungen und Zugspannungen infolge einer Abkühlung der Oberfläche des jungen Betons während der Nacht, kann es unter ungünstigen Umständen zur frühzeitigen Bildung von Oberflächenrissen kommen.

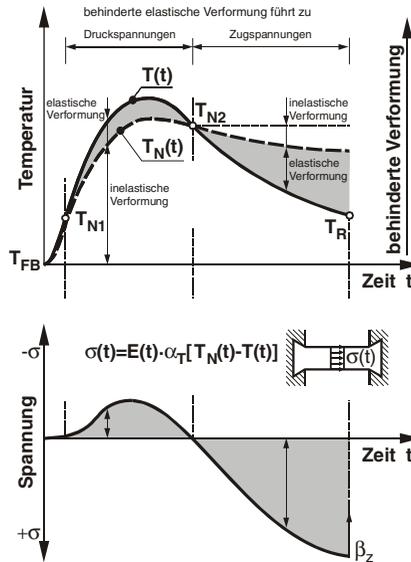


Abbildung 2.4: Temperatur- und Spannungsentwicklung in jungem Beton bei behinderter Temperaturdehnung

In der Praxis liegen ungünstige Umstände in Bezug auf eine frühe Temperaturrissbildung beispielsweise dann vor, wenn es im Verlauf der ersten Nacht nach dem Betonieren einer Fahrbahnplatte am Vormittag (warmer Sommertag) zu einem Abfall der Lufttemperatur um ca. 15 °C kommt. Es wird vermutet, dass die hydratationsbedingten Temperaturspannungen im Hinblick auf die Rissbildung im jungen Betonalter eine kritischere Beanspruchung darstellen als die Schwindspannungen infolge einer Austrocknung der Fahrbahnoberfläche (siehe dazu auch Abschnitt 2.2.2 bzw. [97]).

Die Temperaturbeanspruchungen, die im Laufe gewöhnlicher Tageszyklen aufgrund äußerer Witterungseinwirkungen in Betonfahrbahnplatten auftreten, führen – sofern sie überhaupt in kritischer Intensität einwirken – in der Regel nur im jungen Alter des Betons zu Schäden in Form von Rissbildungen (Ursache: die noch geringe Betonzugfestigkeit). Ein Beton im höheren Alter ist hingegen als weitgehend unempfindlich in Bezug auf die vergleichsweise langsam ablaufende zyklische Beanspruchung infolge der Temperatureinwirkung eines gewöhnlichen Tages zu bewerten.

Während also die tages- und jahreszeitlichen Temperaturzyklen meist nur mit geringen Eigen- und Zwangsspannungen in der Betonfahrbahn verbunden sind, führt eine Temperaturschockbeanspruchung zu relativ hohen Temperaturgradienten und damit zu hohen Spannungen in der Betonoberfläche. Eine solche Temperaturschockbeanspruchung tritt in

einer Fahrbahnplatte in der Realität beispielsweise dann auf, wenn sich auf einer stark erwärmten Fahrbahnoberfläche im Sommer durch einen Gewitterregen plötzlich Hagelablagerungen auf der Betonoberfläche ausbilden. Wegen der vergleichsweise kurzen Einwirkungsdauer des Temperaturschocks werden die dabei entstehenden Spannungen nicht nennenswert durch Kriecheffekte abgemindert [78]. In Bezug auf temperaturbedingte Schäden in Betonfahrbahndecken stellt ein derartiger Temperaturschock eine besonders kritische Beanspruchung dar, dessen Auswirkungen auf die Rissbildung neben anderen Einflüssen im Rahmen der vorliegenden Arbeit eingehender zu analysieren waren.

2.2.2 Feuchte

Aufgrund des Feuchteausstausches mit der Umgebungsluft sowie von Einflüssen aus Niederschlagsereignissen kommt es an der Oberfläche von Fahrbahnen zu einer laufenden Änderung des Feuchtegehalts. Diese Schwankungen des Feuchtegehalts sind - ähnlich den Vorgängen bei Temperatureinwirkung - mit Änderungen des Betonvolumens verbunden. Die Volumenabnahme (Schwinden) bzw. -zunahme (Quellen) vollzieht sich dabei in einer Fahrbahnplatte aus Beton ohne Einwirkung äußerer Lasten (lastunabhängige Verformungen).

Üblicherweise setzt der Austrocknungsvorgang an der Fahrbahnoberfläche ein und schreitet langsam ins Betoninnere fort. Mit dem damit einhergehenden Schwinden entstehen an der getrockneten Betonoberfläche Zugspannungen, während in den übrigen Querschnittsbereichen Druckspannungen vorherrschen. Bei Erreichen bzw. Überschreiten der Betonzugfestigkeit entstehen Risse, die sich unter den o. g. Trocknungsverhältnissen vorzugsweise an der Fahrbahnoberfläche ausbilden.

In Bezug auf die Schwindverformungen unterscheidet man grundsätzlich zwischen dem plastischen Schwinden, dem Schrumpfen (chemisches und autogenes Schwinden) sowie dem Trocknungsschwinden und dem Karbonatisierungsschwinden. Von diesen Arten des Betonschwindens steht im Hinblick auf die Problemstellung bzw. Zielsetzung der vorliegenden Arbeit das Trocknungsschwinden im Mittelpunkt der Betrachtungen. Unter Trocknungsschwinden versteht man die hygrischen Kontraktionsvorgänge im Beton, die sich als Folge der Austrocknung im erhärteten Zustand einstellen. Dem Trocknungsschwinden kommt u. a. deswegen eine besondere Bedeutung zu, weil diese Schwindkomponente – gemessen an der gesamten Schwindverformung eines üblichen Straßenbetons – den bei weitem größten Beitrag liefert [73]. Daher ist dem Trocknungsschwinden im Betonstraßenbau vor allem im Hinblick auf die Rissbildung besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die Problematik der Schwindrissbildung ändert sich, wenn hochfeste Betone eingesetzt werden, weil bei diesen das über den Querschnitt gleichförmige Schrumpfen maßgebend wird [19].

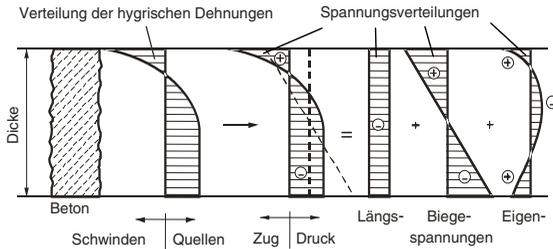


Abbildung 2.5: Verteilung der hygrischen Dehnungen und Spannungen (Austrocknung an Oberseite, Wasseraufnahme an Unterseite) infolge einer Austrocknung an der Plattenoberseite [42]

Da die Austrocknung erhärteter Betonoberflächen auf Feuchtetransportprozessen (Feuchtetransport von der Fahrbahnoberfläche zur Umgebungsluft) beruht, die in der Regel sehr langsam ablaufen, können sich die Vorgänge des Trocknungsschwindens bzw. der Schwindrissbildung über Jahre hinziehen. Als kritisch in Bezug auf die Schwindrissbildung sind Klimabedingungen zu bewerten, die sich durch besonders niedrige relative Feuchtigkeiten auszeichnen.

Ähnlich wie im Falle der Temperatureinwirkung können auch infolge hygrischer Beanspruchungen Längs-, Biege- und Eigenspannungen im Betonquerschnitt entstehen (siehe Abbildung 2.5). Je nach Lagerungsbedingungen der Fahrbahnplatte haben diese hygrischen Beanspruchungen zum Teil ausgeprägte Aufschüsselung der Fahrbahnplatte zur Folge.

Ein charakteristisches Verformungsbild für Betonfahrbahnplatten unter hygrischer Beanspruchungen gemäß Abbildung 2.5 ist eine aufgeschüsselte Platte, bei der sich die seitlichen Plattenränder infolge der Volumenkontraktion des Betons an der Oberseite (Schwinden) nach oben abgehoben haben. Untersuchungen an im Freien gelagerten Betonplatten haben gezeigt, dass die Schwindvorgänge lediglich in den oberen 5 cm dieser Platten stattfinden. In tieferen Bereichen lag auch nach einer Versuchsdauer von mehreren Jahren noch der Ausgangsfeuchtegehalt vor (siehe dazu auch [58, 84]). Die Aufschüsselung ist besonders dann sehr ausgeprägt, wenn die Betonplatte während der Austrocknung an der Oberfläche zusätzlich durch eine Wasseraufnahme an der Plattenunterseite beansprucht wird. Ein solcher Beanspruchungszustand stellt sich in situ sehr häufig im Falle einer schlechten Fahrbahntwässerung an der Plattenunterseite ein [40].

Die Größe der hygrischen Verformungen von Betonfahrbahnen hängt im Wesentlichen von den klimatischen Umgebungsverhältnissen, vom Aufbau und von der Geometrie der Fahrbahnplatte sowie von einer Reihe betontechnologischer Parameter ab [51, 71, 118].

Das Schwinden des Betons hängt vor allem vom Zementgehalt, dem w/z-Wert und dem Wassergehalt ab. Ferner führen feingemahlene Zemente zu einer großen spezifischen Oberfläche des Zementgels, was mehr schwind- und quellwirksame Poren und damit große hygrische Verformung hervorruft. Eine Zunahme des Na_2O -Äquivalents des Zements führt ebenfalls zu einer Erhöhung der hygrischen Verformungen des Betons [34, 35, 40]. Alkalireiche Zemente verursachen eine hohe Alkalikonzentration in der Porenlösung und dadurch einen niedrigen Dampfdruck und eine Erhöhung der hygrischen Verformung des Betons. Die hygrische Verformung des Betons kann ebenfalls vom verwendeten Zuschlag beeinflusst werden. Betone mit weniger steifen Zuschlägen weisen meist größere Verformungen auf als Betone, die mit Zuschlägen hoher Elastizitätsmoduln hergestellt wurden. Untersuchungen zeigen, dass je nach verwendetem Betonzuschlag Schwindverformungen zwischen 0,29 ‰ und 0,52 ‰ auftreten können [83].

Ferner wird die hygrische Verformung des Betons von der Bauteildicke beeinflusst. Je dicker eine Betonplatte ist, desto langsamer entwickeln sich die hygrischen Verformungen, da die Feuchteänderungen langsamer über den Querschnitt ablaufen. Die Behinderung des Schwindens an der Oberseite einer Fahrbahndecke durch die tiefer liegenden Bereiche ist umso größer, je länger diese Bereiche feucht bleiben.

Es finden sich in der Literatur viele Untersuchungen zum Schwindverhalten von Beton mit unterschiedlichen und z. T. widersprüchlichen Ergebnissen [35, 44, 93, 94]. Beim Vergleich der in der Literatur gefundenen Untersuchungen der Schwindverformung des Betons müssen daher insbesondere auch die Lagerung der Proben und die angewandte Messmethodik berücksichtigt werden.

In der Betonforschung und Materialprüfung wird das Schwinden üblicherweise als Längsverformung von trocknenden Probekörpern (meist Zylindern oder Prismen mit Vollquerschnitt) gemessen. In jüngerer Zeit wurden auch Hohlzylinder für die Untersuchung der hygrischen Verformungen von Beton eingesetzt, da sie im Vergleich zu Probekörpern mit Vollquerschnitt ein größeres Verhältnis von Oberfläche zu Volumen aufweisen, so dass sich ihr Feuchtegehalt schneller der Umgebungsfeuchte anpasst und Feuchtegradienten schneller abgebaut werden. Entsprechend ist zu erwarten, dass die gemessenen Schwindverformungen bei Hohlkörpern weniger als bei Proben mit Vollquerschnitt durch Eigenspannungen beeinflusst werden. In [40] und in [35] wird über Schwindversuche an Straßenbetonen berichtet, bei denen die radialen Dehnungen von luftgelagerten und von fußbadgelagerten Hohlzylindern nach verschiedener Lagerungsdauer gemessen wurden. Wie zu erwarten war, stellten sich bei den luftgelagerten Hohlzylindern radiale Verkürzungen, bei den fußbadgelagerten Proben im unteren Probenbereich Quellverformungen ein, die mit zunehmender Entfernung von der Unterseite abnahmen und an der Probenoberseite in Schwindverformungen übergingen.

Durch Messungen der Fugenöffnungen lassen sich die Schwindmaße von Straßenbeton (Plattenverkürzung bezogen auf die Ursprungs-Plattenlänge) auch direkt abschätzen. Als

Ergebnis werden in der Literatur Schwindmaße zwischen 0,05 ‰ und 0,30 ‰ angegeben. Weil [114] nimmt ein mittleres Schwindmaß von 0,10 ‰ bis 0,20 ‰ an, während Eisenmann [30, 33] von einem Schwindmaß von i.M. 0,15 ‰ ausgeht. Eisenmann geht bei seinen weiteren Überlegungen davon aus, dass dieses Schwindmaß einem Temperaturabfall von 15 °C bei einer Temperaturdehnungszahl des Betons von $\alpha_T = 10^{-5} \text{ 1/K}$ entspricht und über den Plattenquerschnitt konstant ist. Wicke errechnet in [113] Schwindmaße zwischen 0,15 ‰ und 0,28 ‰, wobei er einen Teil der Plattenverkürzung auf die während der heißen Sommermonate entstehende Kriechverformung zurückführt.

Nach [35] liegt das Schwinden von Straßenbetonen nach längerer Austrocknung unter Laborbedingungen in der Größenordnung von ca. 0,6 ‰ und das Quellen zwischen 0,1 und 0,2 ‰. In der Praxis liegen die Schwindwerte jedoch unter den im Labor ermittelten Werten. In [36] ergaben Laborversuche ein Aufschüsseln der freien Plattenränder von 3 mm, während bei Feldversuchen Werte von 0,8 mm nicht überschritten wurden.

Abbildung 2.6 zeigt die Längenänderung von Betonplatten der Dicke 22 cm und der Länge 1,25 m bei einer Lagerung im Freien auf einem Wiesengelände und in einer Halle. Danach traten Schwindverformungen nur bei den Betonplatten auf, die in der Halle gelagert wurden. Die im Freien gelagerten Betonplatten wiesen dagegen leichtes Quellen auf [41, 89]. Das unerwartete Quellen der im Freien gelagerten Platten wird auf die fehlende Entwässerung auf dem Wiesengelände zurückgeführt.

Versuche von Springenschmid [95] zeigen, dass ein Aufschüsseln der freien Plattenränder von über 5 mm auftreten kann, wenn eine Betonplatte an der Oberfläche austrocknen und durch schlechte Entwässerung an der Plattenunterseite gleichzeitig Wasser aufnehmen kann. Nach [108] erfolgt das Quellen des Betons an der Plattenunterseite durch die Wasseraufnahme bei schlechter Entwässerung und gleichzeitig schlechtem oder fehlendem Verbund zwischen Betonplatte und HGT. Wasser gelangt durch schlecht abgedichtete Fugen an die Plattenunterseite. Bohrkerne, die neben einer Querscheinfuge gezogen wurden, hatten im unteren Bereich einen höheren Feuchtegehalt als Bohrkerne aus dem mittleren Bereich der Betonplatte.

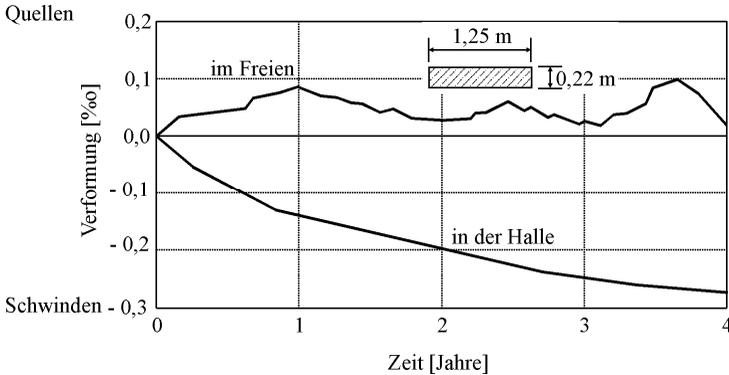


Abbildung 2.6: Längenänderung einer Betonplatte der Dicke 22 cm bei einer Lagerung im Freien und in der Halle, nach [41, 89]

Die in Laborversuchen simulierten extremen Randbedingungen mit vollkommenem Austrocknen an der Oberfläche und Quellen des Betons an der Unterseite treten in der Praxis kaum auf. Messungen zeigen, dass das während der Trockenperiode beobachtete Aufschüsseln der unverdübten Plattenränder in erster Linie auf das Schwinden der Betonoberfläche zurückzuführen ist [80]. Zum Einfluss einer Wassersättigung des Untergrunds auf das Aufschüsseln der Betonplatten liegen zwei unterschiedliche Ergebnisse vor: Leonards und Harr [69] stellten eine Zunahme der Aufschüsselung um 39 % fest, während in [80, 122] kein signifikanter Einfluss beobachtet wurde.

Eisenmann [37] entwickelte Näherungsverfahren zur Berechnung der Plattenaufschüsselung infolge des Schwindens der Plattenoberseite. Danach nimmt die Aufschüsselung mit zunehmendem Elastizitätsmodul des Betons und zunehmendem Schwindmaß zu und mit abnehmender Länge und zunehmender Dicke der Platten ab.

Da es sich bei den hygrischen Beanspruchungen in der Regel um Einwirkungen handelt, die sich über lange Zeiträume erstrecken und die in ihrer Intensität nur vergleichsweise geringen Schwankungen unterworfen sind, werden die hygrisch bedingten Eigen- und Zwangsspannungen durch Kriecheinflüsse zum Teil erheblich abgemindert [82].

Die Auswirkungen und Folgen der vorstehend beschriebenen hygrischen Beanspruchungen in Betonfahrbahndecken sind prinzipiell bekannt bzw. können anhand einfacher Überlegungen qualitativ abgeschätzt werden. Quantitative Angaben in Bezug auf die Größenordnung der vorstehend beschriebenen hygrisch bedingten Spannungen und Verformungen in Fahrbahndecken aus Beton liegen jedoch bislang nicht vor. Die vorliegende Arbeit verfolgt daher das Ziel, vorhandene Kenntnislücken in Bezug auf die o. g. Problematik zu schließen.

2.2.3 Verkehrslasten

Aus den Verkehrslasten resultieren Momente und Normalkräfte, die sich aus der Nutzung eines Bauteils als Fahrbahn für Fahrzeuge ergeben. Bei der Bemessung von Betonfahrbahnplatten sind dabei im Wesentlichen Vertikalkräfte aus dem Eigengewicht der Fahrzeuge einschließlich dem Gewicht der Insassen und der Zuladung sowie aus der Beschleunigung der Fahrzeuge in vertikaler Richtung (Auf- und Abbewegungen infolge von Fahrbahnunebenheiten \Rightarrow Schwingende Fahrzeugmassen) zu berücksichtigen. Ferner ergeben sich Horizontalkräfte infolge von Beschleunigungs- bzw. Verzögerungsbewegungen der Fahrzeuge, die parallel zur Fahrbahnoberfläche wirken. Verkehrslasten greifen stets an der Fahrbahnoberfläche an und erzeugen im Wesentlichen Druck- und Biegespannungen in der Fahrbahnplatte. Da die verkehrsbedingten Beanspruchungen in einer Betonfahrbahn nur sehr kurzzeitig auftreten, sind Kriecheffekte in diesem Zusammenhang ohne Bedeutung.

Für die Berechnung der Verformungen und Spannungen in Fahrbahnen infolge Verkehrslasten wurde eine Vielzahl von Rechenverfahren und theoretischen Ansätzen entwickelt [7]. Einige dieser Verfahren stützen sich nur auf empirisch ermittelte Zusammenhänge. Des Weiteren gibt es theoretische Ansätze, die sich auf Ergebnisse stützen, die mit der elastischen Mehrschichtentheorie erzielt wurden. Um bessere Kenntnisse über die tatsächlichen mechanischen Vorgänge in Fahrbahnen und über das mechanische Verhalten der verwendeten Materialien zu erlangen, wurden darüber hinaus eine Reihe von Versuchen in Prüfständen, an Straßen und an Versuchsstrecken bei realer Verkehrsbelastung durchgeführt [7].

In der Praxis werden zur Berechnung der Spannungen und Verformungen die in Abbildung 2.7 aufgeführten Systeme herangezogen. Allen Rechenverfahren liegt die Elastizitätstheorie zugrunde, wonach die Spannungen proportional zu den Dehnungen sind. Dabei werden die Materialeigenschaften der einzelnen Schichten einer Fahrbahn durch den Elastizitätsmodul (E) und die Querdehnungszahl (μ) ausgedrückt. Bei allen Rechenverfahren wird eine gleichmäßige Auflagerung der Betonplatte auf der Unterlage angenommen. Die Steifigkeit bzw. Nachgiebigkeit des Untergrundes wird durch den Bettungsmodul (k) beschrieben.

Mit dem Rechenmodell „Halbraum“ kann der Spannungsverlauf im Untergrund unter der Last in Abhängigkeit von der Tiefe bestimmt werden. Die Biegebeanspruchung einer Betonplatte lässt sich mit den Rechenmodellen „Platte auf elastischer Unterlage“ oder „Mehrschichtensystem“ berechnen (siehe Abbildung 2.7).

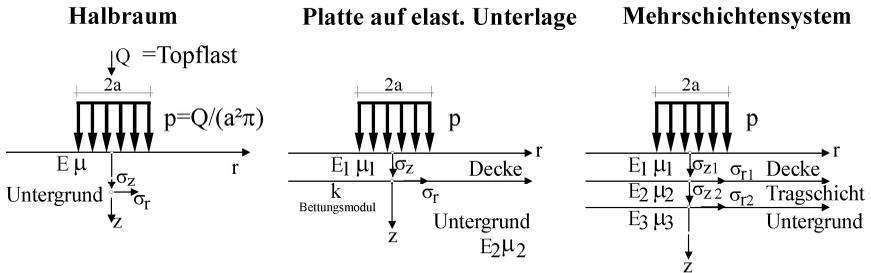


Abbildung 2.7: Rechenmodelle für Fahrbahnplatten, nach [33]

Verfahren von Boussinesq / Odemark

Bei dem Rechenverfahren von Boussinesq [8] geht man von einer Topflast Q aus, die zu einem über einer Kreisfläche gleichmäßig verteilten Kontaktdruck p führt. In Abbildung 2.8 sind die in der Lastachse auftretenden Spannungen σ_z (senkrechte Druckspannung) und σ_r (radiale Druckspannung) sowie die unter 45° wirksame Hauptschubspannung τ_{ϕ} aufgetragen. Aus der Darstellung wird ersichtlich, dass die auftretenden senkrechten und radialen Druckspannungen direkt unter der Last am größten sind und mit zunehmender Tiefe rasch abklingen. Maßgebend für die Beanspruchung ist die Hauptschubspannung, die in einer Tiefe von 70 % des Belastungskreishalbmessers einen Maximalwert von 29 % des Kontaktdruckes aufweist. Damit lassen sich Schadensbilder erklären, die ihren Ausgangspunkt nicht in der Kontaktfläche Reifen/Fahrbahn, sondern im Ort der größten Schubbeanspruchung haben.

Das Rechenverfahren kann auch für Mehrschichtensysteme zur Berechnung der senkrechten Druckspannungen angewendet werden. Voraussetzung dafür ist die Umwandlung des Mehrschichtensystems, bestehend aus Schichten mit verschiedenen Elastizitätsmoduln und Querdehnungszahlen, in einen äquivalenten Halbraum. Dafür kann das Verfahren von Odemark [79] angewandt werden, wobei die Schichten auf eine Schichtdicke mit gleicher Steifigkeit umgerechnet werden. Der Einfluss der Plattenwirkung wird dabei durch einen Korrekturfaktor erfasst. Näheres hierzu siehe [33, 79].

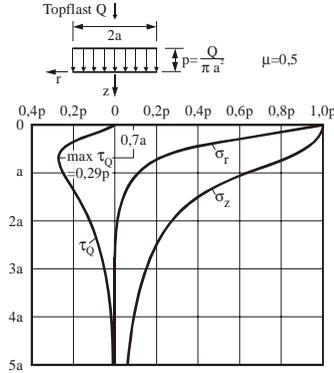


Abbildung 2.8: Spannungen im Halbraum, nach [33]

Verfahren von Westergaard

Bei dem Verfahren von Westergaard (auch Bettungsmodultheorie genannt) [115] liegt die Betondecke auf (gedachten) Federn reibungsfrei auf (keine Schubübertragung), siehe Abbildung 2.7 (Mitte). Das Verformungsverhalten der Federn wird durch den Bettungsmodul beschrieben, der mit einem theoretischen Ansatz ermittelt wird. Die vertikalen Reaktionen der Unterlage sind proportional zu den Einsenkungen der Platte. Das Verformungsverhalten der Betondecke wird durch deren Elastizitätsmodul und Widerstandsmoment beschrieben.

Mit Gl. 2.1 bis Gl. 2.4 lassen sich die Biegespannungen in einer Betonplatte für die Lastfälle Kräfteinleitung in Plattenmitte, am Plattenrand und an der Plattenecke (siehe Abbildung 2.9) berechnen [33, 110, 115]. Die Gl. 2.1 und Gl. 2.2 setzen voraus, dass die Betonplatten satt auf der Unterlage aufliegen.

$$\text{Plattenmitte: } \sigma_{V,M} = \frac{0,275 \cdot \varphi \cdot F}{h_1^2} (1 + \mu) \left(\lg \frac{E_1 \cdot h_1^3}{k \cdot b^4} - 0,436 \right) \quad (2.1)$$

$$\text{Plattenrand: } \sigma_{V,R} = \frac{\varphi \cdot F}{h_1^2} \left(0,825 \lg \frac{E_1 \cdot h_1^3}{k \cdot b^4} + 0,591 \frac{b}{l} + 0,705 \right) \quad (2.2)$$

$$\text{Plattenecke: } \sigma_{V,E} = \frac{3 \cdot \varphi \cdot F}{h_1^2} \left(1 - \left(\frac{r\sqrt{2}}{l} \right)^{1,2} \right) \quad (2.3)$$

Liegen die Plattenränder hohl (z. B. durch Erosion der HGT im Eckenbereich), so läßt sich die Biegespannung am Plattenrand mit Gl. 2.4 berechnen:

Plattenrand:
$$\sigma_{v,R} = \frac{0,572 \cdot \varphi \cdot F}{h_1^2} \left(4 \lg \left(\frac{l}{b} \right) - 0,359 \right) \quad (2.4)$$

In Gl. 2.1 bis Gl. 2.4 bedeuten:

- $\sigma_{v,i}$ Biegespannung in einer Betonplatte für die Lastfälle Krafteinleitung in Plattenmitte (M), am Plattenrand (R) und an der Plattenecke (E) [N/mm²]
- F Bemessungskraft [N]
- h_1 Dicke der Betonplatte [mm]
- μ Poissonzahl des Straßenbetons [-]
- E_1 Elastizitätsmodul des Straßenbetons [N/mm²]
- l elastische Länge nach Gl. 2.6 [mm]
- k Bettungsmodul nach Gl. 2.7 [N/mm³]
- b $\sqrt{1,6 r^2 + h_1^2} - 0,675 h_1$ (2.5)
- r Radius für die kreisförmige Ersatzaufstandsfläche nach Gl. 2.9
- φ Stoßbeiwert infolge Fahrbahnunebenheiten; für neue verdübelte Betonplatten wird $\varphi = 1,0$ gesetzt [-]

Elastische Länge:
$$l = 4 \sqrt[4]{\frac{E_1 \cdot h_1^3}{12(1 - \mu^2) \cdot k}} \quad (2.6)$$

Bettungsmodul:
$$k = \frac{E_3}{h^*} \quad (2.7)$$

Ersatzdicke:
$$h^* = 0,83 \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} + 0,83 \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \quad (2.8)$$

mit:

- $h_{1,2}$ Dicke der Betondecke (Index 1) bzw. der HGT (Index 2) [mm]
- $E_{1,2,3}$ Elastizitätsmodul des Betons (Index 1), der HGT (Index 2) bzw. des Untergrunds (Index 3) [N/mm²]

Radius r:
$$r = \sqrt{\frac{F}{c \cdot \rho \cdot \pi}} \quad (2.9)$$

mit:

- c Verhältnis zwischen Kontaktdruck und Reifeninnendruck (i. d. R. =1,0)
- p Kontaktdruck [N/mm²]

In Abbildung 2.9 links sind die möglichen Laststellungen für die Spannungsnachweise (Gl. 2.1 bis Gl. 2.4) dargestellt, während in Abbildung 2.9 rechts die Biegespannungen im System in Abhängigkeit von der Plattendicke für die Lastfälle Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke aufgetragen sind.

Während beim Lastfall Plattenmitte und Plattenrand Biegezugspannungen an der Plattenunterseite auftreten, ist beim Lastfall Plattenecke mit Biegezugspannungen an der Plattenoberseite in der Diagonalen außerhalb des Belastungspunktes zu rechnen.

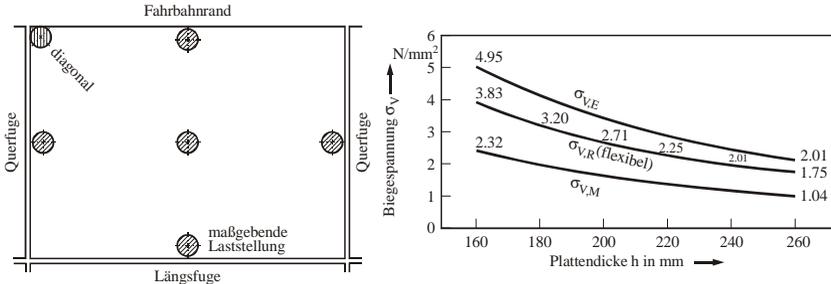


Abbildung 2.9: Mögliche Laststellungen für die Spannungsnachweise (links) und Spannungen unter Einwirkung einer Radlast von 55 kN für verschiedene Plattendicken ($E_{1,2,3} = 36000/10000/100$, $h_2 = 150$, $\mu = 0,15$, rechts)

Die Auswertung der Formeln von Westergaard lassen folgende Aussagen zu [33, 110]:

- Die Biegezugspannungen wachsen mit zunehmender Radlast nahezu linear an.
- Die Spannungen nehmen mit zunehmender Plattendicke ab.
- Schwankungen des Bettungsmoduls um 50 % haben aufgrund der Plattenwirkung nur unwesentliche Änderungen der Biegespannungen zur Folge.
- Schwankungen des Elastizitätsmoduls des Betons um bis zu 20 % haben nur geringe Auswirkungen auf die Biegespannungen.
- Die Biegespannungen für den Lastfall Plattenecke sind größer als für die Lastfälle Plattenrand und Plattenmitte.

Verfahren von Eisenmann

Aufbauend auf der Äquivalenztheorie von Odegaard sowie auf dem Verfahren von Westergaard entwickelte Eisenmann ein vereinfachtes Rechenverfahren für mehrschichtig aufgebaute Tragsysteme, das sowohl die mittragende Wirkung der Tragschicht als auch den Einfluss einer Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der gebundenen Tragschicht erfasst [31, 33]. Entsprechend unterscheidet Eisenmann zwischen Systemen ohne bzw. mit Verbund zwischen Betondecke und HGT. Das Verfahren von Eisenmann liefert dabei eine gute Übereinstimmung mit der strengen Mehrschichtentheorie. Bei dem System ohne Verbundwirkung liegt ein ähnliches Tragverhalten wie bei zwei unterschiedlichen, ohne Verbund aufeinander gelegten Brettern vor, die sich entsprechend ihrer Steifigkeit an der Tragwirkung beteiligen. Dies ermöglicht eine Umwandlung des Dreischichtensystems (Betondecke, HGT, FSS) in ein bezüglich der Biegesteifigkeit äquivalentes Zweischichtensystem, bestehend aus der Betondecke und dem Untergrund (HGT + FSS), der durch den Bettungsmodul beschrieben wird. Für das Zweischichtensystem wird anschließend das Biegemoment bestimmt. Das Biegemoment wird, entsprechend der Stei-

figkeit der Betondecke und dem Untergrund, auf die beiden Schichten aufgeteilt und es werden die resultierenden Biegespannungen an deren Rändern berechnet.

Bei dem System mit Verbund zwischen der Betondecke und der gebundenen Tragschicht wird bei der Berechnung des äquivalenten Zweischichtensystems von einer gleichen Verformung beider Schichten ausgegangen. Die Berechnung der äquivalenten Dicke erfolgt mit dem Verfahren von Odemark. Anschließend wird für das Ersatzsystem das Biegemoment ermittelt. Für die Berechnung der Spannungen an den Schichtgrenzen wird von dem tatsächlichen System ausgegangen, für das ersatzweise ein Plattenbalken angesetzt wird. Die Breite des Steges des Plattenbalkens wird dabei entsprechend dem E-Modulverhältnis festgelegt.

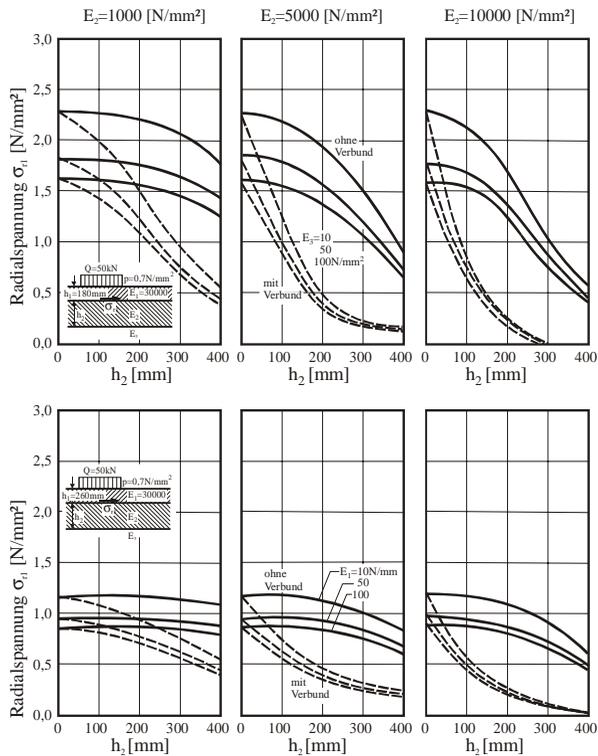


Abbildung 2.10: Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonplatte in einem Dreischichtsystem, bestehend aus einer 18 cm (oben) bzw. 26 cm (unten) dicken Betondecke, HGT und Untergrund für eine Radlast von 50 kN und einem Kontaktdruck von 0,7 N/mm² [33]

In [31, 33] finden sich Formeln zur Berechnung der Biegezugspannungen in einem Dreischichtensystem mit bzw. ohne Verbundwirkung zwischen der Betonplatte und der gebundenen Tragschicht.

In Abbildung 2.10 wird beispielhaft die Entwicklung der Biegezugspannung an der Unterseite einer Betondecke bei üblichen Stoff- und Belastungsparametern dargestellt. Dabei ist der Einfluss der Dicke und des Elastizitätsmoduls der HGT aber auch der Dicke der Betondecke sowie der Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der HGT auf die Biegezugspannung an der Unterseite einer Betondecke ersichtlich. Aus Abbildung 2.10 folgt, dass die Biegezugspannung an der Unterseite einer Betondecke mit Zunahme der Dicke der HGT, des Elastizitätsmoduls der HGT und der Dicke der Betondecke abnimmt. Eine Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der HGT führt ebenso zur Abnahme der Biegezugspannung an der Unterseite einer Betondecke. Die Spannungsdifferenz zwischen den Lastfällen mit bzw. ohne Verbundwirkung wird umso deutlicher, je dicker die Betondecke ist.

Voranehend wurden die in der Praxis wichtigsten Verfahren zur Abschätzung der Spannungen in Fahrbahnen infolge Verkehrslasten dargestellt. Für eine umfassende Literatursichtung über Beanspruchung von Betonstraßen unter statischen Verkehrslasten sei auch auf die Arbeit von Meier hingewiesen [74].

Alle bisher beschriebenen Verfahren gehen von einer statischen Einzel- bzw. Topflast aus. Die Verkehrslast ist allerdings von dynamischer Natur. Die dynamische Belastung entsteht einerseits infolge der Unebenheiten der Fahrbahn und der dadurch schwingenden Fahrzeugmasse, andererseits durch die Geschwindigkeit der Fahrzeuge und der dadurch über die Fahrbahn fortlaufenden Belastung.

Mit den bisher dargestellten Verfahren können Lastspannungen abgeschätzt werden. Um die Einflüsse verkehrsbedingter Fahrbahnbeanspruchungen in Kombination mit Temperatur- und Feuchtebeanspruchungen sowie den Beanspruchungen aus einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion wirklichkeitsnah simulieren zu können, wurde die Methode der Enditen Elemente verwendet, die eine genauere Analyse der Beanspruchungen ermöglicht. Im Rahmen der Literatursichtung wurden hierzu keine vergleichbaren Analysen gefunden.

Einfluss der Dynamik aufgrund der vertikalen Radlastschwankung

Die dynamische Radlastschwankung wird von der Straßenbeschaffenheit, der Reifenbauart und von den Federungs- und Dämpfungseigenschaften der Achse beeinflusst. Die vertikalen Schwingungen der Fahrzeugmassen und ihre Auswirkung auf die Straßenbeanspruchung wurden mit Hilfe von theoretischen Ansätzen untersucht [38, 39, 75, 76]. Die beim AASHO-Road-Test [106] empirisch ermittelte Beziehung zwischen Radlast und Veränderung der Straßenbeschaffenheit zeigt, dass sich der Einfluss der Radlast mathematisch durch die 4. Potenz der Radlast beschreiben lässt. Nähere Informationen hierzu sind in [106] zu finden. Die Straßenschäden führen demzufolge zu einer Lasterhöhung. Für

stark belastete Straßen wird eine Erhöhung der statischen Radlast mit einem Sicherheitsfaktor von 1,2 bis 1,5 empfohlen, bei weniger stark belasteten Straßen von 1,0 bis 1,2 [33]. Nach [117] kann die Größe des Raddrucks durch die Radlastschwingungen verdoppelt werden. Infolge der Lasterhöhung nimmt sowohl die Druck- als auch die Biegebeanspruchung der Fahrbahn entsprechend zu.

Einfluss der Dynamik aufgrund der horizontalen Geschwindigkeit der Radlast

Der Einfluss der dynamischen Beanspruchung aufgrund der horizontalen Geschwindigkeit der Radlast ist bisher kaum untersucht worden [96]. Weil [117] geht davon aus, dass die Beanspruchung der Betonplatte unter einer fortlaufenden Belastung geringer ist als unter einer statischen Last, da die Belastung nur sehr kurzzeitig ist und Betonplatte sowie Untergrund aufgrund ihrer Trägheit der Verformung nicht folgen.

Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Radlasten aufgrund der horizontalen Radbewegung auf das Spannungs- und Verformungsverhalten zeigen dagegen eine Erhöhung der Beanspruchungen in der Betonfahrbahndecke [59]. Danach ruft die Lastgeschwindigkeit Schwingungen in der Betonplatte hervor, insbesondere bei ungleichmäßiger und schlechter Auflage der Betonplatte auf dem Untergrund. Je höher die Lastgeschwindigkeit ist und je größer die Aufwölbung der Betonplatte ist, umso höher sind die Biegespannungen in der Betonfahrbahndecke.

In den entsprechenden Vorschriften waren keine Lasterhöhungsfaktoren zur Erfassung dynamischer Einflüsse zu finden. Bei der Berücksichtigung der Verkehrslasten wurden in der vorliegenden Arbeit daher statische Radlasten angesetzt. Der Einfluss dynamischer Effekte auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen in der Fahrbahn wurde durch die Einführung von Lasterhöhungsfaktoren berücksichtigt, siehe hierzu Abschnitt 7.4.3.3. Mit dieser Annahme wurde der Rechengang erheblich vereinfacht.

2.2.4 Treiberscheinungen

Unter Treiberscheinungen im Beton versteht man Prozesse, die auf chemische Reaktionen unterschiedlicher Bestandteile der Betonkomponenten im Gefüge des Betons zurückzuführen sind und mit einer Volumenexpansion verbunden sind. Charakteristisch für derartige Treibreaktionen ist oftmals, dass die Reaktionsprodukte das Porenvolumen des Betons ausfüllen. Die Reaktionsvorgänge setzen sich auch dann noch fort, wenn das Porenvolumen infolge des freien Wachstums der Reaktionsprodukte schon vollständig ausgefüllt ist. Dabei bauen sich hohe innere Drücke im Betongefüge auf, die zur Volumenzunahme und unter Umständen zu einer Schädigung oder sogar Zerstörung des Betons führen können, wenn die auftretenden Volumenvergrößerungen vom Beton nicht aufgenommen werden können, d.h. Spannungen zur Folge haben, die die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Die Schäden im Beton zeigen sich üblicherweise in Form von Rissen und Abplatzun-

gen. Zu den häufigsten Treibreaktionen im Beton gehört neben der Ettringitbildung vor allem die Alkali-Kieselsäure Reaktion (AKR) [102]:

Sulfathaltige Lösungen können in den Beton eindringen und mit dem Tricalciumaluminat des Zementes bzw. dessen Hydratationsprodukten reagieren und dabei Ettringit bilden. Die nadelförmigen, wasserreichen Ettringitkristalle haben ein größeres Volumen als das Volumen der Ausgangsprodukte. Der durch mehrmalige Trocknung und Wiederbefeuchtung von Beton hervorgerufene Stofftransport fördert die örtliche Anreicherung von Sulfaten in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein sowie in Luft- und großen Kapillarporen und somit auch die Ettringitbildung in diesen Bereichen. Vorhandene Mikrorisse (z. B. durch eine Temperaturbelastung) können durch eine Ettringitbildung aufgeweitet werden [12, 116].

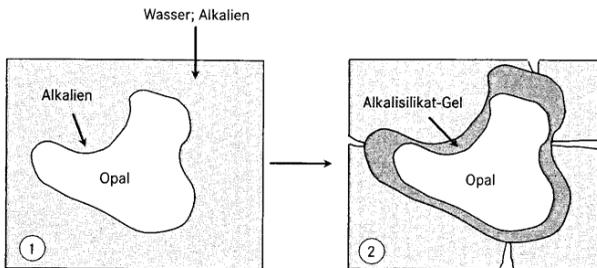
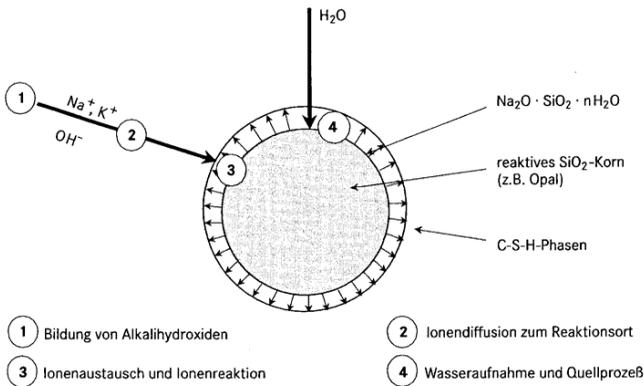


Abbildung 2.11: Prinzip der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR, oben), Prinzipdarstellung zum Aufbau von Quelldruckspannungen durch AKR (unten) [102]

Alkali-Kieselsäure-Reaktionen können auftreten, wenn der Betonzuschlag reaktionsfähige Silikate z.B. Opale enthält, die dann mit im Zement enthaltenen Alkalien unter Bildung eines quellfähigen Gels reagieren können. Abbildung 2.11 (oben) zeigt schematisch das

Prinzip einer solchen Alkali-Kieselsäure-Reaktion: Das bei der Hydratation des Zements entstandene Alkalihydroxid reagiert mit reaktivem Siliciumdioxid aus dem Zuschlag zu einem Alkali-Kieselsäure-Gel, das unter Wasseraufnahme betonschädigende Quelldrücke aufbauen kann. Abbildung 2.11 (unten) zeigt eine Prinzipdarstellung zum Aufbau von Quelldruckspannungen durch AKR. Das Alkalisilikat füllt zunächst den umgebenden Porenraum aus. Unter Anwesenheit einer ausreichenden Wassermenge baut sich schließlich ein Schwelldruck auf. Die Folge sind Spannungen in den Zuschlägen, die Risse in den Partikeln und im umliegenden Zementstein hervorrufen. Das Gel kann dabei durch die entstandenen Risse in die Zementsteinmatrix eindringen aber auch regelrechte dichte Gel-Fronten bilden, die zu Spannungen im Gesamtbetongefüge führen.

Das in der Porenlösung enthaltene Alkalihydroxid stammt zwar in erster Linie aus dem Zement, es ist jedoch auch möglich, dass der Porenlösung durch alkalihaltige Zuschläge (z. B. Granit) Alkalien zugeführt werden können. Von außen können weiterhin Alkalien durch Tausalzmittel in den Straßenbeton eingebracht werden [70].

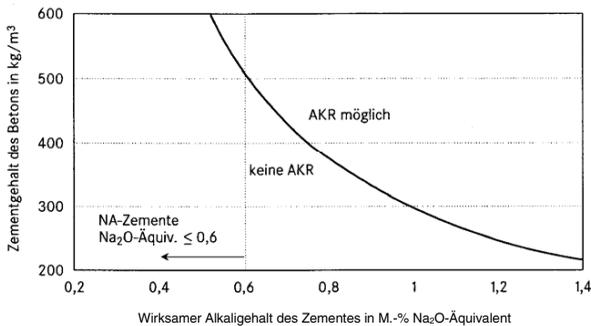


Abbildung 2.12: Grenzen der spezifischen Zementmenge im Beton zur Vermeidung einer betonschädigenden AKR in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Zements [70]

Die chemische Reaktion zwischen den Reaktionspartnern Kieselsäure und Hydroxidlösung findet grundsätzlich in jedem Beton statt. Sie kann jedoch erst bei Überschreiten einer gewissen Mindestmenge an reaktivem SiO_2 im Zuschlag bzw. einem ausreichend hohem Na_2O -Äquivalent des Zements ($\geq 0,6 \text{ M.-%}$) zu nennenswerten Schäden im erhärteten Beton führen. Abbildung 2.12 zeigt die Grenzen der spezifischen Zementmenge im Beton zur Vermeidung einer betonschädigenden AKR in Abhängigkeit vom Alkaligehalt des Zements [70]. Mit steigendem wirksamen Alkaligehalt des Zementes sinkt der Zementgehalt des Betons, bei dem eine AKR möglich ist, deutlich ab. Entsprechend wurden in [40] Schäden in Betonstraßen vorwiegend auf zu große Verformungen aufgrund hygrischer Beanspruchung der Betone zurückgeführt, in denen Zemente mit einem Na_2O -Äquivalent über

1,0 M.-% verwendet werden. Insgesamt kommt der Wahl eines geeigneten Zementes daher eine besondere Bedeutung zu, um AKR zu vermeiden.

Dasselbe gilt natürlich auch für die Wahl des verwendeten Zuschlags. Zu den Gesteinsarten, die im Hinblick auf ihren Gehalt an reaktiver Kieselsäure als besonders kritisch zu bewerten sind, zählen Opalsandsteine, Kieselkreide, Kieselkalke, Flint und Grauwacken. Zuschläge aus Grauwacke können Betondehnungen von 1,0 ‰ nach 10 Tagen und im ungünstigsten Fall bis zu 3,3 ‰ nach einem Jahr verursachen [10, 11, 26].

Obwohl die Grundlagen der Alkali-Kieselsäure-Reaktion hinlänglich bekannt und erforscht sind, herrscht nach wie vor Unklarheit in Bezug auf die Auswirkungen dieser Treibreaktion auf die Rissbildung in Betonfahrbahndecken. Klärungsbedarf besteht dabei im Hinblick auf die Frage, inwieweit eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion als mögliche Ursache für die an bestimmten Autobahnabschnitten beobachteten Rissbilder in Betonfahrbahndecken in Betracht kommt. Die Untersuchung dieser Problematik ist daher eines der wesentlichen Ziele der vorliegenden Arbeit.

2.3 Schäden an Betonfahrbahndecken

2.3.1 Schadensursachen

Da Betonfahrbahnplatten in ihrem Aufbau bzw. in ihrer Geometrie im Normalfall entsprechend der zu erwartenden Verkehrsbeanspruchungen bemessen wurden (standardisierte Bauweise), ist bei sachgerechter Ausführung der Konstruktion mit dem Auftreten von Schäden infolge "planmäßiger" Verkehrsbelastung der Betonfahrbahn nicht zu rechnen. Eine längerfristige Überbelastung der Fahrbahnplatte sowie Einflüsse bzw. Einwirkungen infolge anderer Beanspruchungsarten – vor oder während der Nutzung als Fahrbahn – können hingegen zu Umständen führen, in denen anschließend auch "planmäßige" Verkehrsbelastungen Schäden in Betonfahrbahnen verursachen. Insbesondere durch wiederholtes Aufwölben sowie Aufschüsseln der Fahrbahnplatte, z. B. infolge von Temperatur- oder Feuchteeinwirkungen, verschlechtern sich die Auflagerbedingungen der Betonfahrbahnen, und es kommt zur Bildung von Hohllagen.

2.3.1.1 Verkehrsbeanspruchung

Die Entstehung verkehrsbedingter Schäden in Betonfahrbahnen ist neben den Einflüssen aus lastunabhängigen Plattenverformungen zudem auf Überlastungseinflüsse infolge zunehmender Achslasten der Kraftfahrzeuge zurückzuführen. Ähnlich wie im Falle der Aufwölbungen bzw. Aufschüsselungen führen diese verkehrsbedingten Überbelastungen häufig zu irreversiblen Verformungen der hydraulisch gebundenen Tragschicht und damit zur Bildung von Hohllagen, siehe Abbildung 2.13.

Durch die zunehmenden Achslasten der Kraftfahrzeuge weisen vor allem die Hauptfahrstreifen Überlastungsschäden in Form von Riss- und Stufenbildung auf, während der Überholfahrstreifen und der Standstreifen meist rissfrei bleiben. Nach [103] ist die Plattendicke der Hauptfahrstreifen deshalb zu verstärken. Untersuchungen zeigen, dass eine Erhöhung der Deckendicke von 23 cm auf 30 cm zu einer starken Reduzierung der Risschäden und Stufenbildung infolge Verkehrslasten geführt hat [119].

Die Ränder der Betondecke oberhalb einer Hohllage bewegen sich beim Passieren einer Radlast zunächst abwärts, danach wieder aufwärts. Dieser Vorgang wiederholt sich anschließend am unmittelbar benachbarten Plattenrand. Dadurch wird die Fugenfüllung einer ausgeprägten Ermüdungsbeanspruchung unterworfen, und sie verliert nach einer gewissen Anzahl an Lastwechseln ihre abdichtende Wirkung. Sand und Schmutz können dann in die Fuge eindringen und eine Ausdehnungsbehinderung der Betonplatten im Sommer verursachen. Die dabei aktivierte Druckspannung im Fugenbereich kann Abplatzungen der Plattenränder hervorrufen [13]. Die Bewegungen der Plattenränder haben im Falle einer Wasserfüllung in den Hohlräumen unter der Fahrbahn (eingedrungenes Oberflächenwasser) zudem eine Pumpwirkung zur Folge, die die Erosion der Tragschicht fördert und damit die Hohllagensituation weiter verschlechtert [23, 110].

Bei Verwendung von steifen Tragschichten wird eine verstärkte Bildung von Längs- und Querrissen beobachtet [119]. Aufgrund der höheren Steifigkeit der Tragschichten nehmen die Biegespannungen bei Einwirkung von Temperatur- und Feuchtigkeitsgradienten zu.

Infolge der konzentrierten Kraftübertragung durch den Einsatz von Dübeln und Ankern können schalenförmige Abplatzungen an der Fahrbahnoberseite auftreten. In [104] wurde festgestellt, dass hohe Zugspannungen an der Plattenoberseite auftreten, sobald die Dübel nicht gemäß den Richtlinien in Plattenmitte, sondern in der oberen Plattenhälfte verlegt werden.

Unregelmäßigkeiten an der HGT-Oberseite können die Qualität der Betonfahrbahndecke beeinträchtigen. An der HGT-Oberseite frei liegende Steine (z. B. verursacht durch Baustellenverkehr) führen dazu, dass sich an der Unterseite der Betondecke Kerben bilden, welche die Zugspannungen im Beton in diesem Bereich erhöhen. Ferner führt ein unzureichendes Vornässen der HGT unmittelbar vor der Herstellung der Betondecke dazu, dass dem frischen Beton Wasser entzogen wird. Es entstehen demzufolge Bereiche mit minderwertiger Betonqualität an der Unterseite der Betondecke.

2.3.1.2 Temperatur- und Feuchtebeanspruchung

Bei den Ursachen der Schäden an Betondecken infolge Temperatur unterscheidet man zwischen Temperaturänderungen im jungen Beton durch Hydratation und im erhärteten

Beton durch Wärmeaustausch mit der Umgebung, siehe hierzu Abschnitt 2.2.1. Zur Minimierung bzw. Vermeidung von Betonschäden infolge Temperaturänderungen sollte eine starke bzw. schnelle Temperaturänderung des Betons im jungen Alter vermieden werden. Dies kann z. B. durch einen rechtzeitigen Wärme- und Feuchteschutz der Betonoberfläche erreicht werden.

Eine über den Tag (vor allem im Sommer) fortlaufende Herstellung von Betondecken führt dazu, dass die Betonplatten bei unterschiedlichen Temperaturen er härten und somit unterschiedliche Nullspannungstemperaturen aufweisen. Dies führt dazu, dass sich diese Platten bei gleicher Temperaturbelastung unterschiedlich verformen, siehe Abschnitt 2.2.1.

Nennenswerte Schwindverformungen entstehen vorwiegend zeitgleich mit dem Austrocknungsvorgang und führen zu einem inneren Spannungszustand, wodurch Zugspannungen an der Plattenoberseite und Druckspannungen im Betoninnern hervorgerufen werden, siehe Abschnitt 2.2.2. Oberflächenrisse können auftreten, wenn im oberflächennahen Bereich die Betonzugfestigkeit überschritten wird.

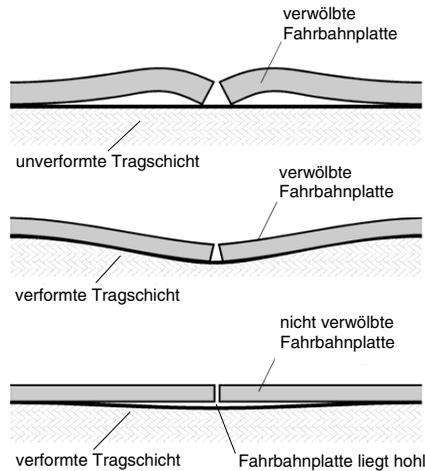


Abbildung 2.13: Schematische Darstellung der Hohlagenbildung unter einer Betonfahrbahnplatte im Bereich der Quer- bzw. Längsfugen als Folge einer wiederholten Verwölbung (In Anlehnung an [33])

Durch wiederholtes Aufwölben sowie Aufschüsseln der Fahrbahnplatte, z. B. infolge von Temperatur- oder Feuchteeinwirkungen, verschlechtern sich die Auflagerbedingungen der Betonfahrbahnen, und es kommt zur Bildung von Hohlagen. So zeigt Abbildung 2.13 eine schematische Darstellung der aufeinanderfolgenden Verformungen einer Betonfahrbahn-

decke sowie der Tragschicht im Fugenbereich bei einer wiederholten intensiven Erwärmung der Plattenoberseite (Aufwölbung). Die dabei entstandene Hohllage im Bereich der Plattenränder führt zu einer nachteiligen Veränderung der Auflagerbedingungen und damit zu einer Erhöhung der Biegespannungen infolge des Eigengewichts sowie infolge der Radlasten. Insbesondere im Fall hoher Biegezugspannungen an der Oberseite der Fahrbahndecke, die in der Realität in dem beschriebenen Verformungszustand der Betondecke bei einem Radlastangriff am Plattenrand (oberhalb der Hohllage) durchaus entstehen können, besteht die Gefahr einer Oberflächenrissbildung. Eine Verschlechterung der Auflagerbedingungen der Betonplatten kann auch durch das Lösen des Verbunds zwischen Betonplatte und HGT erfolgen [108].

2.3.1.3 Ungenügende Entwässerung

Im Rahmen von Untersuchungen zur Klärung der Schadensursachen wurde in [42] festgestellt, dass bei einigen der geschädigten Fahrbahnbaulose die Feuchtigkeit an der Unterseite der Betondecke nur unzureichend abgeführt werden konnte. Durch die schlechte Entwässerung nimmt der Beton an der Plattenunterseite Wasser auf und quillt. Durch die Behinderung des Quellens durch die Nachbarplatten erfahren die Betonplatten in Längsrichtung eine Druckvorspannung. Gleichzeitig zeigten gerade die Platten dieser Baulose auch bei positiven Temperaturgradienten noch deutliche Aufschüsselungserscheinungen.

2.3.1.4 AKR, Frost und Tausalz sowie andere Dauerhaftigkeitsschäden

Ein Teil der an verschiedenen Autobahnabschnitten in der Bundesrepublik Deutschland beobachteten Schäden an Betonfahrbahnen wird auf die Auswirkungen einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion im Beton zurückgeführt, die hohe Quelldrücke bis zu etwa 20 N/mm² zur Folge haben kann. Dadurch entstehen Spannungen in den Zuschlägen und im Zementstein des geschädigten Betons, die im Weiteren u. a. durch Rissbildung zum Teil wieder abgebaut werden, siehe dazu Abbildung 2.11.

Zu den charakteristischen Schäden infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Betonfahrbahndecken gehören neben Abplatzungen und Oberflächenrissen (siehe Foto 2.1, Abschnitt 2.3.2) im Besonderen auch in Plattenmitte horizontal verlaufende Risse (siehe Foto 2.2, Abschnitt 2.3.2). Da diese Reaktion sehr langsam abläuft, führt sie erst nach einer vergleichsweise langen Vorlaufzeit zu sichtbaren Schäden in der Betondecke. Aus den langzeitigen Beanspruchungen ergibt sich zudem, dass die Spannungen in Betonfahrbahnen, die auf Alkali-Kieselsäure-Reaktionen zurückzuführen sind, durch Kriecheffekte erheblich abgemindert werden.

Der Umfang der Schäden bzw. die Intensität der Treibreaktion hängt im Wesentlichen von der Menge der reaktiven Kieselsäure im verwendeten Zuschlag, der Menge an Alkalien im Zement sowie vom w/z-Wert des daraus hergestellten Betons ab. Der w/z-Wert ist in diesem Zusammenhang maßgebend für die Wasseraufnahme der Betondecke bei anste-

hendem Oberflächenwasser. Da die AKR nur in Gegenwart von Feuchtigkeit abläuft, gehören Betonfahrbahndecken zu den hierdurch besonders gefährdeten Bauteilen. Dabei vergrößert eine stetig wechselnde Durchfeuchtung gegenüber einer ständigen Durchfeuchtung aufgrund der höheren Feuchtetransportleistung die Gefahr AKR-bedingter Schäden erheblich.

Frostsprengungen können in Betondecken auftreten, wenn sich Hohlräume im Beton mit Wasser füllen und das Eis sich bei anschließendem Gefrieren nicht ungehindert ausdehnen kann. Das Einbringen künstlicher Luftporen durch den Einsatz von Luftporenbildnern schafft einen Ausdehnungsraum und wirkt sich hinsichtlich der Frostbeständigkeit des Betons günstig aus.

Als Folge einer Volumenvergrößerung des gefrierenden Wassers können ungleichmäßige Hebungen der Tragschicht auftreten. Deckenausbrüche können entstehen, wenn das während der Tauperiode in den Tragschichten entstehende Wasser nicht abfließen kann und der Boden in einen flüssig-plastischen Zustand übergeht [33]. Deshalb wird die Anordnung einer hydraulisch gebundenen Tragschicht bzw. Frostschuttschicht empfohlen, wodurch die Tragfähigkeit des Gesamtsystems erhöht, die Wasseraufnahme bei frostgefährdeten Böden reduziert und die Frostempfindlichkeit der Fahrbahn verringert wird.

Zu den Dauerhaftigkeitsschäden zählen u.a. das sog. D-cracking von Betonstraßen und die Schäden infolge Frost und Tausalz (Rissbildung wird aufgrund der Abnahme der Betonzugfestigkeit begünstigt) sowie eine Rillenbildung infolge des Verschleißes der Oberfläche der Betonfahrbahndecken.

2.3.2 Schadensbilder

Über Schadensbilder liegen umfangreiche Arbeiten insbesondere auch von verschiedenen Kommissionen vor, die sich mit Dauerhaftigkeit befassten (siehe hierzu ACI 209 und [84]). In der vorliegenden Arbeit wird über Schadensbilder berichtet, die auf bundesdeutschen Autobahnen beobachtet wurden.

Die in Abschnitt 2.3.1 beschriebenen Beanspruchungen führen häufig zu Schadensbildern insbesondere von Rissbildungen in Fahrbahndecken aus Beton, die sich zum Teil nur geringfügig unterscheiden. Da diese Schäden jedoch nicht ausnahmslos unter einheitlichen bzw. direkt vergleichbaren Umständen entstanden sind, ist eine Unterscheidungen zwischen so genannten Haupt- und Folgeschäden erforderlich. Unter den Hauptschäden sind in diesem Zusammenhang die originären Schäden an Betonfahrbahndecken zu verstehen, die sich an ursprünglich intakten Fahrbahnen nach einer gewissen Phase der Nutzung gezeigt haben. Die Klärung der Ursachen dieser Hauptschäden steht in Bezug auf die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken im Mittelpunkt.

Im Gegensatz zu den Hauptschäden stellen die Folgeschäden direkte oder indirekte Auswirkungen einer zuvor durchgeführten Veränderung an der Betonfahrbahn dar. Diese Veränderungen können sowohl von vorübergehender als auch von dauerhafter Art sein und den baulichen Zustand der Fahrbahn sowie die Art der Fahrbahnnutzung betreffen. Als Veränderung zählt beispielsweise schon eine vorübergehend geänderte Spurführung auf der Betonfahrbahnplatte auch ohne jeglichen baulichen Eingriff in die Konstruktion (siehe dazu auch Abschnitt 2.3.2.1).

Es kann davon ausgegangen werden, dass zumindest ein Teil dieser Folgeschäden – unter Berücksichtigung anderer Randbedingungen – prinzipiell auf dieselben Ursachen wie die Hauptschäden zurückzuführen sind. Daher umfasst die vorliegende Arbeit die Klärung der Schadensursachen sowohl der Haupt- als auch der Folgeschäden.

2.3.2.1 Hauptschäden

In den Betonfahrbahndecken mehrerer Bundesautobahnen wurden ab 1986 über weite Strecken Oberflächenrisse festgestellt, die Anlass zu der Untersuchung gaben, über die in dieser Arbeit berichtet wird. Dabei handelte es sich überwiegend um grobe Netzsrisse sowie um durchgehende Längsrisse (Tiefe über 1 cm). In Bezug auf die Art und das Ausmaß dieser Rissbildung zeigte sich zum Teil auch über längere Strecken ein nahezu einheitliches Bild. Von insgesamt 16 untersuchten Fahrbahnbaulosen wiesen 7 Baulose derartige Oberflächenschäden auf [40, 84]. An den übrigen Baulosen war entweder keine oder lediglich eine feine Oberflächenrissbildung erkennbar, die jedoch als weitgehend unbedenklich bzw. unkritisch eingestuft wurde. Die in diesem Zusammenhang vorgestellten Schäden traten jeweils in einem Betonalter von 5 bis 20 Jahren auf.

Untersuchungen dieser Schäden ergaben u. a., dass die groben Netz- und Längsrisse in den Fahrbahndecken besonders dann sehr deutlich zu erkennen waren, wenn die geschädigten Betondecken einen ausgeprägt nichtlinearen Feuchtegradienten aufwiesen. Dabei waren die obersten Zentimeter der Betondecke jeweils vergleichsweise trocken, die Bereiche darunter auch im Betonalter von bis zu 20 Jahren (s. o.) noch relativ feucht [84].

Foto 2.1 zeigt Längsrisse, die über die ganze Plattenlänge der Hauptspur einer 3-spurigen Autobahn in Abständen von etwa 30 cm und Tiefen bis zu etwa 5 cm verlaufen. Querrisse sind lediglich in Deckenplatten vor Asphaltausbesserungen und in unmittelbarer Nähe der Querfugen aufgetreten. Die Querfugen dieser Platten blieben zudem selbst bei niedrigen Temperaturen geschlossen bzw. überdrückt. An den Platten dieser Baulose hatte sich darüber hinaus in Plattenmitte und in Ankertiefe ein horizontal verlaufender Riss gebildet, dessen Tiefe in der Betonplatte aber nicht festzustellen war, siehe Foto 2.2.



Foto 2.1: Oberflächenlängsrisse (Aufnahme der Baustoff- und Bodenprüfstelle Karlsruhe-Durlach)

Bei weiteren Untersuchungen zur Klärung der Schadensursachen wird zusätzlich zu den o.g. Feststellungen die Alkali-Kieselsäure-Reaktion für die Entstehung solcher Oberflächenschäden (Foto 2.1) verantwortlich gemacht [56, 77, 123].



Foto 2.2: In Plattenmitte horizontal verlaufender Riss

Als Ursache für das Rissbild in Foto 2.2 wird in [84] die Alkali-Kieselsäure-Reaktion genannt.

2.3.2.2 Folgeschäden

Ähnlich wie bei den vorstehend beschriebenen Hauptschäden traten auch die nachstehend vorgestellten Folgeschäden an Abschnitten verschiedener Bundesautobahnen über Distanzen von mehreren Kilometern auf. Trotz gleichem Plattenaufbau und gleicher Beanspruchung infolge von Temperatur- und Feuchteeinwirkung sowie Verkehrslasten wurden an den beschädigten Streckenabschnitten vereinzelt auch unbeschädigte Platten vorgefunden.

Die Folgeschäden zeigten sich in Form eines durchgehenden Längsrisses, der überwiegend im Bereich der rechten Radspur des rechten Fahrstreifens verlief. Dieser Riss erstreckte sich beginnend an einer Querfuge über einen Teilbereich der Platte, in vielen Fällen aber auch über die ganze Plattenlänge, siehe Foto 2.3. Häufig verlief der Riss zudem über mehrere Platten hinweg. An den Querfugen setzte sich der Riss dabei sowohl durchgehend (ohne Versatz) als auch um die Breite eines Dübelabstands versetzt auf der benachbarten Platte fort. Um das Auseinanderwandern der Platten zu verhindern, wurden nachträglich Anker in der Längsfuge zwischen Standstreifen und Fahrstreifen sowie zwischen den beschädigten Plattenteilen des Hauptstreifens eingesetzt.



Foto 2.3: Durchgehender Längsriss im rechten Fahrstreifen

Das oben beschriebene Schadensbild zeigte sich als Folge von Reparaturmaßnahmen an dem betreffenden Autobahnabschnitt. Während dieser Reparaturmaßnahmen wurde die

Führung der Fahrspuren so geändert, dass der Schwerlastverkehr die Längsränder der Fahrbahnplatten des Hauptstreifens befuhr. Daher kommen als mögliche Ursachen hierfür mit hoher Wahrscheinlichkeit u. a. diese außergewöhnlichen verkehrsbedingten Beanspruchungen in Betracht (Radlastangriff am Plattenrand). Ungeklärt ist dabei die Frage, ob und inwieweit diese Schäden als Folge einer Überlagerung mehrerer Beanspruchungsarten (z. B. Temperatur- und Feuchteeinwirkungen in Verbindung mit Radlasten) entstanden sind.

3 Überblick über das Untersuchungsprogramm

Wie schon in den vorangegangenen Abschnitten erläutert, sind freibewitterte Betonoberflächen thermischen und hygri-schen Beanspruchungen ausgesetzt, die in ungünstigen Fällen zu einer Rissbildung führen können. Dabei sind scharfe Trocknungsbedingungen, aber auch ein Temperaturschock, z. B. ausgelöst durch einen sommerlichen Gewitterregen, als kritische Lastfälle anzusehen. In den durchgeführten numerischen Untersuchungen wurde daher das thermische und hygri-sche Verhalten von freibewitterten Betonplatten eingehend untersucht. Des Weiteren waren zusätzlich Beanspruchungen aus Radlasten und die Volumenzunahme infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion zu simulieren bzw. zu überlagern.

Voraussetzung für die numerischen Untersuchungen waren die Festlegung eines Berechnungsmodells und dessen Optimierung (Kapitel 4) sowie die Auswahl geeigneter Stoffgesetze und Materialkennwerte (Kapitel 5).

Das Untersuchungsprogramm selbst ist in numerische Vor- und Hauptuntersuchungen unterteilt. In den Voruntersuchungen wurden anhand einer Reihe von Vergleichsrechnungen die Gültigkeit der Stoffgesetze und Materialkennwerte überprüft (Kapitel 6). Ferner wurden Vorberechnungen zur Festlegung der Ausgangszustände von Feuchte und Temperatur für die Hauptuntersuchungen angestellt.

In den Hauptuntersuchungen (Kapitel 7) mussten zur Abschätzung der auftretenden Beanspruchungen die Teilbeanspruchungen infolge von Temperatur- und Feuchteeinwirkungen, Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) sowie von Radlasten aus der Verkehrsbeanspruchung unter Berücksichtigung verschiedener Randbedingungen zunächst getrennt analysiert werden. Zu den berücksichtigten Randbedingungen gehörten neben einer durch die Nachbarplatten verursachten Zwängung des Fahrbahnquerschnitts in horizontaler Richtung auch Verformungsbehinderungen der Betonfahrbahnplatte, die durch einen Verbund mit der hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) ausgelöst werden.

Mit Hilfe eines FE-Programmes und entsprechender Materialgesetze wurden die Spannungs- und Verformungszustände, die sich aus der Temperatur- und Feuchteeinwirkung ergeben, sowie die Verformungen und Spannungen als Folge der Verkehrslasten berechnet. Parameterstudien ermöglichten eine Analyse der komplexen Einflüsse aus Beanspruchung, Konstruktion und Baustoffen. Aus der Überlagerung der Teilbeanspruchungen konnten dann die kritischen Beanspruchungskombinationen identifiziert und die sich ausbildenden Risse und Rissmuster rechnerisch erfasst und mit den in der Praxis an Fahrbahndecken aus Beton tatsächlich beobachteten Rissbildern verglichen werden (Kapitel 8). Als Endergebnis ergaben sich Erkenntnisse über die Gefahr der Rissbildung in Betonfahrbahndecken unter realen Witterungsverhältnissen sowie Möglichkeiten zu deren Vermeidung.

Tabelle 3.1 gibt eine detaillierte Übersicht zu den betrachteten Beanspruchungen sowie eine Zusammenstellung der dabei maßgebenden Parameter und Einflussfaktoren. Abbildung 3.1 zeigt den Querschnitt der untersuchten Betonfahrbahn sowie die betrachteten Kombinationen aus Zwangs- und Verbundwirkung, die nur in ihren Extremen (d.h. mit/ohne Verbund bzw. mit/ohne Zwang) berücksichtigt werden konnten.

Tabelle 3.1: Übersicht über die im Rahmen der numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken berücksichtigten Einflüsse sowie Zusammenstellung der maßgebenden Parameter und Einflussfaktoren

Beanspruchungen		Maßgebende Parameter bzw. Einflussfaktoren
Temperatur	Temperatureinwirkung im Sommer	Intensität der Sonneneinstrahlung
		Wärmeübergangszahl
		Abkühltemperatur
		Abkühldauer
		Bodentemperatur
	Temperatureinwirkung im Winter	Intensität der Sonneneinstrahlung
		Wärmeübergangszahl
		Abkühltemperatur
		Abkühldauer
Abkühlung infolge eines Temperaturschocks	Wärmeübergangszahl	
	Abkühltemperatur	
	Abkühldauer	
	Bodentemperatur	
Feuchte	Austrocknung an der Plattenoberseite	Zeitpunkt des Trocknungsbeginns
		Dauer der Befeuchtungs- und Trocknungsintervalle
		Anzahl der Befeuchtungs- und Trocknungsintervalle
	Wasseraufnahme an der Plattenunterseite	Zeitpunkt des Trocknungsbeginns
		Dauer der Befeuchtungs- und Trocknungsintervalle
		Anzahl der Befeuchtungs- und Trocknungsintervalle
Verkehrslasten	Vertikallasten an der Plattenoberseite	Höhe der Radlast
		Laststellung
		Dynamische Lasterhöhungsfaktoren
Treiben infolge AKR	Über den Querschnitt gleichförmige Verformung	Intensität der Treibreaktion
		Zeitliche Entwicklung der Treibreaktion
Konstruktive Eigenschaften		
Geometrie	Abmessungen	Länge der Fahrbahnplatte
		Breite der Fahrbahnplatte
		Dicke der Betondecke
		Dicke der HGT
Untergrund	Elastische Bettung	Bettungsmodul
Zwang	Freiheitsgrade der seitlichen Plattenränder	Horizontale Verschiebungen möglich
		Horizontale Verschiebungen unterdrückt
Verbund	Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT	Abheben der Betondecke möglich
		Abheben der Betondecke unterdrückt
Materialeigenschaften		
Thermische Materialkennwerte		Wärmeleitfähigkeit von Beton und HGT
		Wärmekapazität von Beton und HGT
		Temperaturdehnzahl von Beton und HGT
		Nullspannungstemperatur von Beton und HGT
Hygrische Materialkennwerte		Feuchteleitfähigkeit von Beton und HGT
		Hygrische Dehnfunktion von Beton und HGT
Mechanische Materialkennwerte		Zugfestigkeit von Beton und HGT
		E-Modul von Beton und HGT
		Kriechverhalten des Betons

Die Nachgiebigkeit wurde dabei allein der Frostschuttschicht zugewiesen. In den Berechnungen fanden u. a. verschiedene Bettungsziffern (Bettungsmodul k_s , siehe dazu Tabelle 3.1) Eingang.

Zur Verminderung der Elementanzahl bzw. des Rechenaufwandes wurde unter Ausnutzung der Symmetrieeigenschaften nur die halbe Fahrbahnplatte nachgebildet (vgl. Abbildung 3.1, Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2).

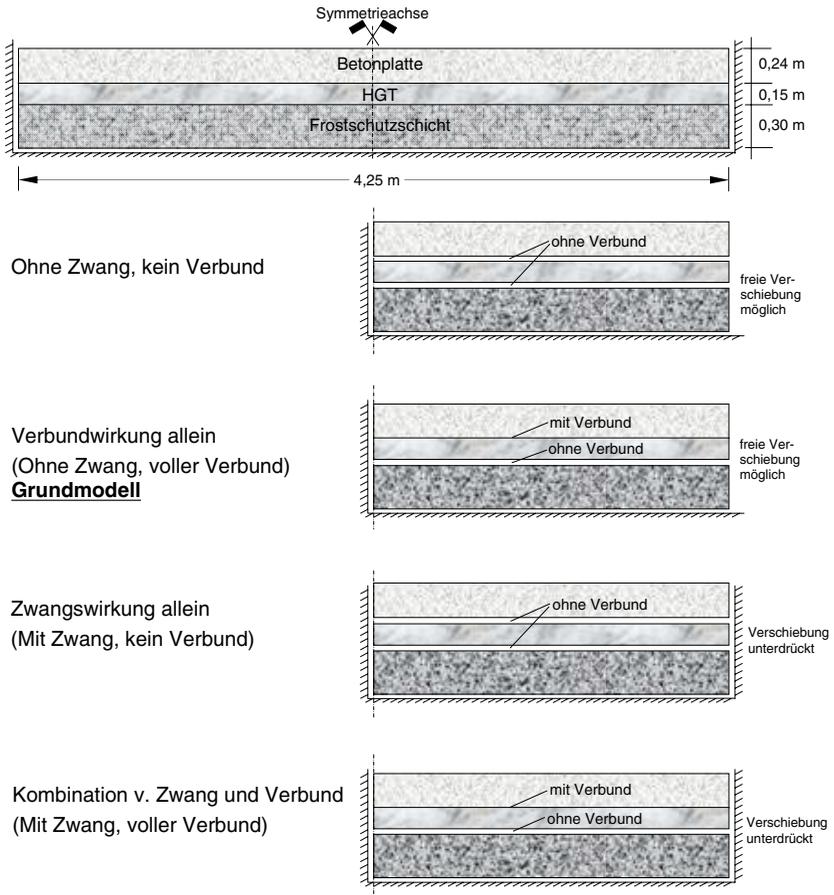


Abbildung 3.1: Schematische Darstellung des untersuchten Betonfahrbahnquerschnitts sowie Zusammenstellung der analysierten Kombinationen aus Zwangs- und Verbundwirkung

4 Berechnungsmodell

4.1 Allgemeines

Für die Durchführung der numerischen Untersuchungen wurde die Finite-Element-Methode herangezogen. Um das Temperatur- und Feuchteverhalten von Betonfahrbahndecken wirklichkeitsnah erfassen zu können, wurde auf das FE-Programm ADINA-T [1] zurückgegriffen. Die Betonfahrbahn wurde dabei als System aus Betonplatte, hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) sowie der Frostschuttschicht (FSS) in einem FE-Modell abgebildet. Aufbau und Abmessungen dieses FE-Modells können der Abbildung 4.1 entnommen werden. Das Modell der Betondecke und der hydraulisch gebundenen Tragschicht besteht zusammen aus 6400 2D-Elementen á 4 Knoten. Die Frostschuttschicht setzt sich aus 160 Stabelementen zusammen. Mit dem Einsatz von Federelementen, die bei Zugbeanspruchungen eine ungehinderte Aufschüsselung der betrachteten Platten erlauben, konnte die Nachgiebigkeit des Bodens modelliert werden.

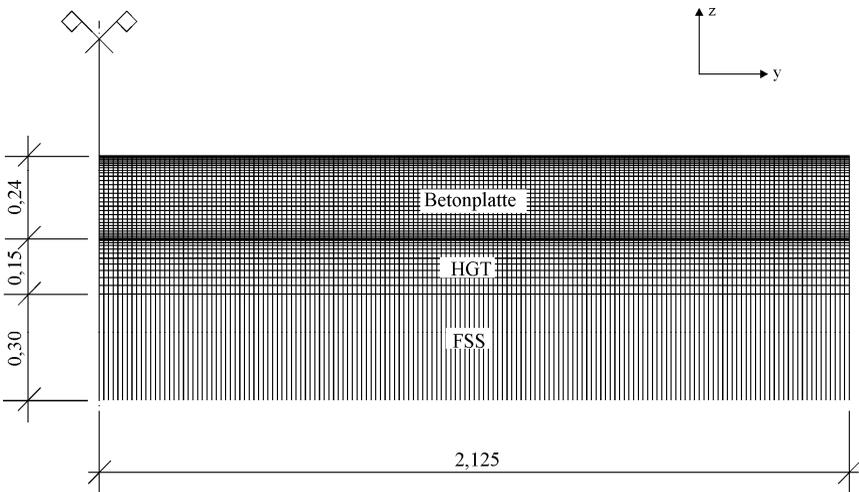


Abbildung 4.1: FE-Modell der Betonfahrbahn (Maße in [m])

Bei entsprechend festgelegten Randbedingungen eignet sich das oben dargestellte FE-Modell sowohl zur Analyse des Platteneigenspannungszustandes (ohne Zwang) als auch zur Untersuchung der Auswirkungen des sicherlich seltenen Lastfalles einer völligen Verformungsbehinderung der beidseitig parallel zur Fahrbahnlängsrichtung verlaufenden Plattenränder. Allerdings stellt die Randbedingung Zwang in Querrichtung ("Verschiebung unterdrückt") eine in der Praxis eher selten auftretende Ausnahme dar. Ergebnisse dieser

Betrachtungen können auf das Verhalten in Fahrbahn­längs­richtung über­tragen werden, in der eine Verformungs­be­hinderung häufiger auftritt.

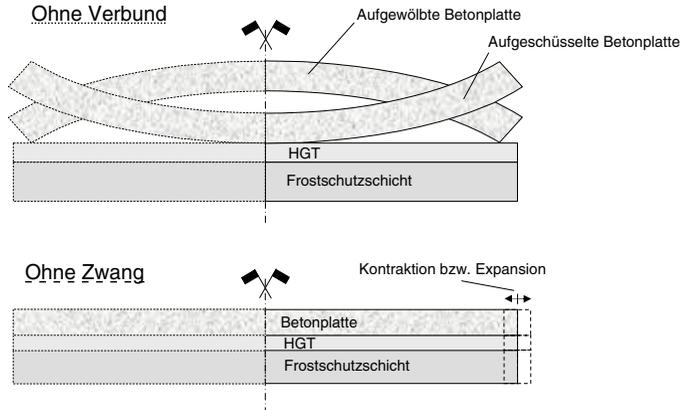


Abbildung 4.2: Charakteristisches Verformungsverhalten einer Betonfahrbahn im Falle fehlender Verbundwirkung bzw. fehlender Zwangseinflüsse

Um die Auswirkungen des Verbundes zwischen Betondecke und hydraulisch gebundener Tragschicht untersuchen zu können, wurden im Weiteren die Fälle "voller Verbund" und "kein Verbund" simuliert.

Im Fall fehlender Verbundwirkung wurden zwischen Betondecke und der HGT Kontaktelemente angeordnet. Diese übertragen Druckkräfte in vertikaler Richtung, Zug- und Schubkräfte jedoch nicht (vgl. dazu auch Abbildung 4.2). Im Fall voller Verbundwirkung werden sämtliche Schnittgrößen zwischen Betondecke und HGT übertragen.

Damit konnte dem FE-Modell (bei entsprechenden Randbedingungen) das für Betonfahrbahnen charakteristische Verformungsverhalten zugewiesen werden. Die Besonderheiten dieses Verformungsverhaltens sind in der Abbildung 4.2 schematisch dargestellt. Darin ist erkennbar, dass die Fahrbahnplatte bei fehlender Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT je nach Art, Intensität und Vorzeichen der Beanspruchung Aufschüsselungs- oder Aufwölbungserscheinungen zeigt. Im Falle freier Verschiebungsmöglichkeiten der längsseitigen Plattenränder (d. h. ohne Zwangseinflüsse der benachbarten Platten, was in der Regel in Querrichtung zutrifft) kann es zudem zu Expansions- bzw. Kontraktionsverformungen der Betonfahrbahn kommen.

Im Rahmen der Parameterstudie wurde neben anderen Parametern auch die Dicke der Betonfahrbahn­decke variiert. Ziel dieser Vorgehensweise war die Untersuchung des Einflusses der Plattendicke auf die Temperaturverteilung in der Betonfahrbahn. Die Variation der Plattendicke erfolgte dabei in Schritten von 0,20 m; 0,24 m; 0,28 m; 0,32 m; 0,36 und

0,40 m. Zur rechnerischen Erfassung von Rissen in der Betondecke wurde das Crack Band Model verwendet (siehe hierzu Abschnitt 5.3.2).

4.2 Zum Rechnen mit ADINA/ADINA-T

Für die Generierung und Visualisierung der zugrundegelegten FE-Modelle der Fahrbahndecken aus Beton wurde das Programm ADINA-IN verwendet. Per Eingabe wurden das Netz, das Stoffgesetz sowie die Randbedingungen und die Lastfälle definiert. Nach dem Generieren des FE-Netzes mit den entsprechenden Randbedingungen wurde das Programm ADINA-T für die Berechnung von Temperatur- bzw. Feuchtefeldern und anschließend das Programm ADINA für die Berechnung der Verformungen und Spannungen verwendet. Für die Auswertung von ADINA-Analysen stehen die an Knoten und Gaußpunkten der Netz-Elemente berechneten strukturmechanischen Ergebnisse (Verschiebungen, Dehnungen, Spannungen, Temperaturen) in einem sogenannten Porthole-File zur Verfügung.

Das FE-Programm ADINA stellt verschiedene Lösungsstrategien für die iterative Bestimmung des mechanischen Gleichgewichtszustandes zur Verfügung. Diese Lösungsstrategien unterscheiden sich u.a. in der Verwendung verschiedener Toleranzkriterien für die Veränderungen der Energie, der Kräfte bzw. Momente sowie der Kontaktkräfte des mechanischen Systems in der Iterationsabfolge. Bei Unterschreitung der gewählten Toleranzmaße ist ein konvergenter Endzustand erreicht.

Zur Lösung der nichtlinearen Gleichgewichtsbeziehungen wurde das Full-Newton-Iterationsverfahren gewählt, bei dem die Steifigkeitsmatrix für jeden Iterationsschritt und jeden Belastungsschritt neu gebildet wird, näheres hierzu siehe [1, 2, 14].

Für den Fall, dass ADINA die Berechnung beendete, ohne Konvergenz erreicht zu haben, wurde die Maximalanzahl an Gleichgewichtsitrationen von 15 (Standardwert) auf 200 (Maximalwert) erhöht. Bei lastveränderlichen Untersuchungen wurde die Option Automatic-Time-Stepping verwendet, wodurch bei Konvergenzschwierigkeiten die gewählten Zeitsinkremente automatisch verfeinert werden.

Die Visualisierung von Berechnungsergebnissen (z.B. Verformungen, Spannungen, Temperaturverläufe, Rissbilder etc.) erfolgte mit dem Programm ADINA-PLOT. Die FE-Analysen wurden auf HP-Workstations durchgeführt.

4.3 Optimierung des FE-Netzes und der Zeitschrittweite

In der vorliegenden Arbeit wurden Voruntersuchungen zur Optimierung des FE-Netzes und der Zeitschrittweite anhand eindimensionaler Temperatur- und Feuchteberechnungen

durchgeführt. Als besonders kritisch in Bezug auf die Konvergenz der numerischen Lösungsverfahren erwies sich dabei die Simulation von Temperaturschockbeanspruchungen an der Fahrbahnoberfläche. Als Ergebnis dieser Optimierungsarbeiten wurde jedoch eine Modellvariante gefunden, die hinsichtlich numerischer Stabilität, Zuverlässigkeit bzw. Genauigkeit der Resultate sowie Rechenzeit einen akzeptablen Kompromiss darstellt (siehe FE-Netzstruktur in Abbildung 4.1).

In der numerischen Lösung treten Konvergenzschwierigkeiten auf, wenn eine sich im ausgeglichenen Temperatur- bzw. Feuchtezustand befindende Betonplatte plötzlich einer anderen Umgebungstemperatur bzw. -feuchte ausgesetzt wird [101]. Dies ist der Fall bei einem Temperaturschock bzw. bei einer Austrocknung an der Betonoberseite.

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen bezüglich Netzweite zeigen, dass vor allem die oberen 10 cm der Betonplatte infolge eines Temperaturschocks im Sommer sowie infolge einer Austrocknung an der Betonoberfläche am stärksten beansprucht werden. Zur Lösung des Konvergenzproblems war deshalb eine feinere Netzunterteilung in diesem Bereich erforderlich (Elementlänge 6 mm), die mit fortschreitender Entfernung von der Oberfläche zunehmend gröber gewählt wurde (Elementlänge 12 mm).

Ähnlich der Unterteilung des FE-Netzes war eine feine Unterteilung der Zeitschrittweite (in Sekunden) direkt vor und nach einer Austrocknung an der Betonoberfläche sowie unmittelbar vor und nach einer plötzlichen Abkühlung erforderlich. Ansonsten war die Zeitschrittweite in Minutenbereich bzw. in Tagen (bei der Feuchteberechnung über mehrere Monate/Jahre) gewählt.

5 Stoffgesetze und Materialkennwerte

In diesem Kapitel werden die Stoffgesetze vorgestellt, die zur Beschreibung des Temperatur- und Feuchteverhaltens der Fahrbahnplatten sowie zur Berechnung der daraus resultierenden Verformungen und Spannungen unter Berücksichtigung des Betonverhaltens bei einer Kurzzeit- bzw. Dauerbelastung verwendet wurden. Während die thermischen Materialkennwerte der Literatur entnommen werden konnten, mussten die benötigten hygrischen Kennwerte des Betons aus den Ansätzen des CEB FIP Model Code 1990 [22] erst abgeleitet werden.

5.1 Thermische Stoffgesetze und Materialkennwerte

In den numerischen Untersuchungen wurde unter Verwendung der Methode der Finiten Elemente das thermische Verhalten frei bewitterter Betonplatten untersucht. Die folgende Differentialgleichung (Gl. 5.1) bildete die Grundlage bei der mathematischen Beschreibung der instationären Wärmeleitungsprozesse:

$$\lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial x^2} + \lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial y^2} + \lambda_T \frac{\partial^2 \theta}{\partial z^2} - C_T \frac{\partial \theta}{\partial t} = q_T \quad (5.1)$$

Darin bedeuten:

λ_T	Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]
θ	Temperatur [K]
C_T	Wärmekapazität [W·h/(m ³ ·K)]
q_T	Wärmeenergie [W/m ²]
t	Zeit [h]
x, y, z	Kartesische Koordinaten

Bei Betrachtung eines eindimensionalen Transports kann der Wärmeübergang zwischen der Betonoberfläche und der umgebenden Außenluft nach Gl. 5.2 berechnet werden [1]:

$$\lambda_T \frac{\partial \theta}{\partial n} = \alpha_{\text{uT}} \cdot (\theta_L - \theta_0) \quad (5.2)$$

Darin bedeuten:

α_{uT}	Wärmeübergangskoeffizient [W/(m ² ·K)]
θ_L	Lufttemperatur [K]
θ_0	Oberflächentemperatur [K]
n	Richtung der Normalen zur Oberfläche

Zur Lösung der Differentialgleichung (Gl. 5.1) für die Ermittlung der Temperaturverteilung in Fahrbahndecken aus Beton wurde das FE-Programm ADINA-T [1] verwendet. Dazu fanden Temperaturkennzahlen für den Beton, die HGT, sowie die Frostschuttschicht Eingang, die der Literatur entnommen wurden [22, 32, 51, 53, 55, 62, 99] und die in der Tabelle 5.1 unter Angabe der jeweiligen Quellen zusammengestellt sind.

Die Wärmeleitfähigkeit λ_T des Betons wird vor allem durch die verwendete Zuschlagart, die Porosität, den Feuchtegehalt sowie die Temperatur beeinflusst. Sie nimmt mit zunehmendem Feuchtegehalt zu und liegt für einen Normalbeton zwischen 1,4 W/(m·K) und 4,0 W/(m·K). Im Rahmen dieser Arbeit wurden für den Beton, die hydraulisch gebundene Tragschicht und für die Frostschuttschicht Wärmeleitzahlen zwischen 1,5 W/(m·K) und 3,0 W/(m·K) gewählt (vgl. Tabelle 5.1).

Tabelle 5.1: Übersicht über die verwendeten Temperaturkennwerte

	Wärmeleitfähigkeit λ_T	Wärmekapazität C_T	Quelle	Wärmeübergangskoeffizient α_{UT}		Wärmedehnzahl α_T	
	$\left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$	$\left[\frac{W \cdot h}{m^3 \cdot K} \right]$		$\left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right]$	Quelle	$\left[\frac{1}{K} \right]$	Quelle
Beton	nur Randzone (trocken) 2,0 600		[22], [55]	kein Wind 7,8	[53]	$5,3 \cdot 10^{-6}$	[51]
	restlicher Querschnitt (feucht) 3,0 700			mit Wind 25,8		$10 \cdot 10^{-6}$	
	gesamter Querschnitt 2,5 700			siehe Abb 5.1	[99]	$14 \cdot 10^{-6}$	
HGT	2,0	600	Annahme	-	-	$5,3 \cdot 10^{-6}$ $10 \cdot 10^{-6}$ $14 \cdot 10^{-6}$	[51]
FSS	1,5	500	[22] Kiessand	-	-	-	-

Die Wärmekapazität C_T ergibt sich aus dem Produkt der spezifischen Wärmekapazität c [kJ/(kg·K)] und der Rohdichte ρ [kg/m³] des verwendeten Materials. Für die Berechnungen wurden Werte zwischen 500 W·h/(m³·K) und 700 W·h/(m³·K) angenommen (vgl. Tabelle 5.1).

Im Rahmen von Voruntersuchungen sollte auch der Einfluss einer ungleichmäßigen Feuchteverteilung auf das Temperaturverhalten einer Betondecke untersucht werden. Dazu wurden für die trockene Randzone und für den feuchten Restquerschnitt unterschiedliche Temperaturkennwerte (Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität) angenommen, die ebenfalls in Tabelle 5.1 zusammengestellt sind. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um Werte aus der Literatur [22, 55] sowie um Annahmen, die sich jedoch auf die vorstehend genannten Literaturstellen stützen. Im Zuge der numerischen Umsetzung wurde hierbei vereinfachend eine trockene Betonrandzone der Tiefe 50 mm mit einer

Wärmeleitfähigkeit von $2,0 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ sowie einer Wärmekapazität von $600 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$ angenommen. Der feuchte Restquerschnitt der Betondecke wies in diesen Voruntersuchungen eine Wärmeleitfähigkeit von $3,0 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ und eine Wärmekapazität von $700 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$ auf. In allen weiteren Berechnungen zum Temperaturverhalten der Betonfahrbahn, die im Rahmen der Hauptversuche durchgeführt worden sind, fanden Wärmeleitfähigkeiten von $2,5 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ sowie Wärmekapazitäten von $700 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$ für den Beton Eingang.

Der Wärmeübergangskoeffizient $\alpha_{\text{üT}}$ hängt u. a. von der Temperatur, von den Strömungsverhältnissen, von der Oberflächenrauigkeit, vor allem jedoch von der Windgeschwindigkeit ab. Dazu finden sich in der Literatur unterschiedliche Angaben. Als Beispiel zeigt Abbildung 5.1 mittlere Windgeschwindigkeiten und Wärmeübergangszahlen in Abhängigkeit von der Tageszeit im Sommer.

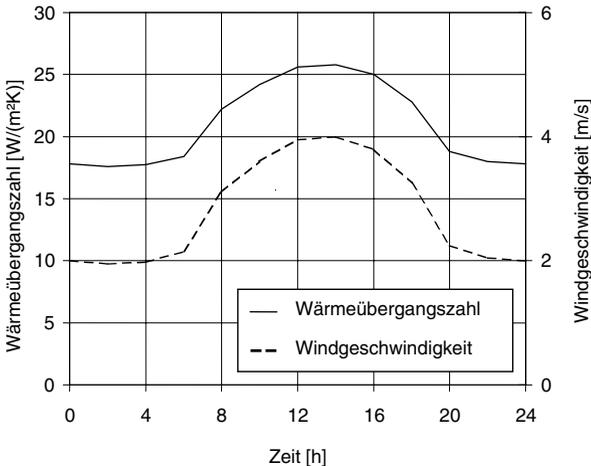


Abbildung 5.1: Mittlere Windgeschwindigkeiten und Wärmeübergangszahlen in Abhängigkeit von der Tageszeit im Sommer [99]

Um die große Variationsbreite dieser Kenngröße zu erfassen, fanden in den numerischen Untersuchungen verschiedene Wärmeübergangszahlen Eingang. Dabei wurden sowohl 2 konstante Wärmeübergangszahlen ($7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ und $25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$) als auch eine Wärmeübergangszahl in Abhängigkeit von der Tageszeit gemäß der Darstellung in Abbildung 5.1 in Ansatz gebracht. Während die vergleichsweise hohe Wärmeübergangszahl von $25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ den Wärmeübergangsverhältnissen auf einer Betonfahrbahn bei einer Windgeschwindigkeit von 5 m/s entspricht, findet bei Windstille (Windgeschwindigkeit 0 m/s) ein Wärmeübergang in der Größenordnung von lediglich $7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ statt [53]. Dabei entspricht die hohe konstante Wärmeübergangszahl von $25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ dem Maximum

der Wärmeübergangszahl in Abhängigkeit von der Tageszeit entsprechend der Darstellung in Abbildung 5.1.

Zur Berechnung der durch die Temperaturänderung ΔT ausgelösten Dehnung ε_T in den einzelnen Fasern des Betonquerschnitts wurde Gl. 5.3 herangezogen. Der Kennwert α_T ist die Wärmedehnzahl des Betons, der von der Temperatur unabhängig angenommen wurde (siehe dazu auch Tabelle 5.1):

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (5.3)$$

Die Wärmedehnzahl von Beton wird vor allem von der Art des verwendeten Betonzuschlags und vom Feuchtegehalt des Betons beeinflusst. Sie kann daher über weite Grenzen variieren. Im Rahmen der Parameterstudie wurden deshalb für den Beton sowie für die HGT Werte zwischen $5,3 \cdot 10^{-6}$ [1/K] und $14 \cdot 10^{-6}$ [1/K] angenommen. Derartige Kennwerte entsprechen dem Wärmedehnverhalten von realen Betonen. Davon treffen die kleinsten Werte für zementarmen (200 kg/m³), wassergesättigten Beton mit dichtem Kalksteinzuschlag und die größten Werte für luftgetrockneten (65 % bis 70 % rel. Luftfeuchte) und zementreichen Beton mit quarzitischem Zuschlag zu [51]. Die mittlere, in Tabelle 5.1 angegebene Wärmedehnzahl von $10 \cdot 10^{-6}$ [1/K] entspricht demnach den Eigenschaften eines luftgetrockneten Betons mit einem Zementgehalt von 300 kg/m³ bis 400 kg/m³, hergestellt aus einem gemischten Zuschlagmaterial z.B. Rheinsand und -kies.

Werden die Temperaturdehnungen behindert, so entstehen Spannungen in den einzelnen gedachten Betonfasern. Die gegenseitige Behinderung der Temperaturdehnungen dieser Betonfasern über den Querschnitt der Fahrbahn führt zur Entstehung von Eigenspannungen bzw. von Spannungsänderungen $\Delta\sigma_T$, die sich nach Gl. 5.4 berechnen lassen:

$$\Delta\sigma_T = \Delta\varepsilon_T \cdot E(t) \quad (5.4)$$

Darin bedeuten $\Delta\varepsilon_T$ die behinderte Temperaturdehnung und $E(t)$ den vom Betonalter abhängigen E-Modul des Betons, der in Abschnitt 5.3.3 noch näher erläutert wird.

Die Anwendung von Gl. 5.4 (Hooke'sches Gesetz) hat zur Konsequenz, dass sich bei großen und plötzlichen Temperaturänderungen (Temperaturschock) und entsprechend großen Temperaturdehnungen unrealistische hohe, die Festigkeit von Beton deutlich überschreitende Spannungen ergeben. In Gl. 5.4 wird der E-Modul und nicht der effektive E-Modul gewählt, weil im Fall des Temperaturschocks wegen der Kürze der Zeit die Kriechverformungen vernachlässigbar sind, so dass die Temperaturdehnungen tatsächlich hohe Spannungen hervorrufen.

Die Größe und die Verteilung der Nullspannungstemperatur über den Betonquerschnitt hängt neben anderen Einflussparametern maßgebend von den Temperaturverhältnissen der Umgebung während der Erhärtung des Betons ab. Daher könnten die berücksichtig-

ten Nullspannungstemperaturverteilungen durchaus auch im Zusammenhang mit der klimatischen Vorgeschichte der Betonfahrbahn, d. h. als Parameter der Temperaturbeanspruchung, vorgestellt werden. Trotzdem wird dieser Parameter im Folgenden gemeinsam mit den thermischen Materialkennwerten bzw. Stoffgesetzen behandelt, da die Nullspannungstemperatur einen bestimmten Zustand des Bauteils bzw. des Baustoffes beschreibt, der in Bezug auf die Größenordnung der thermischen Spannungen im Baustoff von maßgebender Bedeutung ist (siehe dazu auch Abschnitt 2.2.1).

Tabelle 5.2: Zusammenstellung der Nullspannungstemperaturen (vgl. Abbildung 5.2)

Kurvenverlauf gemäß Abbildung 5.2		Herstellungsbedingungen der Betonfahrbahndecke
konstant	10 °C	Herstellung an einem Wintertag (durchschnittliche Temperaturen)
konstant	20 °C	Herstellung an einem Sommertag (durchschnittliche Temperaturen)
konstant	30 °C	Herstellung an einem heißen Sommertag (überdurchschnittlich hohe Temperaturen)
nichtlinear	positiv	Herstellung an einem Sommertag ohne Nachbehandlung (durchschnittliche Temperaturen)
nichtlinear	negativ	Herstellung an einem Sommertag mit guter Nachbehandlung (durchschnittliche Temperaturen)

Es wurden insgesamt 5 verschiedene Nullspannungstemperaturen bzw. Temperaturverteilungen für die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken ausgewählt. Dabei handelt es sich um 3 konstante sowie 2 nichtlineare Nullspannungstemperaturverteilungen. Maßgebend für den Verlauf dieser Verteilungen ist neben dem Herstellungszeitpunkt der Betondecke auch die Güte der Nachbehandlung. Die Zusammenhänge zwischen Kurvenverlauf und den jeweiligen Herstellungsbedingungen bzw. Nachbehandlungsmaßnahmen der ausgewählten Nullspannungstemperaturverläufe sind in der Tabelle 5.2 zusammengefasst. Zudem sind die in Tabelle 5.2 beschriebenen Temperaturverteilungskurven in der Abbildung 5.2 graphisch dargestellt.

Bei den konstanten Temperaturverteilungen handelt es sich um vereinfachte Darstellungen der realen Temperaturverhältnisse in Betonfahrbahndecken während der Betonherhärtung, die im Wesentlichen in die Berechnungen der Voruntersuchungen Eingang gefunden haben. Die nichtlinearen Nullspannungstemperaturverteilungen gemäß Tabelle 5.2 bzw. Abbildung 5.2 geben die Temperaturverhältnisse in realen Betonfahrbahndecken dagegen schon erheblich besser wieder (vgl. dazu auch Abschnitt 2.2.1 bzw. Abbildung 2.3).

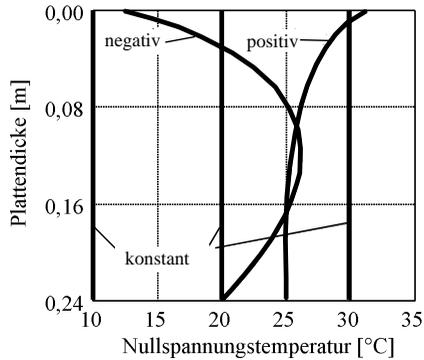


Abbildung 5.2: Verläufe der untersuchten Nullspannungstemperaturen in Anlehnung an [90] (siehe dazu auch Tabelle 5.2)

5.2 Hygrische Stoffgesetze und Materialkennwerte

Zur Beschreibung des Feuchtetransports im Beton finden sich in der Literatur mehrere Ansätze [3, 4, 18, 22, 46, 100]. In dieser Arbeit wurde der Ansatz von Kießl [64] herangezogen, der die Transportgesetze der Kapillarwasserbewegung und der Diffusion in Abhängigkeit vom *allgemeinen Feuchtepotential* ϕ definiert. Kießl führte das allgemeine Feuchtepotential ϕ auf der Basis der Sorptionsisotherme und der integralen Porengrößenverteilung ein. Abbildung 5.3 zeigt schematisch die Definition des Feuchtepotentials ϕ nach Kießl und als Beispiel Feuchtepotentialkurven für zwei Betone mit unterschiedlicher Zuschlagsart (calcitischer und quarzitischer Zuschlag) nach [52].

Wird ein Beton flüssigem Wasser direkt ausgesetzt, so kann sein Wassergehalt über den Wert hinaus ansteigen, der sich bei einer relativen Feuchte der umgebenden Luft von 100 % einstellt. Dieser überhygroskopische Wassergehalt poröser Stoffe kann als Funktion der Größe der gefüllten Poren angegeben werden. Für diese Zuordnung verwendet man die sog. integrale Porengrößenverteilung.

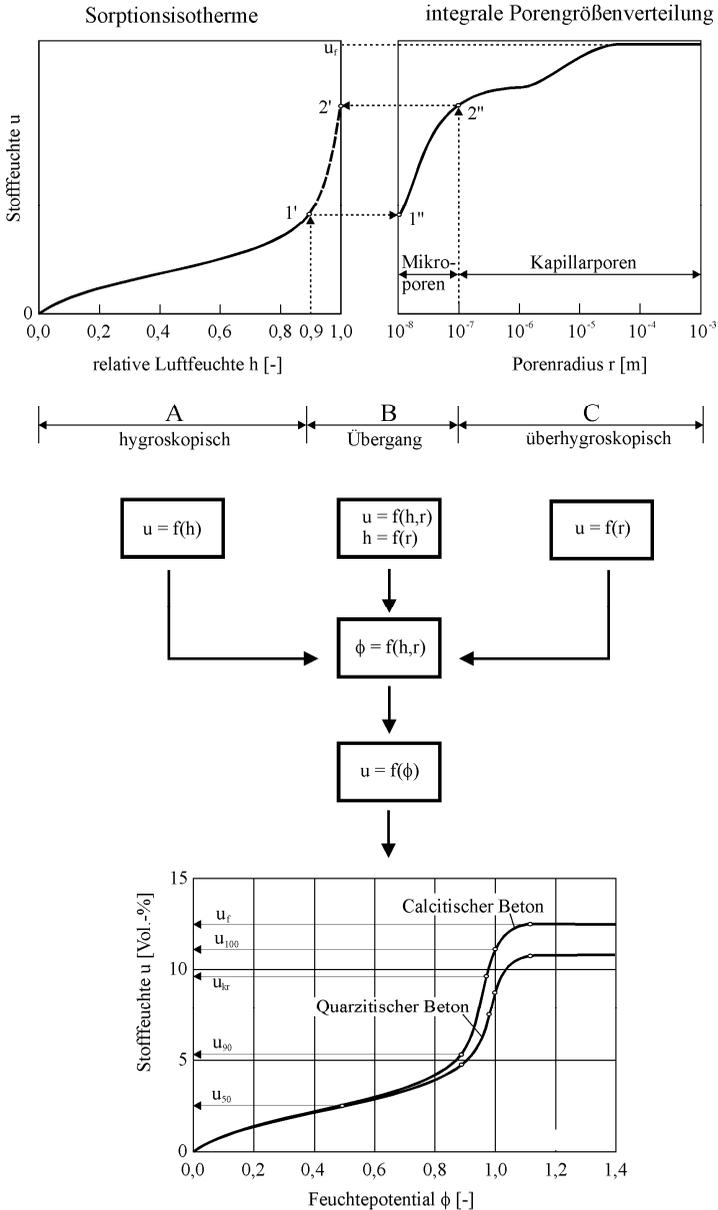


Abbildung 5.3: Definition des Feuchtepotentials ϕ nach Kießl [64] (schematisch), Zusammenhang zwischen dem Feuchtepotential ϕ [-] und dem Feuchtegehalt u [Vol.-%] für zwei Betone mit unterschiedlicher Zuschlagsart (in Anlehnung an [52, 64]).

Die experimentell bestimmbare Sorptionsisotherme drückt einen Gleichgewichtszustand zwischen der Umgebungsfeuchte und der adsorptiv gebundenen Stofffeuchte bei einer bestimmten Temperatur aus. Aus dem Verlauf der Sorptionsisotherme lassen sich Rückschlüsse auf die hygroskopischen Eigenschaften, auf die Porenstruktur und die innere Oberfläche des Betons ziehen. Unter Sorption wird der physikalische Vorgang der Wasseranlagerung in Baustoffporen aufgrund sog. van der Waal'scher Kräfte verstanden (geringe Kräfteinwirkung, Wirkungsbereich kleiner 10^{-9} m).

Die Mechanismen der Feuchtespeicherung und des Feuchtetransports hängen von der Porengröße ab. Im Porenbereich mit $r \leq 10^{-8}$ m bestimmt bei geringen Luftfeuchten die adsorptiv bedingte Belegung von Wassermolekülen auf der Porenwandoberfläche den Sorptionsfeuchtegehalt. Im Übergangsbereich mit 10^{-8} m $< r \leq 10^{-7}$ m werden bei $h = 90$ % r. F. alle Poren mit einer Größe $r < 10^{-8}$ m infolge Kapillarkondensation gefüllt. Die Obergrenze der Kapillarkondensation liegt im Bereich $r \approx 10^{-7}$ m. Im überhygroskopischen Bereich mit $r > 10^{-7}$ m erlauben die Makroporen einen Feuchtetransport in flüssiger Form. Werden diese Poren mit Wasser benetzt, setzt eine kapillare Wasseraufnahme ein, die je nach Feuchteangebot zur Sättigung kleiner und großer Porenräume führen kann.

Bei einer relativen Feuchte von 100 % r. F. sind alle Mikroporen $r \leq 10^{-8}$ m mit Wasser gefüllt. Die noch aufnahmefähigen Makroporen $r > 10^{-8}$ m werden bis zu einem gewissen Sättigungszustand durch kapillare Saugwirkung mit ungebundenem flüssigem Wasser gefüllt.

In Abbildung 5.3 ist die Feuchte im hygroskopischen Bereich A ($0 < h < 0,9$; wobei h die relative Feuchte ausdrückt) durch Sorption gebunden. Im überhygroskopischen Bereich C mit den Radien 10^{-7} m $< r \leq 10^{-3}$ m befindet sich ungebundenes Wasser in Kapillarporen (ohne äußeren Druck). Die Bereiche A und C werden miteinander verknüpft, wobei das Feuchtepotential ϕ im überhygroskopischen Bereich C ($1,0 \leq \phi \leq 1,4$) den Porenradius r nach Gl. 5.5 ersetzt.

$$\phi = 1,7 + 0,1 \cdot \log r \quad (5.5)$$

Im Übergangsbereich B ($0,9 < h < 1,0$) werden beide Kurvenverläufe angepasst. Die Füllung aller Poren bis $r = 10^{-8}$ m erfolgt bei einer Stofffeuchte von 90 % r. F. ($1'$, $1''$) und die Füllung aller Poren bis $r = 10^{-7}$ m bei einer Stofffeuchte von 100 % r. F. ($2'$, $2''$).

Diese freie Wassersättigung u_f , die sich beim Kontakt des porösen Baustoffes mit Wasser einstellt, kann als oberer Grenzwert der Stofffeuchte unter natürlichen Bedingungen (ohne äußeren Druck) angesehen werden (vgl. Abbildung 5.3).

Mit der Einführung des Feuchtpotentials ϕ ergibt sich die nachfolgende Differentialgleichung für die Beschreibung des instationären Feuchtetransports:

$$\lambda_F \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \lambda_F \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} + \lambda_F \frac{\partial^2 \phi}{\partial z^2} - C_F \frac{\partial \phi}{\partial t} = q_F \quad (5.6)$$

Darin bedeuten:

λ_F	Feuchteleitfähigkeit [g/(mm·Tag)]
ϕ	Feuchtpotential [-]
C_F	Feuchtespeicherfähigkeit [g/mm ³]
q_F	Feuchtequelle [g/mm ²]
t	Zeit [Tage]
x, y, z	Kartesische Koordinaten

Bei eindimensionaler Betrachtung (Feuchtestrom nur in x-Richtung) unter der Annahme, dass keine äußere Feuchtequelle vorhanden ist, lässt sich Gl. 5.6 wie folgt schreiben:

$$\lambda_F \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} = C_F \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.7)$$

Neben der oben dargestellten Feuchtetransportgleichung ist die Berücksichtigung des Feuchtemassenübergangs zwischen der Umgebungsluft und der Fahrbahnoberfläche erforderlich, der durch die folgende Beziehung beschrieben wird:

$$\lambda_F \frac{\partial \phi}{\partial n} = \alpha_{üF} \cdot (\phi_L - \phi_0) \quad (5.8)$$

Darin bedeuten:

$\alpha_{üF}$	Feuchteübergangszahl [g/(mm ² ·Tag)]
ϕ_L	Relative Umgebungsfeuchte [-]
ϕ_0	Relative Oberflächenfeuchte [-]
n	Richtung der Normalen zur Oberfläche

Der numerischen Berechnung des Feuchtegehalts in Fahrbahndecken aus Beton wird die Differentialgleichung Gl. 5.9 für den Feuchtetransport nach Kießl [64] zugrunde gelegt.

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho_w \cdot u + \xi \cdot \phi \cdot c_s) = \rho_w \cdot \frac{\partial}{\partial x} \left(FKU \cdot \frac{\partial u}{\partial x} + FDP \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x} \right) \quad (5.9)$$

Darin bedeuten:

t	Zeit [h]
x	Ortskoordinate [-]
ρ_w	Dichte des Wassers [kg/m ³]
u	Feuchtegehalt [Vol. %]
ξ	$u_f - u$ [Vol. %]
u_f	Maximale Stofffeuchte ohne Druck [Vol. %]
φ	Relative Luftfeuchte [%]
c_s	Sättigungsdampf [g/m ³]
FKU	Feuchtetransportkoeffizient <u>K</u> apillar [m ² /h]
FDP	Feuchtetransportkoeffizient <u>D</u> iffusion [m ² /h]

Abbildung 5.4 zeigt die Feuchtetransportkoeffizienten FKU und FDP in Abhängigkeit von der Stofffeuchte (jeweils bezogen auf u_f) für zwei Betone aus unterschiedlichen Zuschlägen (calcitischer und quarzitischer Zuschlag) nach [52, 64].

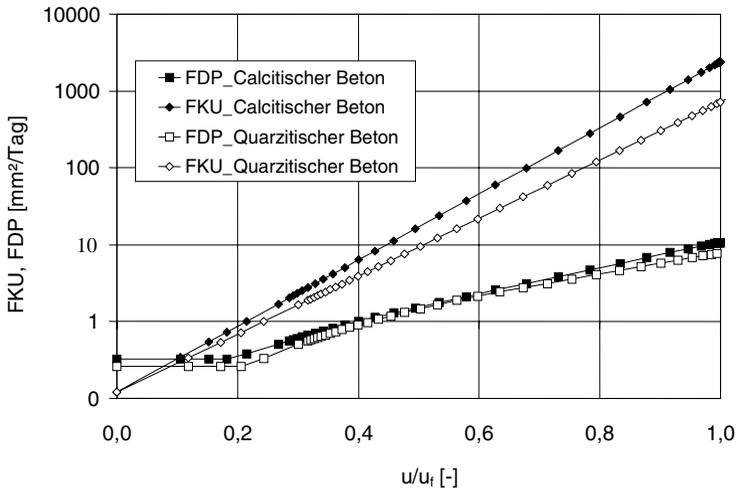


Abbildung 5.4: Feuchtetransportkoeffizienten FKU und FDP in Abhängigkeit von der Stofffeuchte u bezogen auf u_f für zwei Betone aus unterschiedlichen Zuschlägen (calcitischer und quarzitischer Zuschlag), nach [64]

Zur numerischen Berechnung des Feuchtetransports in Beton werden die Kennwerte für die Feuchtespeicherung und für den Feuchtetransport im gesamten Bereich der Wasseraufnahmefähigkeit benötigt. Dabei sind sowohl die relative Luftfeuchte φ als auch der Feuchtegehalt des Betons u als Feuchtepotential ϕ auszudrücken. Durch die Einführung von:

$$\varphi = \phi \quad ; \quad \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial \phi} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad ; \quad \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial \phi} \cdot \frac{\partial \phi}{\partial x}$$

in Gl. 5.9 erhält man Gl. 5.10:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left[(\rho_w \cdot \frac{\partial u}{\partial \phi} + \xi \cdot c_s) \cdot \phi \right] = \frac{\partial}{\partial x} \left[(\rho_w \cdot FKU \cdot \frac{\partial u}{\partial \phi} + \rho_w \cdot FDP) \frac{\partial \phi}{\partial x} \right] \quad (5.10)$$

mit:

$$\partial u / \partial \phi = \text{Steigung der Feuchtepotentialkurve}$$

Mit dem Kennwert für die Feuchtespeicherung $C(\phi)$ nach Gl. 5.11

$$C(\phi) = \rho_w \cdot \frac{\partial u}{\partial \phi} + \xi \cdot c_s \quad (5.11)$$

und dem Kennwert für den Feuchtetransport $\lambda(\phi)$ nach Gl. 5.12

$$\lambda(\phi) = \rho_w \cdot FKU \cdot \frac{\partial u}{\partial \phi} + \rho_w \cdot FDP \quad (5.12)$$

erhält man die nichtlineare partielle Differentialgleichung Gl. 5.13 (entspricht Gl. 5.7), die mit Hilfe des FE-Programms ADINA-T [1] nach dem Feuchtepotential ϕ numerisch gelöst wird.

$$C(\phi) \cdot \frac{\partial \phi}{\partial t} = \lambda(\phi) \cdot \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} \quad (5.13)$$

Für die numerischen Berechnungen des Feuchtetransports in Beton werden die Kennwerte für die Feuchtespeicherung und für den Feuchtetransport im gesamten Bereich der Wasseraufnahmefähigkeit benötigt. Dabei sind neben Sorptions- und Desorptionsvorgängen auch Diffusions- und Kapillartransportvorgänge im Beton zu berücksichtigen. Obwohl diese Transportvorgänge auf Gradienten im Feuchtegehalt zurückgeführt werden können, sind die jeweils maßgebenden treibenden Potentiale, die diesen Transportvorgängen zugrunde liegen, in der Regel nicht einheitlich definiert. Eine "Vereinheitlichung" der Definitionen dieser treibenden Potentiale ist jedoch mit der Einführung des allgemeinen Feuchtepotentials ϕ nach Kießl möglich. Das Feuchtepotential ϕ lässt sich dabei in Abhängigkeit des Feuchtegehalts u in [Vol.-%] ausdrücken, siehe Abbildung 5.3.

Mit der Einführung des Feuchtepotentials ϕ lassen sich zudem auch die Transportgesetze der Kapillarwasserbewegung und der Diffusion in Abhängigkeit eines gemeinsamen bzw. einheitlichen Parameters zur Beschreibung des Feuchtegehalts beschreiben. Die entsprechend umgerechneten Kennwerte für die Feuchtespeicherung $C(\phi)$ nach Gl. 5.11 und für den Feuchtetransport $\lambda(\phi)$ nach Gl. 5.12 eines quarzitisches und eines calcitisches

Betons nach [64] sind in Abbildung 5.5 dargestellt. Daraus ist ersichtlich, dass diese Kennwerte bei einem Feuchtepotential von ca. 1,0 sprunghaft zunehmen und danach sprunghaft wieder abnehmen.

Um die abgeleiteten Feuchtekenwerte überprüfen zu können, wurde nach Gl. 5.14 der Diffusionskoeffizient $D(\phi)$ für den Bereich $\phi < 1$ für einen quarzitäen und einen calcitischen Beton ermittelt (siehe Abbildung 5.5b) und mit dem nach dem CEB-FIP Model Code 1990 [22] errechneten Diffusionskoeffizient eines Betons der Festigkeitsklasse C40 (mit $n = 2$; siehe Gl. 5.15) verglichen.

In die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton fanden die Kennwerte für einen quarzitäen Beton Eingang. Dabei handelt es sich um Materialparameter, welche die hygrischen Eigenschaften eines typischen Fahrbahnbetons, hergestellt aus überwiegend quarzitäem Zuschlagmaterial (wie z.B. Rheinsand bzw. Rheinkies), beschreiben. Vereinfachend wurden Temperatureinflüsse auf die Feuchtespeicher- bzw. Feuchteleiteigenschaften im Rahmen dieser numerischen Untersuchungen vernachlässigt, da eine genauere Berücksichtigung dieser Temperatureinflüsse die Berechnungsergebnisse im zu analysierenden Temperaturbereich von -20 °C bis $+60\text{ °C}$ ohnehin nur in sehr geringem Maße beeinflusst hätte, siehe hierzu auch [64, 65].

In den aus der Literatur bekannten experimentellen Untersuchungen zur Bestimmung der Trocknungs- und Feuchteleiteigenschaften von Beton wurden als Transportkenngrößen meist nur die Diffusionskoeffizienten für Wasserdampf D ermittelt und darüber hinaus auch empirische Beziehungen für deren Abhängigkeit von der rel. Feuchte angegeben. Der Diffusionskoeffizient $D(\phi)$ kann aber auch aus den Feuchtekenwerten $\lambda(\phi)$ und $C(\phi)$ für den Bereich $\phi < 1$ nach Gl. 5.14 bestimmt werden.

$$D(\phi) = \frac{\lambda(\phi)}{C(\phi)} \quad (5.14)$$

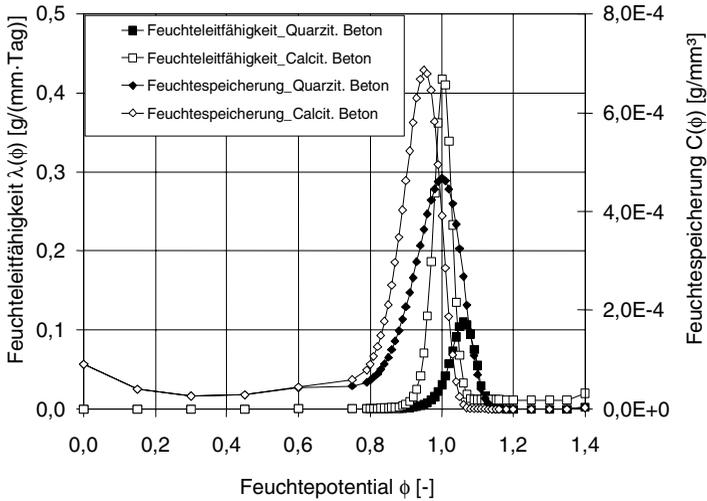


Abbildung 5.5a: Kennwerte für die Feuchtespeicherung $C(\phi)$ und für den Feuchttransport $\lambda(\phi)$ für einen quarzitischen und für einen calcitischen Beton, nach [64]

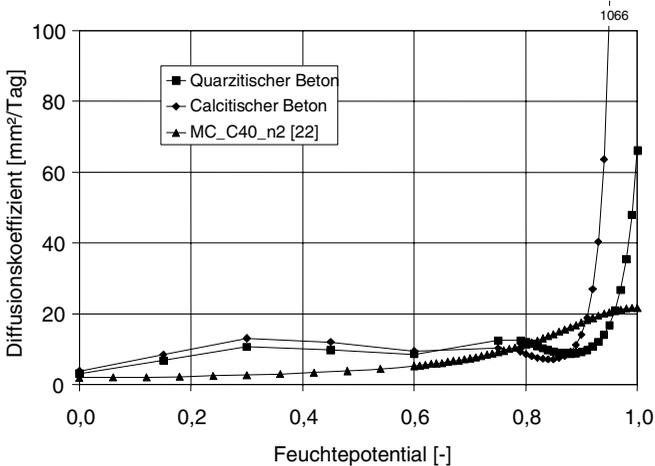


Abbildung 5.5b: Vergleich der abgeleiteten Diffusionskoeffizienten für den quarzitischen und den calcitischen Beton mit dem Diffusionskoeffizienten eines Betons der Festigkeitsklasse C40 (mit $n = 2$), nach dem CEB-FIP Model Code 1990 [22]

In der Abbildung 5.6 sind die Feuchteleiteigenschaften unterschiedlicher Betone dargestellt. Die Kurven entsprechen dabei den Feuchttransporteigenschaften eines Normalbetons (Funktion D2, entspricht Beton der Festigkeitsklasse C40/50), eines porösen Betons mit hohem Diffusionskoeffizienten (Funktion D1, entspricht Beton der Festigkeitsklasse C20/25), sowie den Eigenschaften eines Betons mit vergleichsweise dichtem Gefüge (Funktion D3, entspricht Beton der Festigkeitsklasse C70/85), der dementsprechend einen geringen Diffusionskoeffizienten aufweist. Diese Varianten der Feuchttransporteigenschaften wurden im Rahmen der Parameterstudie hinsichtlich ihres Einflusses auf das Spannungs- und Verformungsverhalten der Betonfahrbahn analysiert.

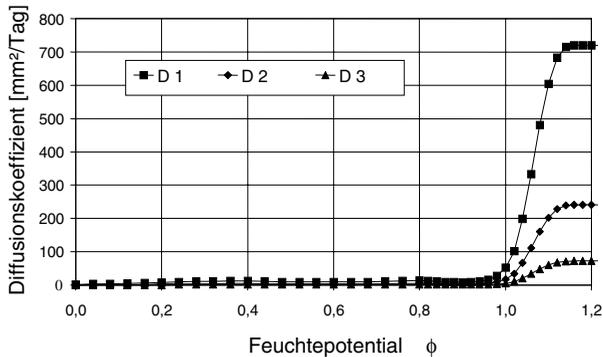


Abbildung 5.6: Abgeleitete Diffusionskoeffizienten des Betons

Im CEB-FIP Model Code 1990 [22] wird Gl. 5.15 zur Bestimmung des Feuchtediffusionskoeffizienten von Beton $D(h)$ vorgeschlagen, die ursprünglich von Bazant [17] formuliert wurde.

$$D(h) = D_1 \cdot \left[\alpha + \frac{1 - \alpha}{1 + [(1 - h)/(1 - h_c)]^n} \right] \quad (5.15)$$

Darin bedeuten:

$D(h)$ Diffusionskoeffizient des Betons [mm²/Tag]

h Relative Feuchte [-]

D_1 Maximalwert für den Diffusionskoeffizient bei $h = 1,0$

$$\text{mit } D_1 = \frac{86,4}{\frac{f_{ck}}{10}} \quad [\text{mm}^2/\text{Tag}]$$

f_{ck} Nennfestigkeit des Betons [N/mm²]

$\alpha = D_0/D_1$ ($= 0,05$ nach [22]), mit D_0 Minimalwert für den Diffusionskoeffizient bei $h = 0$

h_c Relative Feuchte bei $D(h) = 0,5 \cdot D_1$ ($= 0,80$ nach [22])

n Exponent

Im CEB-FIP Model Code 1990 [22] wird ein Wert von $n = 15$ empfohlen. Gertis [46] verwendete Gl. 5.15 mit $n = 11$ und $D_1 = 25 \text{ mm}^2/\text{Tag}$, Argyris et al. [3] setzten $n = 3$, $D_1 = 35 \text{ mm}^2/\text{Tag}$ und $h_c = 0,75$, Bažant [18] wählte $n = 16$, $D_1 = 13 \text{ mm}^2/\text{Tag}$ (Bažant 1) bzw. $38 \text{ mm}^2/\text{Tag}$ (Bažant 2) und $h_c = 0,75$.

Klopfer [67] schlug zur Beschreibung der Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten von der rel. Feuchte $D(h)$ einen Exponentialansatz nach Gl. 5.16 vor:

$$D(h) = A \cdot e^{B \cdot h} \quad (5.16)$$

Darin bedeuten:

- h rel. Feuchte [%]
- A Koeffizient [mm^2/Tag]
- B Koeffizient [-]

Alvaredo [4] wählte für ihre numerischen Berechnungen den Ansatz nach Gl. 5.16 mit $A = 0,24 \text{ mm}^2/\text{Tag}$ und $B = 4,9$ während Sadouki [100] $A = 0,22 \text{ mm}^2/\text{Tag}$ und $B = 5,4$ setzte.

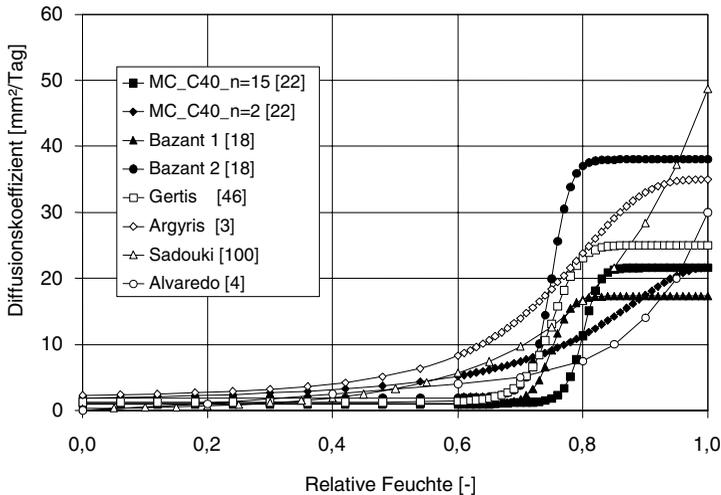


Abbildung 5.7: Diffusionskoeffizienten des Betons nach verschiedenen Autoren

In Abbildung 5.7 ist die Abhängigkeit des Diffusionskoeffizienten $D(h)$ von der rel. Feuchte nach den Gl. 5.15 und 5.16 bzw. nach den Vorschlägen der verschiedenen Autoren aufgetragen. Darin sind auch die Diffusionskoeffizienten angegeben, die aus den von Kießl [64] ermittelten Feuchte Kennwerten $\lambda(\phi)$ und $C(\phi)$ nach Gl. 5.14 berechnet wurden. Aus Abbildung 5.7 geht hervor, dass der deutliche Anstieg der Diffusionskoeffizienten $D(h)$ im Be-

reich $0,8 < \phi < 1,0$, der sich insbesondere aus den nach Gl. 5.14 umgerechneten Daten von Kiefl ergibt, von keinem der aus der Literatur bekannten Vorschläge wiedergegeben wird.

Für die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken fanden daher die Kennwerte für den quarzitischen Beton nach Abbildung 5.5 Verwendung, die charakteristisch für typische Fahrbahnbetone aus quarzitischem Zuschlag sein sollten. Vereinfachend wurden dabei Temperatureinflüsse auf die Kennwerte $\lambda(\phi)$ und $C(\phi)$ im Rahmen der numerischen Untersuchungen vernachlässigt, da diese für den betrachteten Temperaturbereich von -20 °C bis $+60\text{ °C}$ nur gering sind, siehe dazu auch [64, 65].

Für die Parameterstudie zum Einfluss der Feuchte-transporteigenschaften auf das Spannungs- und Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen wurden dagegen die in Abbildung 5.7 in Abhängigkeit vom Feuchtepotential aufgetragenen Diffusionskoeffizienten verwendet. Die drei Funktionen D1, D2 und D3 spiegeln die Feuchteleiteigenschaften von drei unterschiedlichen Betonen wider, und zwar für einen Normalbeton (Funktion D2 = Funktion D1 x Faktor 0,3), für einen porösen Beton mit geringem Diffusionswiderstand (Funktion D1) und für einen besonders dichten Beton, der einen hohen Diffusionswiderstand aufweist (Funktion D3 = Funktion D1 x Faktor 0,1).

Zur Beschreibung des Feuchteübergangs zwischen der Betonoberfläche und der Umgebungsfeuchte verwendet Argyris [3] einen nichtlinearen Ansatz, in dem eine Zunahme der Feuchteübergangszahl α_{UF} mit zunehmender Umgebungsfeuchte angenommen wird. So beträgt die Feuchteübergangszahl ca. 0,05 mm/Tag bei einer Umgebungsfeuchte von 20 % r. F. und ca. 0,2 mm/Tag bei einer Umgebungsfeuchte von 100 % r. F. Alvaredo [4] setzt dagegen eine konstante Feuchteübergangszahl von 5 mm/Tag ein und Sadouki [100] nimmt einen konstanten Wert von 0,3 mm/Tag an.

Garrecht [45] leitete bei seinen numerischen Untersuchungen an Sandstein für den gesamten Feuchtepotentialbereich $0 < \phi < 1,4$ eine vom Feuchtepotential abhängige Feuchteübergangszahl α_{UF} her. Der Koeffizient erfasst sowohl die im hygrischen als auch im überhygrischen Feuchtebereich vorherrschenden Umgebungsverhältnisse des Bauwerks. Nach Kiefl [64] kann die Feuchteübergangszahl, ausgedrückt in [m/h] bei feuchten Oberflächen und baupraktischen Umgebungsverhältnissen mit guter Näherung als das 3,5fache der Wärmeübergangszahl [W/m²·K] angenommen werden. Auf die Wahl von α_{UF} für die weiteren Untersuchungen wird im Folgenden eingegangen. Im Vorfeld der eigentlichen Hauptrechnenläufe mussten die Schwind- und Quellverformungen von Betonzylindern nachgerechnet werden, um sowohl die Feuchteübergangszahl als auch die Feuchtedehnzahl so festzulegen (siehe Tabelle 5.3), dass die Schwindverformungen nach den FE-Berechnungen denen des Vorhersagemodells nach CEB-FIP Model Code 1990 entsprechen.

Die Feuchtekenwerte, die in den Hauptuntersuchungen angesetzt wurden, sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt.

Im Rahmen der numerischen Berechnungen war es erforderlich, die unbehinderte Schwind- oder Quellverformung ε_F in der Betonplatte, der HGT oder der Frostschuttschicht zu bestimmen, die durch eine im Rahmen der FE-Berechnungen ermittelten Änderung des Feuchtepotentials $\Delta\phi$ ausgelöst wurde. Dazu wird neben den Kennwerten für die Feuchtespeicherung $C(\phi)$ und für den Feuchtetransport $\lambda(\phi)$ auch die sog. Feuchte-
dehnzahl $\kappa_F(\phi)$ nach Gl. 5.17 benötigt:

$$\varepsilon_F(\phi) = \kappa_F(\phi) \cdot \Delta\phi \quad (5.17)$$

Die Feuchtedehnzahl $\kappa_F(\phi)$ in Gl. 5.17 entspricht dabei der Wärmedehnzahl α_T in Gl. 5.3. Während jedoch die Abhängigkeit der Wärmedehnzahl von der Temperatur im hier betrachteten Temperaturbereich vernachlässigt werden kann, so dass α_T als konstant angenommen wird, hängt die Feuchtedehnzahl $\kappa_F(\phi)$ deutlich vom Feuchtepotential ϕ ab. Sie wurde für die numerischen Untersuchungen aus den Angaben des CEB-FIP Model Codes 1990 [22] zum Schwinden und Quellen von Beton ermittelt. Dort werden die Schwind- und Quellverformungen bei einem Betonalter t durch Gl. 5.18 aus dem Produkt des Grundwertes des Schwindens bzw. Quellens ε_{cs0} und einer Zeitfunktion $\beta_s(t-t_s)$ beschrieben.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (5.18)$$

$$\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_\phi \quad (5.19)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = (160 + 10 \cdot \beta_{sc} \cdot (9 - \frac{f_{cm}}{f_{cmo}})) \cdot 10^{-6} \quad (5.20)$$

Darin bedeuten:

$$\beta_{sc} = \left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ für langsam erhärtende Zemente} \\ 5 \text{ für normal oder schnell erhärtende Zemente} \\ 8 \text{ für schnell erhärtende Zemente} \end{array} \right\}$$

f_{cm} mittlere Druckfestigkeit des Betons [N/mm²]

f_{cmo} Bezugswert (= 10 N/mm²)

$$\beta_\phi = \left\{ \begin{array}{ll} -1,55 \cdot \beta_{s\phi} & \text{für } \phi < 1,0 \\ +0,25 & \text{für } \phi \geq 1,0 \end{array} \right. \quad (5.21)$$

$$\beta_{s\phi} = 1 - \left(\frac{\phi}{\phi_0} \right)^3 \quad (5.22)$$

mit:

ϕ Feuchtepotential (entspricht der Umgebungsfeuchte für $h \leq 100$ % bzw. $\phi \leq 1,0$)

ϕ_0 Bezugswert (= 1,0)

$$\beta_s(t-t_s) = \left(\frac{\frac{t-t_s}{t_1}}{350 \cdot \left(\frac{d}{d_0}\right)^2 + \frac{t-t_s}{t_1}} \right)^{0,5} \quad (5.23)$$

mit:

- d Wirksame Bauteildicke (= $2 \cdot A/u$) mit A = Querschnittsfläche und u = Anteil des Querschnittsumfangs, welcher einer Austrocknung ausgesetzt ist
- d_0 Bezugsgröße (= 100 mm)
- t_1 Bezugsgröße (= 1 Tag)
- t_s Zeitpunkt, ab dem das Schwinden beginnt
- $t-t_s$ Dauer des Schwindens oder Quellens in Tagen

Nach Gl. 5.18 bis Gl. 5.23 nimmt der Grundwert des Schwindens ε_{cs0} (Endwert der Schwindverformung für $(t-t_s) \rightarrow \infty$) mit steigender Betondruckfestigkeit und steigender Umgebungsfeuchte ab, aber mit steigender Erhärtungsgeschwindigkeit des verwendeten Zements zu. Die Bauteilabmessungen und die Dauer der Feuchtebeanspruchung wirken sich auf den zeitlichen Verlauf des Schwindens entsprechend Gl. 5.23 aus.

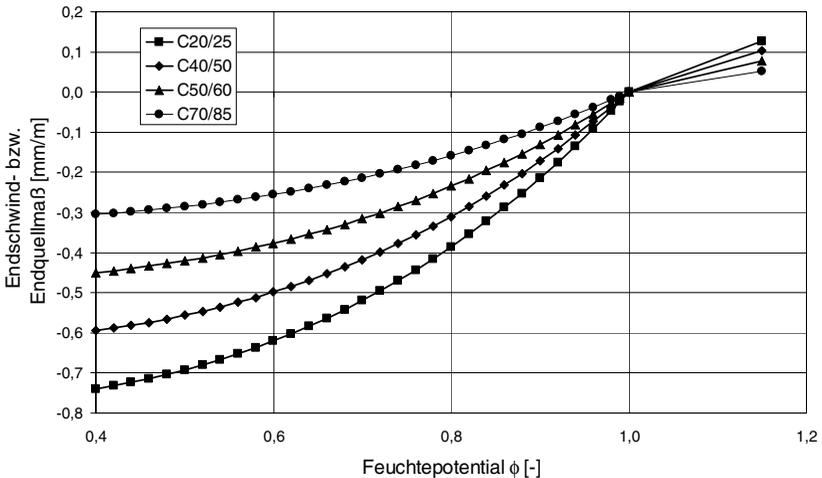


Abbildung 5.8: Hygrische Dehnfunktionen für Betone der Festigkeitsklassen C20/25, C40/50, C50/60 und C70/85

Die Endschwind- bzw. Quellmaße nach Gl. 5.18 sind für Betone der Festigkeitsklassen C20/25, C40/50, C50/60 und C70/85 in Abhängigkeit vom Feuchtepotential in Abbildung 5.8 eingetragen. Diese Kurven werden hygrische Dehnfunktionen genannt und sind zeit- bzw. alterabhängig. Erwartungsgemäß zeigt sich, dass die hygrischen Verformungen von Betonen mit höherer Festigkeit (z.B. C50/60) kleiner sind als jene von Betonen mit

niedrigerer Festigkeit (z.B. C20/25). Während ein Beton der Festigkeitsklasse C50/60 ein Endschwindmaß von ca. 0,4 mm/m infolge einer Austrocknung bei einer Umgebungfeuchte von 60 % r. F. aufweist, zeigt ein Beton der Festigkeitsklasse C20/25 ein Endschwindmaß von ca. 0,6 mm/m. Das Endquellmaß der Betone verschiedener Festigkeitsklassen unterscheidet sich nur geringfügig und liegt bei einem Wert von ca. 0,1 mm/m.

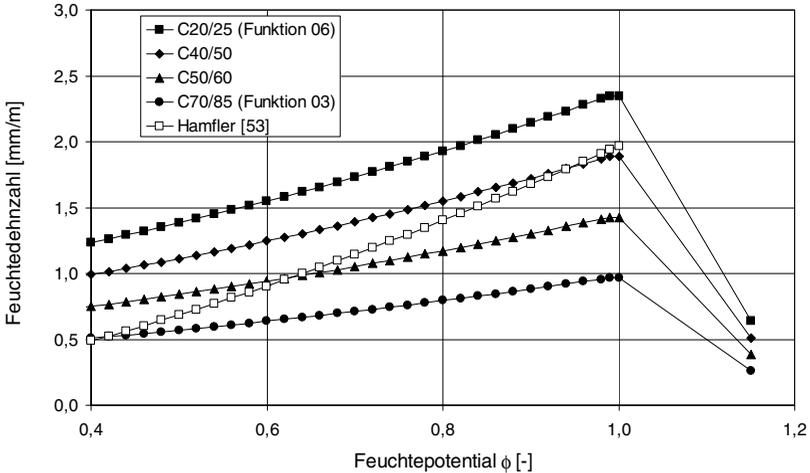


Abbildung 5.9: Feuchtedehnzahlen $\kappa_F(\phi)$ für Betone der Festigkeitsklassen C20/25, C40/50, C50/60 und C70/85

Die Feuchtedehnzahl ergibt sich aus der Steigung der hygrischen Dehnfunktion bezogen auf das Anfangsfeuchtpotential von $\phi = 1,0$. Sie ist auch zeit- bzw. altersabhängig. Bei den in den numerischen Untersuchungen in Ansatz gebrachten Kennwerten der Feuchtedehnung handelt es sich um die Funktionen 03 und 06 gemäß der Darstellung in der Abbildung 5.9. Die Funktion 03 gibt das Quell- und Schwindverhalten eines Betons C 70/85 mit dem vergleichsweise niedrigen Endschwindmaß von $\varepsilon_\infty = 0,3\text{‰}$ wieder. Die Feuchtedehnfunktion 06 charakterisiert hingegen das hygrische Verformungsverhalten eines Betons C 20/25 mit eher durchschnittlichen Quell- und Schwindeigenschaften (Endschwindmaß $\varepsilon_\infty = 0,6\text{‰}$). Hamfler [53] ging in seinen FE-Berechnungen zu Feuchtefeldern in erhärtenden Betonbauteilen von einer Feuchtedehnzahl von $1,97 \cdot 10^{-6} \cdot h^{1,523}$ aus.

In Analogie zu Gl. 5.3 gilt auch Gl. 5.17 für unbehindertes Quellen bzw. Schwinden. Im Falle einer Behinderung dieser hygrischen Dehnungen entstehen Spannungsänderungen ($\Delta\sigma_F$), die sich nach Gl. 5.24 auf ähnliche Weise berechnen lassen, wie die Spannungen infolge thermischer Beanspruchungen nach Gl. 5.4.

$$\Delta\sigma_F = \Delta\varepsilon_F \cdot E_{\text{eff}}(t) \quad (5.24)$$

Tabelle 5.3: Übersicht über die verwendeten Feuchtekenwerte

	Feuchteleitfähigkeit λ_F $\left[\frac{\text{g}}{\text{mm Tag}} \right]$	Feuchtespeicherfähigkeit C_F $\left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^3} \right]$	Feuchteübergangszahl a_{UF} $\left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^2 \text{ Tag}} \right]$	Feuchtedehnzahl κ_F $\left[\frac{\text{mm/m}}{-} \right]$
Beton	siehe Abb. 5.5	siehe Abb. 5.5	$1,008 \cdot 10^{-3}$	siehe Abb. 5.9
HGT			-	-
FSS			-	-

Gerade im Falle hygrischer Beanspruchungen sind jedoch Kriecheffekte im Beton wegen der viel längeren Einwirkungsdauer unbedingt zu berücksichtigen, damit die rechnerisch ermittelten Spannungen nicht unrealistisch hoch ausfallen. Daher findet in den Berechnungen nach Gl. 5.24 der so genannte "effektive E-Modul" E_{eff} Eingang, der für praktische Probleme nachweislich gute Ergebnisse liefert (siehe dazu Abschnitt 5.3.3).

Zusammenfassend sind in Tabelle 5.3 die Feuchtekenwerte angegeben, die in den numerischen Untersuchungen verwendet wurden. Vereinfachend wurden für die HGT und die Frostschuttschicht, in denen sich die Feuchtegehalte ohnehin kaum ändern und damit praktisch keinen Einfluss ausüben, die Feuchtekenwerte des Betons verwendet.

5.3 Mechanische Stoffgesetze und Materialkennwerte

Nach dem CEB-FIP Model Code 1990 [22] kann die Gesamtverformung $\varepsilon_c(t)$ eines belasteten Betons zum Zeitpunkt t durch die nachfolgende Gl. 5.25 ausgedrückt werden:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (5.25)$$

Die lastabhängige Verformung setzt sich zusammen aus der elastischen Verformung $\varepsilon_{ci}(t_0)$ (Anfangsverformung zum Zeitpunkt der Lastaufbringung t_0) und der Kriechverformung $\varepsilon_{cc}(t)$ (Kriechverformung bei einem Betonalter $t > t_0$, siehe Abschnitt 5.3.3) während sich die lastunabhängige Verformung aus der Summe der Schwind- bzw. Quellverformung $\varepsilon_{cs}(t)$ (Schwind- bzw. Quellverformung bei einem Betonalter t , siehe Gl. 5.18) und der Temperaturdehnung $\varepsilon_{cT}(t)$ (Temperaturdehnung bei einem Betonalter t , siehe Gl. 5.3) ergibt.

5.3.1 Anwendung des Hooke'schen Gesetzes

Zur Analyse von Spannungen und Verformungen aus thermischer und hygrischer Beanspruchung wurde bei verschiedenen Parameterstudien das Hooke'sche Gesetz herangezogen (siehe Gl. 5.4 und Gl. 5.24), welches aber das Betonverhalten nur sehr grob vereinfacht wiedergibt. Der Hauptgrund für diese Vereinfachung bestand in der damit erzielten Reduktion des rechnerischen Aufwandes (Laufzeit und numerische Stabilität einzelner Rechenläufe) im Rahmen der komplexen und umfangreichen Parameteranalysen. Hinsichtlich der mit der Anwendung des Hooke'schen Gesetzes verbundenen Einschränkungen sei auf die Ausführungen unter Gl. 5.4 bzw. in Abschnitt 5.2.3 verwiesen. Angaben über die Größe des E-Moduls finden sich in Tabelle 5.4.

5.3.2 Bruch- und Versagenskriterien

Im Rahmen der Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton wurde das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung (neben dem Hooke'schen Gesetz) als bilineare Beziehung basierend auf dem so genannten "Crack Band Model" abgebildet [15]. Eine derartige Spannungs-Dehnungsbeziehung gibt das Verhalten realer Betone im Falle einer Rissbildung in ausreichend guter Näherung wieder. Daher eignet sich ein entsprechendes Materialgesetz zur Simulation von Rissbildungsvorgängen u. a. auch in Betonfahrbahndecken.

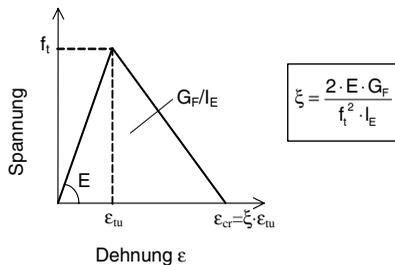


Abbildung 5.10: Materialgesetz für Beton unter Zugbeanspruchung

Auf der Grundlage dieses Modells lässt sich das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons durch den Elastizitätsmodul E (siehe dazu auch Abschnitt 5.3.3), die Zugfestigkeit f_t und die Bruchenergie G_F des Betons sowie durch die Seitenlänge eines Elementes des FE-Netzes l_E charakterisieren. Die Zugfestigkeit f_t und die Bruchenergie G_F des Betons werden nach den Ansätzen des MC90 abgeschätzt. Das Stoffgesetz basiert auf der Annahme, dass die Rissbildung bei Überschreiten einer Grenzdehnung $\varepsilon > \varepsilon_{\text{Grenz}}$ einsetzt. Dieser Grenzwert $\varepsilon_{\text{Grenz}}$ entspricht dabei der Dehnung ε_{tu} in der Abbildung 5.10. Gemäß

der Darstellung in Abbildung 5.10 steigt die Spannungs-Dehnungsbeziehung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit f_t linear an. Bei weiter zunehmender Dehnung nimmt die aufnehmbare Zugspannung linear ab und erreicht bei der kritischen Zugdehnung ϵ_{cr} den Wert Null.

Das Materialverhalten bei einer wiederholten Be- und Entlastung nach Überschreiten der einachsigen Zugfestigkeit, das dem Beton in den numerischen Berechnungen zugrunde gelegt wurde, ist in der Abbildung 5.11 dargestellt.

Bei der erstmaligen Zugbelastung kommt es (mit weiter zunehmender Dehnung) nach Überschreitung der Grenzwerte f_t bzw. ϵ_{tu} zunächst zu einem Spannungsabfall (vgl. Abbildung 5.10). Bei einer anschließenden vollständigen Entlastung fallen die Zugspannung und die Zugdehnung vereinfachend auf den Wert Null ab, d. h. die Entlastungskurve verläuft linear und durch den Ursprung. Im Falle einer darauf folgenden Wiederbelastung steigt die Spannungs-Dehnungskurve entlang der Entlastungsgeraden wieder an (siehe dazu Abbildung 5.11). Die Steigung dieser Wiederbelastungsgeraden (E-Modul) ist dabei jeweils geringer als bei einer vorherigen Belastung.

Bei der numerischen Simulation von wiederholten Zugbe- und Zugentlastungsvorgängen erfolgten die Spannungsrechnungen auf der Grundlage des jeweils zuletzt ermittelten Elastizitätsmoduls. Dies gilt auch für den Fall, dass der Beton nach einer Zugbeanspruchung einer darauf folgenden Druckbeanspruchung ausgesetzt wurde. Als Folge dieser Druckbeanspruchungen schließt sich der zuvor entstandene (angenommene) Riss. Sobald dort jedoch wieder Zugspannungen auftreten, öffnet sich dieser Riss wieder. Auf der Grundlage eines derartigen Stoffgesetzes konnte dem Beton in der numerischen Simulation ein Bruch bzw. ein Ermüdungsverhalten zugewiesen werden, wie es zumindest in grober Näherung tatsächlich gegeben ist.

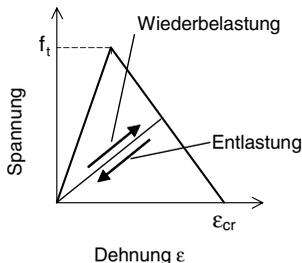


Abbildung 5.11: Verhalten des Betons bei einer Be- und Entlastung nach Überschreitung der Zugfestigkeit

Bei zweiachsigen Beanspruchungen wurde den Berechnungen der Ansatz von Kupfer et al. [66] zugrunde gelegt. Danach erreichen die maximal aufnehmbaren Hauptspannungen

im Druck-Druck-Bereich etwa das 1,25fache der einachsigen Druckfestigkeit des Betons. Im Falle einer zweiachsigen Zugbeanspruchung wurde die zweiachsige Zugfestigkeit der einachsigen Zugfestigkeit gleichgesetzt [2].

5.3.3 Viskoelastisches Verhalten

Beton zeigt unter Dauerlast ein ausgeprägt viskoelastisches Verhalten, das im Rahmen der numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahndecken wirklichkeitsnah berücksichtigt werden muss.

Dazu wurde bei der Anwendung des FE-Programms ADINA [2] unter Anwendung des Hooke'schen Gesetzes (siehe Abschnitt 5.3.1) zur Berücksichtigung des Betonkriechens eine differentielle Formulierung (siehe Gl. 5.26), basierend auf einem Dischinger-Ansatz, angesetzt (siehe hierzu [105, 72]), die über eigens entwickelte Unterprogramme im Programmpaket ADINA implementiert wurde.

$$\frac{d\varepsilon_{cc}}{dt} = \frac{\sigma_c(t)}{E_{ci}} \frac{d\varphi}{dt} \quad (5.26)$$

mit:

$$\begin{aligned} \sigma_c(t) & \text{ Zeitlich veränderliche kriecherzeugende Spannung [N/mm}^2\text{]} \\ E_{ci} & \text{ Elastizitätsmodul des Betons [N/mm}^2\text{]} \text{ im Alter von 28 Tagen [22]} \end{aligned}$$

Für ein Zeitinkrement Δt ergibt sich der Zuwachs an Kriechdehnung nach Gl. 5.27:

$$\Delta\varepsilon_{cc}^{t+\Delta t} = \frac{\sigma_c(t)}{E_{ci}} \Delta\varphi(t, t_0) \quad (5.27)$$

mit:

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c(t)}{E_{ci}} & = \text{Elastische Verformung} \\ \Delta\varphi(t, t_0) & = \varphi(t + \Delta t, t_0) - \varphi(t, t_0) \end{aligned} \quad (5.28)$$

Die Kriechdehnung zum Zeitpunkt $(t + \Delta t)$ folgt aus Gl. 5.29:

$$\varepsilon_{cc}^{t+\Delta t} = \varepsilon_{cc}^t + \Delta\varepsilon_{cc}^{t+\Delta t} \quad (5.29)$$

Die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ eines Betons im Alter von t Tagen, der im Alter von t_0 Tagen erstmals belastet wurde, wird nach den Angaben des CEB-FIP Model Code entsprechend Gl. 5.30 ermittelt [22]:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t - t_0) \quad (5.30)$$

mit:

φ_0 Grundwert der Kriechzahl nach Gl. 5.31

$\beta_c(t-t_0)$ Funktion zur Beschreibung des zeitlichen Kriechverlaufes nach Gl. 5.35

$$\varphi_0 = \varphi_\phi \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (5.31)$$

Darin bedeuten:

$$\varphi_\phi = 1 + \frac{1 - \frac{\phi}{\phi_0}}{0,46 \cdot \left(\frac{h}{h_0}\right)^{\frac{1}{3}}} \quad (5.32)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{5,3}{\left(\frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right)^{0,5}} \quad (5.33)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + \left(\frac{t_0}{t_1}\right)^{0,2}} \quad (5.34)$$

Die zeitliche Entwicklung des Betonkriechens folgt aus Gl. 5.35:

$$\beta_c(t - t_0) = \left(\frac{\frac{t - t_0}{t_1}}{\beta_H + \frac{t - t_0}{t_1}} \right)^{0,3} \quad (5.35)$$

mit:

$$\beta_H = 150 \cdot \left(1 + \left(1,2 \cdot \frac{\phi}{\phi_0} \right)^{18} \right) \cdot \frac{h}{h_0} + 250 \leq 1500 \quad (5.36)$$

ϕ Relative Feuchte [%]

ϕ_0 100 % (Bezugswert)

h Wirksame Bauteildicke [mm]

h_0 100 mm (Bezugswert)

f_{cm} Mittlere Druckfestigkeit des Betons [N/mm²]

f_{cm0}	10 N/mm ²
t_1	1 Tag (Bezugswert)
t_0	Belastungsalter des Betons [Tag]

Die Kriechzahl nimmt mit zunehmender Dauer der Belastung zu und erreicht im Bereich der Gebrauchsspannungen für Konstruktionsbetone Werte zwischen 1 und 4. Ferner nimmt das Kriechen mit zunehmender Betondruckfestigkeit, mit steigender Umgebungsfeuchte und mit zunehmender wirksamen Bauteildicke ab. Der Einfluss der Bauteildicke auf das Kriechen wird mit steigender Umgebungsfeuchte immer geringer und geht für eine Umgebungsfeuchte von 100 % r. F. gegen Null.

Insbesondere im Fall einer Rissbildung im Beton (siehe Abschnitt 5.3.2) waren zwei weitere Aspekte zu berücksichtigen:

- Die Zunahme des E-Moduls mit der Zeit als Folge der fortschreitenden Hydratation:

Im Rahmen der numerischen Simulation wurde sie auf der Grundlage von Gl. 5.37 berücksichtigt, mit der die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls für Beton im CEB-FIP Model Code 1990 [22] beschrieben wird.

$$E_{ci}(t) = E_{ci} \cdot \sqrt{\exp \left\{ s \cdot \left[1 - \left[\frac{28}{t} \right]^{1/2} \right] \right\}} \quad (5.37)$$

Darin bedeuten:

$E_{ci}(t)$	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm ²] im Alter von t Tagen
E_{ci}	Elastizitätsmodul des Betons [N/mm ²] im Alter von 28 Tagen
s	Koeffizient (gewählt s = 0,25 für normal oder schnell erhärtende Zemente)
t	Betonalter [Tage]

- Der Abbau von Spannungen mit der Zeit als Folge des Kriechens:

Das Kriechen kann zu einem Abbau von Eigenspannungen führen. Dieser Vorgang kann durch Anwendung der Methode des wirksamen E-Moduls E_{eff} (age adjusted modulus method) [16] rechnerisch erfasst werden, die nach Gl. 5.38 für praktische Probleme nachweislich gute Ergebnisse liefert [20]:

$$E_{eff} = \frac{E_{ci}(t)}{1 + 0,8 \cdot \varphi(t)} \quad (5.38)$$

Darin bedeuten:

$E_c(t)$	Zeitabhängiger E-Modul des Betons [N/mm ²] nach Gl. 5.37
$\varphi(t)$	Kriechzahl nach CEB-FIP Model Code 1990 [22], siehe Gl. 5.30
t	Betonalter [Tage]

5.3.4 Mechanische Kennwerte und Konstanten

Für die numerischen Untersuchungen waren weitere Materialkennwerte festzulegen, die in Tabelle 5.4 zusammengestellt sind. Dazu zählen neben den jeweiligen Querdehnungszahlen auch die Rohdichten des Betons der Fahrbahndecke sowie der hydraulisch gebundenen Tragschicht. Ferner wurde zusätzlich zu den in Abschnitt 5.3.3 vorgestellten zeitlich veränderlichen E-Moduln in einigen Fällen auch auf konstante E-Modulwerte des Betons zurückgegriffen, um im Falle einer nur kurzzeitig einwirkenden Beanspruchung den Rechenaufwand zu minimieren. Dies betrifft beispielsweise die Berechnung der Spannungen in der Betonfahrbahn, die sich infolge eines Temperaturschocks oder eines Radlastangriffs auf der Fahrbahnoberfläche einstellen. Die mit einer derartigen Vorgehensweise verbundenen Fehler bzw. Ungenauigkeiten sind gering und können daher vernachlässigt werden.

Der E-Modul wurde in den Grenzen der in Tabelle 5.4 angegebenen Werte variiert, um dadurch den Einfluss des E-Moduls auf die Größenordnung der auftretenden Spannungen in der Betonfahrbahn zu untersuchen. Zudem konnte der E-Modul dem jeweiligen Betonalter entsprechend angepasst bzw. gewählt werden.

Um den Einflüssen aus der fortschreitenden Hydratation des Zements Rechnung zu tragen, fanden auch zeitabhängige Zugfestigkeitswerte Eingang in die Simulationsberechnungen (siehe Tabelle 5.5).

Tabelle 5.4: Übersicht über die verwendeten mechanischen Kennwerte

	$E_{ci}(t)$ -Modul	Zugfestigkeit	Querdehnungszahl	Rohdichte
	E [$\frac{N}{mm^2}$]	f_t [$\frac{N}{mm^2}$]	ν [-]	ρ [$\frac{kg}{m^3}$]
Beton	20000	$f_t(t)$ siehe Tab. 5.5	0,2	2400
	30000			
	36000			
	40000			
	50000			
HGT	10000	-	0,2	1900

		Bettungsmodul k_s	
		[$\frac{MN}{m^3}$]	Quelle
Untergrund	weich	56	[54]
	steif	115	[54]
	unnachgiebig	1000	[4]

Wie der Tabelle 5.5 zu entnehmen ist, wurde dabei von einer Zugfestigkeit von 3,50 N/mm² im Alter von 28 Tagen ausgegangen. Bis zum Ende der jeweiligen Simulationszeitintervalle nimmt der Wert der Zugfestigkeit zu und erreicht ab einem angenommenen Betonalter von 4,5 Jahren einen Endwert von 4,20 N/mm².

Für den Bettungsmodul des Untergrundes wurden im Rahmen der Parameterstudie verschiedene Werte angenommen, um dadurch Einflüsse aus unterschiedlich steifen Unterbauvarianten zu analysieren. Die dabei berücksichtigten Bettungsmoduln sind ebenfalls in der Tabelle 5.4 zusammengefasst. Neben Werten für weichen bzw. steifen Unterbau [54] fand auch ein Bettungsmodul von $k_s = 1000$ MN/m³ Eingang in die Berechnungen, durch den ein nahezu unnachgiebiger Unterbau beschrieben wird, der jedoch in der Realität in dieser Form als Unterbau für Betonfahrbahndecken nicht in Betracht kommt. Derartige Extremfalluntersuchungen können aber dazu beitragen, grundlegende Tendenzen im Tragverhalten von Betonfahrbahnen klarer oder anschaulicher aufzuzeigen, als dies unter Annahme nur realer Verhältnisse möglich ist.

Tabelle 5.5: Zugfestigkeitswerte des Betons in Abhängigkeit von der Zeit

Betonalter [Jahre]	Zugfestigkeit des Betons [N/mm ²]
0,08 (entspricht 28 Tagen) - 0,25	3,50
0,25 - 1,5	3,75
1,5 - 2,5	4,00
2,5 - 3,5	4,10
3,5 - 4,5	4,15
4,5 – 20	4,20

In [57] wurden für Betone älter als 25 Tage konstante Bruchenergien festgestellt, während diese nach [21] mit der Zeit zunehmen und mit zunehmender Temperatur abnehmen. Bei den numerischen Berechnungen wurde der Einfluss einer Bruchenergie von 70, 90 und 115 N/m bei einer Betonzugfestigkeit von 3,5 N/mm² untersucht.

Ganz wesentlich ist auch, dass die Betondecke insbesondere aus den Verkehrslasten, aber auch durch Temperatur und Feuchte einer stets wechselnden Beanspruchung ausgesetzt ist. Das Verhalten des Betons bei wechselnden Zugspannungen, also die Ermüdung, wurde bei den numerischen Berechnungen nicht berücksichtigt, da es bei einigen Autobahnstrecken schon kurze Zeit nach Fertigstellung der Fahrbahn zu ersten Risschäden kam.

6 Voruntersuchungen

6.1 Allgemeines

Numerische Untersuchungen komplexer Probleme wie die durchgeführten Analysen zur Rissbildung in Betonfahrbahnen erfordern in der Regel umfangreiche Voruntersuchungen im Vorfeld der eigentlichen Hauptuntersuchungen. Sie dienen unter anderem zur Optimierung des erstellten FE-Modells hinsichtlich numerischer Stabilität und Rechenzeit.

Grundlage bildeten bei der Überprüfung der angesetzten thermischen und hygrischen Materialkennwerte Messergebnisse aus der Literatur sowie bereits vorliegende Messergebnisse eigener Versuchsreihen. Die Verifikation der berechneten Ergebnisse sowie eine ggf. erforderliche Korrektur erfolgten anhand eines Vergleichs mit entsprechenden Messergebnissen.

6.2 Überprüfung der thermischen Materialkennwerte

Zur Überprüfung und Kalibrierung der thermischen Materialkennwerte wurden Messergebnisse von Eisenmann [33] herangezogen, die an 22 cm dicken Fahrbahndecken aus Beton in der Praxis gewonnen worden waren. Die Nachrechnung der gemessenen Temperaturverteilungen beschränkte sich im Zuge der Parameterüberprüfung auf eindimensionale Betrachtungen, welche die Aussagekraft der Verifikation jedoch nicht einschränken.

Abbildung 6.1 zeigt den von Eisenmann [33] gemessenen sowie den nachgerechneten Temperaturverlauf in einer 22 cm dicken Betonfahrbahndecke in verschiedenen Tiefen (0, 6, 22 cm) über einen Zeitraum von sieben Tagen im Sommer. Bei den Berechnungen wurde die Anfangstemperatur mit 20 °C, die Wärmeleitfähigkeit des Betons mit 2,5 W/(m·K), die spezifische Wärmekapazität mit 700 W·h/(m³·K), die Wärmeübergangszahl mit 8,9 W/(m²·K) und die Betonrohddichte mit 2400 kg/m³ angesetzt.

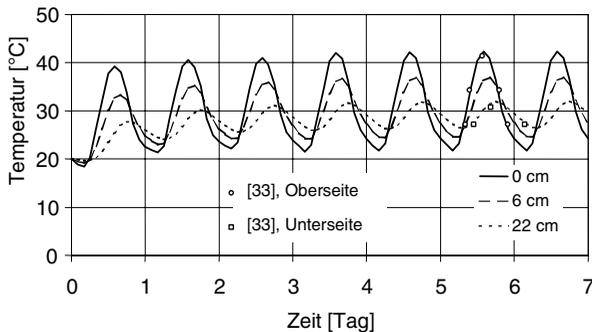


Abbildung 6.1: Rechnerischer Temperaturverlauf in einer 22 cm dicken Betonfahrbahndecke in verschiedenen Tiefen (0, 6, 22 cm) über einen Zeitraum von sieben Tagen im Sommer sowie an einem Sommertag an der Plattenoberseite und -unterseite gemessene Temperaturen nach [33]

Die rechnerische Temperatur an der Plattenoberseite schwankt zwischen 42 °C am Tag und 22,5 °C in der Nacht, an der Plattenunterseite zwischen 32 °C und 27 °C. Die dargestellten Rechenergebnisse stehen in sehr guter Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Temperaturmessungen von Eisenmann [33], so dass die angesetzten Materialkennwerte als zutreffend angesehen werden können.

6.3 Überprüfung der hygrischen Materialkennwerte

Erheblich aufwendiger als die Überprüfung der thermischen Materialkennwerte gestaltete sich die Verifikation der angesetzten hygrischen Werkstoffparameter. Dies liegt zum Teil daran, dass sich die Überprüfung nicht nur auf Transportkennwerte beschränkte, sondern auch Parameter umfasste, welche die mechanischen Eigenschaften des Betons charakterisieren. Darunter sind neben dem Kriech- und Schwindverhalten auch die für die Rissbildung relevanten Eigenschaften im Beton zu verstehen. Als Vergleichsgrundlage zur Überprüfung der hygrischen bzw. hygrisch-mechanischen Eingangsparameter wurden im Wesentlichen die in Kapitel 5 dargestellten Stoffgesetze herangezogen und Messergebnisse von Alvaredo [4] sowie durchgeführte Austrocknungsversuche an Betonplatten nach Springenschmid [95] numerisch nachgerechnet, siehe hierzu auch Abschnitt 6.5.

Abbildung 6.2 zeigt die Ergebnisse der Nachrechnung des Austrocknungsverhaltens eines Betonzylinders mit einem Radius von 74 mm für verschiedene Austrocknungsdauern bei einer Umgebungsfeuchte von 44 % r. F. nach Alvaredo [4]. Das Ausgangsfeuchtepotential betrug 1,0. Es wurde der Diffusionskoeffizient nach Alvaredo [4] (siehe Abbildung 5.6) und eine Feuchteübergangszahl von 5 mm/Tag eingesetzt.

Zu Beginn der Austrocknung stellen sich sehr hohe Feuchtegradienten ein, die mit der Zeit flacher werden. Die Umgebungfeuchte von 44 % wird über den gesamten Querschnitt ca. 5 Jahre nach Austrocknungsbeginn erreicht. Die Berechnungsergebnisse stimmen mit den in [4] erzielten Ergebnissen sehr gut überein.

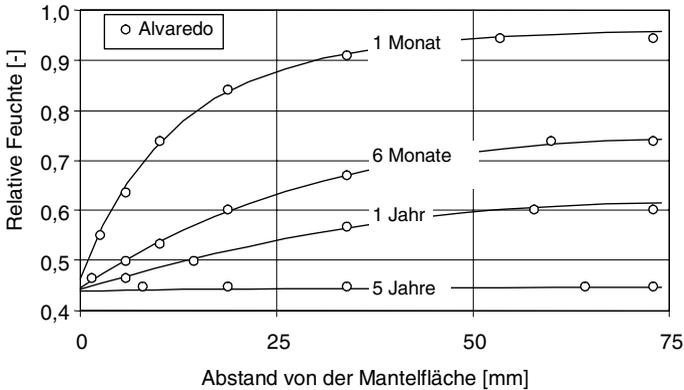


Abbildung 6.2: Nachrechnung des experimentell ermittelten Austrocknungsverhaltens in einem Betonzylinder mit dem Radius 74 mm zu verschiedenen Zeiten nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungfeuchte von 44 % r. F. nach Alvaredo [4]

Der Einfluss der in Abbildung 5.6 dargestellten Diffusionskoeffizienten sowie der im Abschnitt 5.2 ebenfalls erläuterten Feuchteübergangszahlen des Betons verschiedener Autoren auf sein Austrocknungsverhalten wurde ebenfalls untersucht. Dabei wurde die Feuchteverteilung in einem Betonzylinder mit einem Radius von 75 mm für die Zeiten 1 Monat sowie 5 Jahre nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungfeuchte von 60 % r. F. und einem Anfangsfeuchtepotential von 1,0 ermittelt. Abbildung 6.3 zeigt die erzielten Rechenergebnisse. Aus Abbildung 6.3 wird ersichtlich, dass die niedrige Feuchteübergangszahl nach Argyris [3] (0,2 mm/Tag) und nach Sadouki [100] (0,3 mm/Tag) dazu führt, dass sich keine hohen Feuchtegradienten nahe der Betonoberfläche ausbilden, während bei den restlichen Ansätzen ein ähnliches Austrocknungsverhalten des Betons festzustellen ist.

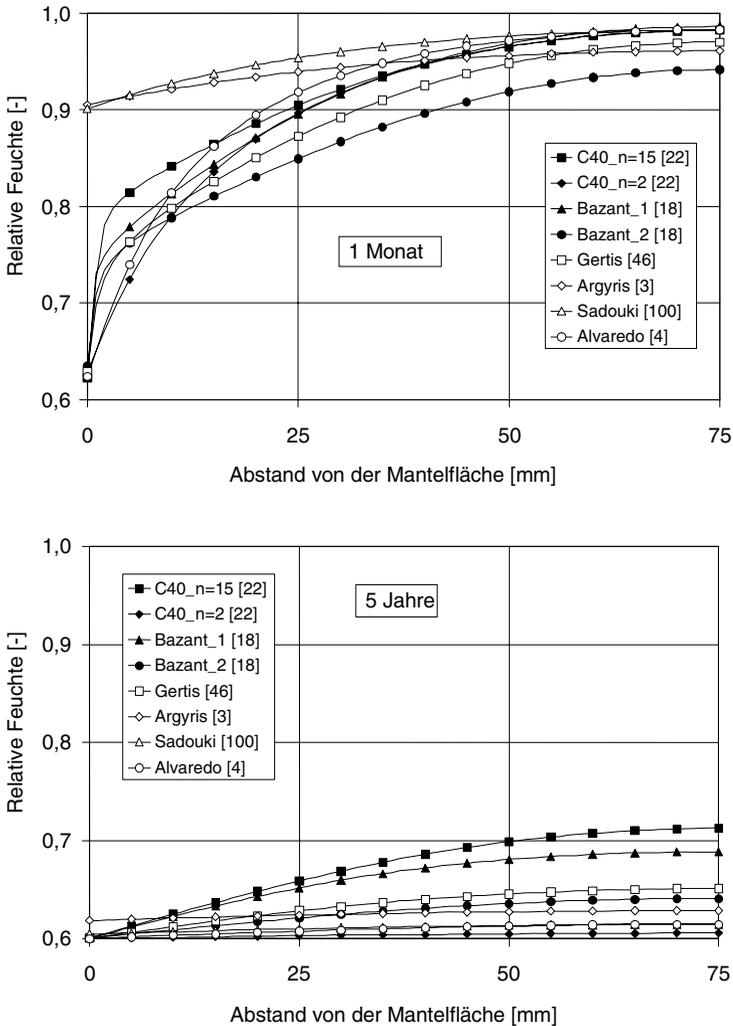


Abbildung 6.3: Rechnerische Verteilungen der relativen Feuchte in einem Betonzylinder (150/300 mm) 1 Monat (oberes Bild) und 5 Jahre (unteres Bild) nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. für unterschiedliche Diffusionskoeffizienten des Betons nach verschiedenen Autoren gemäß Abbildung 5.6

6.4 Austrocknung und Schwinden eines Betonzylinders

Um die Berechnungsergebnisse der FE-Feuchteanalyse hinsichtlich ihrer Güte zu überprüfen, wurde das Austrocknungs- und Schwindverhalten eines Betonzylinders für einen Zeitraum von 200 Tagen nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. simuliert und der Einfluss von mehreren Parametern insbesondere der Eigenspannungen, des Kriechens und der Rissbildung aufgezeigt. Das Anfangsfeuchtepotential betrug 1,0. Es wurde ein Diffusionskoeffizient des Betons D2 nach Abbildung 5.7 verwendet (siehe hierzu auch Tabelle 5.3). Parallel dazu wurde die Schwindverformung des Zylinders mit den in Kapitel 5 angeführten Stoffgesetzen ermittelt und mit dem FE-Berechnungsergebnis verglichen. Gegenüber der Berechnung nach Kapitel 5 liefert die FE-Analyse auch Aussagen zur Rissbildung auf der Oberfläche des Betonzylinders.

Abbildung 6.4 zeigt die mit der FE-Analyse gewonnenen Feuchteverteilungen in einem Betonzylinder (Durchmesser 150 mm, Höhe 300 mm) infolge einer Austrocknung an den Mantelflächen bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. zu verschiedenen Zeiten nach Austrocknungsbeginn. Zu Beginn der Austrocknung bilden sich in den ersten Millimetern nahe der Betonrandzone hohe Feuchtegradienten, die mit zunehmender Austrocknungsdauer flacher werden. Die Trockenfront schreitet nur langsam in den Beton hinein fort.

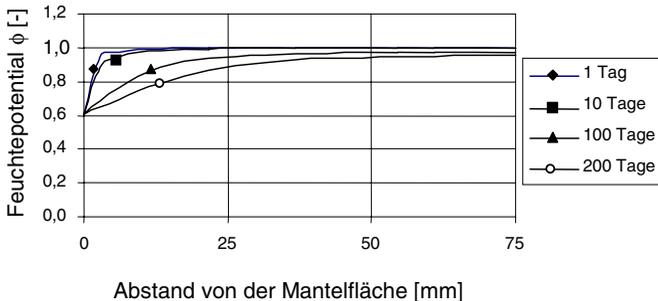


Abbildung 6.4: Rechnerische Feuchteverteilungen in einem Betonzylinder (Durchmesser 150 mm, Höhe 300 mm) infolge einer Austrocknung an den Mantelflächen bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. zu verschiedenen Zeiten nach Austrocknungsbeginn

Eigenspannungen - Einfluss des Betonkriechens:

Die ungleiche Feuchteverteilung über den Zylinderquerschnitt nach Abbildung 6.4 hat Eigenspannungen zur Folge, deren Größe von den Verformungseigenschaften des Betons und auch von einer Rissbildung beeinflusst wird. Unter der vereinfachenden Annahme eines linear-elastischen Materialverhaltens haben sie den in Abbildung 6.5 dargestell-

ten Verlauf. Der Einfluss des Betonkriechens wurde nach den Angaben des Abschnittes 5.3.3 berücksichtigt. Die zu Beginn der Austrocknung festgestellten hohen negativen Feuchtgradienten führen zu hohen Zugspannungen an der Betonoberfläche und Druckspannungen im Restquerschnitt. An der austrocknenden Mantelfläche werden 1 Tag nach Austrocknungsbeginn Zugspannungen von ca. 12 N/mm² erreicht, während im Restquerschnitt Druckspannungen von ca. -0,5 N/mm² herrschen. Die Zugspannungen an der Betonoberfläche sinken mit zunehmender Austrocknungsdauer auf Werte von ca. 4 N/mm², während die Druckspannungen im Restquerschnitt auf Werte von ca. -2 N/mm² anwachsen. Gleichzeitig nimmt die Größe der Betonrandzone, welche Zugspannungen aufweist, mit fortschreitender Austrocknungsdauer zu. So beträgt die Tiefe dieser Betonrandzone (Zugzone) ca. 12 mm nach 1 Tag und wächst auf ca. 27 mm nach 200 Tagen an.

Abbildung 6.6 zeigt, wie die Eigenspannungen in einem Betonzylinder als Folge einer Austrocknung durch die Kriechwirkung abgebaut werden. Danach beträgt der Spannungsabbau an der Betonoberfläche 1 Tag nach Austrocknungsbeginn ca. 25 % der Spannung ohne Kriechen. Entsprechend dem Kriechmaß nimmt der Spannungsabbau mit der Zeit zu und erreicht 200 Tage nach Austrocknungsbeginn ca. 50 % der Spannung ohne Kriechen.

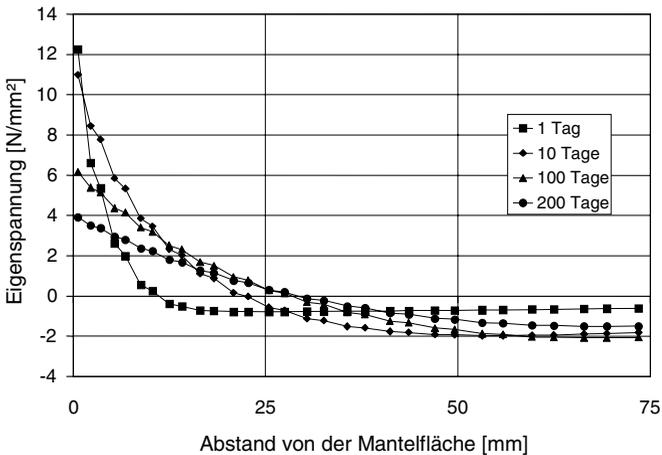


Abbildung 6.5: Eigenspannungen in einem Betonzylinder infolge einer Austrocknung bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. zu verschiedenen Zeiten nach Austrocknungsbeginn mit Berücksichtigung des Kriechens

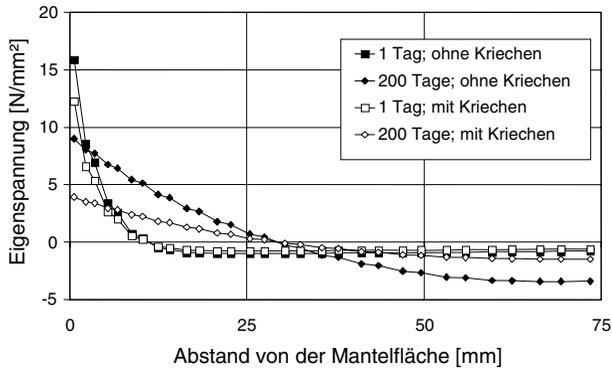


Abbildung 6.6: Rechnerische Eigenspannungen in einem Betonzylinder infolge einer Austrocknung bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. mit und ohne Berücksichtigung des Betonkriechens

Eigenspannungen - Einfluss einer Rissbildung:

Die hohen Zugspannungen an der Betonoberfläche infolge einer Austrocknung überschreiten selbst bei Berücksichtigung des Kriechens die Betonzugfestigkeit ($3,5 \text{ N/mm}^2$). Dies führt zu Rissbildungen an der Betonoberfläche (siehe hierzu Abschnitt 5.3.2) und gleichzeitig zum Abbau der Eigenspannungen über den Plattenquerschnitt. Das verdeutlicht Abbildung 6.7, in der die Eigenspannungen in einem Betonzylinder 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. mit bzw. ohne Berücksichtigung des Betonkriechens sowie mit bzw. ohne Berücksichtigung einer Rissbildung dargestellt sind. Ein Spannungsabbau $\Delta\sigma_K$ (ca. 5 N/mm^2 an der Oberfläche, und ca. 2 N/mm^2 in Zylindermitte) durch das Betonkriechen und ein zusätzlicher Spannungsabbau $\Delta\sigma_R$ (ca. 4 N/mm^2 an der Oberfläche und ca. 1 N/mm^2 in Zylindermitte) durch die Rissbildung an der Betonoberfläche sind festzustellen.

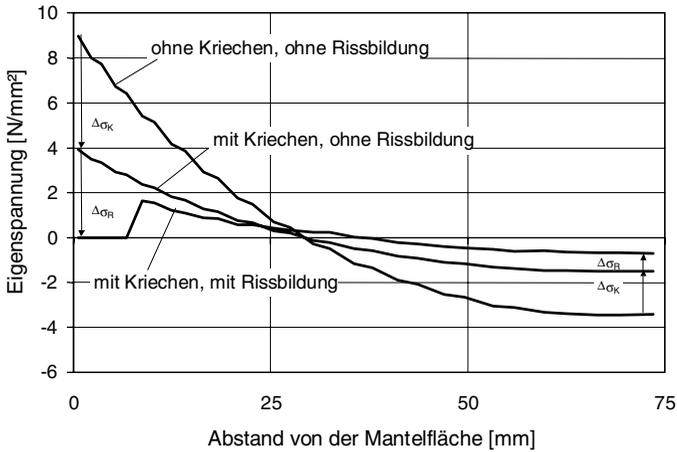


Abbildung 6.7: Einfluss des Betonkriechens und der Oberflächenrissbildung auf die Eigenspannungen in einem Betonzylinder 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F.

Abbildung 6.8 zeigt eine grafische Darstellung der Verformung (ohne Berücksichtigung des Betonkriechens) und der Rissbildung eines Viertelzylinders 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. Aus dem Bild ist ersichtlich, wie sich an der Manteloberfläche ein Riss bildet. Beim Auftreten des Risses werden die benachbarten Elemente entlastet, so dass dort geringe Stauchungen auftreten, siehe hierzu auch Abbildung 7.2.32.

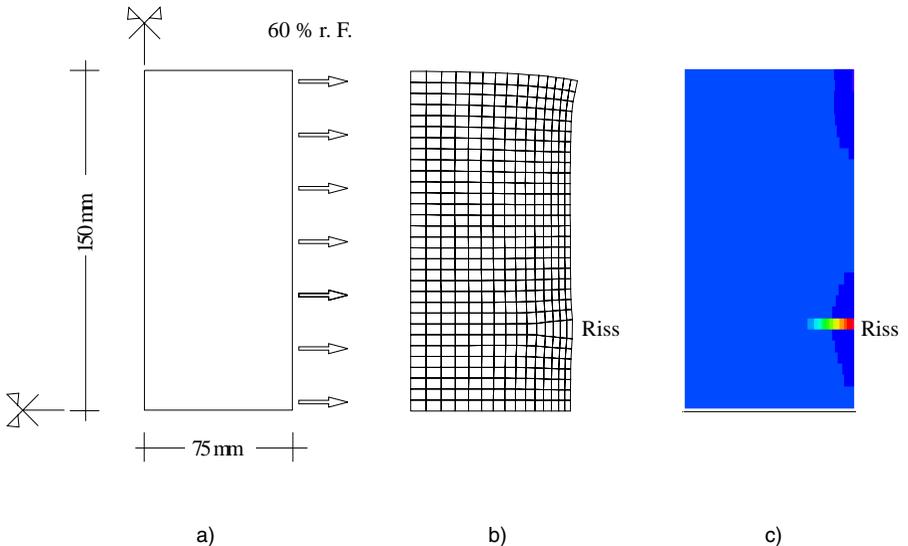


Abbildung 6.8: Verformung (b) und Rissbildung (c) eines Zylinders (a) 200 Tage nach Austrocknungsbeginn - Pfeile geben Trocknungsrichtung an - bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. an der Mantelfläche, ohne Berücksichtigung des Betonkriechens

Eigenspannungen - Einfluss des Schwindmaßes und des Betonkriechens:

Abbildung 6.9 zeigt den Einfluss der Höhe des Schwindmaßes und des Betonkriechens auf die Oberflächenrissbildung infolge einer Austrocknung 200 Tage nach Austrocknungsbeginn. Dabei wurde in a) ein geringes Schwinden (Endschwindmaß = 0,3 mm/m) ohne Betonkriechen, in b) ein hohes Schwinden (Endschwindmaß = 0,6 mm/m) ohne Betonkriechen, in c) ein hohes Schwinden (Endschwindmaß = 0,6 mm/m) mit Betonkriechen angenommen.

Wie aus Abbildung 6.9 ersichtlich ist, nimmt die Rissbildung an der Betonoberfläche erwartungsgemäß mit zunehmendem Endschwindmaß zu (a → b). Die Eigenspannungen über den Betonquerschnitt werden durch die Kriechwirkung und Rissbildung abgebaut, so dass sich die Rissbildung (Rissanzahl von 5 auf 4, Risstiefe von 20 mm auf 17 mm) an der Oberfläche vermindert (b → c).

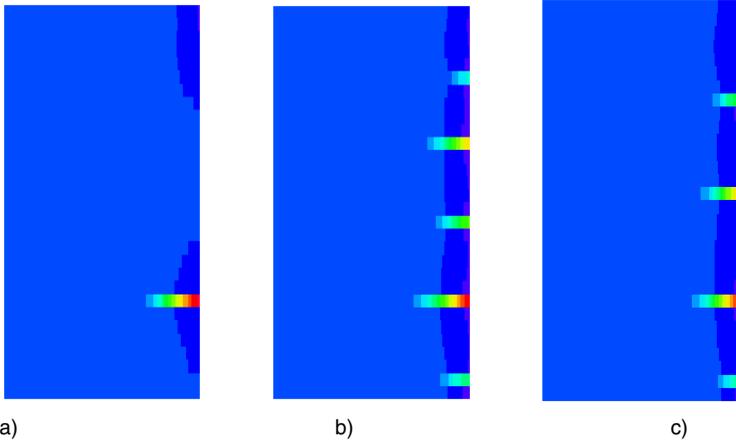


Abbildung 6.9: Einfluss des Schwindmaßes und des Betonkriechens auf die Rissbildung infolge Austrocknung (200 Tage nach Austrocknungsbeginn)
 a) geringes Schwinden (0,3 mm/m) ohne Betonkriechen, b) hohes Schwinden (0,6 mm/m) ohne Betonkriechen, c) hohes Schwinden (0,6 mm/m) mit Betonkriechen.

Rechnerischer Verlauf der Schwindverformungen eines Betonzylinders:

Im Folgenden wird die Schwindverformung (Längsverformung des Betonzylinders) unter Berücksichtigung der Rissbildung und des Kriechens an der Oberfläche gerechnet, siehe hierzu Abschnitt 5.3.2.

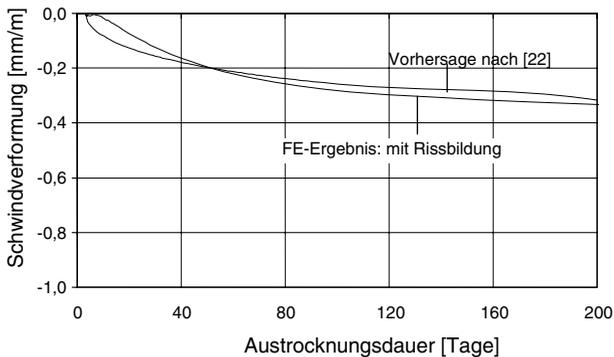


Abbildung 6.10: Rechnerische Schwindverformung eines Betonzylinders infolge einer Austrocknung bei einer Umgebungfeuchte von 60 % r. F. und die vorhergesagte Schwindverformung nach CEB-FIP Model Code [22]

Die durch die Austrocknung des Betons verursachte Schwindverformung eines Betonzylinders ist in Abbildung 6.10 dargestellt. Der numerisch berechnete zeitliche Verlauf der Schwindverformung unter Berücksichtigung von Eigenspannungen, Kriechen und Rissbildung weist eine gute Übereinstimmung mit der Vorhersage nach CEB-FIP Model Code 1990 [22] auf. Eine Rissbildung (in den ersten 40 Tagen) wirkt dem Schwinden entgegen und kann wie ein lokales Quellen betrachtet werden.

Insgesamt ist aber bei längerer Trocknungsdauer der Einfluss von Eigenspannungen, Kriechen und Rissbildung auf die Schwindverformung gering und liegt im Streubereich experimenteller Schwindmessungen.

Einfluss der Feuchteleitfähigkeit und der Feuchtedehnzahl des Betons:

Im Folgenden wird der Einfluss der Feuchteleitfähigkeit und der Feuchtedehnzahl des Betons (siehe hierzu Abschnitt 5.2) auf die Schwindverformung eines Zylinders für zwei Betone mit unterschiedlichen Feuchtediffusionskoeffizienten (D1, D2; gemäß Abbildung 5.6) und Feuchtedehnzahlen $\kappa_{F,1} = 1,5 \text{ mm/m}$ (A1) und $\kappa_{F,2} = 2,5 \text{ mm/m}$ (A2) bis zu 1800 Tage nach Austrocknungsbeginn untersucht. Dabei wurde ein linear-elastisches Materialverhalten des Betons ohne Berücksichtigung von Eigenspannungen angenommen.

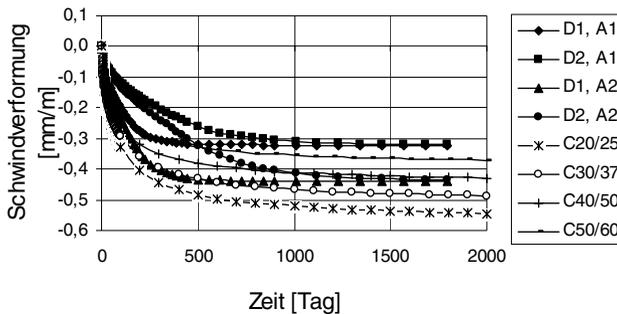


Abbildung 6.11: Rechnerische Schwindverformung eines Betonzylinders infolge einer Austrocknung bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. für Betone mit unterschiedlicher Feuchteleitfähigkeit und Feuchtedehnzahl im Vergleich zu den nach CEB-FIP Model Code [22] vorhergesagten Schwindverformungen für Betone unterschiedlicher Festigkeitsklassen

Abbildung 6.11 zeigt die Schwindverformungen von Betonen der Festigkeitsklasse C20/25, C30/37, C40/45 und C50/60 entsprechend der Vorhersage nach CEB-FIP Model Code 1990 [22] sowie von Betonen mit unterschiedlichen Feuchtedehnzahlen ($\kappa_{F,1} = 1,5 \text{ mm/m}$ (A1) und $\kappa_{F,2} = 2,5 \text{ mm/m}$ (A2)) und Feuchtediffusionskoeffizienten (D1=3-D2). Daraus wird ersichtlich, dass die Geschwindigkeit des Schwindens durch den Feuchtediffusionskoeffizienten und das Endschwindmaß durch die Feuchtedehnzahl gesteuert bzw.

beeinflusst werden. Ferner ist eine annähernd gute Übereinstimmung zwischen der Vorhersage nach CEB-FIP Model Code 1990 [22] z.B. für einen Beton der Festigkeitsklasse C40/50 und den FE-Berechnungsergebnissen für D1, A2 bzw. D2, A2 festzustellen.

6.5 Austrocknung und Schwinden von Betonplatten

In diesem Abschnitt werden Austrocknungsversuche an freigelagerten Betonplatten als Modell einer Betonfahrbahndecke der Dicke 240 mm am FE-Modell (siehe Abbildung 4.1) rechnerisch nachvollzogen. Dazu wurden die Verformungen und Spannungen in einer Betonplatte bis 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. und gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite (ohne Verbund) berechnet. Die angenommene Parameterkombination ist in Tabelle 7.3.5 (Grundmodell), Abschnitt 7.3.4 wiedergegeben. Das Betonkriechen wurde nach Abschnitt 5.3.4 berücksichtigt.

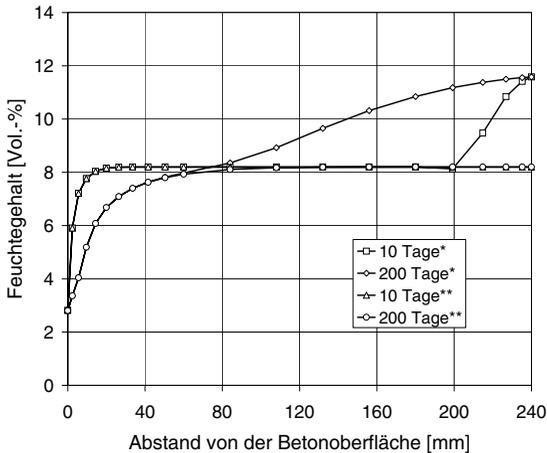


Abbildung 6.12: Rechnerische Feuchteverteilungen in einer Betonplatte der Dicke 240 mm, 10 und 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. (**) sowie bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite (*) für einen Beton mit einem Diffusionskoeffizient D 1 gemäß Abbildung 5.7

Abbildung 6.12 zeigt die rechnerischen Feuchteverteilungen in einer Betonplatte der Dicke 240 mm, 10 und 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. mit bzw. ohne gleichzeitige Wasseraufnahme an der Plattenunterseite für einen Beton mit einem Diffusionskoeffizient D 1 gemäß Abbildung 5.7. Die Ausgangs-

feuchte beträgt 8,2 Vol.-% und entspricht einem Feuchtepotential von 1,0 bzw. einer relativen Feuchte von 100 %, siehe hierzu auch Abschnitt 5.2. Kurz nach Austrocknungsbeginn ist ein hoher negativer Feuchtegradient an der Betonoberfläche festzustellen. Dieser wird mit zunehmender Zeit flacher und die Trocknungsfrent schreitet langsam in die Platte hinein fort.

Durch die gleichzeitige kapillare Wasseraufnahme an der Plattenunterseite steigt der Feuchtegehalt mit zunehmender Befeuchtungsdauer, so dass nach 200 Tagen etwa 2/3 der Querschnittshöhe einen Feuchtegehalt aufweist, der höher als der Ausgangsfeuchtegehalt ist.

Abbildung 6.13 zeigt die rechnerische Dehnungsverteilung über die Plattendicke in einer freigelagerten Betonplatte als Modell einer Betonfahrbahndecke der Dicke 240 mm 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite. Die Betonplatte schwindet entsprechend der Trocknungsfrent bis zu einer Tiefe von etwa 70 mm, während der Restquerschnitt (durch die Wasseraufnahme) quillt. Die Größe der Quellverformung an der Plattenunterseite ist nach dem dargestellten FE-Ergebnis dreimal so groß wie die Schwindverformung an der Plattenoberseite. Dieses Ergebnis stimmt mit den Ergebnissen von Springenschmid [95] sehr gut überein, die aus Versuchen an 20 cm dicken Betonbalken gewonnen wurden.

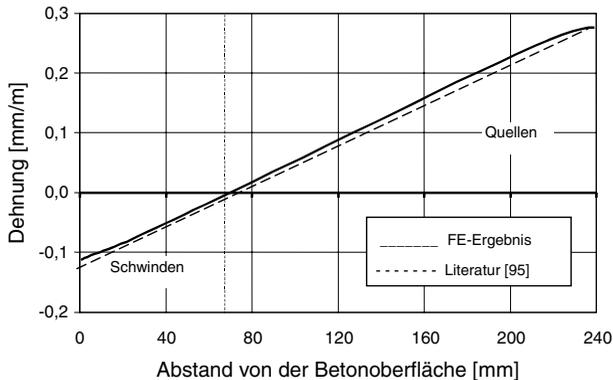


Abbildung 6.13: Rechnerische Dehnungsverteilung über die Plattendicke in einer freigelagerten Betonplatte der Dicke 240 mm 200 Tage nach Austrocknungsbeginn bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % r. F. bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite, Annahme: ohne Verbund

Für den ungünstigen Lastfall der Austrocknung an der Plattenoberseite bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite sind rechnerische Vertikalverformungen einer freigelagerten Betonplatte über die Plattenlänge in Abbildung 6.14 dargestellt. Darin kann

mit zunehmender Austrocknungs- bzw. Benetzungsdauer eine immer größer werdende Aufschüsselung beobachtet werden. Die Aufschüsselung der Betonplatte ist für den Lastfall der Austrocknung an der Oberseite bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Unterseite besonders ausgeprägt und beträgt unter den getroffenen Annahmen nach 200 Tagen etwa 5 mm.

Die in den Abbildungen 6.13 und 6.14 dargestellten Rechenergebnisse stimmen sehr gut überein mit Messungen in der Literatur [95].

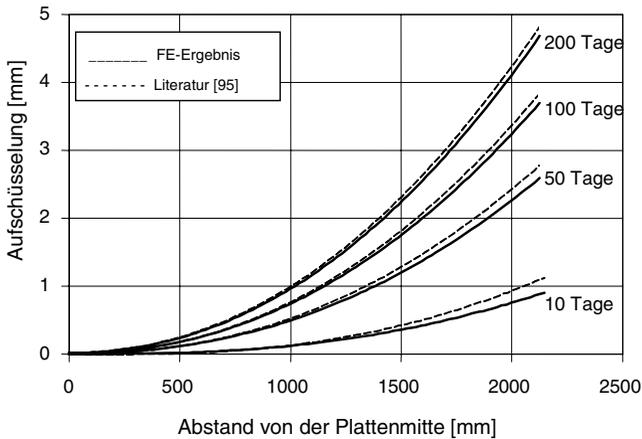


Abbildung 6.14: Entwicklung der Aufschüsselung einer Betonplatte infolge einer Austrocknung an der Plattenoberseite bei gleichzeitiger Wasseraufnahme an der Plattenunterseite, Annahme: ohne Verbund

6.6 Kurze Feuchteschwankungen

In den Berechnungen der vorangegangenen Abschnitte wurde das hygrische Verhalten von Beton unter der Voraussetzung behandelt, dass die Trocknungsbedingungen über lange Zeiträume konstant bleiben. In der Realität ist eine Betonfahrbahn aber täglichen Schwankungen der Umgebungsfeuchte oder sogar einer schockartigen Beanspruchung z.B. bei einem Gewitterregen ausgesetzt. Im Vorfeld der Hauptuntersuchungen sollte daher abgeschätzt werden, bis zu welcher Tiefe sich solche Änderungen der Umweltbedingungen in einer Betonplatte auswirken.

Dazu wurde in weiteren numerischen Untersuchungen der Einfluss tageszeitlicher Feuchteschwankungen (nachts um 00:00 Uhr, mittags um 12:00 Uhr) und der Einfluss eines

Feuchteschocks infolge eines im Sommer plötzlich auftretenden Gewitterregens (16:30 Uhr) auf das Feuchteverhalten von Betonfahrbahndecken untersucht.

Abbildung 6.15 zeigt als Folge der beiden o.g. Einflüsse das Feuchteverhalten der Randzone einer Betonfahrbahndecke. Die tageszeitlichen Feuchteschwankungen wurden mit einer Umgebungsfeuchte von 50 % r. F. mittags und 80 % r. F. nachts im Sommer simuliert. Ein Feuchteschock wurde durch eine plötzliche Änderung des Feuchtepotentials an der Plattenoberseite von ca. $\phi = 0,50$ mittags (entspricht einer Umgebungsfeuchte von 0,50 % r. F.) auf ein Wert von $\phi = 1,15$ simuliert, vgl. hierzu Abschnitt 5.2.

Aus Abbildung 6.15 wird ersichtlich, dass lediglich der erste Millimeter der oberflächennahen Betonrandzone durch tageszeitliche Feuchteschwankungen beeinflusst wird, während der Restquerschnitt davon unbeeinflusst bleibt.

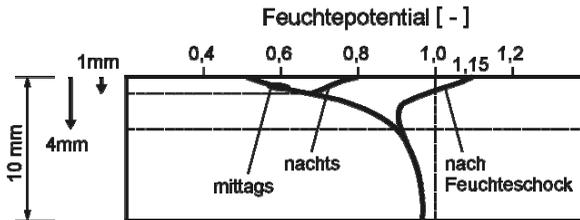


Abbildung 6.15: Einfluss tageszeitlicher Feuchteschwankungen und eines mittags im Sommer auftretenden Feuchteschocks auf das Feuchteverhalten in den obersten Millimetern einer Betonfahrbahndecke

Unmittelbar (36 sec) nach Einsetzen des Feuchteschocks, der die Bildung einer Wasserschicht z.B. als Folge eines Gewitterregens auf der Oberseite der Betondecke simuliert, ergibt sich eine sprunghafte Veränderung des Feuchtezustandes an der Fahrbahnoberfläche. Bedingt durch die im Vergleich zur Wärmeleitfähigkeit sehr viel geringere Feuchteleitfähigkeit des Betons ist die Änderung des Feuchtezustands nach Einsetzen des Feuchteschocks im untersuchten Zeitraum von 30 Minuten nur innerhalb der obersten 4 mm festzustellen. In Kapitel 7.2 wird deshalb der Einfluss von kurz dauernden Feuchteschwankungen auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonfahrbahndecken nicht näher untersucht.

7 Hauptuntersuchungen

7.1 Rechenannahmen und Vorgehensweise

Zusätzlich zu den in Kapitel 5 dargestellten Stoffgesetzen und Materialkennwerten erfolgten die Berechnungen im Rahmen der Hauptuntersuchungen auf der Grundlage einer Reihe von Rechenannahmen:

- Nachdem Berechnungen von Kranz [65] gezeigt hatten, dass sich im Temperaturbereich zwischen 2 °C und 60 °C Feuchte- und Temperaturverteilung in einer gekoppelten Rechnung gegenseitig kaum beeinflussen, erfolgte die Berechnung der Feuchte- und Temperaturverteilungen entkoppelt, d. h. die gegenseitige Beeinflussung von Feuchte- und Temperaturtransport wurde vernachlässigt.
- Auch die Berechnung der Spannungs- und Verformungszustände als Folge von Verkehrslasten bzw. von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen erfolgte unabhängig von der jeweiligen Feuchte- und Temperaturverteilung, d.h. der Einfluss von Feuchte und Temperatur auf die Stoffgesetze und Materialkennwerte nach Kapitel 5.3 wurde vernachlässigt.
- Die Spannungen und Verformungen wurden für alle Lastfälle unter der Annahme ebener Dehnungszustände über den Fahrbahnquerschnitt berechnet.
- Bei der Bestimmung der Biege- und Normalspannungen aus den Verkehrslasten fand der jeweils maßgebende Verformungszustand der Betonplatte z.B. als Folge von Schwinden, Quellen oder Temperatureinwirkungen Berücksichtigung.
- Die rechnerische Simulation der Treiberscheinungen infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) erfolgte auf der Grundlage der Arbeitshypothese, wonach das Treiben als eine über den Querschnitt der Betonfahrbahn gleichförmige Verformung zu verstehen ist.
- Bei der Berechnung der Spannungen und Verformungen der Betonplatte, die sich aus der Einwirkung von Feuchte sowie der AKR ergaben, wurden Kriecheinflüsse berücksichtigt. Bei Temperatureinwirkungen wurden die Kriecheinflüsse vernachlässigt.
- Bei der Berechnung der Spannungen und Verformungen der Betonplatte ist der Begriff Zwang so definiert, dass horizontale Verformungen der Betonplatte nicht erlaubt sind.

Das Vorgehen zur Beschreibung der Beanspruchungssimulation sowie der Präsentation der Ergebnisse erfolgt im Rahmen der vorliegenden Arbeit nach einem einheitlichen Schema, d. h. jeweils getrennt nach Lastfällen. Für jeden Lastfall werden dabei die wesentlichen Ergebnisse (Spannungsverteilungen sowie Verformungsverhalten) zunächst anhand des Fahrbahngrundmodells vorgestellt und erläutert, da die lastfallspezifischen Besonderheiten im Verformungsverhalten der Fahrbahnkonstruktion bei dieser Modellvariante besonders deutlich hervortreten. Bei diesem Grundmodell handelt es sich um die in der Abbildung 3.1 dargestellte Modellvariante einer frei gelagerten Betonfahrbahn ohne

Berücksichtigung von Zwangseinflüssen. Zudem wird bei dem Grundmodell von einer vollen Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der HGT ausgegangen. Das Grundmodell entspricht daher der Randbedingungskombination "ohne Zwang/mit Verbund".

Die numerische Berechnung des Temperatur- und Feuchteverhaltens wurden in Vor- und Hauptrechenläufe unterteilt. Die Hauptrechenläufe, die Bestandteil der Hauptuntersuchungen sind, simulieren jeweils die thermisch-hygrischen Vorgänge während eines untersuchten Tages und dienen der Ermittlung der Spannungs- und Verformungszustände. Zur Bestimmung der hierfür erforderlichen Temperatur- und Feuchteausgangszustände waren Vorrechenläufe nötig, die die Auswirkungen der klimatischen Vorgeschichte auf die Temperatur- und Feuchteverteilungen in der Betonplatte erfassen.

Im Zuge der Voruntersuchungen zeigte sich, dass für diese Vorrechenläufe eindimensionale Analysen hinreichend genaue Ergebnisse liefern. Aufgrund dieser Erkenntnis ließen sich im Rahmen der Voruntersuchungen der erforderliche Rechenaufwand sowie die dabei anfallende Datenmenge auf ein vertretbares Maß begrenzen. Dieser Sachverhalt war nicht zuletzt deswegen von Bedeutung, weil im Rahmen dieser Vorrechenläufe die Erfassung der tageszeitlichen Klimaschwankungen über einen Untersuchungszeitraum von bis zu 20 Jahren erforderlich war.

Während für die Vorrechenläufe die Verwendung eines eindimensionalen FE-Modells als ausreichend angesehen wurde, musste im Zuge der Hauptuntersuchungen auf das FE-Modell gemäß Abbildung 4.1 zurückgegriffen werden, das speziell dafür erstellt worden war.

Das Verhalten der übrigen 3 Modellvarianten nach Abbildung 3.1 ist Gegenstand des auf den Abschnitt zum Grundmodell folgenden Abschnitts, in dem jeweils die Ergebnisse der Parameterstudien vorgestellt werden. Neben den Einflüssen aus Zwang und Verbund werden in diesen Abschnitten weitere konstruktive Parameter, aber auch verschiedene Last- und Materialparameter behandelt. Wesentlich ist dabei die Bewertung jedes einzelnen Parameters hinsichtlich seines Einflusses auf die Größenordnung der berechneten Spannungen und Verformungen bzw. auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn.

7.2 Lastfall Temperatur

7.2.1 Simulation der thermischen Beanspruchung

In den Berechnungen der Temperaturverteilungen in einer Fahrbahnplatte wurden zyklische Beanspruchungen infolge der von der Jahres- und Tageszeit abhängigen Lufttemperatur bzw. Sonneneinstrahlung simuliert. Dabei musste zwischen Temperaturbeanspruchungen im Sommer und im Winter unterschieden werden. Untersucht wurden die hieraus resultierenden Spannungs- und Verformungszustände in der Betondecke und in der hyd-

raulisch gebundenen Tragschicht zu verschiedenen Zeitpunkten. Dabei war insbesondere der Zeitraum von der Herstellung einer Betonfahrbahn bis zum 28. Tag nach der Betonherstellung von Interesse, da dieser in Bezug auf die Rissbildung als besonders kritisch zu bewerten ist. Die Nachbehandlung fand hierbei besondere Berücksichtigung.

Im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen wurde davon ausgegangen, dass die betrachtete Betonfahrbahn während der Nachbehandlung vor direkter Sonneneinstrahlung sowie vor einer Austrocknung geschützt ist (siehe dazu auch Abschnitt 7.2.1.2, Abbildung 7.2.2). Zudem wurde die Fahrbahntemperatur in der Simulation während der Dauer der Nachbehandlung vom 1. bis zum 7. Tag konstant auf 20 °C gehalten. Daran anschließend begann die zyklische Beanspruchung der Fahrbahnoberfläche infolge der Lufttemperatur bzw. der Sonneneinstrahlung.

Die Begrenzung des Untersuchungszeitintervalls auf insgesamt 28 Tage ergab sich aus Voruntersuchungen, aus denen hervorging, dass sich die tageszeitlichen Schwankungen in den Temperaturverteilungen eines täglich gleichen Verlaufs von Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung schon nach einem Analysezeitraum von etwa 7 Tagen um konstante Mittelwerte bewegen. Die Berechnungsläufe zur Bestimmung der Temperaturverteilungen konnten daher auf die Simulation von maximal 28 Tageszyklen beschränkt werden. Für die Untersuchung der thermischen Beanspruchungen der Betonfahrbahn für Betonalter $t > 28$ Tage war deshalb auch die Berücksichtigung von Nachbehandlungseinflüssen auf die Temperaturverteilungen in der Fahrbahn nicht mehr erforderlich.

Eine Erwärmung der Erdoberfläche durch die Lufttemperatur und die Sonneneinstrahlung kann bis in Tiefen von mehreren Metern festgestellt werden. Allerdings sind kurzfristige Änderungen der Temperatur nur bis in eine geringe Tiefe wirksam. In der durchgeführten Hauptuntersuchung wurde nach [62] davon ausgegangen, dass die Temperatur an der Unterseite der Frostschuttschicht im Sommer 20 °C beträgt. Im Rahmen der Parameterstudie fanden weitere Bodentemperaturen Eingang in die Berechnungen (10 °C, 15 °C, 25 °C). Anhand dieser Untersuchungen sollte analysiert werden, inwieweit die Bodentemperatur das Temperaturverhalten einer Betonfahrbahn beeinflusst (siehe dazu auch Tabelle 7.2.1).

In den numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton wurden neben zyklischen Temperatureinwirkungen während eines "gewöhnlichen" Sommertages auch die Auswirkungen eines Temperaturschocks untersucht. Das Vorgehen bei der Simulation dieser Beanspruchungen wird in den folgenden Abschnitten ausführlich vorgestellt.

7.2.1.1 Zyklische Temperaturbeanspruchung (Sommer)

Die Abbildung 7.2.1 zeigt den tageszeitlichen Verlauf der Lufttemperatur (links) nach [33] und der Sonneneinstrahlung (rechts) nach [47] über einen Zeitraum von 24 Stunden im

Sommer und im Winter, wie sie den numerischen Untersuchungen in analoger Form zugrunde gelegt wurden.

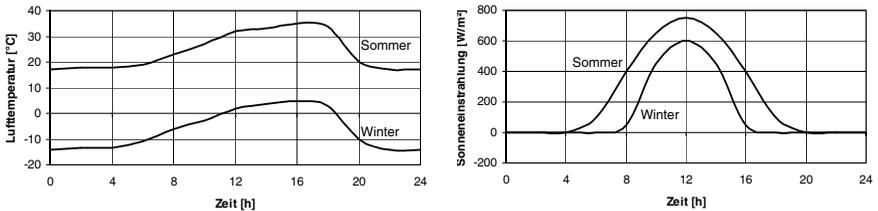


Abbildung 7.2.1: Tageszeitlicher Verlauf der Lufttemperatur nach [33] und der Sonneneinstrahlung nach [47] im Sommer und im Winter über einen Zeitraum von 24 Stunden

Die Sonneneinstrahlung erreicht im Sommer gegen 12:00 Uhr einen maximalen Wert von ca. 750 W/m^2 . Die Lufttemperatur erwärmt sich darüber hinaus noch weiter und erreicht einen Maximalwert von ca. $35 \text{ }^\circ\text{C}$ gegen 16:00 Uhr. Im Laufe der Nacht fallen die Lufttemperaturen auf Werte um $16 \text{ }^\circ\text{C}$, und die Sonneneinstrahlung nimmt den Wert 0 an.

Aufbauend auf den in Abb. 7.2.1 dargestellten Messwerten wurde in den nachfolgend beschriebenen Parameterstudien eine zyklische Temperaturbeanspruchungen zwischen $16 \text{ }^\circ\text{C}$ und $35 \text{ }^\circ\text{C}$ über eine Dauer von 21 Tagen angesetzt.

7.2.1.2 Temperaturschock

Neben zyklischen Temperaturbeanspruchungen wurden die Auswirkungen eines Temperaturschocks auf die Betonfahrbahn simuliert. Die Temperaturschockbeanspruchung schließt sich dabei jeweils unmittelbar an eine vorhergehende zyklische Temperaturbeanspruchung gemäß der Abbildung 7.2.1 an. Abbildung 7.2.2 zeigt den Verlauf dieser Temperaturschockbeanspruchung (Sonneneinstrahlung und Lufttemperatur) in schematischer Form. Zu einer derartigen Schockbeanspruchung kann es in der Realität beispielsweise dann kommen, wenn sich als Folge eines Hagelschauers im Laufe eines Sommertages Hagelkörner auf der Fahrbahnoberfläche ansammeln.

In der Simulation kommt es während einer Temperaturschockbeanspruchung um 16:00 Uhr des untersuchten Tages (Sommer) zu einem plötzlichen Abfall der Lufttemperatur an der Betonoberfläche der Fahrbahn von $35 \text{ }^\circ\text{C}$ auf $2 \text{ }^\circ\text{C}$, $7 \text{ }^\circ\text{C}$, $15 \text{ }^\circ\text{C}$ bzw. $20 \text{ }^\circ\text{C}$, wobei die Abkühltemperaturen von $2 \text{ }^\circ\text{C}$ und $7 \text{ }^\circ\text{C}$ Extremfälle darstellen. Diese Annahmen basieren auf Versuchen bzw. Messungen [78], bei denen eine zuvor erwärmte Betonplatte plötzlich durch Eis beansprucht wurde (siehe hierzu Abschnitt 7.2.3.3 und Tabelle 7.2.1).

Die Abkühltemperatur wurde in der Simulation unter Vernachlässigung von Wärmeübergangseffekten direkt an der Fahrbahnoberfläche angesetzt und dabei über eine angenommene Einwirkungsdauer von 30 Minuten konstant gehalten.

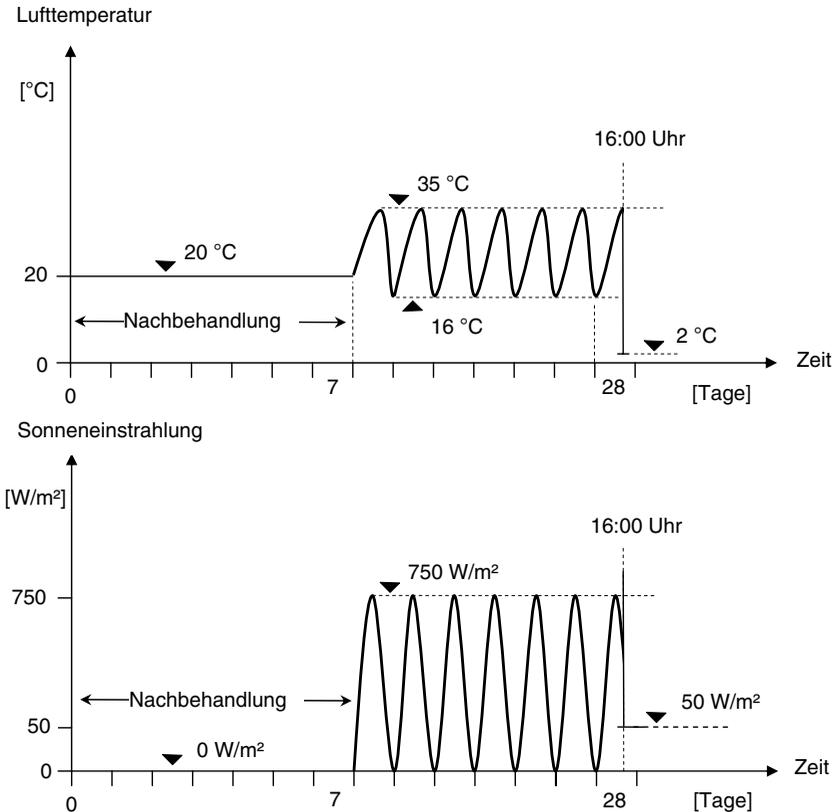


Abbildung 7.2.2: Schematische Darstellung der Beanspruchungen (Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung) während der Nachbehandlung, einer anschließenden 7-tägigen zyklischen Temperaturbeanspruchung sowie eines Temperaturschocks im Betonalter von z.B. 28 Tagen

Die Voruntersuchungen ergaben, dass die Temperaturgradienten innerhalb eines Zeitintervalls von 30 Minuten (nach Einsetzen des Temperaturschocks) auf ein weitgehend unkritisches Maß absinken. Die im Hinblick auf eine Rissbildung in der Betonfahrbahn kritischen Spannungszustände treten innerhalb dieses Zeitintervalls von 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks auf. Die numerischen Untersuchungen zur Rissbildung konnten daher auf die Auswertung dieses Zeitintervalls beschränkt werden. Zudem hat

sich in den Voruntersuchungen gezeigt, dass sich bis 16:30 Uhr – das entspricht dem Zeitpunkt 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks – auch die maximalen Verformungen (Aufschüsselung) ausgebildet haben. Die Berechnungen wurden jeweils um 16:30 Uhr beendet.

7.2.1.3 Zyklische Temperaturbeanspruchung (Winter)

Auch das Temperaturverhalten einer Betonfahrbahndecke im Winter wurde untersucht. Versuchsergebnisse zeigen, dass die Temperatur an der Plattenoberseite zwischen ca. 9 °C mittags und ca. -4 °C nachts schwanken kann, während die Temperatur an der Plattenunterseite zwischen ca. 6 °C mittags und ca. 4 °C nachts liegt. Mittags stellen sich positive Temperaturgradienten von ca. 0,015 °C/mm und nachts negative Temperaturgradienten von ca. -0,032 °C/mm über den Plattenquerschnitt ein.

Sowohl die Intensität der Sonnenenergie als auch die Lufttemperatur sind im Winter gering im Vergleich zum Sommer, so dass eine schwache Erwärmung der Betonfahrbahndecken im Winter erfolgt. Die Temperaturschwankungen an der Plattenoberseite betragen zwischen mittags und nachts lediglich ca. 13 °C und an der Plattenunterseite ca. 2 °C.

7.2.2 Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell)

Im Folgenden werden Ergebnisse der Berechnungen (Hauptrechenläufe) vorgestellt. Diese bilden die Vergleichsgrundlage für die Ergebnisse der Parameterstudie. Dieses numerische Berechnungsmodell einschließlich aller dabei berücksichtigten Parameterkombinationen wird als Grundmodell bezeichnet. Basierend auf diesem Grundmodell wurden im Rahmen der Parameterstudie jeweils einzelne Parameter schrittweise verändert. Anhand des Vergleichs der Ergebnisse aus der Parameterstudie mit den Ergebnissen des Grundmodells konnte der Einfluss der variierten Parameter auf die Temperaturverteilungen sowie im Weiteren auch auf die Spannungsverteilungen und die Verformungen abgeschätzt werden. Diese Vorgehensweise wurde in analoger Form auch im Hinblick auf die Beanspruchungen aus Feuchteeinwirkungen, aus Radlasten bzw. infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion gewählt.

Die Parameterkombination, die in die Berechnungsläufe des Grundmodells Eingang gefunden hat, ist in der Tabelle 7.2.1 zusammengefasst. Darin wird zwischen konstruktiven Parametern, Materialparametern und Parametern der Beanspruchung unterschieden. Die dort angegebenen Kennwerte beziehen sich jeweils auf die Angaben in den entsprechenden Kapiteln der vorliegenden Arbeit.

Tabelle 7.2.1: Parameterkombination bei der Untersuchung der Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abb. 3.1 und Abschnitt 4.1)						
Einfluss des Zwangs			Berücksichtigung nicht erforderlich			
Einfluss des Verbundes			Berücksichtigung nicht erforderlich			
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]			20, 24, 28, 32, 36, 40			
Materialparameter (siehe Kapitel 5)						
Nullspannungstemperaturverlauf (siehe Tabelle 5.2)			Berücksichtigung nicht erforderlich			
	Wärmeleitfähigkeit λ_T	Wärmekapazität C_T	Wärmedehnzahl α_{Tb}	Wärmeübergangszahl α_{OT}	E-Modul E	Bettungsmodul k_s
	$\left[\frac{W}{m K} \right]$	$\left[\frac{W h}{m^3 K} \right]$	$\left[\frac{1}{K} \right]$	$\left[\frac{W}{m^2 K} \right]$	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$	$\left[\frac{MN}{m^2} \right]$
Beton	2,0; 2,5; 3,0	600, 700	$10 \cdot 10^{-6}$	7,8	-	-
HGT	2,0	600		25,8	-	
FSS	1,5	500		$\alpha_{OT} (t)$	-	
Untergrund						-
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 7.2.1)						
				Sonneneinstrahlung	Lufttemperatur	Bodentemperatur
				$\left[\frac{W}{m^2} \right]$	[°C]	[°C]
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)				0	20	20
Zyklische Temperaturbeanspruchung (Dauer: 21 Tage)						
Sommertag	Maximum			750	35	10, 15
	Minimum			0	16	20, 25
Temperaturschockbeanspruchung (Dauer: 30 Minuten)						
Sommertag	Vor Eintreten des Schocks			400	35	20
	Nach Eintreten des Schocks			50	2, 7, 15, 20	

Die grau unterlegten Werte wurden in den Parameterstudien variiert

Die zwei in der Abbildung 7.2.3 dargestellten Kurven geben die Entwicklung der Temperaturen an der Fahrbahnoberfläche und an der Unterseite der hydraulisch gebundenen Tragschicht ab einem Betonalter von 7 Tagen (Ende der Nachbehandlung) wieder. Im Ausgangszustand beträgt die Temperatur in der gesamten Fahrbahnplatte 20 °C. Die in Abschnitt 7.2.1 beschriebenen Einwirkungen aus Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung bewirken die deutlich erkennbare zyklische Temperaturzunahme und -abnahme im Verlauf eines Tages. Ab dem 7. Tag bewegen sich die Tagesschwankungen im Temperaturverlauf beider Kurven um einen konstanten Mittelwert (quasistationärer Zustand).

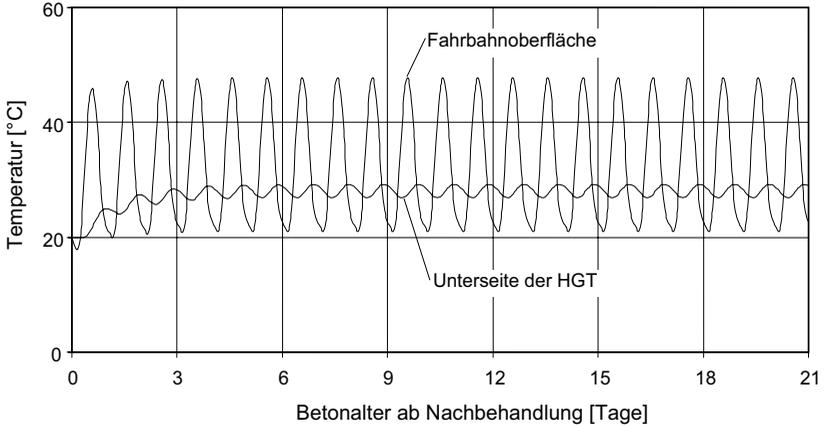


Abbildung 7.2.3: Rechnerische Temperaturentwicklung in der Fahrbahnplatte im Sommer (Anmerkung: gewählte Wärmeübergangszahl = $\alpha_{UT}(t)$, siehe Abb. 7.2.1)

In Abbildung 7.2.4 sind die Temperaturverteilungen über die Plattendicke (z-Richtung) zu verschiedenen Zeitpunkten des 28. Tages dargestellt. Sie beruhen auf Ergebnissen der Hauptrechenläufe bei einer Temperaturbeanspruchung entsprechend Abb. 7.2.2 (Parameter siehe Tabelle 7.2.1).

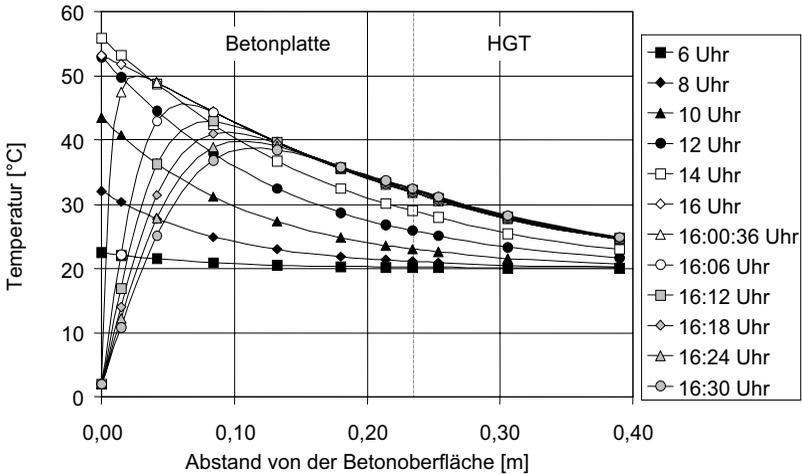


Abbildung 7.2.4: Temperaturverteilungen in der Fahrbahnplatte am 28. Tag (im Sommer)

Unmittelbar vor Eintritt des Temperaturschocks um 16:00 Uhr betrug die Oberflächentemperatur ca. 54 °C. Der Abkühlungsprozess in der Fahrbahn, welcher sofort nach Eintreten des Temperaturabfalls an der Fahrbahnoberfläche auf 2,0 °C begann, kann anhand des Vergleichs der Kurven in der Abbildung 7.2.4 für die Zeitpunkte $t_1 = 16:00$ Uhr und $t_2 = 16:30$ Uhr nachvollzogen werden. Proportional zur Änderung der Gradienten in den Temperaturverteilungen, welche während dieses Zeitraumes festzustellen war, verlangsamte sich der Abkühlungsprozess in der Fahrbahnplatte. Die Eindringtiefe der Abkühlfront in die Betondecke (hier abgeschätzt an der Entfernung der Kurvenmaxima zur Fahrbahnoberfläche) betrug nach 36 Sekunden ca. 30 mm und nach 30 Minuten ca. 120 mm. Die maximale Temperatur an der Fahrbahnoberfläche von 54 °C ist sehr hoch und dürfte in der Praxis – ebenso wie die Abkühltemperatur von 2 °C – nur selten erreicht werden.

7.2.3 Parameterstudie zum Temperaturverhalten

Die im Folgenden vorgestellte Parameterstudie hatte zum Ziel, den Einfluss bestimmter Randbedingungen und Kennwerte auf die Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn anzugeben. Darauf aufbauend konnten die untersuchten Parameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größe der rechnerischen Spannungen bzw. Verformungen bewertet werden. Zu den konstruktiven Parametern, die im Rahmen dieser Studie variiert worden sind, gehört im Wesentlichen der Einfluss der Plattendicke. Zudem wurden Materialparameter wie die Wärmeübergangszahl, die Wärmeleitfähigkeit und die Wärmekapazität des Betons analysiert. Den Abschluss dieser Parameterstudie zum Temperaturverhalten bilden die Untersuchungen zum Einfluss der Abkühl- und der Bodentemperaturen.

7.2.3.1 Konstruktive Parameter

Einfluss der Dicke der Betonfahrbahndecke

Grundlage dieser Untersuchung bildete das im vorstehenden Abschnitt 7.2.2 beschriebene Berechnungsmodell zur Bestimmung der Temperaturverteilungen in Betonfahrbahnen. Um den Einfluss der Dicke der Betonfahrbahndecken im Grundmodell auf die Temperaturverteilungen zu analysieren, wurde die Dicke schrittweise zwischen 20 cm und 40 cm variiert. Alle hierbei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.1 zusammengefasst.

Im Rahmen dieser Simulation wurden die Auswirkungen einer 7-tägigen zyklischen Temperaturbeanspruchung untersucht (siehe Tabelle 7.2.1). Die Ergebnisse dieser Berechnungen sind in den Abbildungen 7.2.5 bis 7.2.7 dargestellt. Im Ausgangszustand betrug die Plattentemperatur 20 °C.

Abbildung 7.2.5 zeigt die rechnerischen Temperaturen an der Plattenober- und Plattenunterseite für zwei Plattendicken von 20 cm und 40 cm über einen Zeitraum von sieben Tagen aufgetragen. Während die Temperaturen an der Plattenoberseite bei beiden Plattendicken entsprechend den Randbedingungen identisch sind, erwärmt sich die Plattenunterseite der dickeren Betonfahrbahndecke (40 cm) erwartungsgemäß langsamer als die der dünneren Betonfahrbahndecke (20 cm). Die Temperatur an der Plattenoberseite erreicht ihren Größtwert von ca. 54 °C jeweils am Nachmittag. Dagegen erreicht die Temperatur an der Unterseite der dünneren Platte ihren Größtwert von ca. 30 °C erst gegen Mitternacht während sich die Plattenoberseite abkühlt. Ferner ist festzustellen, dass die Temperaturschwankungen an der Plattenunterseite mit zunehmender Plattendicke schwächer werden, so dass sie für eine 40 cm dicke Betonplatte kaum noch zu erkennen sind. Nach einer Simulationsdauer von 7 Tagen bewegen sich die Schwankungen in den Temperaturverteilungen jeweils um konstante Mittelwerte.

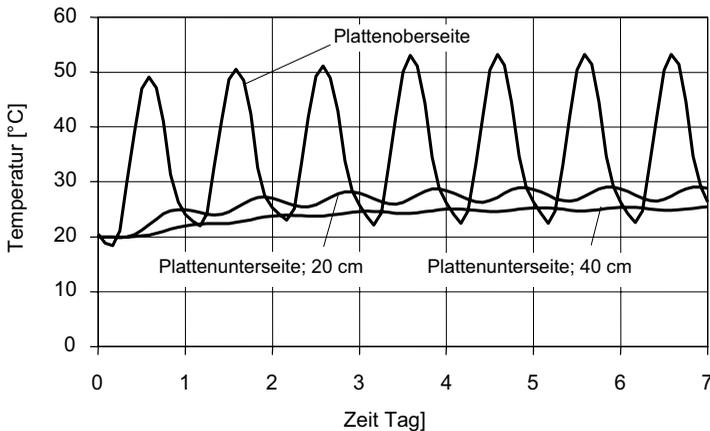


Abbildung 7.2.5: Einfluss der Plattendicke von 20 cm und 40 cm auf die Temperaturen an der Plattenoberseite und -unterseite über einen Zeitraum von sieben Tagen

In Abbildung 7.2.6 sind die rechnerischen Temperaturverteilungen in Betonfahrbahndecken mit unterschiedlichen Dicken von 20 cm bis 40 cm jeweils für den Zeitpunkt 00:00 Uhr nach 7 Tageszyklen dargestellt. Aus der Abbildung geht hervor, dass die Temperaturverteilung in einer Betonplatte von der Plattendicke deutlich abhängt, lediglich an der Plattenoberseite ist eine Temperatur von ca. 24 °C bei allen hier untersuchten Plattendicken zu verzeichnen. Ferner ist festzustellen, dass die untere Hälfte der dickeren Betonfahrbahndecken von der Abkühlung der Betonoberfläche kaum beeinflusst wird und dass die Nichtlinearität des Verlaufes der Temperaturverteilung mit zunehmender Plattendicke zunimmt.

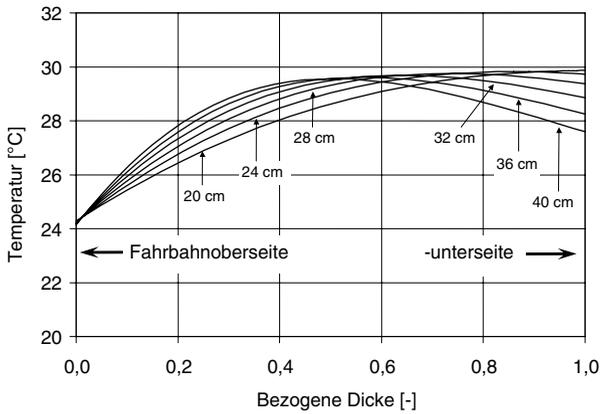


Abbildung 7.2.6: Einfluss unterschiedlicher Plattendicken (20 cm bis 40 cm) auf das Temperaturverhalten einer Betonfahrbahndecke (00:00 Uhr, nach 7 Tageszyklen)

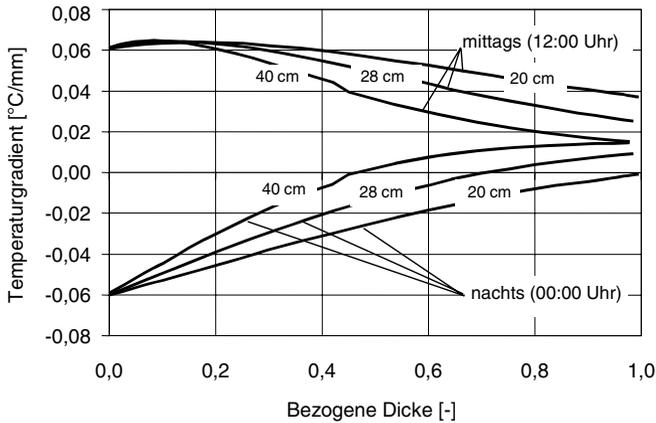


Abbildung 7.2.7: Einfluss der Plattendicke (20 cm, 28 cm und 40 cm) auf den Temperaturgradienten in einer Betonfahrbahndecke mittags (12:00 Uhr) und nachts (00:00 Uhr) nach 7 Tageszyklen

Abbildung 7.2.7 zeigt die Temperaturgradienten über den Querschnitt von Betonfahrbahndecken ($G=dT/dy$) unterschiedlicher Dicken mittags (12:00 Uhr) und nachts (00:00 Uhr) nach Durchlaufen von 7 Tageszyklen. Mittags stellt sich an der Plattenoberseite ein positiver Temperaturgradient von ca. 0,06 °C/mm und nachts ein negativer Temperatur-

gradient von ca. $-0,06 \text{ }^\circ\text{C}/\text{mm}$ ein. Diese Temperaturgradienten nehmen mit zunehmender Tiefe in die Betonfahrbahndecke sowie mit zunehmender Plattendicke ab.

Mittags weist der ganze Plattenquerschnitt (unabhängig von der Plattendicke) einen positiven Temperaturgradienten auf. Nachts tritt lediglich in der Betonplatte der Dicke 20 cm über den ganzen Querschnitt ein negativer Temperaturgradient auf, während sich in dickeren Betonfahrbahndecken sowohl negative als auch positive Temperaturgradienten einstellen. Dabei sind in der oberen Hälfte der Betonfahrbahndecke negative und in der unteren Hälfte positive Temperaturgradienten festzustellen.

7.2.3.2 Materialparameter

Einfluss der Wärmeübergangszahl

Der Einfluss der Wärmeübergangszahl $\alpha_{\text{ÜT}}$ wurde anhand der Annahmen $\alpha_{\text{ÜT}} = 25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K}) = \text{const.}$ (Windgeschwindigkeit 5 m/s, vgl. Abschnitt 5.1) und $\alpha_{\text{ÜT}} = 7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K}) = \text{const.}$ (Windgeschwindigkeit 0 m/s) untersucht. Zudem fand eine Wärmeübergangszahl in Abhängigkeit von der Tageszeit Eingang in die Berechnungen (siehe dazu auch Abschnitt 5.1, Abbildung 5.1). Gemäß der Zielsetzung dieser Parameterstudie entsprechen alle übrigen Parameter den Angaben in Abschnitt 7.2.2.1 (Grundmodell). In Analogie zur bisherigen Vorgehensweise bei der Darstellung der berücksichtigten Parameter sind die hierbei gewählten Kennwerte und Randbedingungen in der Tabelle 7.2.1 zusammengefasst. Im Ausgangszustand betrug die Plattentemperatur $20 \text{ }^\circ\text{C}$.

Die Rechenergebnisse hierzu sind in Abbildung 7.2.8 dargestellt. Daraus wird ersichtlich, dass eine Abnahme der Wärmeübergangszahl von $25,8$ auf $7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ erwartungsgemäß eine Erhöhung der Temperatur im Fahrbahnquerschnitt verursacht. So steigt die Temperatur an der Plattenoberseite von ca. $45 \text{ }^\circ\text{C}$ auf ca. $61 \text{ }^\circ\text{C}$ und die Temperatur an der Plattenunterseite von ca. $32 \text{ }^\circ\text{C}$ auf ca. $42 \text{ }^\circ\text{C}$. Der Temperaturgradient über die Plattendicke steigt dadurch von ca. $0,05 \text{ }^\circ\text{C}/\text{mm}$ auf ca. $0,08 \text{ }^\circ\text{C}/\text{mm}$.

Wird mit einer zeitabhängigen Wärmeübergangszahl $\alpha_{\text{ÜT}}(t)$ nach Abb. 5.1 gerechnet, so treten Temperaturen von ca. $52 \text{ }^\circ\text{C}$ an der Plattenoberseite und ca. $35 \text{ }^\circ\text{C}$ an der Plattenunterseite auf. Der Temperaturgradient liegt dann bei ca. $0,07 \text{ }^\circ\text{C}/\text{mm}$ und stimmt sehr gut mit gemessenen Temperaturgradienten [33] überein. Die zeitliche Veränderung der Wärmeübergangszahl spiegelt sich in der Lage der Temperaturkurve im Diagramm der Abbildung 7.2.8 wider. Da der zeitlich veränderliche Wärmeübergang $\alpha_{\text{ÜT}}(t)$ im Mittel in seiner Intensität niedriger als der Wärmeübergang auf der Grundlage der vergleichsweise hohen konstanten Übergangszahl von $\alpha_{\text{ÜT}} = 25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ einzustufen ist, liegt die Temperaturkurve der zeitlich veränderlichen Wärmeübergangszahl in der Abbildung 7.2.8 unterhalb

der Kurve für $\alpha_{\bar{U}T} = 25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ und dementsprechend oberhalb der Kurve von $\alpha_{\bar{U}T} = 7,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$.

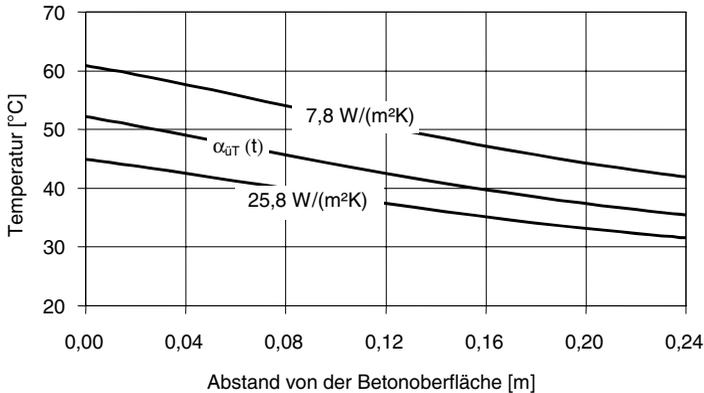


Abbildung 7.2.8: Einfluss der Wärmeübergangszahl auf die rechnerischen Temperaturverteilungen in einer Betonfahrbahndecke der Dicke 24 cm (12:00 Uhr, nach 7 Tageszyklen)

Einfluss der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität des Betons

Der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit auf das Temperaturverhalten der Betonfahrbahn wurde anhand der Annahmen von $\lambda_T = 2$ bzw. $3 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ untersucht. Dabei fand der Parameter der Wärmeleitfähigkeit jedoch stets in Kombination mit einem bestimmten Wert der Wärmekapazität des Betons Eingang in die Berechnungen. Im Rahmen der Parameterstudie betrug die Wärmekapazität des Betons entweder $C_T = 600$ oder $C_T = 700 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$. Neben den Kennwerten der Betondecke wurden den Berechnungen auch entsprechende Materialeigenschaften der Frostschuttschicht und der HGT zugrunde gelegt, deren Einflüsse auf die Temperaturverteilung in der Betonfahrbahn jedoch nicht näher analysiert wurden (siehe dazu Tabelle 7.2.1).

Um den Einfluss einer trockenen Betonrandzone auf das Temperaturverhalten der Betonfahrbahndecke zu analysieren, waren weitere numerische Berechnungen erforderlich. Dazu wurden für eine trockene Betonrandzone der Tiefe 50 mm eine Wärmeleitfähigkeit von $2 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ und eine Wärmekapazität von $600 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$ angenommen. Dem feuchten Restquerschnitt der Betonfahrbahndecke wurde dem gegenüber eine Wärmeleitfähigkeit von $3 \text{ W}/(\text{m}\cdot\text{K})$ und eine Wärmekapazität von $700 \text{ W}\cdot\text{h}/(\text{m}^3\cdot\text{K})$ zugewiesen. Ferner wurde eine Wärmeübergangszahl von $25,8 \text{ W}/(\text{m}^2\cdot\text{K})$ angenommen.

Während die übrigen, hierbei berücksichtigten Randbedingungen und Kennwerte in der Tabelle 7.2.1 zusammengestellt sind, enthält Tabelle 7.2.2 für jede untersuchte Kombination von Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität den Temperaturgradienten an der Fahrbahnoberfläche als repräsentatives Berechnungsergebnis. Dieser gibt zumindest indirekt einen Hinweis auf die Größenordnung der zu erwartenden Spannungen infolge einer Temperaturbeanspruchung.

Tabelle 7.2.2: Einfluss der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität des Betons auf den Temperaturgradienten nahe der Oberfläche einer Betonfahrbahndecke

Wärmeleitfähigkeit [W/(m·K)]	Wärmekapazität [W·h/(m ³ ·K)]	Temperaturgradient [°C/mm]
2	600	0,052
	700	0,051
3	600	0,040
	700	0,038
2 (trockene Randzone)	600 (trockene Randzone)	0,044
3 (feuchter Restquerschnitt)	700 (feuchter Restquerschnitt)	

Aus Tabelle 7.2.2 geht hervor, dass sowohl die Wärmeleitfähigkeit als auch die Wärmekapazität des Betons einen geringen Einfluss auf die Temperaturgradienten in einer Betonfahrbahndecke haben. Eine Erhöhung der Wärmeleitfähigkeit von 2 auf 3 W/(m·K) führt nur zu einer Abnahme des Temperaturgradienten um ca. 0,01 °C/mm, während eine Erhöhung der Wärmekapazität von 600 auf 700 W·h/(m³·K) einen Abfall des Temperaturgradienten um ca. 0,001 bis 0,002 °C/mm bewirkt. Die Wärmeleitfähigkeit übt also einen größeren Einfluss auf die Temperaturverteilung in der Betondecke aus als die Wärmekapazität. Diese Feststellung bezieht sich dabei auf die Berücksichtigung von Kennwerten der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität in Größenordnungen, wie sie unter baupraktischen Bedingungen üblich und zu erwarten sind (siehe dazu auch Abschnitt 5.1).

Die Ergebnisse der Berechnungen unter Berücksichtigung einer trockenen Betonrandzone lassen auch hier Tendenzen erkennen, dass die Temperaturgradienten in erster Linie von der Wärmeleitfähigkeit des Betons abhängen. Der berechnete Temperaturgradient liegt dabei zwischen den Berechnungsergebnissen unter Zugrundelegung der Wärmeleitfähigkeitswerte von 2,0 W/(m·K) und 3,0 W/(m·K) (vgl. Tabelle 7.2.2).

Zur Berechnung der Temperaturverteilungen in einer Betonfahrbahndecke wurden unter Berücksichtigung dieser Ergebnisse in den weiteren numerischen Untersuchungen die thermischen Kennwerte gewählt, die in Tabelle 7.2.1 grau unterlegt sind. Diese Werte der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität wurden auch für die Untersuchung des Temperaturverhaltens des FE-Modells in seiner Grundkonstellation (Grundmodell) gewählt.

7.2.3.3 Parameter der Temperaturbeanspruchung

Einfluss der Abkühltemperatur

Eine erwärmte Fahrbahndecke aus Beton wird im Falle eines im Sommer niedergehenden Gewitterregens u. U. einer hohen Beanspruchung ausgesetzt (sog. Temperaturschock). Gewitterregen kann sehr kalt aber auch warm sein. Entsprechend wurde in den Berechnungen ein sehr kalter Gewitterregen (Hagel) durch eine Abkühltemperatur von 2 °C an der Betonoberfläche sowie ein warmer Gewitterregen durch eine Abkühltemperatur von 20 °C simuliert. Dabei fanden Abkühltemperaturen von 2 °C sowie 7 °C Eingang in die Parameterkombination des Grundmodells (siehe dazu auch Abschnitt 7.2.2.1), wobei diese Abkühltemperaturen Extremfälle darstellen. Die bei den Berechnungen angesetzte Abkühltemperatur von 7 °C ist auf Messungen von Mechtcherine [78] zurückzuführen, die an der Oberfläche einer zuvor erwärmten und danach plötzlich mit Eis beanspruchten Betonplatte gewonnen wurde. Zusätzlich zu den Extremfällen wurden weitere Abkühltemperaturen untersucht. Die dabei berücksichtigte Parameterkombination ist in der Tabelle 7.2.1 zusammengestellt.

Abbildung 7.2.9 zeigt rechnerische Temperaturverteilungen in einer Fahrbahndecke aus Beton der Dicke 24 cm vor einem Temperaturschock (TS) sowie 36 Sekunden, 6 Minuten und 30 Minuten nach einem Temperaturschock bei einer Abkühltemperatur von 7 °C. Die Oberflächentemperatur des Betons wurde 30 Minuten lang auf den Wert 7 °C konstant gehalten bzw. angenommen.

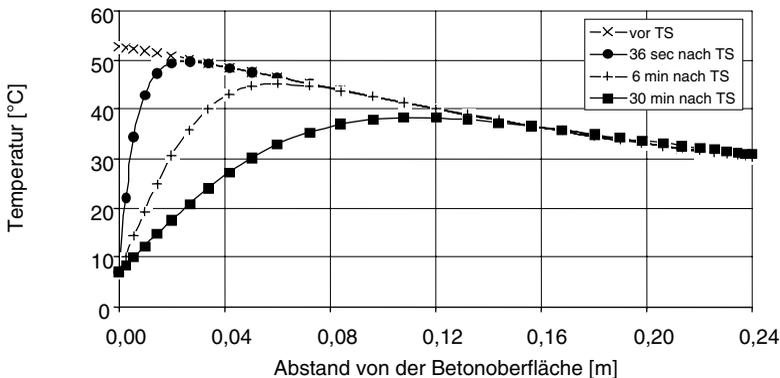


Abbildung 7.2.9: Rechnerische Temperaturverteilungen in einer Fahrbahndecke aus Beton der Dicke 24 cm, vor dem Eintreten des Temperaturschocks (TS) sowie 36 Sekunden, 6 Minuten und 30 Minuten nach einem Temperaturschock, Abkühltemperatur $T = 7\text{ °C}$

Aus Abbildung 7.2.9 wird ersichtlich, dass vor allem die obersten 10 cm einer Betonfahrbahndecke durch eine plötzliche Temperaturabsenkung einer starken thermischen Beanspruchung ausgesetzt sind. Dabei bildet sich nach dem Temperatursturz gerade an der Plattenoberseite ein hoher negativer Temperaturgradient aus, der in der Betonfahrbahndecke fortschreitet, mit zunehmender Abkühldauer und zunehmender Tiefe in der Betonfahrbahndecke aber wieder abnimmt.

In Tabelle 7.2.3 sind Rechenergebnisse zum Einfluss der Abkühltemperatur von 2 °C, 7 °C, 15 °C und 20 °C sowie zum Einfluss der Abkühldauer auf die Temperaturgradienten an der Plattenoberseite zusammengefasst.

Aus diesen Ergebnissen geht hervor, dass die Tiefe der Betonrandzone (t_{nTG}), die negative Temperaturgradienten aufweist, mit zunehmender Abkühldauer zunimmt. So beträgt diese 36 Sekunden nach einem Temperaturschock 3 cm und weitet sich 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks auf etwa 9 cm aus. Der Restquerschnitt wird von der Abkühlung an der Plattenoberseite nicht beeinflusst, so dass dieser vor und nach einem Temperaturschock einen positiven Temperaturgradienten von ca. 0,08 °C/mm aufweist.

Tabelle 7.2.3: Rechenergebnisse zum Einfluss der Abkühltemperatur AT und der Abkühldauer auf die Temperaturgradienten an der Plattenoberseite und auf die Tiefe der Betonrandzone mit einem negativen Temperaturgradienten t_{nTG}

Abkühldauer	Temperaturgradienten				t_{nTG} [cm]
	AT = 2 °C [°C/mm]	AT = 7 °C [°C/mm]	AT = 15 °C [°C/mm]	AT = 20 °C [°C/mm]	
36 Sekunden	-7,0	-6,2	-5,1	-4,5	3,0
6 Minuten	n. b.	-1,2	n. b.	n. b.	6,0
30 Minuten	-0,9	-0,7	-0,6	-0,5	9,0

Erläuterungen:

AT Abkühltemperatur
 t_{nTG} Tiefe der Betonrandzone mit einem negativen Temperaturgradienten
n. b. nicht bestimmt

Ferner zeigt Tabelle 7.2.3, dass die hohen Temperaturgradienten an der Plattenoberseite mit ansteigender Abkühltemperatur und -dauer abnehmen. Bei einer Abkühltemperatur von 7 °C beträgt der rechnerische Temperaturgradient an der Plattenoberseite 36 Sekunden nach einem Temperaturschock ca. -6 °C/mm und nimmt 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks auf einen Wert von -0,7 °C/mm ab.

Einfluss der Bodentemperatur

Um festzustellen, inwieweit die Bodentemperatur das Temperaturverhalten der Betonplatte einer Betonfahrbahndecke beeinflusst, wurden entsprechende Parameterstudien

durchgeführt. In diesen Berechnungen fanden Bodentemperaturen, definiert als Temperaturen an der Unterseite der Frostschuttschicht (FSS), von 10 °C, 15 °C, 20 °C und 25 °C Eingang. Zudem wurde darin die von der Tageszeit abhängige Wärmeübergangszahl $\alpha_{GT}(t)$ angesetzt (siehe dazu auch Abschnitt 5.1). Diese sowie alle weiteren Kennwerte und Randbedingungen der Berechnungsläufe sind in der Tabelle 7.2.1 zusammengestellt.

Abbildung 7.2.10 zeigt den Einfluss der Bodentemperatur auf die rechnerische Temperaturverteilung in der Betonfahrbahn. Der Querschnitt der Fahrbahn, der diesen Berechnungen zugrunde lag, bestehend aus einer 51 cm dicken Frostschuttschicht (FSS), einer 15 cm dicken hydraulisch gebundenen Tragschicht (HGT) und einer 24 cm dicken Betonfahrbahnplatte.

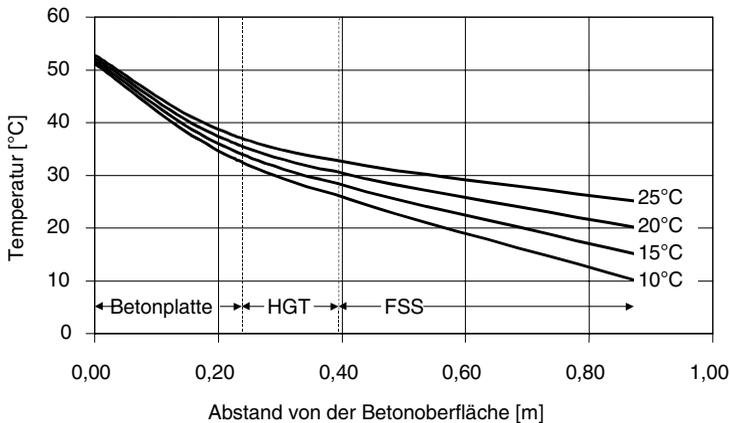


Abbildung 7.2.10: Einfluss der Bodentemperatur auf die rechnerischen Temperaturverteilungen in dem Dreischichtensystem eines Betonfahrbahnquerschnitts, mittags (12:00 Uhr) nach 7 Tageszyklen

Die Berechnungsergebnisse zeigen erwartungsgemäß, dass die Temperaturen in der Betonfahrbahn durch die Bodentemperatur nicht unerheblich beeinflusst werden. Die Intensität dieses Einflusses nimmt dabei von unten nach oben ab. So führt eine Erhöhung der Temperatur an der Unterseite der Frostschuttschicht von 10 °C auf 25 °C zu einer Erhöhung der Temperatur an der Unterseite der HGT um ca. 8 °C und zu einer Erhöhung der Oberflächentemperatur um ca. 2 °C (vgl. Abbildung 7.2.10). Dadurch fällt der Temperaturgradient über den Querschnitt der Betonplatte um ca. 0,012 °C/mm.

7.2.4 Spannungen und Verformungen aus einer Temperaturbeanspruchung (Grundmodell)

In Abschnitt 7.2.2 wurden die Temperaturverteilungen in Betonfahrbahnen vorgestellt und erläutert, die anhand des so genannten Grundmodells ermittelt worden sind. Darauf aufbauend stellt der folgende Abschnitt die rechnerischen Spannungen und Verformungen vor, die mit den Temperatureinwirkungen in diesem Fahrbahngrundmodell einhergehen. Die zuvor ermittelten Temperaturverteilungen bilden daher die Grundlage für die Berechnung der Spannungsverteilungen sowie der Verformungen. Die hierbei berücksichtigten Materialkennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.4 zusammengestellt.

Tabelle 7.2.4: Parameterkombination bei der Untersuchung der Spannungsverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abschnitt 4.1)						
Einfluss des Zwangs		ohne Zwang mit Zwang				
Einfluss des Verbundes		voller Verbund zwischen Betondecke und HGT kein Verbund zwischen Betondecke und HGT				
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]		20, 24, 28				
Materialparameter (siehe Kapitel 5)						
Nullspannungstemperaturverlauf (siehe Tabelle 5.2)				konstant, 20 °C		
	Wärmeleitfähigkeit λ_T	Wärmekapazität C_T	Wärmedehnzahl α_{Th}	Wärmeübergangszahl α_{GT}	E-Modul E	Bettungsmodul k_s
	$\left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$	$\left[\frac{Wh}{m^3 \cdot K} \right]$	$\left[\frac{1}{K} \right]$	$\left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right]$	$\left[\frac{N}{mm^2} \right]$	$\left[\frac{MN}{m^3} \right]$
Beton	2,5	700	5,3 · 10 ⁻⁶ 10 · 10 ⁻⁶	$\alpha_{GT}(t)$	20000, 30000, 36000, 40000, 50000	
HGT	2,0	600	14 · 10 ⁻⁶	-	10000	-
FSS	1,5	500		-	-	
Untergrund						56, 116, 1000
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 7.2.1)						
				Sonneneinstrahlung	Lufttemperatur	Bodentemperatur
				$\left[\frac{W}{m^2} \right]$	[°C]	[°C]
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)				0	20	20
Zyklische Temperaturbeanspruchung (Dauer: 21 Tage, vgl. Abbildung 7.2.2)						
Sommertag	Maximum			750	35	20
	Minimum			0	16	
Temperaturschockbeanspruchung (Dauer: 30 Minuten, vgl. Abbildung 7.2.2)						
Sommertag	Vor Eintreten des Schocks			400	35	20
	Nach Eintreten des Schocks			50	2, 7, 15, 20	

In die Berechnungen zum Spannungs- und Verformungsverhalten fand – angesichts des komplexen Verhaltens von Beton – zunächst ein vereinfachtes Stoffgesetz Eingang, das von einem linear elastischen Materialverhalten, das die Rissbildung im Beton bei einem Überschreiten seiner Zugfestigkeit nicht berücksichtigt [125, 126, 128].

Der Hauptgrund für diese Vereinfachung war die notwendige Reduktion des rechnerischen Aufwandes (Laufzeit und numerische Stabilität einzelner Rechenläufe), um in angemessener Zeit die umfangreichen Parameteranalysen durchführen zu können. Als Konsequenz dieser Vereinfachung ergeben sich oftmals unrealistisch hohe Spannungswerte, die weit über der Festigkeit des Betons liegen. Dies schränkt jedoch die Aussagekraft der erwünschten Ergebnisse bzw. Erkenntnisse nicht ein, weil bei den durchgeführten Analysen letztlich die Frage im Vordergrund steht, ob und unter welchen Bedingungen eine Rissbildung im Fahrbahnquerschnitt wahrscheinlich ist. Werden also rechnerisch Spannungen ermittelt, die die Festigkeit des Betons zum betreffenden Zeitpunkt erreichen bzw. etwas überschreiten, wird es wahrscheinlich zur Rissbildung kommen. Bis zu dieser Spannungshöhe sind die Rechenergebnisse in jedem Falle als durchaus realistisch einzustufen. Höhere rechnerisch ermittelte Spannungen werden in der Realität wegen der einsetzenden Rissbildung nicht auftreten. Solche Spannungswerte zeigen aber zumindest eine mit höchster Wahrscheinlichkeit eintretende Rissbildung an. Sie können also auch zur vergleichenden Bewertung des Rissrisikos bei unterschiedlichen Einwirkungen herangezogen werden. Ferner ist darauf hinzuweisen, dass in den Abschnitten 7.2.6 und 7.2.7 über numerische Untersuchungen zur Rissbildung als Folge einer Temperaturbeanspruchung berichtet wird, für die ein realistisches Stoffgesetz unter Berücksichtigung einer begrenzten Zugfestigkeit bzw. einer begrenzten Zugdehnung von Beton nach Abb. 5.10 verwendet wurde.

Die Temperaturbeanspruchungen der Analysen am Fahrbahngrundmodell entsprechen im Wesentlichen den in der Abbildung 7.2.2 dargestellten Verläufen der Lufttemperatur bzw. der Sonneneinstrahlung. Dabei wurde nach einer angenommenen Nachbehandlungsphase von 7 Tagen zunächst eine zyklische Temperaturbeanspruchung (Temperaturzyklen während eines Sommertages) simuliert, die sich hier jedoch im Unterschied zur Vorgehensweise in Abschnitt 7.2.2 über einen Zeitraum von 21 Tagen erstreckte. Um 16:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Betonfahrbahn setzte in der Simulation ein Temperaturschock an der Oberfläche der Betondecke entsprechend der Darstellung in Abbildung 7.2.2 ein. Die Betrachtungen konzentrieren sich daher ausschließlich auf die Spannungsverteilungen sowie die Verformungszustände während des 28. Tages. Die Auswirkungen dieses Temperaturschocks sowie die unmittelbar vorher auftretenden Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn werden im Folgenden genauer vorgestellt.

Abbildung 7.2.11 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen der Fahrbahnplatte als Folge der Erwärmung während eines gewöhnlichen Sommertages sowie einer anschließenden plötzlichen Abkühlung der Betonoberfläche um 16 Uhr zu unterschiedlichen Zeitpunkten des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahn. Entsprechend den Symmetriebe-

dingungen bei der Modellierung der Fahrbahnplatte werden in dieser Abbildung nur die Vertikalverformungen einer Plattenhälfte – d. h. jeweils der rechten Hälfte – wiedergegeben. Die Vertikalverformungen beziehen sich dabei stets auf die Ausgangslage der Fahrbahnplatte im unverformten Zustand.

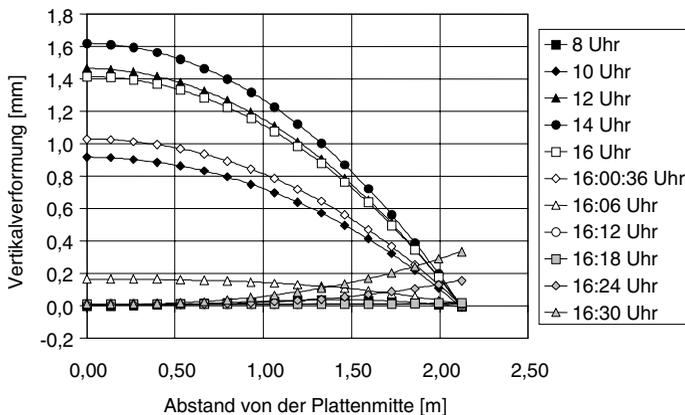


Abbildung 7.2.11: Rechnerische Vertikalverformungen der Fahrbahnplatte (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) zu unterschiedlichen Zeitpunkten während des 28. Tages nach Herstellung der Betonfahrbahn (ohne Zwang, mit Verbund)

Wie aus Abbildung 7.2.11 erkennbar ist, wölbt sich die Fahrbahnplatte zunächst durch die Erwärmung auf. Die Vertikalverformung der Mitte der Fahrbahnplatte (gemessen als Abheben von der Frostschutzschicht) nimmt mit fortschreitender Erwärmung und ansteigendem Temperaturgradienten in der Fahrbahnplatte allmählich zu und erreicht gegen 14 Uhr einen Wert von ca. 1,6 mm.

Als Folge des Temperaturschocks nimmt die Aufwölbung der Fahrbahnplatte mit zunehmender Abkühldauer sehr schnell ab und geht in eine Aufschüsselung über. Die Aufschüsselung ist jedoch erst ab einer Abkühldauer von 24 Minuten feststellbar. Das Abheben des Randes (parallel zur Längsrichtung) der Fahrbahnplatte vom Unterbau (Frostschutzschicht) erreicht unter den angenommenen Randbedingungen 30 Minuten nach Beginn des Temperaturschocks einen Wert von ca. 0,3 mm.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Betonfahrbahnen sind im Wesentlichen die in Plattenebene wirkenden horizontalen Spannungen von Interesse. Die Wirkungsrichtung dieser Spannungen verläuft dabei parallel zu y-Achse gemäß Abbildung 4.1, d. h. quer zur Fahrbahn längsachse.

Abbildung 7.2.12 zeigt die resultierenden Spannungsverteilungen über die Plattendicke in der Mitte der Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten während der Erwärmung sowie während des Temperaturschocks am 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn. Aufgrund der Aufwölbung der Fahrbahnplatte als Folge der Erwärmung entstehen Biegespannungen im Plattenquerschnitt, die auf das Eigengewicht der Platte zurückzuführen sind. Diese Biegespannungen überlagern sich mit den Eigenspannungen. Gegen 12 Uhr des untersuchten Sommertages herrschen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke Druckspannungen von ca. $-3,5 \text{ N/mm}^2$ und an der Unterseite der Betonfahrbahndecke Zugspannungen von ca. 1 N/mm^2 . Die Größe dieser Spannungen wird neben dem Verlauf der Temperaturverteilung vor allem vom Temperaturgradienten in der Betonfahrbahndecke bestimmt.

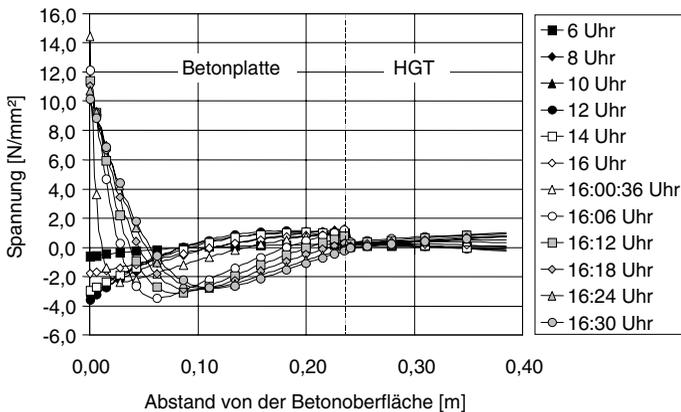


Abbildung 7.2.12: Rechnerische Spannungsverteilungen über die Plattendicke in der Mitte der Fahrbahnplatte zu verschiedenen Zeitpunkten während des 28. Tages nach der Herstellung der Betonfahrbahn (ohne Zwang, mit Verbund, Zugversagen unterdrückt)

Die mit der plötzlichen Abkühlung einhergehenden hohen negativen Temperaturgradienten rufen an der Betonoberfläche hohe Zugspannungen hervor. Diese erreichen 36 Sekunden nach Einsetzen des Temperaturschocks theoretisch Werte – siehe hierzu die eingangs gemachten Ausführungen – von ca. 14 N/mm^2 . Diese Spannungen sind 30 Minuten später auf Werte von ca. 10 N/mm^2 abgefallen. Gerade in den oberen 30 mm der Betonfahrbahndecke übersteigen die rechnerischen Zugspannungen mit hoher Wahrscheinlichkeit eine angenommene Betonzugfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$. Es muss daher davon ausgegangen werden, dass in einer realen Betonfahrbahn in einem solchen Fall feine Oberflächenrisse entstehen.

In einer Tiefe von ca. 10 mm treten 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks Druckspannungen von ca. $-2,5 \text{ N/mm}^2$ auf, die an der Unterseite der Betondecke auf ca. $-0,2 \text{ N/mm}^2$ abfallen.

Die thermische Beanspruchung der Oberseite der Betonfahrbahndecke und die damit verbundenen Verformungen rufen auch Spannungen in der HGT hervor. Die Oberseite der HGT weist unmittelbar vor dem Einsetzen des Temperaturschocks Zugspannungen von ca. $0,2 \text{ N/mm}^2$ auf, die 6 Minuten nach dem Beginn der Schockbeanspruchung auf ca. $0,4 \text{ N/mm}^2$ angestiegen sind. Dort ist 30 Minuten nach dem Temperaturschock mit Druckspannungen in der Größenordnung von ca. $-0,1 \text{ N/mm}^2$ zu rechnen. An der Unterseite der HGT treten vor dem Temperaturschock nur sehr geringe Zugspannungen ($\ll 1 \text{ N/mm}^2$) auf. Diese Spannungen sind 6 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks jedoch bereits auf ca. 1 N/mm^2 angestiegen. Auch 30 Minuten nach dem Beginn des Temperaturschocks wurden dort noch Zugspannungen von ca. 1 N/mm^2 festgestellt.

7.2.5 Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten

In den folgenden Abschnitten wird untersucht, wie sich die Variation der maßgebenden Parametern auf die Spannungen und Verformungen in einer 28 Tage alten Betondecke auswirkt, die durch Temperaturveränderungen in Anlehnung an Abb. 7.2.2 beansprucht wird.

7.2.5.1 Konstruktive Parameter

Einfluss des Zwanges

Betonfahrbahnen setzen sich aus plattenförmigen Fahrbahnabschnitten zusammen. Jeder Fahrbahnabschnitt besteht zudem aus mehreren übereinander geschichteten Einzelplatten (siehe dazu Abbildung 2.1). Jede Einzelplatte ist daher in ihren Verformungsmöglichkeiten durch den Einfluss benachbarter Platten in mehr oder weniger starkem Maße eingeschränkt. Das Maß der jeweiligen Verformungsbehinderung durch die Nachbarplatten hängt dabei von der Lage der Platte im Fahrbahnquerschnitt (Randplatte oder Innenplatte) ab. Das Maß der gegenseitigen Behinderung wird darüber hinaus von den herstellungsbedingten Einflüssen der Fugenausbildung sowie von der konstruktiven Gestaltung der Fuge (Dübel) beeinflusst. Da die exakte Erfassung derartiger Einflüsse den Rahmen dieser numerischen Untersuchungen sprengen würde, waren entsprechende Vereinfachungen notwendig, so dass die zu untersuchenden Randbedingungskombinationen auf die Extremfälle "mit Zwang" und "ohne Zwang" beschränkt wurden. Auf die Untersuchung von Zwischenstufen der Zwangswirkung musste im Rahmen dieser numerischen Untersuchungen verzichtet werden.

Unter Zwang ist dabei die Verformungsbehinderung der seitlichen Plattenränder durch benachbarte Fahrbahnplatten zu verstehen. Im Fall einer Berücksichtigung des Zwanges wurde in den numerischen Untersuchungen davon ausgegangen, dass die horizontalen Verformungen der seitlichen Plattenränder jeweils durch die rechte und die linke Nachbarplatte vollständig unterdrückt war. Untersucht wurde hier nur eine innen liegende Fahrbahnplatte, d. h. der Zwang wirkt – sofern angesetzt – stets beidseitig am rechten und am linken seitlichen Plattenrand. Der angesetzte Zwang in Querrichtung stellt sicherlich einen Extremfall dar. Der Einfluss des Zwanges in Längsrichtung wurde ebenfalls untersucht. Da die Betonplatten in etwa gleich breit wie lang sind ergaben sich die gleichen Ergebnisse.

Den numerischen Analysen zur Untersuchung der Zwangseinflüsse auf die Spannungsverteilungen und die Verformungen in der Betonfahrbahn wurden ähnliche Randbedingungen und Kennwerte zugrunde gelegt, wie im Falle der Untersuchungen am Grundmodell. Die hierbei berücksichtigte Parameterkombination ist in der Tabelle 7.2.4 zusammengestellt.

Für den Fall, dass die Nachbarplatten eine Temperatúrausdehnung behindern, werden in der Betonfahrbahndecke Druckspannungen erzeugt, so dass sich über dem Betonquerschnitt ein Druckspannungszustand ausbilden kann. Abbildung 7.2.13 zeigt die Entwicklung der rechnerischen Spannungsverteilungen in einer gezwängten Fahrbahnplatte am 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte vor sowie nach einem Temperaturschock.

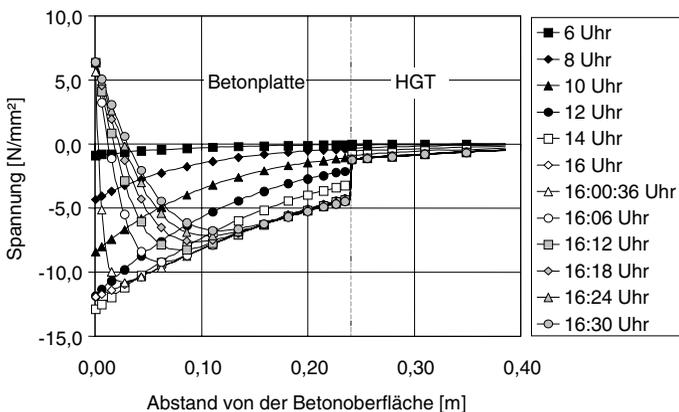


Abbildung 7.2.13: Rechnerische Spannungsverteilungen in der Mitte der Fahrbahnplatte zu verschiedenen Zeitpunkten während des 28. Tages nach der Herstellung der Betonfahrbahn (mit Zwang und mit Verbund, Zugversagen unterdrückt)

Nach Abbildung 7.2.13 herrschten um 16:00 Uhr Druckspannungen in der Größenordnung von -13 N/mm^2 an der Oberseite der Betonfahrbahndecke und Druckspannungen von ca. -4 N/mm^2 an deren Unterseite. Die entsprechenden Spannungen für den in Abb. 7.2.12 dargestellten Fall ohne Zwang betragen -2 N/mm^2 an der Oberseite und ca. $+0,2 \text{ N/mm}^2$ an der Unterseite der Betonfahrbahndecke. Der Unterschied zwischen den Spannungen aus beiden Fällen entspricht den durch den Zwang erzeugten Druckspannungen.

Eine plötzliche Abkühlung der Betonoberseite verursacht eine Umkehr der Spannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke von Druck- in Zugspannungen, die allerdings nicht so hoch ausfallen, wie im Falle einer frei gelagerten Fahrbahnplatte (d. h. ohne Berücksichtigung von Zwangseinflüssen, vgl. dazu Abbildung 7.2.12). Die rechnerischen Zugspannungen an der Plattenoberseite betragen 36 Sekunden nach Beginn des Temperaturschocks ca. 7 N/mm^2 (ohne Zwang 14 N/mm^2). Diese Zugspannungen übersteigen in diesem Fall lediglich bis zu einer Tiefe von 6 mm (ohne Zwang 30 mm) an der Fahrbahnoberfläche den angenommenen Wert der Betonzugfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$.

Einfluss des Verbundes

Neben den Einflüssen des Zwanges wurden im Rahmen der Parameterstudie auch die Einflüsse aus der Verbundwirkung analysiert. Die im Folgenden vorgestellten Untersuchungen beschränken sich ähnlich wie die Untersuchungen zum Einfluss des Zwanges auf die Analyse von 2 Extremfällen. Dabei handelt es sich um die Fälle "mit Verbundwirkung" bzw. "ohne Verbundwirkung" zwischen der Betondecke und der HGT.

Die diesen Berechnungen zugrunde liegende Parameterkombination von Randbedingungen und Kennwerten ist in der Tabelle 7.2.4 zusammengestellt.

Die Auswertung der Ergebnisse konzentriert sich auch im Fall der Parameterstudie zum Verbundeinfluss auf den 28. Tag nach Herstellung der Betondecke. Analysiert wird dabei sowohl der Verformungszustand vor Eintreten des Temperaturschocks als auch der Zustand danach. Zudem werden in diesen Untersuchungen sowohl die Verformungen als auch die Spannungsverteilungen ausgewertet.

Die Berechnungsergebnisse (die hier nicht dargestellt werden) zeigen, dass ein Verbund zwischen Betonfahrbahndecke und HGT bei einer Zwängung der Fahrbahnplatte keinen nennenswerten Einfluss auf die Spannungsverteilungen in der Fahrbahnplatte besitzt. Der Einfluss des Verbundes ist daher lediglich im Fall einer freien Plattenlagerung ohne Zwangswirkung feststellbar. Die Verbundwirkung reduziert dabei eine Verkrümmung der Fahrbahnplatte (Aufwölbung bzw. Aufschüsselung), weil das Widerstandsmoment mit Verbund größer ist als ohne Verbund.

Dieses charakteristische Verformungsverhalten von Betonfahrbahn wird im Folgenden anhand der Ergebnisse der numerischen Untersuchungen dargestellt und erläutert.

In Abbildung 7.2.14 sind die rechnerischen Vertikalverformungen einer frei gelagerten Fahrbahnplatte mit Berücksichtigung von Verbundeinflüssen (ohne Zwang, mit Verbund) sowie die entsprechenden Verformungen einer frei gelagerten Platte ohne Berücksichtigung von Verbundeinflüssen (ohne Zwang, ohne Verbund) dargestellt. Dabei handelt es sich jeweils um die rechnerischen Verformungen der Fahrbahnplatte, wie sie in der Simulation um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahn sowie 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks ermittelt worden sind. Die Vertikalverformungen beziehen sich jeweils auf die Ausgangslage der Platte.

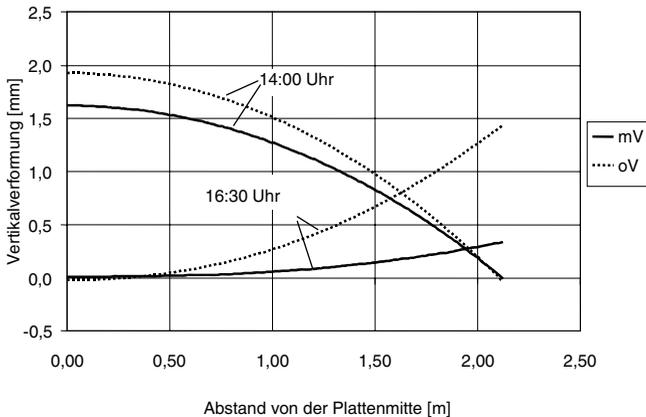


Abbildung 7.2.14: Rechnerische Vertikalverformungen (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) einer Betonfahrbahn (ohne Zwang) um 14:00 Uhr des 28. Tages sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) mit Verbund (mV) bzw. ohne Verbund (oV)

Aus Abbildung 7.2.14 folgt, dass sich eine Betonfahrbahndecke ohne Verbund mit der HGT erwartungsgemäß stärker verformt als jene, die in vollem Verbund mit der HGT steht. Als Grund für dieses Verhalten ist vor allem der Einfluss des geringeren Widerstandsmoments der einzelnen Betonfahrbahnplatte (ohne Verbund) im Vergleich zum Widerstandsmoment der aus Betonfahrbahnplatte und HGT bestehenden Fahrbahn (mit Verbund) zu nennen. So beträgt die Anhebung der Plattenmitte (gegenüber Ausgangslage) einer frei gelagerten Betonfahrbahndecke (ohne Zwang) infolge einer Erwärmung für den Fall "mit Verbund" ca. 1,6 mm und für den Fall "ohne Verbund" ca. 1,9 mm. Die Anhebung des Plattenrandes beträgt 30 Minuten nach einem Temperaturschock für den Fall "mit Verbund" ca. 0,3 mm und für den Fall "ohne Verbund" ca. 1,5 mm.

Abbildung 7.2.15 zeigt rechnerische Verformungsbilder der Fahrbahnplatte (Betonfahrbahndecke und HGT ohne Verbundwirkung, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) infolge einer Erwärmung während eines gewöhnlichen Tageszyklus (Sommer-

tag, 14:00 Uhr) sowie nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr). Diese Angaben beziehen sich auf den 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte. Anhand dieser Abbildungen ist anschaulich (Überhöhungsfaktor 60) zu erkennen, wie sich die Betonplatte mittags von der HGT abhebt, was zu einer Aufwölbung der Betonplatte führt. Nach dem Temperaturschock liegt der mittlere Bereich der Betonplatte auf der HGT auf, und der Rand hebt sich nach oben ab, so dass es zu einer Aufschüsselung der Betonplatte kommt.

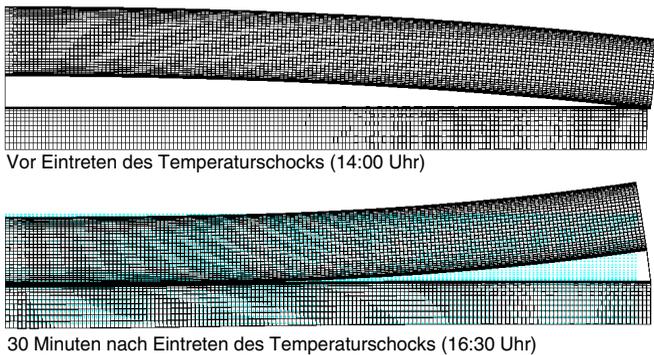


Abbildung 7.2.15: Rechnerisches Verformungsbild der Fahrbahnplatte (Betonfahr-
bahndecke und HGT, Darstellung auf halbe Plattenbreite
beschränkt) infolge einer Erwärmung (oberes Bild: 14:00 Uhr, 28. Tag
nach Herstellung der Fahrbahn) sowie nach dem Einsetzen des
Temperaturschocks (unteres Bild: 16:30 Uhr, 28. Tag nach Herstel-
lung der Fahrbahn) ohne Berücksichtigung einer Verbundwirkung;
Überhöhungsfaktor 60

In Abbildung 7.2.16 sind die resultierenden Spannungen in einer frei gelagerten Beton-
fahrbahndecke (d. h. ohne Berücksichtigung einer Zwangswirkung) um 14:00 Uhr des 28.
Tages sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr, 28. Tag) für die
Randbedingungen "mit Verbund" (mV) bzw. "ohne Verbund" (oV) dargestellt, (Parameter-
kombination siehe Tabelle 7.2.4). Mittags um 14:00 Uhr entstehen dabei an der Oberseite
der Betonplatte Druckspannungen in der Größenordnung von etwa -2 N/mm^2 für den Fall
"ohne Verbund" und ca. -3 N/mm^2 für den Fall "mit Verbund". An der Unterseite der Be-
tonplatte wurden zu diesem Zeitpunkt Zugspannungen um ca. $0,5 \text{ N/mm}^2$ für den Fall "oh-
ne Verbund" und ca. 1 N/mm^2 für den Fall "mit Verbund" ermittelt.

Durch die plötzliche Abkühlung entstehen an der Plattenoberseite hohe Zugspannungen,
die 30 Minuten nach Beginn des Temperaturschocks (16:30 Uhr, 28. Tag) für den Fall
"ohne Verbund" in der Größenordnung von ca. 8 N/mm^2 liegen und für den Fall "mit Ver-
bund" ca. 10 N/mm^2 betragen. An der Unterseite der Betonplatte sind für den Fall "ohne

Verbund" Zugspannungen um ca. 2 N/mm² ermittelt worden. Im Fall "mit Verbund" liegen diese Spannungen jedoch etwa bei 0 N/mm². Im mittleren Bereich der Betonplatte betragen die maximalen Druckspannungen ca. -3 N/mm². Der Verbund zwischen Betonplatte und HGT bewirkt größere Randspannungen, weil zwischen HGT und FSS kein Verbund herrscht und das Gewicht der sich mit verformenden HGT auch in der Betonplatte zusätzliche Biegespannungen auslöst und zwar um 14 Uhr an der Oberseite zusätzlichen Druck und um 16:30 Uhr an der Oberseite zusätzlichen Zug.

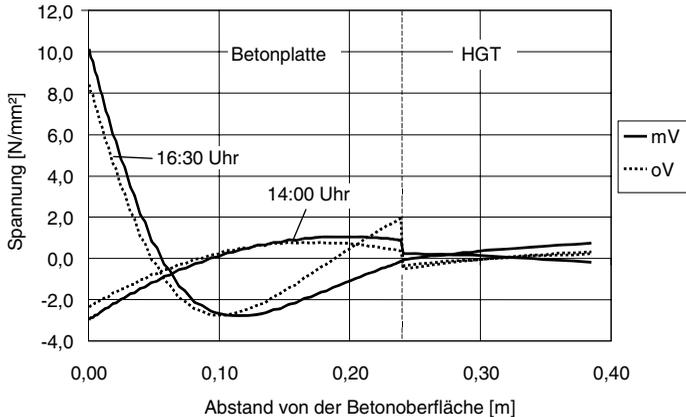


Abbildung 7.2.16: Rechnerische Spannungsverteilungen um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) in einer frei gelagerten Fahrbahnplatte (d. h. ohne Zwang) mit Verbund (mV) bzw. ohne Verbund (oV), Rissbildung unterdrückt

In der HGT sind die Spannungen für den Fall "ohne Verbund" geringfügig größer als für den Fall "mit Verbund". An der Oberseite der HGT entstehen mittags (14:00 Uhr) sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr) für den Fall "ohne Verbund" Druckspannungen von ca. -0,5 N/mm². An der Unterseite der HGT treten zu diesen Zeitpunkten nur geringe Zugspannungen von ca. 0,2 N/mm² auf. Für den Fall "mit Verbund" sind auch die Spannungen an der Oberseite der HGT als gering einzustufen. Sie betragen lediglich 0,1 N/mm². An der Unterseite sind um 14:00 Uhr Druckspannungen von ca. -0,1 N/mm² und 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr) Zugspannungen von ca. 1 N/mm² ermittelt worden.

Einfluss der Dicke der Betonfahrbahndecke

In weiteren Untersuchungen wurde der Einfluss der Dicke der Betonfahrbahndecke auf die Spannungen und die Verformungen in der Betonfahrbahn untersucht. Grundlage die-

ser Untersuchung bildete wiederum das im Abschnitt 7.2.4 beschriebene Berechnungsmodell (Grundmodell). Alle hierbei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.4 zusammengefasst. Im Gegensatz zu den numerischen Untersuchungen am Grundmodell fanden jedoch auch die Plattendicken von 20 cm und 28 cm Eingang in die Berechnungen. Das hierbei zugrunde gelegte FE-Modell unterschied sich noch in einem weiteren Merkmal vom Grundmodell: Die Einflüsse unterschiedlicher Plattendicken auf die Spannungen und die Verformungen wurden nämlich anhand eines Berechnungsmodells ohne Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der HGT analysiert, wodurch der Aussagewert der Ergebnisse jedoch nicht beeinträchtigt wird.

In Abbildung 7.2.17 sind die rechnerischen Vertikalverformungen einer Betonfahrbahndecke (Randbedingungskombination ohne Zwang und ohne Verbund) für die Zeitpunkte 14:00 Uhr sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr) für unterschiedlichen Plattendicken dargestellt. Die Zeitangaben beziehen sich dabei auf den 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte. Die Maße der Vertikalverformung beschreiben die Verschiebung der Plattenmitte in Bezug auf den Ausgangszustand der Fahrbahnplatte im unverformten Zustand. Dargestellt ist hier jeweils nur die halbe Fahrbahnplatte.

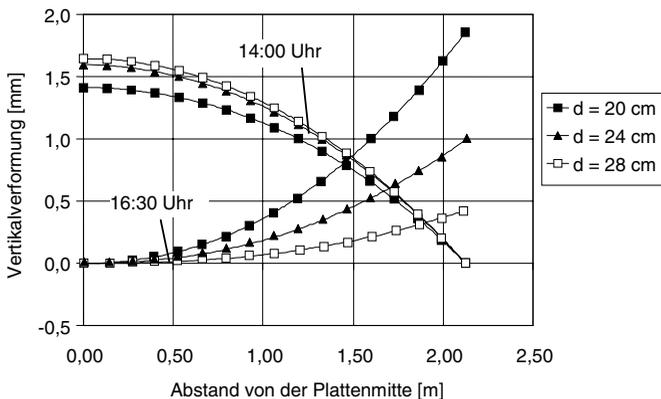


Abbildung 7.2.17: Rechnerische Vertikalverformungen (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) einer Betonfahrbahndecke (ohne Zwang, kein Verbund) um 14:00 Uhr des 28. Tages sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr)

Wie aus Abbildung 7.2.17 ersichtlich ist, beträgt die Anhebung der Plattenmitte vom Unterbau (Frostschuttschicht) mittags (14:00 Uhr) bei einer Plattendicke $d = 20$ cm etwa 1,4 mm, bei einer Plattendicke $d = 24$ cm etwa 1,6 mm und bei einer Plattendicke von $d = 28$ cm ca. 1,65 mm. Dieses zunächst unerwartete Verformungsverhalten liegt darin

begründet, dass der Temperaturgradient im Querschnitt der dünneren Betonplatte zum betrachteten Zeitpunkt geringer ist als bei der dickeren Betonplatte.

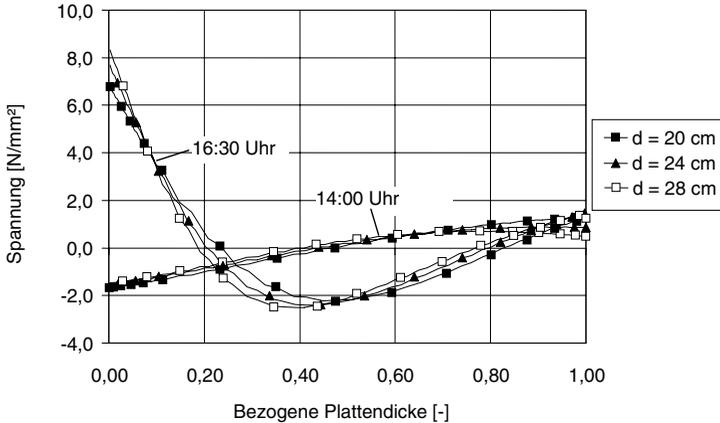


Abbildung 7.2.18: Rechnerische Spannungsverteilungen für unterschiedliche Plattendicken um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, kein Verbund, Rissbildung unterdrückt)

Die Anhebung des parallel zur Längsrichtung verlaufenden seitlichen Plattenrandes der Betonplatte von der HGT nach dem Temperaturschock beträgt bei einer Plattendicke von $d = 28$ cm ca. 0,4 mm, bei einer Plattendicke von $d = 24$ cm ca. 1,0 mm und bei einer Plattendicke von $d = 20$ cm ca. 1,8 mm.

In Abbildung 7.2.18 sind die resultierenden Spannungen in einer frei gelagerten Betonfahrbahnplatte (d. h. ohne Berücksichtigung von Zwangseinwirkungen und ohne Verbund) mittags (14:00 Uhr) sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr) jeweils für unterschiedliche Plattendicken dargestellt. Diese Angaben beziehen sich wiederum auf den 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte.

Aus Abbildung 7.2.18 ist festzustellen, dass der Einfluss der Plattendicke auf die Spannungen sowohl vor als auch nach dem Temperaturschock gering ist.

7.2.5.2 Materialparameter

Einfluss der Wärmedehnzahl

Im folgenden Abschnitt wird der Einfluss der Wärmedehnzahl auf die Größenordnung der auftretenden Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn behandelt. Im Rahmen dieser Untersuchungen wurden daher die Wärmedehnzahlen des Betons sowie der HGT variiert. Dabei fanden Wärmedehnzahlen von $5,3 \cdot 10^{-6}$ 1/K, $10 \cdot 10^{-6}$ 1/K sowie $14 \cdot 10^{-6}$ 1/K Eingang in die Berechnungen (siehe dazu auch Abschnitt 3.1). Tabelle 7.2.4 gibt einen Überblick über sämtliche Kennwerte und Randbedingungen, die den folgenden Berechnungen zugrunde gelegt worden sind.

Aus der Zuordnung der 3 angesetzten Wärmedehnzahlen für den Beton und die HGT ergeben sich 3 x 3 Kombinationsmöglichkeiten, die in den Legenden der Diagramme sowie bei der Beschreibung der Ergebnisse wie folgt bezeichnet werden: Der erste Wert gibt jeweils die Temperaturdehnzahl der HGT an, während der zweite Wert nach dem Schrägstrich den entsprechenden Kennwert des Betons bezeichnet. So steht z. B. die Abkürzung 5,3/14 für die Kombination einer Wärmedehnzahl der HGT von $5,3 \cdot 10^{-6}$ 1/K mit einer Wärmedehnzahl von $14 \cdot 10^{-6}$ 1/K für den Beton.

Die Abbildung 7.2.19 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen gegenüber der Ausgangslage der Hälfte einer frei gelagerten Betonfahrbahnplatte mittags um 14:00 Uhr (oberes Bild) sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (unteres Bild) für unterschiedliche Temperaturdehnungszahlen der HGT bzw. der Betondecke. Diese Angaben gelten für den 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahnplatte.

Erwartungsgemäß steigt die Plattenverformung mit ansteigender Temperaturdehnzahl. Die Anhebung der Plattenmitte vom Unterbau erreicht mittags um 14:00 Uhr Werte zwischen ca. 0,5 mm und ca. 2,5 mm (siehe Abb. 7.2.19 oberes Bild). Dabei sind die maximalen Anhebungen jeweils in den Fällen zu beobachten, in denen dem Beton die höchste Temperaturdehnzahl von $14,0 \cdot 10^{-6}$ 1/K zugeordnet war. Die Temperaturdehnzahl der HGT beeinflusst die Verformung der Betonplatte zwar weniger deutlich, aber im gegenläufigen Sinn: Ein Abfall der Temperaturdehnzahl der HGT führt zu einem Anstieg der Aufwölbung der Betonplatte.

Zum Zeitpunkt 16:30 Uhr (30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks) erreicht die Anhebung des parallel zur Längsrichtung verlaufenden Plattenrandes (entspricht dem rechten bzw. linken Rand des FE-Modells, siehe dazu auch Abbildung 3.2) Werte zwischen ca. 0,10 mm und ca. 0,55 mm (vgl. dazu Abbildung 7.2.19 unteres Bild). Auch hier sind die maximalen Anhebungen bei einer Temperaturdehnzahl des Betons von $14 \cdot 10^{-6}$ 1/K zu beobachten. In diesem Fall bewirkt eine Erhöhung der Temperaturdehnzahl der HGT auch eine Erhöhung der Betonplattenverformung.

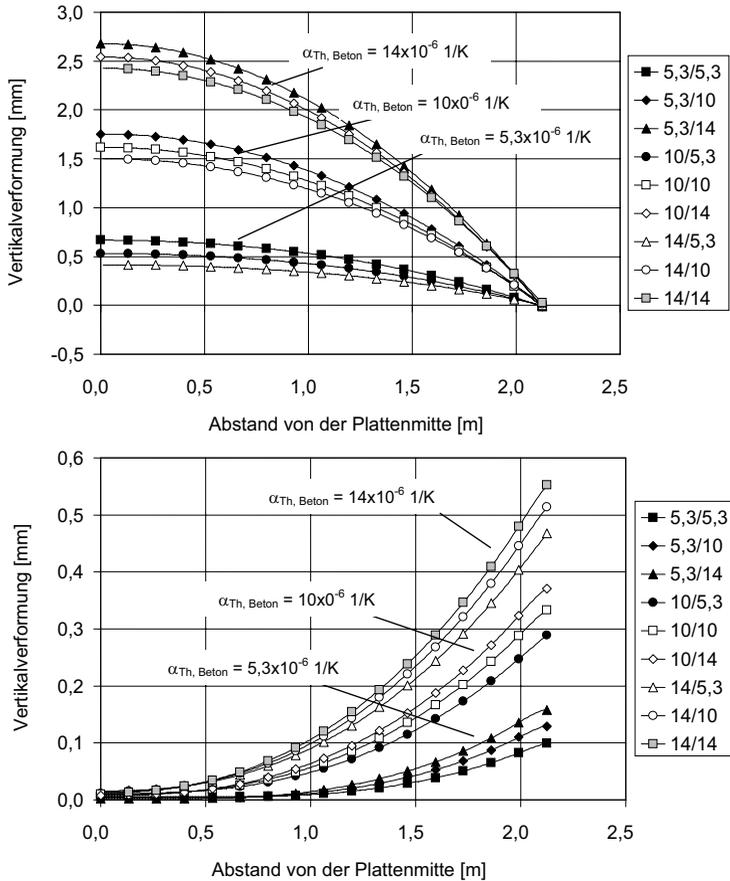


Abbildung 7.2.19: Rechnerische Vertikalverformungen für unterschiedliche Kombinationen von Wärmedehnzahlen (gegenüber der Ausgangslage) um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte (oben) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, unten) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang durch Nachbarplatten, mit Verbund)
 Legende: (1. Kennzahl) / (2. Kennzahl)
 1. Kennzahl: Wärmedehnzahl der HGT in $[10^{-6} \text{ (1/K)}]$
 2. Kennzahl: Wärmedehnzahl des Betons in $[10^{-6} \text{ (1/K)}]$

Abbildung 7.2.20 zeigt die rechnerischen Spannungsverteilungen in der Mitte einer freigelagerten Fahrbahnplatte für den Zeitpunkt 14:00 Uhr (oberes Bild) sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr, unteres Bild) für unterschiedliche Temperatur-

dehnraten für HGT bzw. Beton. Auch hierbei beziehen sich die Zeitangaben auf den 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte.

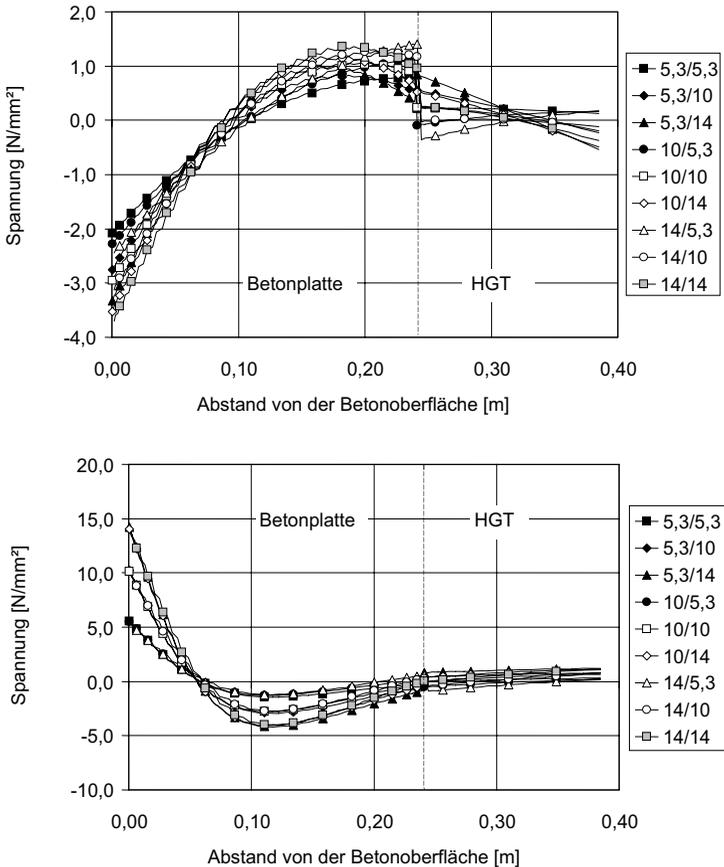


Abbildung 7.2.20: Rechnerische Spannungsverteilungen für unterschiedliche Kombinationen von Wärmedehnraten um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte (oben) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, unten) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang durch Nachbarplatten, mit Verbund, Rissbildung unterdrückt)

Legende: (1. Kennzahl) / (2. Kennzahl)

1. Kennzahl: Wärmedehnraten der HGT in $[10^{-6} (1/K)]$

2. Kennzahl: Wärmedehnraten des Betons in $[10^{-6} (1/K)]$

An der Plattenoberseite entstehen um 14:00 Uhr Druckspannungen zwischen $-2,0 \text{ N/mm}^2$ und $-3,5 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Abbildung 7.2.20, oberes Bild), während an der Unterseite der Betonplatte zu diesem Zeitpunkt Zugspannungen zwischen $0,5 \text{ N/mm}^2$ und $1,5 \text{ N/mm}^2$ festzustellen sind. Diese Spannungen nehmen in erster Linie mit ansteigender Temperaturdehnzahl des Betons zu.

Je nach Kombination der Temperaturdehnzahlen von Beton und HGT wurden an der Oberseite der HGT sowohl Druckspannungen von ca. $-0,5 \text{ N/mm}^2$ für die Kombination 14/5,3 als auch Zugspannungen von ca. $1,0 \text{ N/mm}^2$ für die Kombination 5,3/14 ermittelt. Dabei ergeben sich besonders im Falle der Kombination 14/5,3 vergleichsweise ausgeprägte Unstetigkeiten in den Spannungsverteilungen im Bereich der Kontaktzone zwischen der Betonplatte und der HGT. Während die Berechnungen an der Unterseite der Betonplatte Zugspannungen in der Größenordnung von $1,5 \text{ N/mm}^2$ ergaben, wurden zum selben Zeitpunkt an der Oberseite der HGT Druckspannungen von $-0,5 \text{ N/mm}^2$ ermittelt. Die Zugspannungen an der Plattenoberseite steigen mit zunehmender Temperaturdehnzahl des Betons an und erreichen 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks rechnerische Werte zwischen 5 und 15 N/mm^2 (vgl. Abbildung 7.2.20, unteres Bild). Dabei ist der Einfluss der Temperaturdehnzahl der HGT vernachlässigbar klein. Mit zunehmender Temperaturdehnzahl des Betons wächst die Tiefe der Betonrandzone an, in der die rechnerischen Zugspannungen den Wert der angenommenen Betonzugfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$ übersteigen. In einer Betonfahrbahn hätte dies in der Praxis unter Umständen die Bildung feiner Oberflächenrisse zur Folge.

Für den Zeitpunkt 16:30 Uhr kommt es im mittleren Bereich der Betonplatte mit zunehmender Temperaturdehnzahl des Betons ebenfalls zu einem Ansteigen der Spannungen. Dabei werden Druckspannungen in Größenordnungen zwischen $-1,0 \text{ N/mm}^2$ und $-4,0 \text{ N/mm}^2$ erreicht (vgl. Abbildung 7.2.20, unteres Bild). An der Unterseite der Betonplatte sowie in der HGT ist der Einfluss der Temperaturdehnzahlen von Beton und HGT vernachlässigbar klein.

Einfluss des Elastizitätsmoduls des Betons

Zu den wichtigsten Einflussparametern, die im Hinblick auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen und Verformungen untersucht werden sollten, zählt der E-Modul des Betons. Im Rahmen der durchgeführten Parameterstudie wurde der E-Modul des Betons in folgenden Schritten variiert: 20000 N/mm^2 , 30000 N/mm^2 , 36000 N/mm^2 , 40000 N/mm^2 und 50000 N/mm^2 (siehe dazu auch Abschnitt 5.3.4 bzw. Tabelle 5.4).

Ähnlich wie in den vorstehend behandelten Abschnitten sind auch die im Rahmen der Parameterstudie zum Einfluss des E-Moduls berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen in tabellarischer Form zusammengestellt (siehe dazu Tabelle 7.2.4). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in den Abbildungen 7.2.21 und 7.2.22 wiedergegeben.

Abbildung 7.2.21 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen (gegenüber der Ausgangslage) der Hälfte einer Fahrbahnplatte (mit Verbund, kein Zwang durch Nachbarplatten) mittags um 14:00 Uhr sowie 30 Minuten nach einem Temperaturschock (16:30 Uhr) für unterschiedliche Elastizitätsmoduln des Betons. Die Angaben beziehen sich auch hier jeweils auf den 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte. Für den Zeitpunkt 14:00 Uhr wurden maximale Vertikalverformungen der Plattenmitte zwischen 1,4 mm und 1,8 mm ermittelt. Insgesamt nehmen die Vertikalverformungen mit steigendem E-Modul zu. Dies kann damit erklärt werden, dass die reine Temperaturdehnung, die bei einer Erwärmung der Oberfläche der Betonplatte zu einem Hochwölben der Platte führt, vom E-Modul des Betons weitgehend unabhängig ist. Dieser Hochwölbung wirkt einer Durchbiegung der Platte nach unten infolge ihres Eigengewichtes entgegen. Da diese Durchbiegung mit steigendem E-Modul des Betons abnimmt, ist die vertikale Gesamtverformung der Betonplatte um so größer je höher der E-Modul des Betons.

Der selbe Mechanismus führt zu einer Zunahme der Aufschüsselung als Folge einer plötzlichen Abkühlung, wie dies aus dem unteren Bereich der Abb. 7.2.21 für den Zeitpunkt 16:30 Uhr hervorgeht. Je nach Größe des zugeordneten E-Moduls heben die Plattenränder um Werte zwischen 0,1 mm und 0,6 mm von der Frostschutzschicht nach oben ab. Hinsichtlich der Effekte aus Rissbildung sei auf die Ausführungen in Abschnitt 7.2.6 verwiesen.

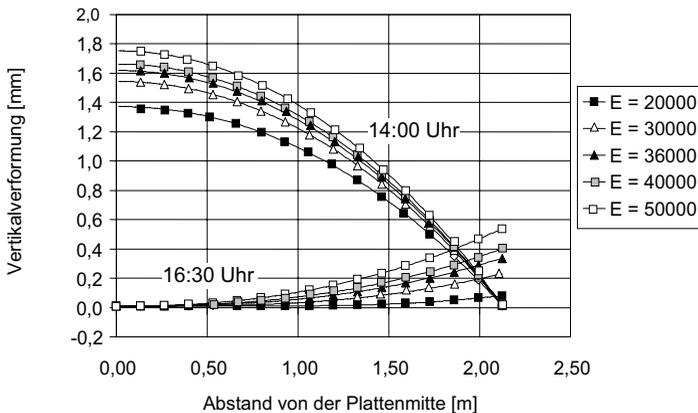


Abbildung 7.2.21: Rechnerische Vertikalverformungen für unterschiedliche E-Moduln des Betons (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks um 16:30 Uhr in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang durch Nachbarplatten, mit Verbund)

Abbildung 7.2.22 zeigt die rechnerischen Spannungsverteilungen in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) um 14:00 Uhr des 28. Tages (oberes Bild) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (unteres Bild) für unterschiedliche Elastizitätsmoduln des Betons. Mit zunehmendem E-Modul des Betons steigen auch die Spannungen in der Betonplatte infolge der oben genannten thermischen Beanspruchungen an.

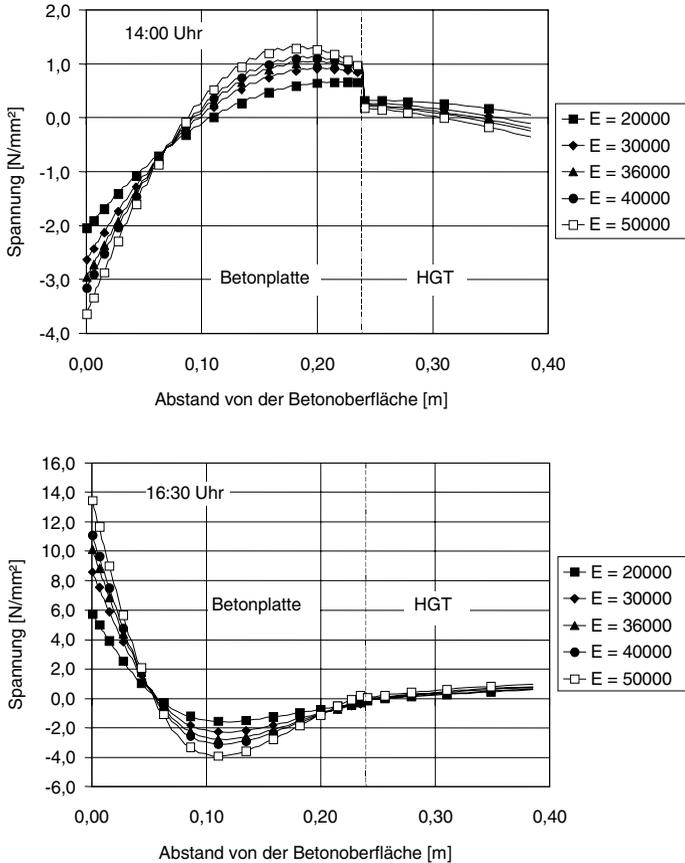


Abbildung 7.2.22: Rechnerische Spannungsverteilungen für unterschiedliche E-Moduln des Betons um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte (oben) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, unten) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund, Rissbildung unterdrückt)

Dies gilt auch für die rechnerischen Zugspannungen an der Plattenoberseite 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte). Die Werte liegen zwischen 6 N/mm^2 und 14 N/mm^2 (vgl. Abbildung 7.2.22, unteres Bild) und übersteigen damit deutlich die angenommene Zugfestigkeit des Betons von $3,5 \text{ N/mm}^2$. In einer realen Betonfahrbahn kann es daher zur Entstehung feiner Oberflächenrisse kommen.

Im mittleren Bereich der Betonplatte treten Druckspannungen zwischen $-2,0 \text{ N/mm}^2$ und $-4,0 \text{ N/mm}^2$ auf, die mit steigendem E-Modul des Betons ebenfalls zunehmen. Die Spannungen an der Unterseite der Betonplatte sowie an der Oberseite der HGT streben gegen den Wert Null. An der Unterseite der HGT wurden Spannungen in der Größenordnung von 1 N/mm^2 ermittelt. Ein Einfluss des E-Moduls von Beton ist vernachlässigbar.

Einfluss der Bodensteifigkeit

Für die Untersuchung des Einflusses der Bodensteifigkeit auf das Spannungs- und das Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken wurden für den Bettungsmodul folgende Werte gewählt: $k_s = 56 \text{ MN/mm}^3$ (weicher Unterbau), $k_s = 116 \text{ MN/mm}^3$ (steifer Unterbau), $k_s = 1000 \text{ MN/mm}^3$ (sehr steifer Unterbau), siehe dazu auch Abschnitt 5.3.4. Diese Angaben sowie alle weiteren bei der Parameterstudie zum Einfluss des Bettungsmoduls auf die Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.4 zusammengestellt. Die Ergebnisse dieser Parameterstudie werden im Folgenden vorgestellt.

Abbildung 7.2.23 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen (gegenüber der Ausgangslage) der Hälfte einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) um 14:00 Uhr sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks für unterschiedliche Bettungsmoduln. Diese Zeitangaben beziehen sich wie stets auf den 28. Tag nach Herstellung der Betonfahrbahn. Aus Abbildung 7.2.23 wird ersichtlich, dass sich je nach Bodensteifigkeit erwartungsgemäß eine mehr oder weniger ausgeprägte Einsenkung der Fahrbahnplatte in den Unterbau einstellt. Der Verformungszustand (bzw. das Verformungsbild) der Fahrbahnplatte bleibt dabei unverändert. Diese Erscheinung zeigt sich in der Abbildung 7.2.23 anhand der stets vorhandenen Parallelität der Verformungskurven sowohl den Zeitpunkten 14:00 Uhr als auch 16:30 Uhr. Die Verformungskurven sind dabei lediglich in vertikaler Richtung gegeneinander verschoben.

Um 14:00 Uhr beträgt die Anhebung der Mitte der Fahrbahnplatte für einen weichen Unterbau mit einem Bettungsmodul von $k = 56 \text{ MN/m}^3$ ca. $1,0 \text{ mm}$. Unter Anhebung ist hier die vertikale Verschiebung der Plattenmitte von der Frostschuttschicht zu verstehen. Im Gegensatz zum oben geschilderten Fall wurde für einen steifen Unterbau mit einem Bettungsmodul von $k_s = 116 \text{ MN/m}^3$ eine Anhebung von $1,2 \text{ mm}$ ermittelt. Im Falle eines sehr steifen Unterbaus mit einem Bettungsmodul von $k_s = 1000 \text{ MN/m}^3$ beträgt die ermittelte Anhebung $1,6 \text{ mm}$. Die Einsenkung des parallel zur Fahrbahn längsrichtung orientierten

Plattenrandes in den Unterbau ist erwartungsgemäß für einen weichen Unterbau am größten und beträgt ca. $-0,75$ mm (Bettungsmodul $k_s = 56$ MN/m³). Bei einem steifen Unterbau (Bettungsmodul $k_s = 116$ MN/m³) kommt es zu einer Einsenkung der Plattenränder in der Größenordnung von $-0,5$ mm. Gemäß der Zielsetzung bei der Auswahl der Bettungsmoduln (siehe dazu auch Abschnitt 4.3.4) treten bei Zugrundelegung eines nahezu inkompressiblen Untergrundes (Bettungsmodul $k_s = 1000$ MN/m³) in den numerischen Berechnungen keine nennenswerten Einsenkungen der Plattenränder auf.

Die Einsenkung der Plattenmitte in den Unterbau um 16:30 Uhr (30 Minuten nach dem Eintreten des Temperaturschocks) beträgt für den weichen Unterbau (Bettungsmodul $k_s = 56$ MN/m³) ca. $-0,2$ mm und für einen steifen Unterbau (Bettungsmodul $k_s = 116$ MN/m³) ca. $-0,1$ mm. Entsprechend dem oben geschilderten Fall ist bei einem sehr steifen Unterbau (Bettungsmodul $k_s = 1000$ MN/mm³) um 16:30 Uhr auch keine Einsenkung der Plattenmitte festzustellen.

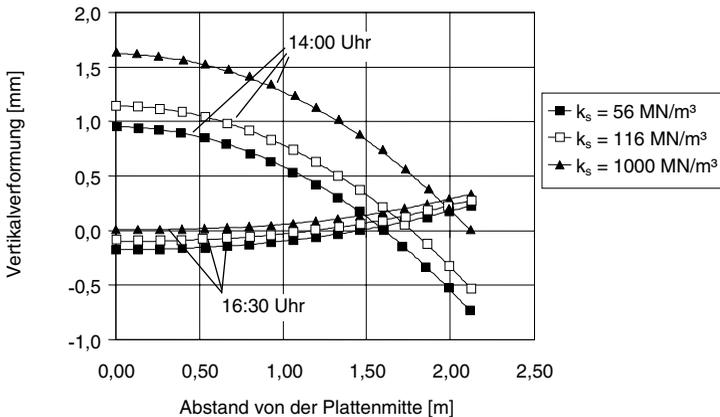


Abbildung 7.2.23: Rechnerische Vertikalverformungen für unterschiedliche Bettungsmoduln des Untergrundes (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund))

Die Anhebung des längsseitigen Plattenrandes vom Unterbau liegt für alle hier untersuchten Bettungsmoduln bei oberflächlicher Betrachtung in der Größenordnung von $0,3$ mm (vgl. Abbildung 7.2.23). Bei genauerer Analyse der Vertikalverformungen geht aus den Ergebnissen in Abbildung 7.2.23 jedoch hervor, dass mit zunehmender Bodensteifigkeit eine leichte Zunahme dieser Abhebung um jeweils etwa $0,05$ mm zu verzeichnen ist.

Abbildung 7.2.24 zeigt die rechnerischen Spannungsverteilungen in der Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) um 14:00 Uhr sowie um 16:30 Uhr (30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks) des 28. Tages nach Herstellung der Betonfahrbahn für unterschiedliche Bettungsmoduln.

Wesentlich ist hier, dass die Betonfahrbahnplatten aufgrund unterschiedlich steifer Gründungen zwar mehr oder weniger tief in den Untergrund einsinken, jedoch die Krümmungseigenschaften dieser unterschiedlich gebetteten Platten hiervon unbeeinflusst bleiben (vgl. Abbildung 7.2.23). Aus diesem Grunde sind in der Abbildung 7.2.24 auch kaum Unterschiede in den Spannungsverteilungen dieser Fahrbahnplatten feststellbar. Dabei weist die Plattenoberseite um 14:00 Uhr Druckspannungen von ca. -3 N/mm^2 auf, die bis 16:30 Uhr (30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks) in Zugspannungen in der Größenordnung von 10 N/mm^2 übergehen. An der Unterseite der Betonplatte wurden um 14:00 Uhr Zugspannungen von ca. 1 N/mm^2 ermittelt, die nach dem Temperaturschock auf ca. 0 N/mm^2 absinken.

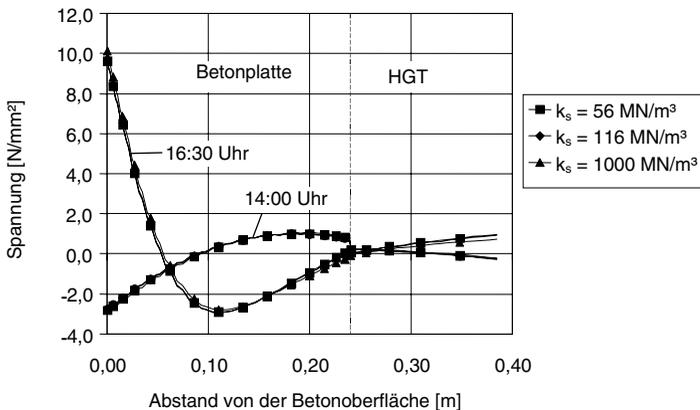


Abbildung 7.2.24: Rechnerische Spannungsverteilungen für unterschiedliche Bettungsmoduln des Untergrundes um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund, Rissbildung unterdrückt), $E = 36.000 \text{ N/mm}^2$

An der Oberseite der HGT nehmen die Spannungen stets vergleichsweise niedrige Werte an, während an der Unterseite der HGT um 16:30 Uhr Zugspannungen in der Größenordnung von 1 N/mm^2 auftreten können (vgl. dazu Abbildung 7.2.24).

Einfluss der Nullspannungstemperatur

Ziel der Untersuchungen zum Einfluss der Nullspannungstemperatur war die Klärung der Frage, inwieweit unterschiedliche Nullspannungstemperaturverteilungen die Spannungen und Verformungen als Folge einer Temperaturbeanspruchung in der Betonfahrbahn beeinflussen.

Da der Verlauf der Nullspannungstemperatur u. a. maßgebend vom Herstellungszeitpunkt der Betonfahrbahn (vormittags bzw. nachmittags), von den Witterungsverhältnissen während der Herstellung sowie von den dabei ergriffenen Nachbehandlungsmaßnahmen abhängt, können aus den Erkenntnissen dieser Parameterstudie direkt Empfehlungen in Bezug auf die Herstellung und die Nachbehandlung von Betonfahrbahnen formuliert werden (siehe dazu auch Abschnitt 2.2.1).

Im Rahmen dieser Parameterstudie wurden unterschiedliche Varianten analysiert (siehe dazu Abschnitt 5.1 bzw. Tabelle 5.2). Dabei fanden sowohl konstante Nullspannungstemperaturverteilungen (10 °C, 20 °C, 30 °C) als auch nichtlineare Nullspannungstemperaturkurven Eingang in die Berechnungen (positiver bzw. negativer Verlauf, vgl. Abbildung 5.2). Die übrigen hierbei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.4 zusammengefasst. Diesbezüglich ist noch zu erwähnen, dass bei der Parameterstudie zum Einfluss der Nullspannungstemperatur im Gegensatz zum Grundmodell ein E-Modul des Betons von 30000 N/mm² angesetzt worden ist.

In Tabelle 7.2.5 sind die rechnerischen Vertikalverformungen der Betonfahrbahn (ohne Zwang, mit Verbund) für den Zeitpunkt 14:00 Uhr (Aufwölbung f_{mittags}) und die Vertikalverformungen des Plattenrandes für den Zeitpunkt 00:00 Uhr (Aufschüsselung f_{nachts}) des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte in Abhängigkeit von der Nullspannungstemperatur angegeben. Unter den Verformungsangaben ist im Falle einer Aufwölbung das Maß der vertikalen Anhebung der Fahrbahnmitte von der Frostschuttschicht zu verstehen. Im Falle einer Aufschüsselung bezeichnen die Verformungsangaben jeweils die Größenordnung der Vertikalverschiebungen des seitlichen Plattenrandes.

Tabelle 7.2.5: Rechenergebnisse zum Einfluss der Nullspannungstemperatur auf die Vertikalverformungen einer frei gelagerten Betonfahrbahndecke (ohne Zwang, mit Verbund) 28 Tage nach Herstellung der Fahrbahn

Nullspannungstemperaturverteilung	Aufwölbung um 14:00 Uhr	Aufschüsselung um 00:00 Uhr	Herstellung an einem Sommertag
	f_{mittags} [mm]	f_{nachts} [mm]	
20 °C (konstant)	0,90	0,18	-
positiver Verlauf nach Abb. 5.2	0,10	0,90	ohne Nachbehandlung
negativer Verlauf nach Abb. 5.2	1,15	0,04	gute Nachbehandlung

Aus den in Tabelle 7.2.5 dargestellten Ergebnissen geht hervor, dass die Zugrundelegung eines negativen Nullspannungstemperaturverlaufs – gegenüber der Berücksichtigung einer konstanten Nullspannungstemperatur von 20 °C – mittags um 14:00 Uhr mit einer Zunahme der Aufwölbung der Betonplatte von 0,90 mm auf 1,15 mm einhergeht und nachts um 00:00 Uhr zu einer Reduktion der Aufschüsselung von 0,18 mm auf 0,04 mm führt. Dagegen kommt es bei Zugrundelegung eines positiven Nullspannungstemperaturverlaufs mittags um 14:00 Uhr zu einem Absinken der Aufwölbung von 0,90 mm auf 0,10 mm und nachts um 00:00 Uhr zu einer Zunahme der Aufschüsselung der Betonplatte von 0,18 mm auf 0,90 mm.

Abbildung 7.2.25 zeigt, wie sich der Verlauf der Nullspannungstemperatur auf die Spannungen im Plattenquerschnitt (ohne Zwang, mit Verbund) mittags um 14:00 Uhr des 28. Tages (oberes Bild) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, unteres Bild) auswirkt. An der Plattenoberseite entstehen im Falle eines negativen Verlaufs der Nullspannungstemperatur mittags um 14:00 Uhr Druckspannungen in der Größenordnung von ca. -7,0 N/mm². Während die Berechnungen für denselben Zeitpunkt an der Plattenunterseite Druckspannungen von ca. -2,0 N/mm² ergaben, ist in der Plattenmitte von Zugspannungen in der Größenordnung von etwa 2,0 N/mm² auszugehen.

Bei einem positiven Verlauf der Nullspannungstemperatur steht die Plattenoberseite um 14:00 Uhr unter Druckspannungen von ca. -1,0 N/mm², und an der Plattenunterseite treten Zugspannungen von etwa 1 N/mm² auf. Wird den numerischen Berechnungen ein konstanter Nullspannungstemperaturverlauf zugrunde gelegt, so ergeben sich Druckspannungen von -2,0 N/mm² an der Plattenoberseite und Zugspannungen von ungefähr 1,0 N/mm² an der Plattenunterseite.

Wie anhand von Abbildung 7.2.25 (unten) ersichtlich ist, übersteigen die rechnerischen Spannungen zum Zeitpunkt 16:30 Uhr an der Fahrbahnoberseite den angenommenen Wert der Betonzugfestigkeit von 3,5 N/mm² erheblich, wenn den Berechnungen entweder ein positiver oder einer der 3 konstanten Nullspannungstemperaturverteilungen zugrunde gelegt wurde. Der positive Nullspannungstemperaturverlauf hat dabei noch ungünstigere Spannungsverteilungen zur Folge als die 3 konstanten Nullspannungstemperaturen, deren Spannungsverteilungen nahezu deckungsgleich verlaufen. Dabei sind die rechnerischen Zugspannungen an der Plattenoberseite am größten, wenn ein positiver Verlauf der Nullspannungstemperatur Eingang in die Berechnungen findet. Die angenommene Betonzugfestigkeit von 3,5 N/mm² wird dabei sowohl im Falle der 3 konstanten wie auch der positiven Nullspannungstemperaturverteilung an der Oberseite der Betonplatte überschritten. Unter Annahme eines negativen Nullspannungstemperaturgradienten ergaben sich in den numerischen Berechnungen zu keinem Zeitpunkt Spannungen in einer Größenordnung, die den Wert der angenommenen Betonzugfestigkeit von 3,5 N/mm² übersteigen.

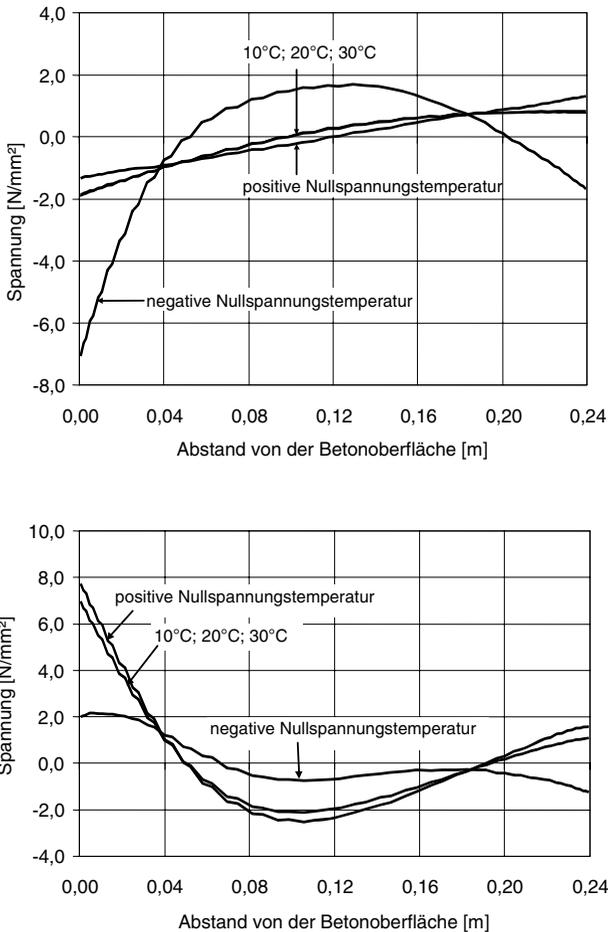


Abbildung 7.2.25: Rechnerische Spannungsverteilungen für unterschiedliche Nullspannungstemperaturverteilungen des Betons um 14:00 Uhr des 28. Tages nach Herstellung der Fahrbahnplatte (oben) sowie 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr, unten) in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund, Rissbildung unterdrückt), $E = 30.000 \text{ N/mm}^2$

Es sei hier abschließend nochmals darauf hingewiesen, dass sich ein negativer Nullspannungstemperaturverlauf, wie er in Abbildung 7.2.25 dargestellten numerischen Berechnungen Eingang fand, in realen Betonfahrbahnen nur dann einstellen kann, wenn die frisch betonierte Betonfahrbahnoberfläche im Verlauf der ersten 24 Stunden hinreichend

kühl gehalten wird. Dies lässt sich durch geeignete Nachbehandlungsmaßnahmen erzielen (vgl. Abschnitt 2.1.2). Daraus ist zu folgern, dass eine gute Nachbehandlung zu einer erheblichen Verminderung der Gefahr der Oberflächenrissbildung infolge eines Temperaturschocks führt. Dabei gehört es auch zu einer guten Nachbehandlung dafür Sorge zu tragen, dass die frisch betonierte Betonfahrbahn durch Sonneneinstrahlung nicht übermäßig stark aufgewärmt wird und dass die Hydratationswärme möglichst schnell abfließen kann.

7.2.5.3 Parameter der Temperaturbeanspruchung

Einfluss der Abkühltemperatur

In Abschnitt 7.2.3.3 wurde bereits der Einfluss der Abkühltemperatur auf die Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn dargestellt. Im folgenden Abschnitt werden daher die Untersuchungen zum Einfluss der Abkühltemperatur (2 °C, 7 °C, 15 °C, 20 °C; siehe dazu auch Tabelle 7.2.4 und Tabelle 7.2.1) auf die Spannungen und die Verformungen der Fahrbahn vorgestellt. Die dabei berücksichtigten Parameter und Kennwerte sind in der Tabelle 7.2.1 zusammengefasst. Ähnlich wie in den Untersuchungen zum Einfluss der Nullspannungstemperatur wurde auch hier im Gegensatz zum Grundmodell ein E-Modul des Betons von 30000 N/mm² angesetzt. Die Ausgangstemperatur betrug 20 °C.

Abbildung 7.2.26 zeigt den Einfluss der Abkühltemperatur auf die Spannungen an der Plattenoberfläche und in der Plattenmitte einer Betonfahrbahndecke (ohne Zwang, mit Verbund) am 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahn zu verschiedenen Zeitpunkten nach Einsetzen des Temperaturschocks. Wie aus Abbildung 7.2.26 zu entnehmen ist, verursacht ein sehr kalter Gewitterregen (Hagel) mit einer angenommenen Abkühltemperatur von 2 °C erwartungsgemäß höhere Spannungen als ein warmer Gewitterregen mit einer angenommenen Abkühltemperatur von 20 °C. So sinken die rechnerischen Zugspannungen für den Zeitpunkt 36 Sekunden nach Beginn des Temperaturschocks von ca. 15 N/mm² (Abkühltemperatur 2 °C) auf Zugspannungen um 7,5 N/mm² (Abkühltemperatur 20 °C). Dem entsprechend halbieren sich auch die Spannungen an der Plattenoberseite für die Untersuchungszeitpunkte 12 Minuten bzw. nach 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks, wenn anstatt eines sehr kalten (2 °C) ein warmer (20 °C) Gewitterregen eintritt.

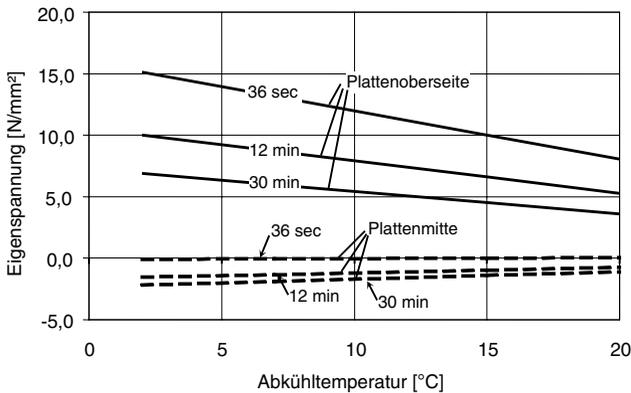


Abbildung 7.2.26: Einfluss der Abkühltemperatur auf die Spannungen an der Plattenoberfläche und in der Plattenmitte einer Betonfahrbahndecke (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks am 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahn

Ferner kann der Abbildung 7.2.26 entnommen werden, dass die Zugspannungen an der Plattenoberseite bei einer gegebenen Abkühltemperatur mit fortschreitender Abkühldauer abnehmen, während die Druckspannungen in Plattenmitte zunehmen. So sinken bei einer Abkühltemperatur von 2 °C die Zugspannungen an der Plattenoberseite von ca. 15 N/mm² (36 Sekunden nach Einsetzen des Temperaturschocks) auf ca. 7 N/mm² zum Zeitpunkt 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks. Dagegen steigen unter Zugrundelegung derselben Abkühltemperatur die Druckspannungen in der Plattenmitte von ursprünglich -0,01 N/mm² (36 Sekunden nach Einsetzen des Temperaturschocks) etwa 30 Minuten später auf -2,5 N/mm² an.

Wie zu erwarten beeinflusst die Abkühltemperatur auch die rechnerischen Vertikalverformungen der Betonfahrbahndecke. So nimmt beispielsweise die Anhebung des Randes einer Betonplatte (ohne Zwang und mit Verbund) mit sinkender Abkühltemperatur zu: Bei einer Reduktion der Abkühltemperatur von 20 °C auf 7 °C ergaben die numerischen Untersuchungen eine Vergrößerung der Anhebung auf das 7fache und bei einer Abkühltemperatur von 2 °C eine Vergrößerung der Vertikalverformungen auf das 9fache.

7.2.6 Rissbildung infolge einer Temperaturbeanspruchung (Grundmodell)

In Abschnitt 7.2.2 wurden die Temperaturverteilungen, die sich als Folge einer zyklischen Temperaturbeanspruchung während eines Sommertages in der Betonfahrbahn einstellen

sowie die Auswirkungen eines Temperaturschocks auf die Temperaturverteilungen in der Betonfahrbahn vorgestellt und erläutert. Die Beschreibung der damit einhergehenden Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn sind Gegenstand des Abschnitts 7.2.4. Aufbauend auf die Ergebnisse dieser Untersuchungen steht in diesem sowie in den nachfolgenden Abschnitten die Rissbildung infolge von Temperatureinwirkungen im Mittelpunkt der Betrachtungen. Ausgangsbasis dieser Untersuchungen zur Rissbildung stellen die numerischen Analysen am Grundmodell dar, die im Folgenden vorgestellt werden. Die dabei berücksichtigten Randbedingungen und Kennwerte sind in der Tabelle 7.2.4 (Grundmodell) zusammengestellt.

In den Abschnitten 7.2.4 und 7.2.5 konnte gezeigt werden, dass es zu hohen kritischen Zugspannungen an der Plattenoberseite kommen kann, sobald eine zuvor erwärmte Betonfahrbahndecke einem plötzlichen Temperaturschock ausgesetzt wird. In diesem Abschnitt wird daher der kritische Lastfall Temperaturschock im Hinblick auf die zu erwartende Rissbildung untersucht. Dabei wird ein realistischer Temperaturschock simuliert, in dem die Oberflächentemperatur von 42 °C schlagartig auf 7 °C abfällt (siehe hierzu Abbildung 7.2.28 (oberes Bild) und [48, 111]). Das Stoffgesetz, das den Berechnungen zur Rissanalyse zugrunde liegt, basiert auf der Annahme, dass die Rissbildung bei Überschreiten einer Grenzdehnung $\varepsilon > \varepsilon_{\text{Grenz}}$ einsetzt. Einzelheiten in Bezug auf die Stoffgesetze für den Beton der Fahrbahndecke können den Angaben in Abschnitt 5.3 entnommen werden, siehe hierzu auch [124, 127].

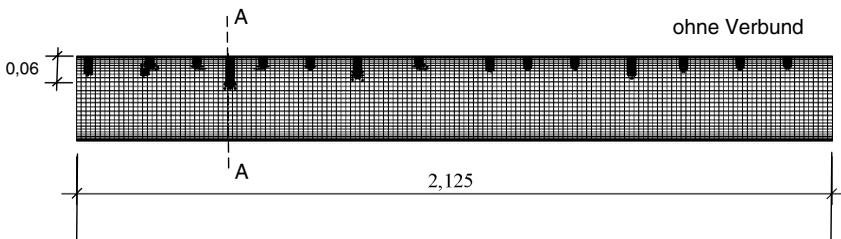


Abbildung 7.2.27: Rechnerisches Rissbild in einer 24 cm dicken Betondecke (ohne Zwang und ohne Verbund) 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) am 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte, Maße in [m]

Durch die hohen negativen Temperaturgradienten während der schlagartigen Abkühlung werden an der Betonoberfläche hohe Zugspannungen hervorgerufen, die die Zugfestigkeit eines Straßenbetons (Annahme: $\beta_z = 3,5 \text{ N/mm}^2$) überschreiten und feine Oberflächenrisse verursachen (siehe dazu Abbildung 7.2.12 bzw. Abschnitt 7.2.4). In Abbildung 7.2.27 ist ein rechnerisches Rissbild für die untersuchte Betonfahrbahndecke (ohne Zwang und ohne Verbund) 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) am 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte dargestellt.

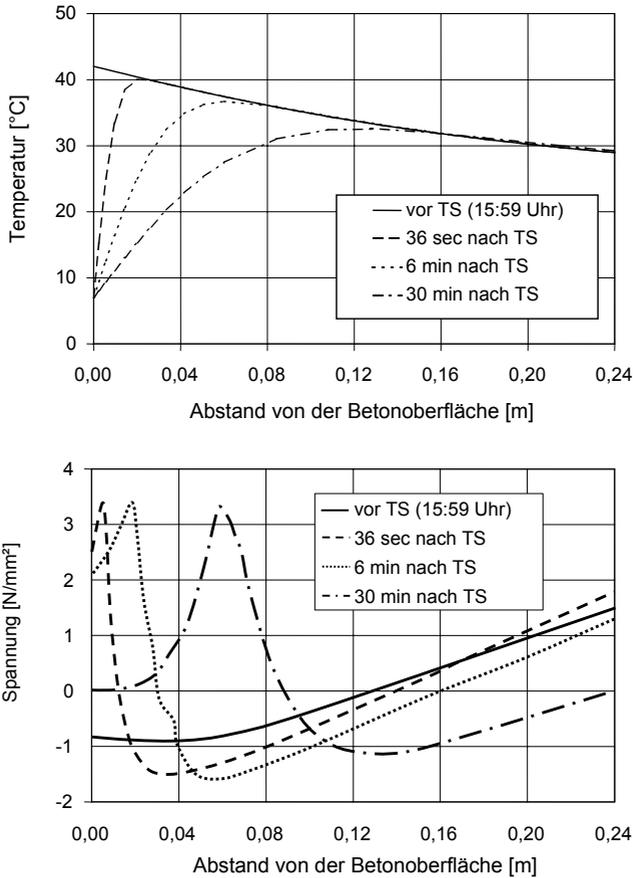


Abbildung 7.2.28: Rechnerische Temperaturverteilungen (oben) sowie resultierende Spannungen (unten) in der Betonfahrbahndecke (ohne Zwang und kein Verbund) unmittelbar vor (15:59 Uhr) sowie nach dem Einsetzen des Temperaturschocks am 28. Tag nach Herstellung der Betonfahrbahn

Die in Abbildung 7.2.27 erkennbaren Risse bilden sich vorzugsweise in den Elementen an der Fahrbahnoberfläche, in denen hohe Zugbeanspruchungen auftreten. Dabei ist anzumerken, dass die Rissbildung eine Entlastung der benachbarten Bereiche verursacht, so dass die Oberflächenrisse in unterschiedlichen Abständen auftreten. Im Rahmen der numerischen Untersuchungen ergaben sich 15 Oberflächenrisse (7 Risse pro laufenden

Meter) und Risstiefen bis zu 6 cm. Die berechneten Rissbreiten betragen ca. 0,04 mm (Ergebnis der numerischen Simulationsberechnungen).

In Abbildung 7.2.28 sind die rechnerischen Temperaturverteilungen (oben) sowie die resultierenden Spannungen (unten) in der Betonfahrbahndecke (ohne Zwang, kein Verbund, Plattendicke 24 cm) unter Berücksichtigung einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche dargestellt. Da die Spannungen in der HGT relativ klein bleiben (vgl. dazu Abbildung 7.2.12 in Abschnitt 7.2.4), sind hier nur die Spannungen in der Betonfahrbahndecke angegeben. Bei der Darstellung in Abbildung 7.2.28 handelt es sich um Spannungsverteilungen entlang des Schnittes A – A in Abbildung 7.2.27.

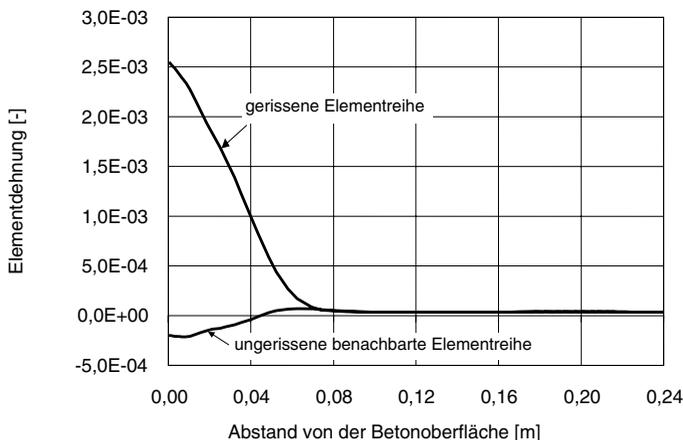


Abbildung 7.2.29: Dehnungen in der Betonfahrbahndecke 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) am 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn (gerissene Elementreihe gemäß Abbildung 7.2.27, Schnitt A – A sowie ungerissene benachbarte Elementreihe)

Aufgrund der schlagartigen Abkühlung werden die Druckspannungen in der Größenordnung von ca. -1 N/mm^2 an der Betonoberfläche in hohe Zugspannungen umgewandelt, welche die angenommene Zugfestigkeit des Betons von $3,5 \text{ N/mm}^2$ erreichen und daher zu Rissen führen. Die so entstehenden Oberflächenrisse wachsen mit zunehmender Abkühldauer weiter an. 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) beträgt die rechnerische Risstiefe etwa 6 cm. Dabei werden die Zugspannungen von etwa $1,5 \text{ N/mm}^2$ an der Plattenunterseite (36 Sekunden nach Einsetzen des Temperaturschocks) mit zunehmender Abkühldauer abgebaut und nähern sich dem Wert Null. In ungünstigen Fällen (z. B. im Falle einer schlechten Betonqualität an der Plattenunterseite mit geringer Betonzugfestigkeit) können Risse auch an der Plattenunterseite auftreten.

Abbildung 7.2.29 zeigt die rechnerischen Dehnungen in der gerissenen Elementreihe im Schnitt A – A der Abbildung 7.2.27. Zusätzlich ist in dieser Abbildung die entsprechende Dehnungskurve einer benachbarten ungerissenen Elementreihe dargestellt. Die gerissenen Elemente zeigen ausgeprägte "Zugdehnungen" an der Fahrbahnoberfläche während die benachbarten Elemente als Folge der Abkühlung Kontraktionserscheinungen aufweisen. Die Dehnungen sind an der Plattenoberseite am größten und erreichen im Fall der gerissenen Elemente Werte in der Größenordnung von 2,5 ‰. Diese Deformationen entsprechen einer rechnerischen Rissbreite von ca. 0,04 mm (Ergebnis der FE-Berechnung). Die benachbarten ungerissenen Elementen zeigen Kontraktionserscheinungen von etwa (-)0,25 ‰. Mit zunehmender Entfernung von der Plattenoberfläche nehmen diese Dehnungen ab und nähern sich ab einer Tiefe von etwa 6 cm dem Wert Null.

Abbildung 7.2.30 zeigt einen Ausschnitt aus einem gerissenen Bereich der Plattenoberseite. Darin sind die Verformungen der gerissenen FE-Elemente zu sehen (Deformationen überhöht). Die benachbarten Elemente an der Fahrbahnoberfläche lassen die Volumenkontraktion erkennen, die sich dort als Folge der schockartigen Abkühlung in Kombination mit der Entlastung der gerissenen Elemente eingestellt hat.

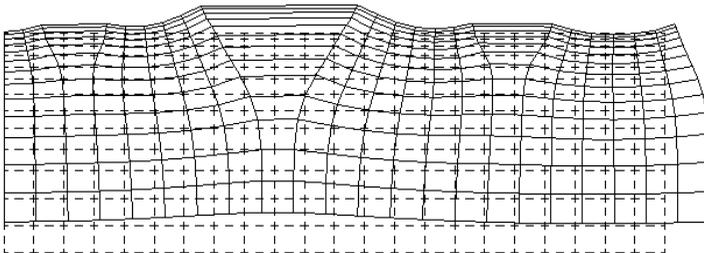


Abbildung 7.2.30: Ausschnitt aus einem gerissenen Bereich der Plattenoberseite (Deformationen überhöht)

Das Rissverhalten von Betonfahrbahndecken wird im Wesentlichen von der Abkühldauer und der Abkühltemperatur, vom Verlauf der Nullspannungstemperatur über die Plattendicke, von den Lagerungsbedingungen sowie von der Plattendicke bestimmt. Im nachfolgenden Abschnitt 7.2.7 werden die Einflüsse der o. g. Parameter und Randbedingungen auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn näher analysiert.

Unter der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens von Beton (siehe Abschnitt 5.3.1), d.h. ohne Berücksichtigung einer Rissbildung zeigt Abbildung 7.2.31 die

rechnerischen Spannungsverteilungen, die in einer Betonfahrbahndecke der Dicke 24 cm durch die Temperaturverteilungen gemäß Abbildung 7.2.28 resultieren.

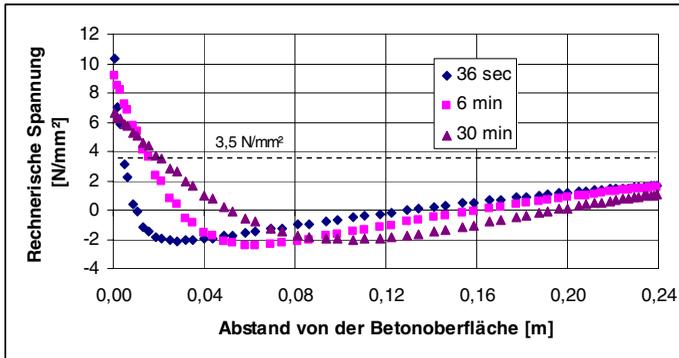


Abbildung 7.2.31: Rechnerische Spannungen in der Betonfahrbahndecke (ohne Zwang und ohne Verbund) nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (siehe Abbildung 7.2.28 oben) am 28. Tag nach Herstellung der Betonfahrbahn, ohne Berücksichtigung einer Rissbildung

Aus dem Vergleich zwischen den rechnerischen Spannungen in Abbildung 7.2.28 und jenen in Abbildung 7.2.31 geht hervor, dass unter der Annahme des Hooke'schen Gesetzes zwar mit einer Rissbildung infolge eines Temperaturschocks durch Überschreiten der Betonzugfestigkeit (Annahme: $\beta_z = 3,5 \text{ N/mm}^2$) zu rechnen ist, die Risttiefe wird allerdings unterschätzt. So würde die Risttiefe nach Abbildung 7.2.31 lediglich 2 cm betragen während in Abbildung 7.2.28 unten bzw. in Abbildung 7.2.27 eine Risttiefe von ca. 6 cm festzustellen ist.

Ferner wurde festgestellt, dass eine Rissbildung ein Abbauen der Spannungen über den noch ungerissenen Restquerschnitt verursacht. So beträgt die Spannung in einem Abstand von ca. 12 cm unter der Betonoberfläche ca. 1 N/mm^2 30 Minuten nach Temperaturschock und nach einer Rissbildung, während diese ca. 2 N/mm^2 beträgt, wenn die Rissbildung vernachlässigt wird. Das Abbauen der Spannungen hat wiederum Einfluss auf das Verformungsverhalten der Betonplatte, siehe hierzu Abbildung 7.2.34.

7.2.7 Parameterstudie zum Rissverhalten

7.2.7.1 Konstruktive Parameter

Einfluss des Zwanges

Die Untersuchung des Einflusses vom Zwang auf die Rissbildung erfolgte auf der Grundlage der bereits in Abschnitt 7.2.4 und 7.2.5 dargestellten Simulationsrechenläufe zum Spannungs- und Verformungsverhalten der Betonfahrbahnen. Die dabei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.2.4 zusammengestellt.

Als Berechnungsergebnis sind in Abb. 7.2.32 die mittleren Risstiefen, die sich an der Oberfläche einer Betondecke nach einem Temperaturschock einstellen, in Abhängigkeit von der Abkühldauer bei Nullspannungstemperaturen von 10 °C bzw. 20 °C sowohl für eine frei gelagerte als auch für eine seitlich gezwängte und in Verbund mit der HGT stehende Betondecke wiedergegeben. Während die Berechnungen für die freie Platte Risstiefen bis zu 5,5 cm ergaben, traten in der gezwängten Platte nur sehr kleine Risse mit Tiefen unter 1 cm auf. Daraus folgt, dass die Gefahr einer Rissbildung durch die seitliche Dehnungsbehinderung – also den Einflüssen des Zwanges – wesentlich abgemindert wird.

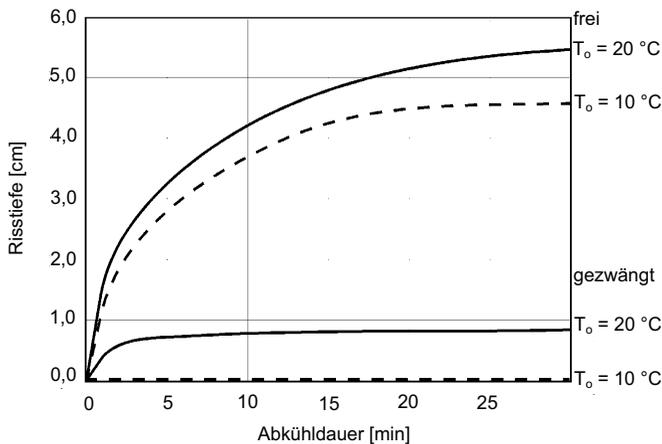


Abbildung 7.2.32: Rechnerische Risstiefe einer freien bzw. einer gezwängten Betonfahrbahnplatte (mit Verbund) in Abhängigkeit von der Abkühldauer und der Nullspannungstemperatur 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks am 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn

In Abschnitt 7.2.5.1 wurde bereits gezeigt, wie durch die seitliche Dehnungsbehinderung die hohen Zugspannungen, die sich bei fehlendem Zwang als Folge des Temperaturschocks an der Plattenoberseite einstellen, deutlich reduziert werden, siehe dazu die Abb. 7.2.12 und 7.2.13. Die Erkenntnisse aus den Spannungsanalysen in den vorangegangenen Abschnitten 7.2.4 und 7.2.5 können daher zumindest qualitativ zur Beurteilung der Gefahr einer Rissbildung herangezogen werden. Auf den Einfluss der Nullspannungstemperatur wird in einem der folgenden Unterabschnitte eingegangen.

Einfluss des Verbundes

Ähnlich wie im Fall der bereits vorgestellten Einflussparameter wurde auch der Einfluss des Verbundes auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn anhand einer Parameterstudie analysiert. Als Grundlage für den Vergleich wird auch hier das Rissverhalten des Grundmodells herangezogen, das im vorstehenden Abschnitt 7.2.6 bereits dargestellt worden ist. Tabelle 7.2.4 gibt eine Übersicht über die bei der Parameterstudie berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen.

In Abbildung 7.2.33 ist das rechnerische Rissbild einer Betonfahrbahndecke ohne Verbund und ohne Zwang (oben) bzw. mit Verbund und ohne Zwang (unten) zum Zeitpunkt 16:30 Uhr (30 Minuten nach dem Eintreten des Temperaturschocks) am 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte dargestellt. Aus dem Vergleich der beiden Plattendarstellungen geht hervor, dass sich die Rissbilder für den Fall "mit Verbund" und für den Fall "ohne Verbund" nur wenig unterscheiden.

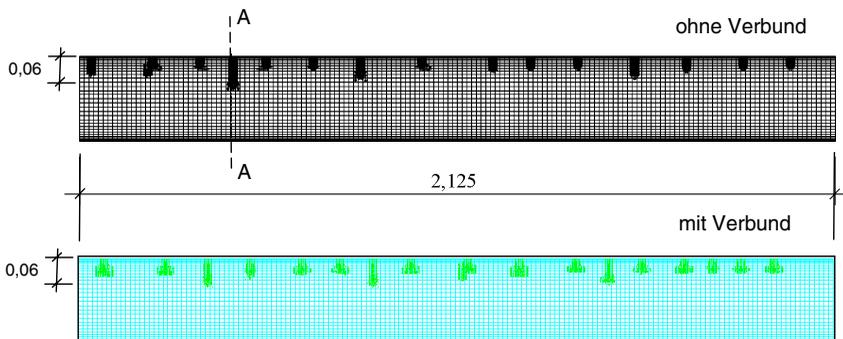


Abbildung 7.2.33: Rechnerisches Rissbild in einer Betonfahrbahndecke (oben: ohne Zwang und ohne Verbund, unten: ohne Zwang und mit Verbund) 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (16:30 Uhr) am 28. Tag nach Herstellung der Fahrbahnplatte, Maße in [m]

In beiden Fällen ergaben sich Risstiefen bis 6 cm sowie Rissbreiten von ca. 0,04 mm. Auch die Anzahl der Risse ist für beide untersuchte Fälle nahezu gleich. Während die obere Fahrbahnplatte (ohne Verbund) 15 Oberflächenrisse aufweist (7 Risse pro laufenden Meter), zeigen sich an der unteren Platte (mit Verbund) 17 Oberflächenrisse (8 Risse pro laufenden Meter). Daraus geht hervor, dass der Fall "voller Verbund zwischen Betondecke und HGT" die Gefahr der Rissbildung gegenüber der Variante "kein Verbund" etwas verschärft.

Abbildung 7.2.34 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen (gegenüber der Ausgangslage) der Hälfte einer Fahrbahnplatte 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks, ohne (unter der Annahme des Hooke'schen Gesetzes) bzw. mit Rissbildung sowie Einfluss der Bruchenergie $GF=70\text{ N/m}$, 90 N/m und 115 N/m (ohne Zwang).

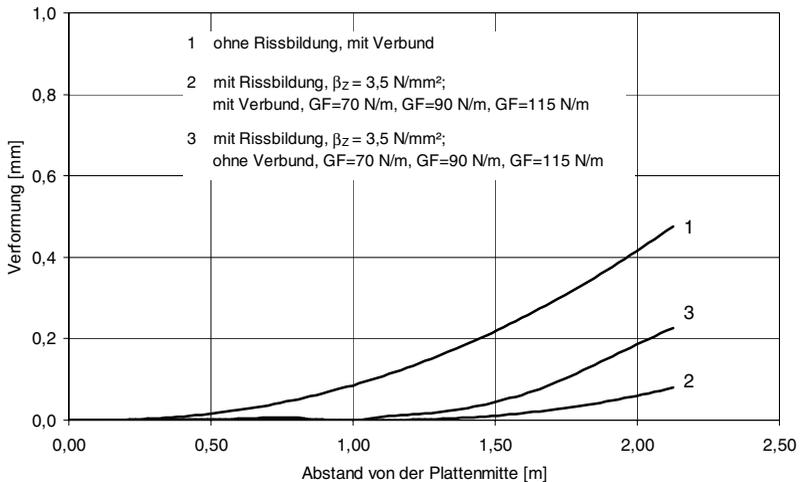


Abbildung 7.2.34: Rechnerische Vertikalverformungen der Hälfte einer Fahrbahnplatte 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks, ohne bzw. mit Rissbildung sowie Einfluss der Bruchenergie $GF=70\text{ N/m}$, 90 N/m und 115 N/m und des Verbundes (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt, E-Modul = 36000 N/mm^2)

Aus Abbildung 7.2.34 geht hervor, dass die Verformungen der Betonplatten nach einem Temperaturschock unter Berücksichtigung einer Rissbildung im Vergleich zu jenen unter der Annahme des Hooke'schen Gesetzes deutlich geringer sind. Die Vertikalverformung der Plattenränder beträgt für den Fall, dass die Rissbildung unterdrückt ist, ca. 0,50 mm. Wird eine Rissbildung nicht unterdrückt, so heben sich die Plattenränder auf ca. 0,10 mm (mit Verbund) bzw. 0,20 mm (ohne Verbund). Im Falle einer Rissbildung kommt es zu

einem Abheben der Plattenränder bis zu einem Abstand von ca. 85 cm (mit Verbund) bzw. von ca. 110 cm (ohne Verbund) vom Rand entfernt. Die Abnahme der Vertikalverformungen der Fahrbahnplatte ist somit auf die Rissbildung und die dadurch verursachte Abnahme der Spannungen über den Plattenquerschnitt zurückzuführen, vgl. Abbildung 7.2.28 und Abbildung 7.2.31.

Berechnungsergebnisse zeigen ferner, dass die Größe der Bruchenergie von $GF=70$ N/m, 90 N/m und 115 N/m bei Annahme einer Zugfestigkeit von $3,5$ N/mm² keinen signifikanten Einfluss auf das Verformungs- und Spannungsverhalten der Betonfahrbahndecken nach einem Riss, siehe Abbildung 7.2.34.

7.2.7.2 Materialparameter

Einfluss der Nullspannungstemperatur

Die Ergebnisse der Parameterstudie zum Einfluss der Nullspannungstemperatur wurden bereits in der Abbildung 7.2.32 graphisch dargestellt. Die Abbildung zeigt dabei die rechnerische Risstiefe – ermittelt auf der Grundlage eines FE-Modells unter Zugrundelegung der in Tabelle 7.2.4 zusammengestellten Randbedingungen und Kennwerte – in Abhängigkeit von der Abkühldauer, der Randbedingungen (Einfluss des Zwanges) sowie der Nullspannungstemperatur.

Abbildung 7.2.32 zeigt unabhängig von den vorliegenden Randbedingungen (mit Zwang bzw. ohne Zwang) jeweils die zu erwartende Abnahme der Risstiefe um etwa 1 cm, wenn in den Berechnungen anstatt einer über den Querschnitt konstanten Nullspannungstemperatur von 20 °C eine Nullspannungstemperatur von 10 °C angesetzt wird.

7.2.7.3 Parameter der Temperaturbeanspruchung

Einfluss der Abkühldauer

Den Abschluss der Parameterstudie zum Lastfall Temperatur bildet die Analyse der Abkühldauer auf die Rissbildung in der Betondecke. Da die Parameterkombination, die in diesen Untersuchungen zum Ansatz gebracht worden ist, der Zusammenstellung in Tabelle 7.2.4 entspricht, wird hier auf eine nochmalige Darstellung der berücksichtigten Randbedingungen und Kennwerte verzichtet.

Abbildung 7.2.32 zeigt die Abhängigkeit der Risstiefe von der Abkühldauer und der Nullspannungstemperatur sowie von den Randbedingungen der Plattenlagerung. Anhand dieser Abbildung 7.2.32, die wie die Randbedingungen und Kennwerte bereits in den vorstehenden Abschnitten vorgestellt worden ist, wird ersichtlich, dass die Risstiefe zunächst

mit zunehmender Abkühldauer anwächst. Festzustellen ist dabei allerdings auch, dass die rechnerische Risstiefe erwartungsgemäß einem Endwert entgegenstrebt, da die Temperaturgradienten in der Betondecke mit der Zeit flacher werden. Dieser Endwert ist in ausgeprägtem Maße von der jeweils vorliegenden Lagerungsbedingung (mit Zwang bzw. ohne Zwang) sowie von der zugrunde liegenden Nullspannungstemperatur anhängig. Während sich die Risstiefe im Falle einer Betonfahrbahn ohne Berücksichtigung von Zwangseinflüssen und unter Ansatz einer über der Querschnitt konstanten Nullspannungstemperatur von 20 °C nach 30 Minuten einem Endwert von etwa 6 cm annähert (vgl. dazu auch Abbildung 7.2.33), kommt es bei einer "gezwängten" Betonfahrbahn unter Zugrundelegung derselben Nullspannungstemperatur (20 °C, konstant) lediglich zu einer sehr begrenzten Oberflächenrissbildung mit Risstiefen kleiner als 1 cm. Zudem geht aus der Darstellung in Abbildung 7.2.32 hervor, dass der Endwert der Risstiefe spätestens 30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks erreicht wird. Die Dauer des Rissbildungsprozesses beschränkt sich daher im Falle der Temperaturschockeinwirkung etwa auf die ersten 30 Minuten nach Einsetzen des Schocks.

7.2.8 Zusammenfassung und Bewertung

Unter der Annahme eines bestimmten, sich wiederholenden tageszeitlichen Verlaufes von Lufttemperatur und Sonneneinstrahlung wurde die zeitliche Entwicklung der Betontemperatur und deren Verteilung über den Querschnitt berechnet. Während es im Verlauf eines Wintertages nicht zu einem leichten Umschlagen des Temperaturgradienten kommt (siehe Abschnitt 7.2.1.3), stellen sich im Verlauf eines Sommertages am Tag z.T. hohe positive und in der Nacht negative Temperaturgradienten in der Betonplatte ein.

Das Temperaturverhalten von Betondecken wird neben der Intensität der Sonneneinstrahlung und der Lufttemperatur vor allem von der Windgeschwindigkeit beeinflusst. Je niedriger die Windgeschwindigkeit, umso höhere Temperaturen sind in der Fahrbahndecke festzustellen. Der Einfluss der Wärmeleitfähigkeit und der Wärmekapazität des Betons sowie der Temperatur des Bodens sind vernachlässigbar klein.

Im Weiteren konnte festgestellt werden, dass die Plattendicke das Temperaturverhalten von Betonfahrbahndecken maßgeblich beeinflusst. Dünne Platten erwärmen sich vergleichsweise schnell und weisen nahezu lineare Temperaturverteilungen auf. Bei dickeren Platten nimmt die Erwärmung mehr Zeit in Anspruch. Die Temperaturverteilungen verlaufen in diesen Platten ausgeprägt nichtlinear, wodurch in diesen Plattenbereichen Eigenstressungen entstehen.

Frei gelagerte Betonplatten zeigen im Sommer am Tag eine Aufwölbung, in der Nacht eine Aufschüsselung. Kommt es im Laufe eines Sommertages zu einer schockartigen Abkühlung an der Fahrbahnoberfläche – beispielsweise als Folge eines Gewitterregens

mit Hagelablagerungen auf der Fahrbahnoberfläche – geht die zuvor feststellbare Aufwölbung in eine Aufschüsselung über. An den Plattenrändern werden die rechnerischen Vertikalverformungen mit zunehmender Abkühldauer sowie mit zunehmender Abkühltemperatur größer. Insgesamt nehmen die thermischen Vertikalverformungen in der Betonplatte mit zunehmender Temperaturdehnzahl und zunehmendem E-Modul der Plattenbaustoffe sowie mit zunehmender Bodensteifigkeit und bei fehlendem Verbund zwischen Betonplatte und HGT zu.

Werden diese Verformungen durch benachbarte Fahrbahnplatten behindert, so entstehen Zwangsspannungen. Die Größe dieser Spannungen hängt insbesondere von der aktuellen Temperatur in der Platte, von der Temperaturdehnzahl sowie dem E-Modul des Betons und von der Nullspannungstemperatur ab, die u. U. durch eine geeignete Nachbehandlung der Betonoberfläche beeinflusst werden kann.

Erreichen die Eigen- bzw. Zwangsspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so entstehen Risse. Da bei einem Temperaturschock (siehe oben) hohe negative Temperaturgradienten auftreten, ist die Gefahr der Rissbildung als Folge einer derartigen Beanspruchung besonders groß. Dabei kommt es im ungünstigen Fall zunächst zur Ausbildung von feinen Oberflächenrissen, die umso tiefer reichen, je länger die niedrigen Oberflächentemperaturen wirksam sind. Das dabei entstehende Rissbild wird vor allem von der Nullspannungstemperatur, von den Lagerungsbedingungen, von der Plattendicke und von der Differenz zwischen Oberflächentemperatur vor und nach dem Temperaturschock bestimmt.

Die Untersuchungen anhand eines Grundmodells einer Betonfahrbahn haben gezeigt, dass im Falle eines Temperaturschocks um 16:00 Uhr eines Sommertages – wie er den numerischen Untersuchungen zugrunde gelegt wurde – mit einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche zu rechnen ist (siehe dazu Abschnitt 7.2.6). Temperaturbeanspruchungen, wie sie sich während eines gewöhnlichen Sommertages d. h. ohne Temperaturschock in der Betonfahrbahn ergeben, verursachen hingegen keine Risse. Daher stellt der Lastfall Temperaturschock eine im Hinblick auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn besonders kritische und daher maßgebende Temperaturbeanspruchung dar.

In der Tabelle 7.2.6 sind die wesentlichen Ergebnisse der Simulationsuntersuchungen für diesen Lastfall zusammengestellt. Sie enthält Angaben zu den rechnerischen Spannungen für den Lastfall Temperaturschock um 16:30 Uhr (30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks) des 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn. Dabei handelt es sich jeweils um die rechnerischen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke, wie sie ohne Begrenzung der Zugfestigkeit des Betons und unter der Annahme der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes gewonnen wurden. Obwohl diese Spannungen, soweit sie die Betonzugfestigkeit überschreiten, in ihrer vollen Größe nicht auftreten können, so erlauben deren Beträge doch eine Abschätzung der Rissgefahr in dem jeweils betrachteten Bereich der Betonfahrbahn. Darüber hinaus sind die Ergebnisse der Untersuchungen zur Rissbildung, in denen ein realistisches Stoffgesetz für das Verhalten von

Beton bei einer Zugbeanspruchung Anwendung fand, in der Tabelle 7.2.7 zusammengefasst.

In beiden Ergebnistabellen – d. h. in den Tabellen 7.2.6 und 7.2.7 – werden die Einflüsse der im Rahmen der Parameterstudien analysierten Kennwerte und Randbedingungen hinsichtlich der Größe der Zugspannungen bzw. der festgestellten Rissintensität verglichen und bewertet. Dies geschieht durch die Angabe der prozentualen Veränderung der gegenüber dem Grundmodell beim jeweiligen Parameter veränderten maximalen Zugspannung. In analoger Weise wurden die prozentualen Veränderungen für die Rissanzahl und die Risstiefe berechnet, die in der Tabelle 7.2.7 angegeben sind. Die in diesen Tabellen zusammengefassten Ergebnisse werden im Folgenden kommentiert.

Wird das Verformungsverhalten der Betonplatte durch die seitlichen Nachbarplatten behindert oder wurde die Platte gut nachbehandelt (so dass die Nullspannungstemperatur einen negativen Gradienten aufweist), so entstehen bei einer Erwärmung im Laufe eines Sommertages als Folge der Behinderung ihrer Wärmedehnung in der Betonplatte Druckspannungen, die so hoch sein können, dass Zugspannungen als Folge eines Temperaturschocks zumindest teilweise überdrückt werden. Trotz einer deutlichen Abnahme der Zugspannungen an der Plattenoberfläche ist aber immer noch mit einer Rissbildung zu rechnen. Die maximale rechnerische Risstiefe beträgt dabei 0,8 cm (siehe Abb. 7.2.32). Wie aus der Tabelle 7.2.7 hervorgeht, bewirkt der Zwang neben der einer Spannungsreduktion zudem auch eine Reduktion der rechnerischen Risstiefe um 85 % bezogen auf den entsprechenden Wert des Grundmodells.

Im Weiteren zeigen die Berechnungsergebnisse deutlich, dass im Falle eines Temperaturschocks dünnere frei gelagerte Platten, die im Sommer hergestellt und schlecht nachbehandelt wurden, in Bezug auf Temperaturrissbildung sehr anfällig sind. Ein Aufheben des Verbundes hat gegenüber einer Betonfahrbahn mit den Randbedingungen ohne Zwang und mit Verbund eine Abnahme der kritischen Zugspannungen um 19 % zur Folge (vgl. Tabelle 7.2.6). Trotzdem ist auch im Falle eines Temperaturschocks bei einer Betonfahrbahn der Randbedingungskombination ohne Zwang und ohne Verbund mit einer Oberflächenrissbildung zu rechnen. Eine fehlende Verbundwirkung bewirkt dabei eine Reduzierung der Rissanzahl pro laufenden Meter Fahrbahnbreite von 8 auf 7. Das entspricht einer Abnahme um 12 % (siehe Tabelle 7.2.7). Eine fehlende Verbundwirkung bewirkt aber auch dass sich die Plattenränder infolge eines Temperaturschocks stärker abheben als das System mit Verbund, siehe Abbildung 7.2.34.

Tabelle 7.2.6: Bewertung der untersuchten Einflussparameter in Bezug auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen für den Lastfall Temperaturschock um 16:30 Uhr (30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks) am 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn

	Maximale Zugspannung an der Oberseite der Betonfahrbahndecke	Ergebnis
Grundmodell ¹⁾ (Abb. 7.2.12)	10,2 N/mm ² (7,7 N/mm ²)	Rissbildung ist zu erwarten.
Mit Zwang (Abb. 7.2.13) Einfluss des Zwanges	6,6 N/mm ² Abnahme um 35 % ²⁾	Der Zwang bewirkt eine Spannungsabnahme. Trotzdem ist Rissbildung zu erwarten.
Ohne Verbund (Abb. 7.2.16) Einfluss des Verbundes	8,3 N/mm ² Abnahme um 19 % ²⁾	Aufhebung der Verbundwirkung bewirkt eine Spannungsabnahme. Trotzdem Rissbildung!
Dicke der Betonfahrbahndecke (Abb. 7.2.18)		
D = 20 cm Einfluss	6,8 N/mm ² Abnahme um 12 % ³⁾	Die rechnerischen Spannungen nehmen mit der Dicke der Betonfahrbahndecke zu. Jedoch ist auch bei der vergleichsweise geringen Dicke von 20 cm noch mit einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche zu rechnen.
D = 28 cm Einfluss	8,3 N/mm ² Zunahme um 08 % ³⁾	
Wärmedehnzahl der HGT (Abb. 7.2.20)		
$\alpha_{Th} = 5,3 \cdot 10^{-6}$ 1/K Einfluss	10,2 N/mm ² keine Veränderung ²⁾	Die Wärmedehnzahl der HGT beeinflusst die Spannungen in der Fahrbahndecke nur unwesentlich. Ihr Einfluss auf die Rissbildung ist daher vernachlässigbar klein.
$\alpha_{Th} = 14 \cdot 10^{-6}$ 1/K Einfluss	10,2 N/mm ² keine Veränderung ²⁾	
Wärmedehnzahl des Betons (Abb. 7.2.20)		
$\alpha_{Th} = 5,3 \cdot 10^{-6}$ 1/K Einfluss	6,0 N/mm ² Abnahme um 41 % ²⁾	Die Wärmedehnzahl des Betons beeinflusst die Spannungen in der Fahrbahndecke deutlich. Die rechnerischen Spannungen nehmen mit der Wärmedehnzahl des Betons ab. Jedoch besteht auch bei geringen Wärmedehnzahlen Rissgefahr.
$\alpha_{Th} = 14 \cdot 10^{-6}$ 1/K Einfluss	14,0 N/mm ² Zunahme um 37 % ²⁾	
E-Modul des Betons (Abb. 7.2.22)		
E = 20000 N/mm ² Einfluss	5,8 N/mm ² Abnahme um 43 % ²⁾	Erwartungsgemäß beeinflusst der E-Modul des Betons die Spannungen in der Fahrbahndecke erheblich. Jedoch besteht auch bei geringen Werten des E-Moduls für den Beton von 20000 N/mm ² noch Rissgefahr.
E = 50000 N/mm ² Einfluss	13,6 N/mm ² Zunahme um 33 % ²⁾	
Bettungsmodul des Unterbaus (Abb. 7.2.24)		
$k_s = 56$ MN/m ³ Einfluss	9,6 N/mm ² Abnahme um 6 % ²⁾	Durch Variation des Bettungsmoduls verändern sich die rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahn nur unwesentlich. Der Bettungsmodul des Unterbaus übt daher lediglich einen sehr geringen Einfluss auf die Spannungen aus.
$k_s = 116$ MN/m ³ Einfluss	9,8 N/mm ² Abnahme um 4 % ²⁾	
Nullspannungstemperaturverlauf (Abb. 7.2.25)		
positiver Verlauf Einfluss	7,8 N/mm ² Abnahme um 23 % ²⁾	Der Parameter Nullspannungstemperaturverlauf übt den größten Einfluss auf die rechnerischen Spannungen aus. Bei sehr günstigem (negativen) Verlauf ist eine Rissbildung vermeidbar.
negativer Verlauf Einfluss	2,0 N/mm ² Abnahme um 82 % ²⁾	
Abkühltemperatur während Temperaturschock (Abb. 7.2.26)		
7 °C Einfluss	7,0 N/mm ² Abnahme um 31 % ²⁾	Die Abkühltemperatur während des Temperaturschocks beeinflusst die rechnerischen Spannungen erwartungsgemäß sehr deutlich. Auch im Falle eines gemäßigten Temperaturschocks (Abkühltemperatur 20 °C) ist eine Rissbildung zu erwarten.
20 °C Einfluss	3,6 N/mm ² Abnahme um 65 % ²⁾	

¹⁾ Randbedingungen des Grundmodells (siehe dazu Abschnitt 7.2.4): Ohne Zwang, mit Verbund, Dicke der Betonfahrbahndecke 24 cm, Wärmedehnzahl der Betondecke und der HGT $10 \cdot 10^{-6}$ 1/K, E-Modul des Betons 36000 N/mm², Bettungsmodul 1000 MN/m³, konstante Nullspannungstemperatur von 20 °C, Abkühltemperatur während des Temperaturschocks 2 °C

²⁾ bezogen auf der Wert des Grundmodells

³⁾ Randbedingungen des Grundmodells wie unter ¹⁾ angegeben, jedoch ohne Verbund

Tabelle 7.2.7: Zusammenstellung der wesentlichen Berechnungsergebnisse der Untersuchungen zur Rissbildung für den Lastfall Temperaturschock um 16:30 Uhr (30 Minuten nach Einsetzen des Temperaturschocks) am 28. Tag nach der Herstellung der Betonfahrbahn

	Rissanzahl pro laufenden Meter	Maximale Risstiefe
Grundmodell (ohne Zwang, ohne Verbund ¹⁾)	7 (Abb. 7.2.27)	5,5 cm (Abb. 7.2.27)
Konstruktive Parameter		
Mit Zwang	7	0,8 cm (Abb. 7.2.32)
Einfluss auf die Rissbildung	keine Veränderung	Abnahme um 85 % ²⁾
Mit Verbund	8 (Abb. 7.2.33)	5,5 (Abb. 7.2.32)
Einfluss des Verbundes	Zunahme um 12 % ²⁾	keine Veränderung
Einfluss der Nullspannungstemperatur		
Konstant, 10 °C	7	4,6 cm (Abb. 7.2.32)
Einfluss auf die Rissbildung	keine Veränderung	Abnahme um 16 % ²⁾

¹⁾ Randbedingungen des Grundmodells (siehe dazu Abschnitt 7.2.4 und Fußnote zu Tabelle 7.2.6): Ohne Zwang, mit Verbund, konstante Nullspannungstemperatur von 20 °C

²⁾ bezogen auf der Wert des Grundmodells

Die rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahndecke (Randbedingungskombination ohne Zwang und mit Verbund) nehmen mit der Dicke der Betonfahrbahndecke zu. Jedoch ist auch bei der vergleichsweise geringen Dicke von 20 cm noch mit einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche zu rechnen.

Die Wärmedehnzahl der hydraulisch gebundenen Tragschicht beeinflusst die Spannungen in der Fahrbahndecke nur unwesentlich (siehe Tabelle 7.2.6). Entsprechend ist ihr Einfluss auf die Rissbildung in der Betonplatte vernachlässigbar gering. Die Wärmedehnzahl des Betons beeinflusst hingegen die Spannungen in der Fahrbahndecke nicht unerheblich. Dieser Kennwert gehört dabei zusammen mit dem E-Modul des Betons zu den Materialkennwerten mit dem größten Einfluss auf die rechnerischen durch Temperaturveränderungen ausgelösten Spannungswerte in der Betonfahrbahn. Diese Spannungen nehmen mit der Wärmedehnzahl des Betons zwar deutlich ab (Reduktion um 41 %, vgl. Tabelle 7.2.6), jedoch besteht auch bei vergleichsweise geringen Wärmedehnzahlen des Betons immer noch erhebliche Rissgefahr in den oberflächennahen Bereichen der Betonfahrbahndecke, da die rechnerischen Zugspannungen in diesen Bereichen mit 6,0 N/mm² (vgl. Tabelle 7.2.6) noch deutlich oberhalb der angenommenen Betonzugfestigkeit von 3,5 N/mm² liegen (siehe dazu auch Abschnitt 5.3.3).

Wie bereits erwähnt, ist der Einfluss des E-Moduls des Betons auf die Größe der rechnerischen Spannungen in der Fahrbahndecke beträchtlich. Jedoch ist auch im Falle eines vergleichsweise geringen E-Moduls für den Beton von 20000 N/mm^2 – meist geht ein geringer E-Modul zudem mit einer geringen Festigkeit einher – noch mit einer Rissbildung in der Oberfläche der Fahrbahn zu rechnen. Demgegenüber verändern sich die rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahn durch Variation des Bettungsmoduls nur unwesentlich. Daraus folgt, dass der Bettungsmodul des Unterbaus lediglich einen sehr geringen Einfluss auf die Spannungen ausübt (vgl. Tabelle 7.2.6).

Als Parameter mit dem größten Einfluss auf die rechnerischen Zugspannungen hat sich der Nullspannungstemperaturverlauf herausgestellt. Dies zeigt die Größe des Einflussfaktors für den negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur in der Tabelle 7.2.6 von 82 %, der von keinem anderen Parameter erreicht wird. Die Berechnungen ergaben für den dabei zugrunde gelegten negativen Verlauf der Nullspannungstemperatur vergleichsweise geringe Zugspannungen (siehe dazu auch Abbildung 5.2). Die Größenordnung der rechnerischen Zugspannungen liegt mit $2,0 \text{ N/mm}^2$ (vgl. Tabelle 7.2.6) deutlich unterhalb der angenommenen Zugfestigkeitsgrenze des Betons von $3,5 \text{ N/mm}^2$ (Betonalter von 28 Tagen, vgl. Tabelle 5.5).

Die Abkühltemperatur während des Temperaturschocks beeinflusst die rechnerischen Spannungen erwartungsgemäß sehr deutlich. Auch im Falle eines gemäßigten Temperaturschocks mit einer Abkühltemperatur von 20 °C ist zumindest theoretisch eine Rissbildung nicht auszuschließen (vgl. dazu auch Tabelle 7.2.6). Maßgebend für die Höhe der Zugspannungen an der Fahrbahnoberfläche ist dabei in erster Linie der Temperaturgradient während des Temperaturschocks. Je rascher sich die Abkühlung der Oberflächenbereiche vollzieht, umso höher sind die entstehenden Zugspannungen im Beton und umso ausgeprägter ist die Rissbildung in der Fahrbahndecke.

Als wichtigste Erkenntnis geht aus den Werten in der Tabelle 7.2.6 hervor, dass es sich bei dem untersuchten negativen Nullspannungstemperaturverlauf um den einzigen Parameter handelt, dessen Einfluss auf die Größe der rechnerischen Spannungen an der Fahrbahnoberfläche eine zuverlässige Abminderung der Spannungen auf unkritische Werte gestattet. Die beschriebenen Ergebnisse unterstreichen daher die besondere Bedeutung der Nachbehandlungsmaßnahmen als einzige auch unter baupraktischen Bedingungen wirksame Einflussnahmemöglichkeit in Bezug auf den Verlauf der Nullspannungstemperatur in einer Betonfahrbahndecken in der Praxis (siehe dazu auch Abschnitt 2.2.1).

Im Hinblick auf den hier ausschließlich betrachteten Gesichtspunkt der temperaturbedingten Beanspruchung einer Fahrbahnplatte, einschließlich des kritischen Lastfalls Temperaturschock, kann für den Neubau von Betonstraßen empfohlen werden, dass

- die Wärmedehnzahl und der E-Modul des Betons eher klein zu wählen sind,
- vor allem eine intensive Nachbehandlung (feucht und kühl) des Betons vorzunehmen ist, so dass ein negativer Temperaturgradient in der Erhärtungsphase erzeugt wird.

Unter diesen Bedingungen kann selbst bei extremen Witterungsereignissen eine Rissbildung in der Oberfläche von Betonstraßen weitgehend vermieden werden.

Für den Fall, dass in der Praxis Temperaturreisse – ausgenommen solche, die im Zuge des Abbindens des Betons entstehen können – auftreten, werden diese eine nur sehr geringe Breite und Tiefe besitzen, so dass die Gebrauchstauglichkeit und die Lebensdauer einer Betonstraße hierdurch nicht eingeschränkt werden.

7.3 Lastfall Feuchte

7.3.1 Simulation der hygri-schen Beanspruchung

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum Lastfall Feuchte sollte das Verhalten von Betonfahrbahnen unter verschiedenen hygri-schen Beanspruchungen analysiert und ausgewertet werden. Das Spektrum der hygri-schen Beanspruchungen umfasst dabei neben dem Feuchte-austausch mit der Umgebung durch Konvektion auch die Wasseraufnahme an der Plattenunterseite, die sich in realen Betonfahrbahnen als Folge einer schlechten Entwässerung einstellen kann. Ähnlich wie im Lastfall Temperatur waren auch im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum Lastfall Feuchte die Auswirkungen eines Klimaschocks in einer Betonfahrbahn zu untersuchen. Die Vorgehensweise bei der Simulation der hygri-schen Beanspruchungen wird im Folgenden ausführlich erläutert.

Da Feuchtetransportvorgänge erheblich langsamer ablaufen als Erwärmungs- bzw. Abkühlungsprozesse, mussten zur Untersuchung des Feuchteverhaltens von Betonfahrbahn-decken rechnerische Feuchteverteilungen über den vergleichsweise langen Zeitraum von 20 Jahren analysiert werden. Voruntersuchungen hatten gezeigt, dass tageszeitliche Änderungen der relativen Luftfeuchte lediglich einen Einfluss auf die ersten Millimeter der Oberflächenrandzone ausüben. Aus diesem Grunde wurde bei der Untersuchung des langfristigen Austrocknungsverhaltens einer Betonfahrbahn über einen Simulationszeitraum von 20 Jahren die rechnerische Erfassung der jahreszeitlichen Änderungen der relativen Luftfeuchte als hinreichend betrachtet.

Zusätzlich zur Untersuchung des langzeitlichen Feuchteverhaltens von Betonfahrbahnen waren die Auswirkungen kurzfristiger Feuchtebeanspruchungen zu analysieren. Dazu zählt z. B. ein Klimaschock, wie er sich in Betonfahrbahnen als Folge eines plötzlichen Gewitterregens einstellen kann. Bei der Untersuchung des kurzfristigen Feuchtetransportverhaltens einer Betonfahrbahn war die Berücksichtigung der Nachbehandlung erforderlich. Dabei wurde entsprechend der Vorgehensweise im Lastfall Temperatur von einer Nachbehandlungsdauer von 7 Tagen ausgegangen. Die Simulation der Nachbehandlungsphase erfolgte unter der Annahme, dass während der Dauer der Nachbehandlung ein Austrocknen oder Befeuchten der Betonfahrbahnplatte durch Feuchte-austausch mit der Umgebung unterbleibt. Der Betrag des Feuchtepotentials in der Fahrbahn wurde deswegen bis zum Ende des 7. Tages konstant auf $\phi = 1,0$ gehalten. Nach Ablauf der Nachbehandlungsphase begann die Austrocknung durch Konvektion an der Oberfläche der Betondecke (siehe dazu auch Abbildung 7.3.1).

7.3.1.1 Zyklische Feuchteeinwirkungen

Die Intensität der Austrocknung wird u. a. durch die relative Luftfeuchtigkeit bestimmt, die im Verlauf eines Tages starken Schwankungen unterworfen sein kann. Basierend auf Untersuchungen von Kießl [64] wurden für die Berechnungen verschiedene zyklische Verläufe der relativen Luftfeuchte angenommen. Dabei ist zwischen jahreszeitlichen und tageszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte zu unterscheiden. Während die tageszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchtigkeit den kurzzeitigen Simulationsberechnungen zugrunde gelegt werden mussten (Simulationszeitraum ca. 1 Monat), lieferte im Rahmen der Langzeitsimulationsberechnungen (Simulationszeitraum 20 Jahre) die Berücksichtigung der jahreszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte hinreichend genaue Ergebnisse. Im Folgenden werden die Grundlagen und Hintergründe der Simulation einer kurzzeitigen zyklischen Feuchtebeanspruchung sowie einer Langzeitsimulation der zyklischen Feuchtebeanspruchungen vorgestellt.

7.3.1.1.1 Simulation kurzzeitiger zyklischer Feuchtebeanspruchungen

Die Simulation kurzzeitiger Feuchtebeanspruchungen umfasst neben der Nachbehandlung die tageszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte sowie einen Temperaturschock, der jeweils um 16:00 Uhr des betrachteten Tages angenommen wird (siehe dazu Abbildung 7.3.1). Ähnlich wie im Falle der Temperaturbeanspruchungen simuliert der Feuchteschock die Beanspruchungen, die sich in der Betonfahrbahn als Folge eines Sommergewitters einstellen. Die Feuchteschockbeanspruchungen wirken dabei in der Simulation zeitgleich mit den separat berechneten Beanspruchungen, die sich als Folge des Temperaturschocks in der Betonfahrbahn ergeben (vgl. dazu Abbildung 7.2.1).

Zum Zeitpunkt $t = 0$ beträgt das Feuchtepotential in der Fahrbahn $\phi = 1,0$. In diesem Feuchtezustand wird für die Spannungen und die Verformungen in der Fahrbahn ein Wert Null angenommen. Die tageszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte können der schematischen Darstellung in Abbildung 7.3.1 entnommen werden. Diese Kurven geben den zeitlichen Verlauf der relativen Luftfeuchte während eines Sommertages wieder. Die Werte der relativen Luftfeuchte (Angaben als Feuchtepotentialwerte) schwanken zwischen $\phi = 0,85$ (entspricht 85 % rel. Luftfeuchte) während der Nacht (5:00 Uhr) und $\phi = 0,43$ (entspricht 43 % rel. Luftfeuchte) um 16:00 Uhr [64].

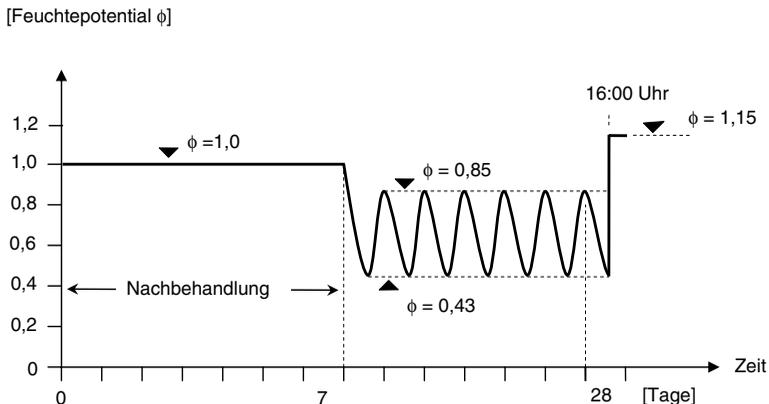


Abbildung 7.3.1: Schematische Darstellung der Feuchtebeanspruchungen während der Nachbehandlung, einer anschließenden zyklischen Feuchtebeanspruchung sowie eines Feuchteschocks im Betonalter von 21 Tagen (Beispiel)

Zeitgleich zum Temperaturschock (vgl. dazu Abschnitt 7.2.1.2), jedoch bereits im Alter von 21 Tagen, aber auch später wurde um 16:00 Uhr des jeweils betrachteten Tages eine plötzliche Änderung der relativen Luftfeuchte simuliert (Feuchteschock). Das Feuchtepotential an der Betonoberfläche steigt dabei sprunghaft auf den Wert 1,15, was einer Wasserschichtbildung auf der Fahrbahnoberfläche entspricht [64], siehe hierzu Abbildung 5.3.

7.3.1.1.2 Langzeitsimulation zyklischer Feuchtebeanspruchungen

Bei den Langzeitsimulationen der Feuchtebeanspruchungen einer Betonfahrbahn handelt es sich um zyklische Beanspruchungen über einen Zeitraum von 20 Jahren, denen im Gegensatz zur Vorgehensweise bei den kurzzeitigen Simulationen die von der Jahreszeit abhängige relative Luftfeuchte zugrunde gelegt wird. Der angenommene zyklische Verlauf der relativen Luftfeuchte kann der Abbildung 7.3.2 entnommen werden. In dieser Darstellung wird von einem sprunghaften Wechsel zwischen zwei abschnittsweise konstanten Werten der relativen Luftfeuchte ausgegangen. Dabei setzt sich das Zeitintervall eines Jahres jeweils aus einer Trocken- und einer Feuchtperiode zusammen. Die Trockenperiode (Abkürzung TP, Dauer 6 Monate) entspricht dabei dem Sommerhalbjahr, dem in der Simulation eine konstante mittlere relative Luftfeuchte von 60 % (entspricht $\phi = 0,6$) zugeordnet wird (vgl. Abbildung 7.3.2). Dementsprechend wird dem Winterhalbjahr durch Zuordnung einer konstanten mittleren relativen Luftfeuchte von 90 % (entspricht $\phi = 0,9$)

Rechnung getragen. Das Winterhalbjahr entspricht damit der Feuchtperiode (Abkürzung FP, Dauer 6 Monate).

Die hier dargestellte Vereinfachung bei der Simulation der jahreszeitlichen Feuchteschwankungen in Betonfahrbahnen stützt sich auf Erkenntnisse, die im Rahmen von Voruntersuchungen gewonnen wurden. In diesen Untersuchungen hat sich gezeigt, dass eine exakte Simulation der tageszeitliche Feuchteschwankungen im Rahmen von Langzeitanalysen nur unwesentlich genauere Ergebnisse liefert, als eine Simulation der jahreszeitlichen Feuchtebeanspruchungen, da sich die täglichen Schwankungen der relativen Luftfeuchte lediglich in den Feuchteverteilungen der obersten Millimeter der Betondecke auswirken.

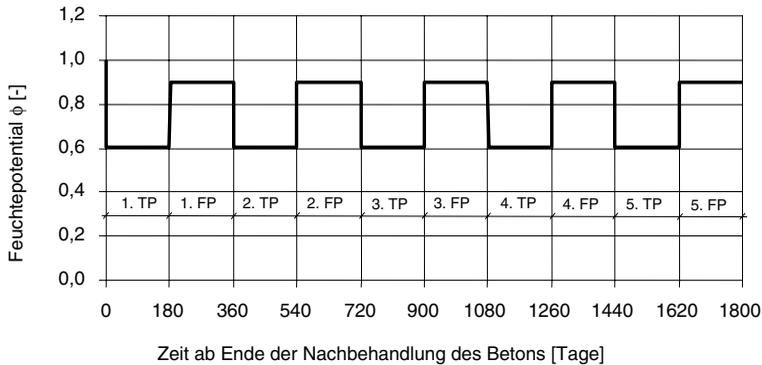


Abbildung 7.3.2: Verlauf der angesetzten Feuchtebeanspruchung (Feuchtepotential ϕ) über einen Zeitraum von 5 Jahren

Im Rahmen der numerischen Simulationen zum Lastfall Feuchte wurde im Anschluss an die Nachbehandlung stets zuerst eine Trockenperiode ($\phi = 0,6$ entspricht 60 % rel. Luftfeuchte) angesetzt. Die damit simulierten hygrischen Beanspruchungen entsprechen zumindest in erster Näherung den Beanspruchungen in einer Betonfahrbahn, die etwa zum Zeitpunkt des Wechsels von der Feuchtperiode zur Trockenperiode (März/April) hergestellt worden ist. Diese spezielle Beanspruchungskonstellation wurde gerade im Hinblick auf die Austrocknung und das Schwinden des Betons im jungen Alter als besonders kritisch angesehen und sollte daher im Rahmen der Untersuchungen eingehend analysiert werden.

7.3.1.2 Permanente Feuchtebeanspruchungen

An der Unterseite der Betonplatte wurden Feuchteverhältnisse zugrunde gelegt, wie sie einer guten bzw. einer schlechten Entwässerung entsprechen. In der Realität wird im Falle einer schlechten Entwässerung davon ausgegangen, dass es unter ungünstigen Umständen zu einer kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonplatte kommt. Bei dem anstehenden freien Wasser handelt es sich in der Regel um Oberflächenwasser, das sich dort aufgrund einer unzureichenden Drainage angesammelt hat. Um die Auswirkungen derartige Effekte auf die Feuchteverteilungen sowie die Spannungen und die Verformungen in der Betonfahrbahn untersuchen zu können, wurde im Rahmen der numerischen Untersuchungen an der Unterseite der Betondecke ein Feuchtepotential von $\phi = 1,15$ angesetzt. Das Feuchtepotential an der Unterseite der Betondecke wird dabei während der Dauer der gesamten numerischen Simulation konstant gehalten. Im Gegensatz zur bereits erläuterten zyklischen Feuchtebeanspruchung, wie sie sich als Folge der tages- und jahreszeitlichen Schwankungen der relativen Luftfeuchte in der Betonfahrbahn ergibt, handelt es sich hierbei also um eine permanent wirkende Feuchtebeanspruchung. Zur Simulation guter Entwässerungsbedingungen an der Unterseite der Betonplatte werden keine hygrischen Belastungen an der Unterseite der Betonplatte angesetzt. Dies bedeutet, dass dort die sich natürlich einstellende Bodenfeuchte vorherrscht.

Nachdem Berechnungen von Kranz [65] gezeigt hatten, dass sich im Temperaturbereich zwischen 2 °C und 60 °C Feuchte- und Temperaturverteilung in einer gekoppelten Rechnung gegenseitig kaum beeinflussen, erfolgte die Berechnung der Feuchte- und Temperaturverteilungen entkoppelt, d.h. die gegenseitige Beeinflussung von Feuchte- und Temperaturtransport wurde vernachlässigt.

7.3.1.3 Kombinierte Feuchtebeanspruchungen

Zusammenfassend gibt Tabelle 7.3.1 einen Überblick über die Feuchtebeanspruchungen des Untersuchungsprogramms sowie die dabei gewählten Kombinationen.

Aus der Tabelle 7.3.1 geht das grundsätzliche Vorgehen bei der Simulation der Feuchtebeanspruchungen hervor. Dabei ist zwischen der Simulation von Feuchtebeanspruchungen mit kurzer Einwirkungsdauer und der Simulation von Langzeitbeanspruchungen zu unterscheiden. Ein Berechnungslauf zur Simulation von Feuchtebeanspruchungen mit kurzer Einwirkungsdauer erfasst dabei jeweils neben einer 7-tägigen Nachbehandlung auch die tageszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchtigkeit. Die Anzahl der simulierten Tageszyklen variiert dabei je nach Zielsetzung der numerischen Untersuchung. Den Abschluss eines Berechnungslaufs zur Feuchtebeanspruchung mit kurzer Einwirkungsdauer bildet dabei die Simulation des Feuchteschocks. Damit entsprechen die im Rahmen eines Berechnungslaufs zur Simulation von Feuchtebeanspruchungen mit

kurzer Einwirkungsdauer kombinierten Feuchteeinwirkungen im Grundsatz dem Verlauf der relativen Luftfeuchte in Abbildung 7.3.1.

Tabelle 7.3.1: Übersicht über die wichtigsten Parameter der Feuchtebeanspruchungen

		Feuchteübergang Bauteil/Luft Feuchtepotential ϕ [-]	Anstehendes Wasser Feuchtepotential ϕ [-]
Simulation kurzzeitiger zyklischen Feuchtebeanspruchungen (28 Tage)			
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)		1,0	-
Zyklische Feuchtebeanspruchung (21 Tageszyklen); siehe Abb. 7.3.1			
Sommertag	Maximum	0,85	-
	Minimum	0,43	-
Temperaturschockbeanspruchung (28. Tag, 16:00 Uhr)			
Vor Einwirkung des Schocks		0,43	-
Nach Einwirkung des Schocks		-	1,15
Simulation langzeitiger zyklischen Feuchtebeanspruchungen (20 Jahre)			
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)		1,0	-
Permanente konstante Beanspruchung			
Schlechte Fahrbahntwässerung		-	1,15
Zyklische Feuchtebeanspruchung (20 Jahreszyklen); siehe Abb. 7.3.2			
	Sommerhalbjahr	0,6	-
	Winterhalbjahr	0,9	-

Auch in den Berechnungen zur Langzeitsimulation der Feuchtebeanspruchungen wurden Nachbehandlungseinflüsse berücksichtigt (siehe Tabelle 7.3.1). Zudem fanden hierbei nur die jahreszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte Eingang in die Berechnungen (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.1.2). Je nach Zielsetzung der numerischen Simulation konnten bei Bedarf zusätzlich auch die Einflüsse einer schlechten Entwässerung der Betondecke simuliert werden. Zur Simulation guter Entwässerungsbedingungen an der Unterseite der Betonplatte wurden keine hygrischen Belastungen an der Unterseite der Betonplatte angesetzt. Für diesen Fall wurde über den Plattenquerschnitt ein Anfangsfeuchtepotential $\phi=1,0$ angesetzt.

7.3.2 Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell)

Im Folgenden werden die Ergebnisse der numerischen Untersuchungen zur Ermittlung der Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn vorgestellt. Die Präsentation der Ergebnis-

se erfolgt dabei – ähnlich wie im Lastfall Temperatur – zunächst anhand des Grundmodells. Die Kennwerte und Randbedingungen, die diesen Berechnungen zugrunde gelegt wurden, sind in der Tabelle 7.3.2 zusammengestellt.

Die Berechnungen zur Untersuchung der Befeuchtungs- und Austrocknungsvorgänge in der Betonfahrbahn können in 2 Kategorien unterteilt werden. Dabei ist zwischen Simulationsberechnungen von Feuchtebeanspruchungen über kurze Analysezeiträume und Langzeitsimulationsrechenläufe zu unterscheiden. Die Ergebnisse dieser 2 Kategorien werden daher jeweils getrennt voneinander vorgestellt und erläutert (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.1.3). Die in Tabelle 7.3.2 angegebenen Kennwerte und Randbedingungen fanden jedoch grundsätzlich in beiden Arten von Rechenläufen Eingang.

Ein Berechnungslauf zur Simulation von Feuchtebeanspruchungen über kurze Analysezeitintervalle beschränkt sich auf einen Analysezeitraum von maximal 28 Tagen nach der Herstellung der Betonfahrbahn und stellt damit das Pendant zu den durchgeführten Temperatursimulationsberechnungen dar, die ebenfalls auf 28 Tage begrenzt waren (siehe Kapitel 7.2). Demgegenüber stehen die Langzeitsimulationsrechenläufe, in denen die Feuchtebeanspruchungen über einen Analysezeitraum von 20 Jahren simuliert wurden.

Tabelle 7.3.2: Parameterkombination bei der Untersuchung der Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abb. 3.1 und Abschnitt 4)					
Einfluss des Zwangs			Berücksichtigung nicht erforderlich		
Einfluss des Verbundes			Berücksichtigung nicht erforderlich		
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]			24		
Materialparameter (siehe Kapitel 5)					
Nullspannungsfeuchtepotential			Berücksichtigung nicht erforderlich		
	Feuchtediffusionskoeffizient D	Feuchtedehnzahl κ_F	Stoffübergangskoeffizient α_{0F}	E-Modul E	Bettungsmodul k_s
	[mm ² /Tag]	[mm/m]	$\left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^2 \text{ Tag}} \right]$	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$	$\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right]$
Beton	D1, D2, D3	siehe Abb. 5.9	1,008 · 10 ⁻³	-	-
HGT	siehe Abb. 5.6		-	-	
FSS		-	-		
Untergrund					-

7.3.2.1 Simulationsberechnungen über einen Zeitraum von 28 Tagen

Abbildung 7.3.3 zeigt das Ergebnis der Rechenläufe zur Ermittlung der Feuchteverteilungen. Wie bei den Temperaturuntersuchungen entspricht der Zeitpunkt $t = 0$ in dieser Darstellung dem Beginn der Austrocknung nach Abschluss der Nachbehandlung im Beton-

ter von 7 Tagen (siehe dazu auch Tabelle 7.3.1). Innerhalb des untersuchten Zeitraumes von 21 Tagen sind von der Austrocknung lediglich die obersten 7 Elementschichten des Netzes betroffen (Plattentiefe ca. 30 mm). In tieferliegenden Bereichen der Fahrbahnplatte ist die Abweichung des Feuchtpotentials der Plattenelemente vom Ausgangszustand $\phi = 1,0$ vernachlässigbar. Das Ausmaß der tageszeitlichen Schwankungen im Feuchtezustand der Elementschichten (Dicke einer Elementschicht an der Oberfläche ca. 3 mm) nimmt von oben ins Innere der Betondecke gehend stark ab. Ab der 4. Elementschicht (Plattentiefe ca. 10 mm) unterhalb der Oberfläche ist kein zyklisches Verhalten mehr feststellbar.

Die obersten Elementschichten gelangen ab ca. dem 7. Tag nach Beginn der Austrocknung in einen Zustand, in dem sich die Feuchteschwankungen um einen konstanten Mittelwert bewegen. Die darunter liegenden Elementschichten trocknen langsam weiter aus.

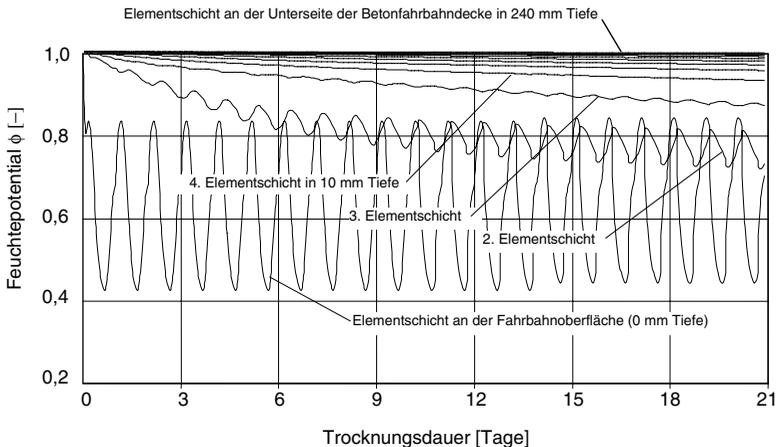


Abbildung 7.3.3: Rechnerischer Feuchtpotentialverlauf in verschiedenen Tiefen der Fahrbahnplatte über einen Zeitraum von 21 Tagen nach Beendigung der Nachbehandlung

Die Verteilung des Feuchtpotentials in der Betondecke ist in Abbildung 7.3.4 für den 28. Tag dargestellt. Wie schon oben festgestellt und aus dieser Abbildung ersichtlich, sind im untersuchten Zeitraum von der Austrocknung nur Bereiche der Betondecke bis in eine Tiefe von ca. 30 mm betroffen. Ähnlich wie bei der Analyse der Temperaturverläufe ergibt sich unmittelbar nach Einsetzen des Klimaschocks eine sprunghafte Veränderung des Feuchtezustandes an der Fahrbahnoberfläche.

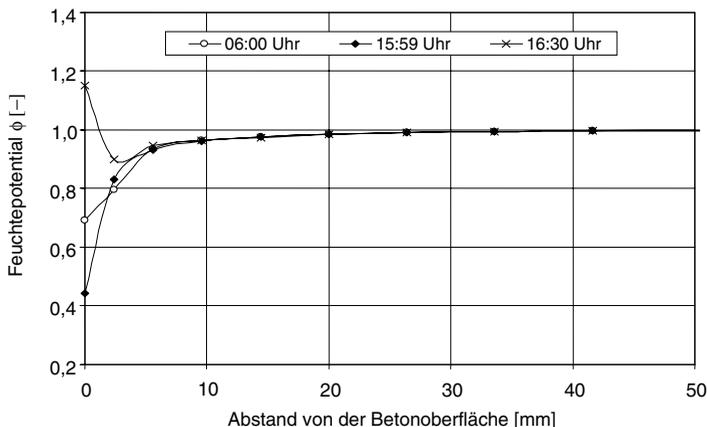


Abbildung 7.3.4: Feuchtepotentialverteilung in der Fahrbahnplatte am 28. Tag nach der Herstellung der Fahrbahnplatte

Wie in Abschnitt 6.6 erläutert bzw. in Tabelle 7.3.1 dargestellt, wird nach Einsetzen des Feuchteschocks die Bildung einer Wasserschicht auf der Oberseite der Betondecke simuliert. Bedingt durch die im Vergleich zur Wärmeleitfähigkeit sehr viel geringere Feuchteleitfähigkeit des Betons ist die Änderung des Feuchtezustandes nach Einsetzen des Klimaschocks um 16:00 Uhr im untersuchten Zeitraum von 30 Minuten nur innerhalb der obersten 5 Millimeter feststellbar.

7.3.2.2 Simulationsberechnungen über einen Zeitraum von 20 Jahren

Anhand von Langzeitsimulationsrechenläufen sollte das Feuchteverhalten von Betonfahrbahndecken über einen Zeitraum von 20 Jahren analysiert werden. In den Berechnungen wurden die jahreszeitlichen Schwankungen der relativen Luftfeuchte gemäß der Darstellung in Abbildung 7.3.2 berücksichtigt. Die übrigen verwendeten Randbedingungen und Kennwerte sind in den Tabellen 7.3.1 und 7.3.2 zusammengefasst. Die Ergebnisse dieser Langzeitsimulationsberechnungen werden im Folgenden vorgestellt und erläutert.

Abbildung 7.3.5 zeigt den rechnerischen Feuchtepotentialverlauf in verschiedenen Tiefen (0 mm, 30 mm, 240 mm) einer Betonfahrbahndecke der Dicke 240 mm über einen Zeitraum von 20 Jahren infolge einer zyklischen Beanspruchung gemäß der Tabelle 7.3.1. Der zeitliche Verlauf des Feuchtepotentials in der obersten Elementreihe entspricht dabei weitgehend dem Verlauf der zyklischen Feuchtebelastung, während das Feuchtepotential

der in einem Abstand von 30 mm unterhalb der Betonoberfläche angeordneten Elemente deutlich verzögert von der Austrocknung an der Oberfläche beeinflusst wird. Der zyklische Verlauf der Feuchtebeanspruchung ist dort nur noch in abgeschwächter Intensität feststellbar.

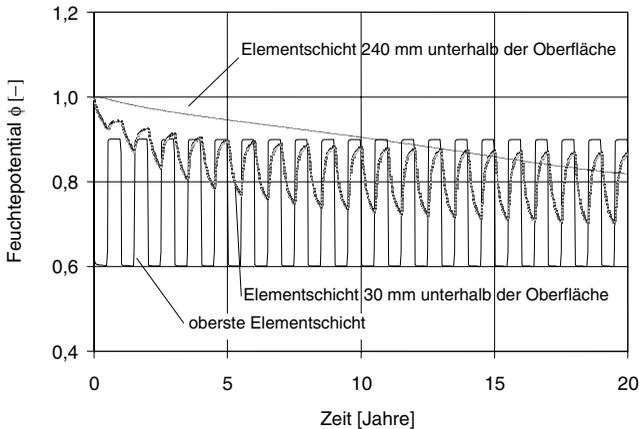


Abbildung 7.3.5: Rechnerischer Feuchtepotentialverlauf in verschiedenen Tiefen (0 mm, 30 mm, 240 mm) einer Betonfahrbahndecke über einen Zeitraum von 20 Jahren

Das Feuchtepotential an der Plattenunterseite nimmt mit zunehmender Austrocknungsdauer nur sehr langsam ab. Auswirkungen des zyklischen Verlaufs der relativen Luftfeuchte sind dort nicht mehr festzustellen. Das Feuchtepotential an der Plattenunterseite beträgt nach 20-jähriger Austrocknung etwa 0,80. In einer Tiefe von 30 mm unterhalb der Betonoberfläche schwankt das Feuchtepotential nach einer Austrocknungsdauer von 20 Jahren zwischen 0,70 und 0,85.

Abbildung 7.3.6 zeigt die rechnerischen Feuchtepotentialverteilungen in der Betonfahrbahndecke für unterschiedliche Zeitpunkte. Dargestellt sind dabei die Verteilungen jeweils am Ende der 1., 5., 10., 15. und 20. Trockenperiode (Abkürzung TP). Anhand dieser Abbildung wird ersichtlich, dass die Feuchtegradienten zu allen ausgewerteten Zeitpunkten an der Betonoberfläche am größten sind, da dort der Feuchte austausch mit der Umgebung stattfindet. Diese Feuchtegradienten in der Betonfahrbahndecke nehmen mit zunehmender Austrocknungsdauer und zunehmendem Abstand von der Betonoberfläche ab.

Mit dem Wechsel von einer Trockenperiode zur Feuchteperiode ändert sich der Verlauf der Feuchtepotentialverteilung in der Betonfahrbahndecke. Dabei ändert sich auch das Vorzeichen des Feuchtegradienten in den oberflächennahen Bereichen der Betondecke. Während der Feuchteperioden stellen sich daher in der Fahrbahnoberfläche positive

Feuchtegradienten ein. Trockenperioden gehen hingegen mit negativen Feuchtegradienten einher.

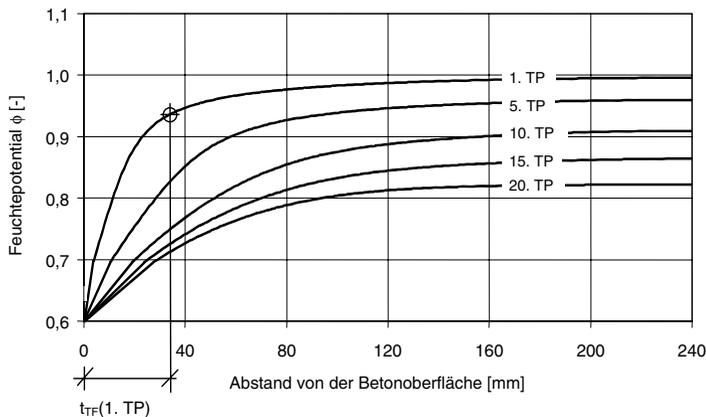


Abbildung 7.3.6: Rechnerische Feuchtepotentialverteilungen in einer Betonfahrbahn-decke nach der 1., 5., 10., 15. und 20. Trockenperiode (TP)

In der Abbildung 7.3.6 ist zudem erkennbar, dass der oberste Bereich der Betonfahrbahn-decke (t_{TF}), dessen Feuchtegehalt (Feuchtepotential) von den jahreszeitlichen Feuchteschwankungen unmittelbar beeinflusst wird, mit zunehmender Austrocknungsdauer größer wird. In Abbildung 7.3.6 ist t_{TF} für die Feuchtepotentialverteilung der 1. TP erklärt. Die Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone – Bereich, der Feuchteschwankungen erfährt – beträgt nach der ersten Trockenperiode ca. 40 mm und erreicht nach der 20. Trockenperiode etwa 120 mm.

7.3.3 Parameterstudie zum Feuchteverhalten für einen Beanspruchungszeitraum von 20 Jahren

Ähnlich wie im Lastfall Temperatur hatten die im Folgenden vorgestellten Parameterstudien zum Ziel, den Einfluss bestimmter Randbedingungen und Kennwerte auf die Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn zu analysieren. Die untersuchten Parameter lassen sich dabei in konstruktive Parameter und Materialparameter unterteilen. Die Einflüsse aus der Beanspruchung (Beanspruchungsparameter) wurden in dieser Parameterstudie nicht noch einmal gesondert untersucht, da sie bereits Inhalt der vorstehenden Abschnitte waren. Zu den konstruktiven Parametern, die im Rahmen dieser Studie variiert worden sind, gehört hier im Wesentlichen der Einfluss einer schlechten Fahrbahmentwässerung (siehe dazu auch Abschnitt 6.1.2). Zudem wurde der Einfluss der Feuchteleitfähigkeit – dabei

handelt es sich um einen Materialparameter – bewertet. Die Ergebnisse dieser Analysen werden im Folgenden vorgestellt und erläutert.

7.3.3.1 Konstruktive Parameter

Einfluss einer ungenügenden Fahrbahntwässerung

Um den Einfluss einer ungenügenden Fahrbahntwässerung auf die Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn für den Fall einer periodischen Änderung der rel. Luftfeuchte nach Abb. 7.3.2 analysieren und bewerten zu können, wurde im Rahmen der numerischen Simulation an der Unterseite der Betonfahrbahndecke ein konstantes Feuchtepotential von $\phi = 1,15$ angesetzt. Die Vorgabe eines Feuchtepotentialwertes dieser Größenordnung entspricht einer Feuchtebelastung, wie sie sich in einer Betonfahrbahn durch an der Unterseite anstehendes Wasser ergeben kann (siehe dazu Abschnitt 6.1.2). Die dabei berücksichtigten Randbedingungen und Kennwerte sind in der Tabelle 7.3.2 zusammengestellt. Die Parameterkombination dieses Berechnungslaufes unterscheidet sich neben den Beanspruchungsparametern zusätzlich durch die Zugrundelegung eines Diffusionskoeffizienten D2 anstelle einer Funktion D1 in den Berechnungen zum Grundmodell (vgl. dazu Abbildung 5.7 und Gl. 5.14).

Abbildung 7.3.7 zeigt die rechnerischen Feuchtegehaltsverteilungen in einer Fahrbahnplatte, die sich als Folge einer Austrocknung an ihrer Oberseite sowie einer gleichzeitig ablaufenden kapillaren Wasseraufnahme an ihrer Unterseite zu verschiedenen Zeitpunkten einstellen. Die Ausgangsfeuchte beträgt 8,2 Vol.-% (entspricht einem Feuchtepotential von $\phi = 1,0$, vgl. Abbildung 5.3). Es wurde für die HGT auch ein Anfangsfeuchtepotential $\phi = 1,0$ angesetzt. In Abbildung 7.3.7 weist die Feuchteverteilungskurve für den ersten Tag nach Beginn der Austrocknung an der Betonoberfläche einen hohen negativen Feuchtegradienten auf. Dieser Feuchtegradient (dF/dx , mit F = Feuchtegehalt und x = Abstand von der Oberfläche) wird mit der Zeit flacher.

Die Trocknungsfront an der Fahrbahnoberfläche schreitet mit der Zeit vergleichsweise langsam in das Innere der Betonplatte hinein fort. Die Feuchtefront an ihrer Unterseite steigt aufgrund kapillarer Transportprozesse hingegen erheblich schneller auf. Als Folge dieser kapillaren Wasseraufnahme nimmt die maßgebende Tiefe, die von den Schwankungen der relativen Luftfeuchte an der Oberseite der Betonplatte beeinflusst wird, am Ende der 5. Feuchtperiode auf einen Wert von ca. 10 mm ab. Die Oberseite der Betonplatte weist während der Trockenperiode zu diesem Zeitpunkt einen Feuchtegehalt von ca. 3 Vol.-% auf (das entspricht einem Feuchtepotential von $\phi = 0,6$, vgl. Abbildung 4.3). Zum Zeitpunkt der Feuchtperiode desselben Jahreszyklus ergaben die Berechnungen einen Feuchtegehalt von ca. 5 Vol.-% (das entspricht einem Feuchtepotential $\phi = 0,9$). Der Restquerschnitt weist jedoch höhere Feuchtegehalte zwischen 8,2 Vol.-% und 11,5 Vol.-% auf, die sich am Ende der 5. FP von den Werten der 5. TP kaum unterscheiden.

Im Rahmen der durchgeführten Untersuchungen wurde gemäß den Vorgaben von einer Wassersättigung der HGT im Ausgangszustand zum Zeitpunkt $t = 0$ ausgegangen. Daher kann die HGT während in der Simulation keine zusätzliche Feuchtigkeit aufnehmen.

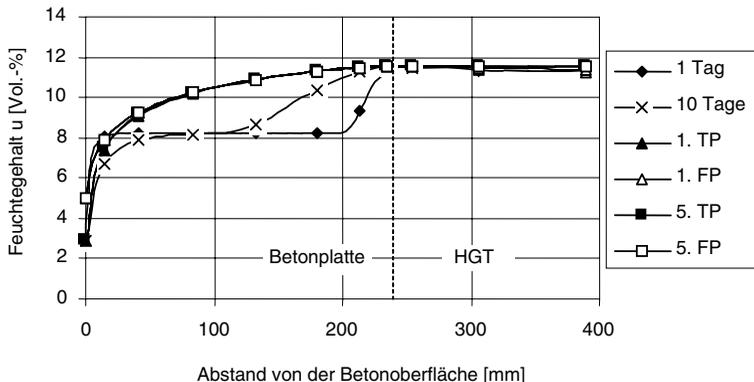


Abbildung 7.3.7: Rechnerische Verteilungen des Feuchtegehalts in einer Fahrbahnplatte zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkt) als Folge einer Austrocknung an der Oberseite der Betonplatte sowie einer gleichzeitig ablaufenden kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite (TP: Trockenperiode, FP: Feuchtperiode)

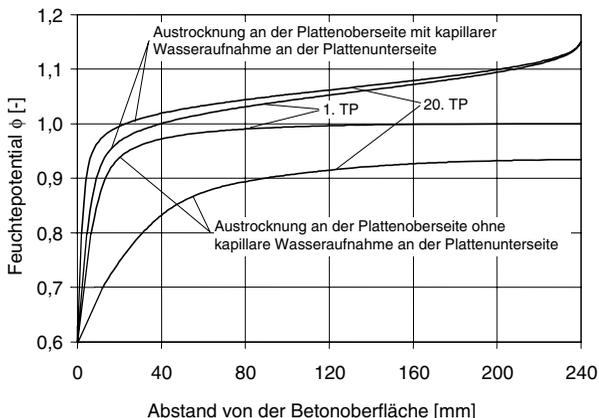


Abbildung 7.3.8: Rechnerische Feuchtepotentialverteilungen in einer Betonfahrbahnplatte nach der 1. und nach der 20. Trockenperiode (TP) als Folge einer Austrocknung an der Oberseite der Betonplatte sowie einer gleichzeitig ablaufenden kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite

Zusätzlich zu den Ergebnissen in Abb. 7.3.7 wird in Abb. 7.3.8 die rechnerische Feuchteverteilung in der Betondecke nach der 1. und der 20. Trockenperiode aufgetragen und zwar sowohl für den Fall, dass die Fahrbahnkonstruktion ausreichend entwässert wurde als auch für den Fall, dass die Betondecke wegen mangelhafter Entwässerung aus der HGT kapillar Wasser aufnimmt.

Abbildung 7.3.8 zeigt, dass die kapillare Wasseraufnahme an der Plattenunterseite das Austrocknungsverhalten an der Plattenoberseite erheblich mit beeinflusst. Nach der 1. Trockenperiode beträgt die Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone (vgl. dazu auch Abbildung 7.3.6), die von Feuchtegehaltsschwankungen beeinflusst wird, ca. 40 mm. Dieser Wert fällt jedoch nach Durchlaufen von 20 Jahreszyklen bedingt durch die kapillare Wasseraufnahme an der Plattenunterseite auf ca. 20 mm ab. Im Gegensatz dazu wächst die oberflächennahe, trockenere Betonrandzone im Falle einer Austrocknung ohne Wasseraufnahme an der Plattenunterseite mit jeder Trocknungsperiode an.

7.3.3.2 Materialparameter

Einfluss der Feuchteleitfähigkeit

Das Austrocknungsverhalten von Betonfahrbahndecken wird vor allem von den Diffusionseigenschaften des verwendeten Betons beeinflusst. Diese Diffusionseigenschaften finden zusammen mit den Kapillartransporteigenschaften Eingang in die Feuchteleitfähigkeitsfunktion, deren Hintergründe in Abschnitt 5.2 erläutert werden. Die Austrocknung vergleichsweise dichter Betone mit entsprechend „kleinen“ Diffusionskoeffizienten gemäß der Funktion D 3 (vgl. Abbildung 5.6) verläuft erheblich langsamer als Trocknungsvorgänge unter Zugrundelegung des Diffusionskoeffizienten D1. Diese Funktion D1 gemäß Abbildung 5.6 charakterisiert dabei die Feuchtetransporteigenschaften eines Betons mit eher porösem, diffusionsoffenem Gefüge. Um die Einflüsse unterschiedlicher Feuchteleitfähigkeitseigenschaften auf die Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn zu untersuchen, fanden die 3 Funktionen D1, D2 und D3 (gemäß Abbildung 5.6) Berücksichtigung im Rahmen einer Parameterstudie. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Folgenden vorgestellt. Die übrigen Kennwerte und Randbedingungen, die in diesen Berechnungen berücksichtigt worden sind, können der Tabelle 7.3.2 entnommen werden.

In den Tabellen 7.3.3 und 7.3.4 sind die Ergebnisse dieser Untersuchungen zusammengefasst. Dabei enthält die Tabelle 7.3.3 Angaben zur Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone (t_{TF} , siehe dazu auch Abbildung 7.3.6) sowie zum Feuchtepotential an der Plattenunterseite (ϕ_u) jeweils für verschiedene Zeitpunkte. Die Angaben beziehen sich dabei auf das Ende der 1., 5., 10., 15. und 20. Trockenperiode (Abkürzung TP). Diese Ergebnisse wurden für den Lastfall Austrocknung an der Plattenoberseite ohne kapillare Wasseraufnahme an der Plattenunterseite (siehe Abbildung 7.3.8) unter Zugrundelegung des

Diffusionskoeffizienten D1 ermittelt. Der Einfluss des Feuchtetransporte durch die HGT wurde bei den Berechnungen vernachlässigt.

Tabelle 7.3.3: Rechnerische Tiefe der feuchtebeeinflussten oberflächennahen Betonrandzone (t_{TF}) und das Feuchtepotential an der Plattenunterseite (ϕ_u) für die 1., 5., 10., 15. und 20. Trockenperiode (jeweils zum Endzeitpunkt der Periode)

	Diffusionskoeffizient D 1	
	t_{TF} [mm]	ϕ_u [-]
1. TP	50	1,00
5. TP	60	0,96
10. TP	90	0,91
15. TP	100	0,85
20. TP	120	0,82

Erläuterungen:

t_{TF} Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone (t_{TF})

ϕ_u Feuchtepotential an der Plattenunterseite

Tabelle 7.3.4: Einfluss der Diffusionskoeffizienten D1, D2 und D3 auf die rechnerische Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone (t_{TF}) und das Feuchtepotential an der Plattenunterseite (ϕ_u) nach der 20. TP

	Diffusionskoeffizient					
	D1 (porös)		D2 (normal)		D3 (sehr dicht)	
	t_{TF} [mm]	ϕ_u [-]	t_{TF} [mm]	ϕ_u [-]	t_{TF} [mm]	ϕ_u [-]
20. TP	120	0,82	60	0,94	30	0,97

Erläuterungen:

t_{TF} Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone (t_{TF}), die von den zyklischen Feuchteschwankungen beeinflusst wird.

ϕ_u Feuchtepotential an der Plattenunterseite

In der Tabelle 7.3.4 sind die Werte für t_{TF} sowie für ϕ_u unter Zugrundelegung der 3 Diffusionskoeffizienten D1, D2 und D3 jeweils zum Zeitpunkt nach Ende des 20. Trocken- und Feuchtperiode zusammengestellt. Aus den Ergebnissen der Tabelle 7.3.4 geht hervor, dass die Tiefe der oberflächennahen Betonrandzone t_{TF} – das ist der Bereich, der von den zyklischen Feuchteschwankungen beeinflusst wird – mit ansteigendem Diffusionskoeffizient des Betons zunimmt. Die Tiefe t_{TF} beträgt dabei für einen Beton mit Diffusionseigenschaften gemäß des Diffusionskoeffizienten D 3 nach 20 Jahren ca. 30 mm, während sie für einen Beton mit den Eigenschaften entsprechend der Funktion D 2 einen Wert von 60 mm annimmt. Für einen Diffusionskoeffizienten D1 ergaben die Berechnungen zum selben Zeitpunkt einen t_{TF} -Wert von 120 mm (vgl. Tabelle 7.3.4). Dementsprechend wirkt sich die Größe des Diffusionskoeffizienten bzw. der Feuchteleitfähigkeit auch auf den Feuchtegehalt des Betons an der Plattenunterseite aus. Das Feuchtepotential an der Plattenunterseite beträgt bei einem Beton mit Diffusionseigenschaften gemäß Funktion D 3

nach 20 Jahren ca. 0,97 und bei einem Beton mit Transporteigenschaften entsprechend der Funktion D 2 ca. 0,94. Auf der Grundlage der Funktion D1 ergaben die numerischen Berechnungen ein Feuchtepotential von ca. 0,82.

Die Berechnungsergebnisse in Tabelle 7.3.4 zeigen erwartungsgemäß, dass die Feuchtegradienten am Ende einer Trockenperiode bei einem dichten Beton mit einem „kleinen“ Diffusionskoeffizienten (entspricht Diffusionskoeffizient D3) höher sind als bei einem weniger dichten Beton mit einem größeren Diffusionskoeffizienten (Funktionen D1 und D2). Dem entsprechend nehmen die t_{TF} -Werte mit steigendem Diffusionskoeffizienten zu.

7.3.4 Spannungen und Verformungen aus einer Feuchtebeanspruchung (Grundmodell)

Aufbauend auf die in Abschnitt 7.3.2 vorgestellten Feuchteverteilungen werden im folgenden Abschnitt die rechnerischen Spannungen und Verformungen behandelt, die sich als Folge der Feuchteeinwirkungen in dem Fahrbahngrundmodell einstellen. Die hierbei berücksichtigten Materialkennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.3.5 zusammengestellt.

In die Berechnungen zum Spannungs- und Verformungsverhalten fand zunächst ein vereinfachtes Stoffgesetz Eingang, das von einem linear elastischen Materialverhalten ausgeht, das die Rissbildung im Beton bei einem Überschreiten seiner Zugfestigkeit nicht berücksichtigt überdrückt.

Die Berechnungsläufe zur Ermittlung der Spannungen und der Verformungen infolge von Feuchtebeanspruchungen in der Betonfahrbahn unterscheiden sich in einigen Punkten erheblich von den entsprechenden Berechnungen für den Lastfall Temperatur. Einer der Hauptunterschiede zeigt sich dabei in der unverzichtbaren Berücksichtigung von Kriech- bzw. Alterungseffekten des Beton und der HGT, die in die Berechnungen zum Lastfall Feuchte Eingang finden müssen. In den numerischen Untersuchungen zum Lastfall Temperatur konnten diese Effekte vernachlässigt werden. Das liegt im Wesentlichen darin begründet, dass im Rahmen der numerischen Untersuchungen zum Feuchteverhalten erheblich längere Simulationszeiträume zu betrachten waren als im Lastfall Temperatur (28 Tage im Lastfall Temperatur und z. T. 20 Jahre im Lastfall Feuchte). Diesen Alterungseffekten wurde durch Einführung des zeitabhängigen E-Moduls $E_{ci}(t)$ und des wirkamen E-Moduls E_{eff} nach Gl. 5.37 und Gl. 5.38 Rechnung getragen.

Tabelle 7.3.5: Parameterkombination bei der Untersuchung der Spannungsverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abb. 3.1 und Abschnitt 4.1)					
Einfluss des Zwangs			ohne Zwang, mit Zwang		
Einfluss des Verbundes			voller Verbund zwischen Betondecke und HGT kein Verbund zwischen Betondecke und HGT		
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]			24		
Materialparameter (siehe Kapitel 5)					
Nullspannungsfuchtepotential			1,0		
	Feuchtediffusionskoeffizient D	Feuchtedehnzahl κ_F	Stoffübergangskoeffizient α_{UF}	E-Modul E	Bettungsmodul k_s
	[mm ² /Tag]	[mm/m]	$\left[\frac{\text{g}}{\text{mm}^2 \text{ Tag}} \right]$	$\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$	$\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^3} \right]$
Beton	D2	$\epsilon_{gr} = 0,6 \text{ ‰}$	$1,008 \cdot 10^{-3}$	E _{eff} (t) vgl. Tab. 7.3.6	-
HGT	siehe Abb. 5.6	siehe Abb. 5.9	-		
FSS	(entspricht C40/50)	-	-		
Untergrund					116
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 6.1)					
		relative Luftfeuchte (Feuchtepotential)	Anstehendes Wasser (Feuchtepotential)		
		ϕ [-]	ϕ [-]		
Konstante Beanspruchung mit begrenzter Einwirkungsdauer					
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)		1,0	-		
Permanente konstante Beanspruchung (Dauer: 20 Jahre)					
Schlechte Fahrbahntwässerung		nicht berücksichtigt, $\phi = 1,15$			
Zyklische Feuchtebeanspruchung (20 Jahreszyklen)					
	Sommerhalbjahr	0,6	-		
	Winterhalbjahr	0,9	-		

Zudem wurde bereits hervorgehoben, dass Feuchtetransportvorgänge erheblich langsamer ablaufen (Faktor 100 bis 1000) als die Prozesse der Wärmeleitung. Daraus ergeben sich im Hinblick auf die zu analysierenden hygrischen Spannungen und Verformungen vergleichsweise lange Beanspruchungszeitintervalle. Ohne Berücksichtigung von Kriech- bzw. Relaxationseffekten im Rahmen der numerischen Simulationen wären die rechnerisch ermittelten Spannungs- und Verformungswerte daher im Vergleich zu den tatsächlichen Werten zum Teil deutlich überschätzt (Spannungen) bzw. unterschätzt worden (Verformungen). Diese Kriech- bzw. Relaxationseffekte konnten durch Anwendung der Methode des wirksamen E-Moduls erfasst werden, die in Abschnitt 5.3.3 erläutert wird. Tabelle 7.3.6 gibt eine Übersicht über die dabei zugrunde gelegten Kriechzahlen gemäß Gl. 5.38 sowie die daraus resultierenden Werte des wirksamen E-Moduls in Abhängigkeit vom jeweiligen Trocknungszeitintervall.

Tabelle 7.3.6: Kriechzahlen $\varphi(t)$ und wirksame E-Moduln $E_{\text{eff}}(t)$ zur Berechnung der hygrischen Spannungen in Abhängigkeit vom Trocknungszeitintervall über einen Zeitraum von 5 Jahren, Betonfestigkeitsklasse C40/50

Jahreszyklus		Zeitintervall		Kriechzahl		Wirksamer E-Modul E_{eff} [N/mm ²] (Mittelwert)
		t_1 [Tage] Beginn	t_2 [Tage] Ende	$\varphi(t_1)$ [-] zu Beginn	$\varphi(t_2)$ [-] am Ende	
1. Jahr	1. TP	0	1	0	0,37	28350
		1	10	0,37	0,77	23250
	10	180	0,77	1,61	19300	
	1. FP	180	360	1,61	1,87	16400
2. Jahr	2. TP	360	540	1,87	2,01	15500
	2. FP	540	720	2,01	2,10	15000
3. Jahr	3. TP	720	900	2,10	2,17	14700
	3. FP	900	1080	2,17	2,21	14500
4. Jahr	4. TP	1080	1260	2,21	2,25	14350
	4. FP	1260	1440	2,25	2,28	14250
5. Jahr	5. TP	1440	1620	2,28	2,30	14150
	5. FP	1620	1800	2,30	2,32	14085

Die Berechnung der hygrischen Spannungen und Verformungen erfolgte unter der vereinfachenden Annahme einer gleichförmig über den gesamten Querschnitt der Betonplatte verteilten Kriechneigung des Betons, siehe hierzu Abschnitt 5.3.3.

Wie aus der Zusammenstellung in Tabelle 7.3.6 hervorgeht, wurde der Austrocknungsvorgang in der Simulation in Zeitintervalle unterschiedlicher Dauer unterteilt worden. Die Länge dieser Zeitintervalle nimmt mit der Dauer der Austrocknung zu. Für jedes Intervall wurde im Weiteren die Kriechzahl für Beton jeweils für den Zeitpunkt zu Beginn und zum Ende des Zeitintervalls in Anlehnung an [22] und Abschnitt 5.3.3 ermittelt. Die Berechnung des zeitabhängigen E-Moduls $E(t)$ (siehe Gl. 5.37) erfolgte dabei entsprechend für die Zeitpunkte zu Beginn und am Ende eines jeden Zeitintervalls. Darauf aufbauend konnte für jedes Zeitintervall der Mittelwert des wirksamen E-Moduls bestimmt werden, der wiederum zur Berechnung der hygrischen Spannungen in die Gl. 5.24 Eingang fand (siehe dazu Abschnitt 5.2). Die Ergebnisse dieser Spannungsberechnungen werden im Folgenden vorgestellt.

Abbildung 7.3.9 zeigt die infolge einer Austrocknung an der Betonoberfläche hervorgerufenen Spannungen in einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang und mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (z. B. 5. TP bedeutet am Ende der 5. Trockenperiode) nach Austrock-

nungsbeginn. Die abgebildeten Spannungsverteilungen beziehen sich dabei auf einen Querschnitt in der Mitte der Fahrbahn. Wie anhand dieser Abbildung erkennbar ist, treten an der Oberseite der Betonplatte hohe rechnerische Schwindzugspannungen in der Größenordnung von etwa 9 N/mm^2 auf. In den tiefer liegenden Querschnittsbereichen verlaufen die Spannungsverteilungen annähernd konstant. Die Berechnungen ergaben dort Druckspannungen von ca. $-0,2 \text{ N/mm}^2$. Da die Zugspannungen in den oberen 6 mm der Betonplatte eine angenommene Betonzugfestigkeit von $3,5 \text{ N/mm}^2$ deutlich übersteigen, ist dort in realen Betonfahrbahndecken mit der Entstehung feiner Oberflächenrisse zu rechnen.

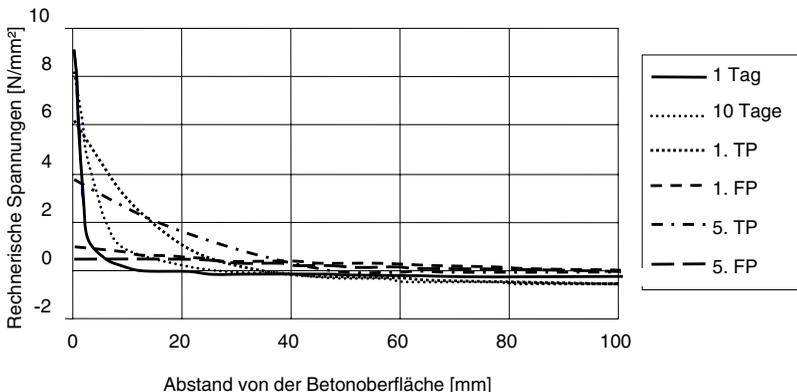


Abbildung 7.3.9: Rechnerische Spannungsverteilungen in der Mitte einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (Endzeitpunkt) nach Austrocknungsbeginn (Zugversagen des Betons unterdrückt, TP: Trockenperiode, FP: Feuchtperiode)

Nach der 1. FP, die der 1. TP folgt, nimmt die rechnerische Zugspannung an der Oberseite als Folge des Rückgangs der Schwindverformungen deutlich ab. Die Spannungen steigen bei einer erneuten Trockenperiode wieder an. Selbst nach 5 Jahren sind die Spannungen an der Oberfläche am Ende einer TP noch deutlich größer als am Ende der darauf folgenden FP.

In Abbildung 7.3.10 sind die Spannungen an der Ober- und der Unterseite sowohl der Betonplatte als auch der HGT für die Randbedingungskombination mit Verbund und ohne Zwang zu verschiedenen Zeitpunkten nach Austrocknungsbeginn dargestellt. Die Spannungen beziehen sich auch in dieser Darstellung auf die Mitte der Fahrbahnplatte. Aus dieser Darstellung geht hervor, dass sich in der Simulation die als Belastung angesetzten jahreszeitlichen Schwankungen im Verlauf der relativen Luftfeuchte erwartungsgemäß vor allem in der Größe der Spannungen an der Plattenoberseite bemerkbar machen.

Die hohen rechnerischen Zugspannungen von ca. 9 N/mm² an der Fahrbahnoberfläche direkt nach Austrocknungsbeginn nehmen mit zunehmender Austrocknungsdauer ab und erreichen ca. 6 N/mm² am Ende der 1. Trockenperiode und etwa 4 N/mm² am Ende der 5. Trockenperiode. Während der Feuchtperioden nimmt die Betonoberfläche Feuchtigkeit aus der Umgebungsluft auf. Der Beton neigt daher in diesen Bereichen zum Quellen, das jedoch durch trockene und tiefer liegende Bereiche der Betondecke behindert wird. Dadurch fallen die Zugspannungen an der Betonoberfläche auf Werte um etwa 1 N/mm² am Ende der 1. Feuchtperiode und auf Werte in der Größenordnung von 0,5 N/mm² am Ende der 5. Feuchtperiode ab (vgl. Abbildung 7.3.10).

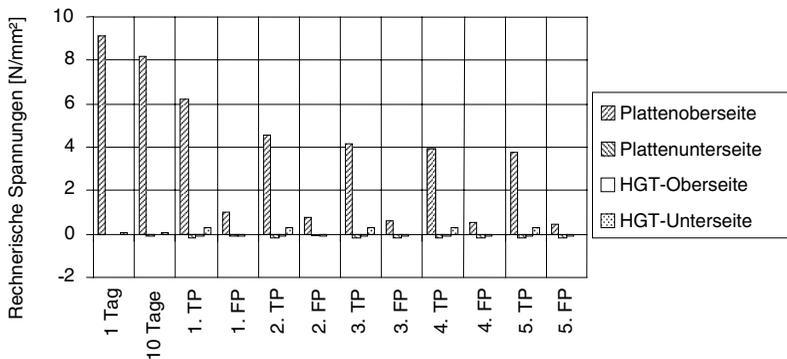


Abbildung 7.3.10: Rechnerische Spannungen an der Oberseite und der Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn (Zugversagen des Betons unterdrückt)

Während die Oberseite der HGT sowohl am Ende einer Trockenperiode als auch am Ende einer Feuchtperiode unter Druckspannungen (Größenordnung von $-0,1 \text{ N/mm}^2$) steht, ergaben die Berechnungen an der Unterseite der HGT am Ende einer Trockenperiode leichte Zugspannungen von etwa $0,3 \text{ N/mm}^2$ sowie Druckspannungen von $-0,01 \text{ N/mm}^2$ am Ende einer Feuchtperiode.

Die in Abbildung 7.3.6 dargestellten Feuchteverteilungen über den Plattenquerschnitt führen im Falle einer frei gelagerten Betondecke (d. h. ohne Zwangseinflüsse) zu Aufschüselungserscheinungen. Diese nehmen mit der Austrocknungsdauer zu. Abbildung 7.3.11 zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen einer frei gelagerten Betondecke (ohne Zwang, mit Verbund), die sich zu verschiedenen Zeitpunkten nach Austrocknungsbeginn einstellen. Die dargestellten Verformungen beziehen sich jeweils auf die Ausgangslage der Betondecke im unverformten Zustand. Dabei ist zwischen Vertikalverformungen der Plattenmitte bzw. des Plattenrandes zu unterscheiden.

Aus der Abbildung 7.3.11 geht hervor, dass die Plattenmitte geringfügig in den Unterbau einsinkt, während der Plattenrand sich von diesem abhebt. Der Betrag des Einsinkens der Plattenmitte in den Unterbau variiert dabei zwischen $-0,15$ mm am Ende einer Trockenperiode und $-0,1$ mm am Ende einer Feuchtperiode.

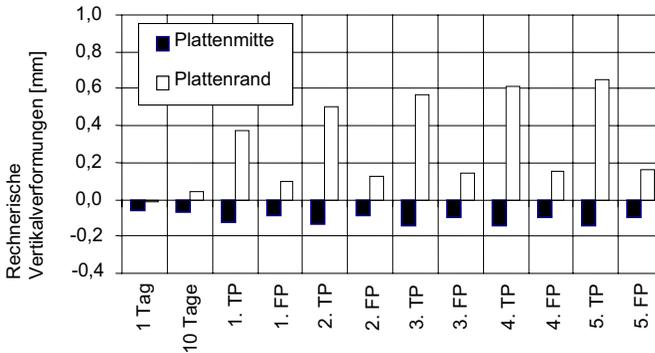


Abbildung 7.3.11: Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenmitte und des Plattenrandes gegenüber der Ausgangslage einer Betondecke (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn

Die Abbildung 7.3.11 zeigt zudem, dass die Anhebung des Plattenrandes in der Tendenz mit der Austrocknungsdauer zunimmt. Die Vertikalverformung des Plattenrandes (Anhebung) beträgt am Ende der 1. Trockenperiode ca. $0,4$ mm und steigt am Ende der 5. Trockenperiode auf ca. $0,65$ mm an. Während jeder Feuchtperiode fällt die Anhebung des Randes der betrachtete Platten zwar wieder ab, senkt sich jedoch mit jeder weiteren Feuchtperiode nicht mehr auf das jeweilige Verformungsniveau des unmittelbar vorherigen Feuchtzyklus ab, so dass es auch im Zuge der Feuchtperioden zu einem zyklischen Anstieg der Anhebung der seitlichen Plattenränder kommt. Die Anhebung des Plattenrandes steigt dabei von $0,1$ mm am Ende der 1. Feuchtperiode auf ca. $0,2$ mm am Ende der 5. Feuchtperiode.

7.3.5 Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten

Im Gegensatz zu Abschnitt 7.2.5 (Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten im Lastfall Temperatur) werden im folgenden Abschnitt lediglich konstruktive Einflussparameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größenordnung der Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn vorgestellt. Dabei handelt es sich um Einflüsse aus der Zwangs- und Verbundwirkung sowie um Einflüsse, die sich als Folge einer

schlechten Fahrbahntwässerung ergeben. Da Materialparameter wie die Feuchteleitfähigkeit und die Feuchtedehnzahl, die im Hinblick auf die Größe der Spannungen und Verformungen in der Fahrbahn ebenfalls von Bedeutung sind, und in Bezug auf die Rissbildung in Abschnitt 7.3.7 noch ausführlich behandelt werden, wird in diesem Abschnitt auf deren Darstellung verzichtet.

Einfluss des Zwanges

Entsprechend der bisherigen Vorgehensweise wurde auch für den Lastfall Feuchte der Einfluss des Zwanges auf die Größe der rechnerischen Spannungen und Verformungen untersucht. Die Basis dieser Untersuchungen bildete auch in diesem Fall das so genannte Grundmodell, das durch geeignete Modifizierung der Randbedingungen an den entsprechenden Verwendungszweck angepasst werden konnte. Die dabei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.3.5 zusammengestellt.

Wie aus Tabelle 7.3.5 ersichtlich, unterscheidet sich das FE-Modell, das den Berechnungen über den Einfluss des Zwanges zugrunde gelegt worden ist, nur in den Lagerungsbedingungen der seitlichen Plattenränder von der Parameterkombination des Grundmodells. Während beim Grundmodell keine Verformungsbehinderung der seitlichen Plattenränder angesetzt wurde, wird bei den Untersuchungen zum Einfluss des Zwanges die horizontale Verformbarkeit der seitlichen Plattenränder vollständig unterdrückt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Folgenden vorgestellt.

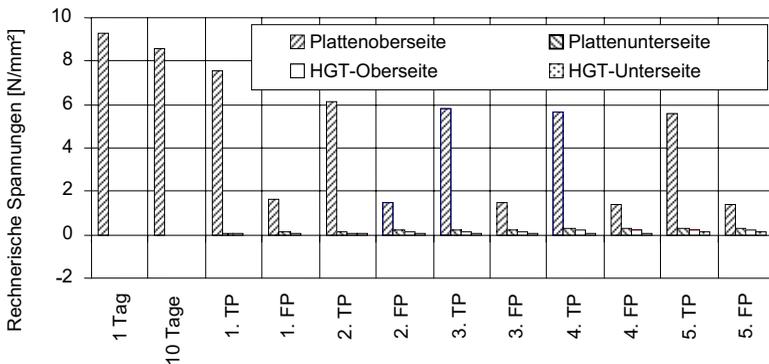


Abbildung 7.3.12: Rechnerische Spannungen an der Oberseite und der Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT (mit Zwang und mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn (Zugversagen des Betons unterdrückt)

Die Abbildung 7.3.12 zeigt die rechnerischen Spannungen an der Ober- und Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT (mit Zwang und mit Verbund) in der Mitte einer Fahrbahn-

platte zu verschiedenen Zeitpunkten nach Austrocknungsbeginn. Im Vergleich zu den in Abbildung 7.3.10 dargestellten Ergebnissen für den Fall ohne Zwang steigen die Zugspannungen an der Oberseite der Betonplatte am Ende der 1. Trockenperiode von etwa 6,2 N/mm² auf ca. 7,5 N/mm² und am Ende der 5. Trockenperiode von 3,8 N/mm² auf ca. 5,5 N/mm² an. Auch am Ende der 5. Feuchtperiode nehmen die Spannungen von etwa 0,5 N/mm² (vgl. Abbildung 7.3.9) auf ca. 1,5 N/mm² zu (vgl. Abbildung 7.3.12).

Wie schon in Verbindung mit der Spannungsanalyse aus der Temperaturbeanspruchung nach Abschnitt 7.2.3 festgestellt, wurden die oben genannten Spannungen zunächst noch ohne Berücksichtigung von Rissbildungskriterien ermittelt. Da hierbei die angenommene Zugfestigkeit des Betons überschritten wird, handelt es sich bei den Betonzugspannungen über 3,5 N/mm² um unrealistisch hohe Werte. In realen Betonfahrbahnen kommt es bei Erreichen der Zugfestigkeit des Betons zu einer Rissbildung, die mit einer Entlastung der unmittelbar benachbarten Betonbereiche einhergeht. Diese Effekte und Mechanismen werden im Rahmen der nachfolgenden Abschnitte 7.3.6 und 7.3.7 behandelt und finden daher in den hier beschriebenen Parameterstudien keine Berücksichtigung.

Auch in den übrigen Querschnittsbereichen der Betonfahrbahn, d. h. an der Unterseite der Betonplatte sowie in der HGT, treten jeweils Zugspannungen auf. Diese Zugspannungen betragen an der Unterseite der Betonplatte etwa 0,2 N/mm² bis 0,3 N/mm². In der HGT ergaben die Berechnungen Zugspannungen an der Oberseite zwischen 0,1 N/mm² und 0,2 N/mm² sowie Zugspannungen in den Größenordnungen von 0,05 N/mm² bis 0,1 N/mm² an der Unterseite.

In weiteren Analysen wurde der Einfluss einer Behinderung der Aufschüsselung der Betonplatte durch eine horizontale und eine vertikale Zwängung der Unterseite der Betonplatte auf die Spannungen infolge Austrocknung untersucht. Die Berechnungen ergaben hierbei annähernd dieselben Ergebnisse, wie sie in der Abbildung 7.3.12 dargestellt sind. Auf eine ausführliche Darstellung dieser Ergebnisse wird daher verzichtet.

Einfluss des Verbundes

Wie im Lastfall Temperatur wurden auch im Lastfall Feuchte die Einflüsse aus der Verbundwirkung analysiert. Dabei beschränken sich die im Folgenden vorgestellten Untersuchungen wieder auf die beiden Extremfälle mit Verbund bzw. ohne Verbund zwischen der Betondecke und der HGT (siehe dazu auch Abschnitt 4). Die diesen Berechnungen zugrunde liegende Parameterkombination von Randbedingungen und Kennwerten ist in der Tabelle 7.3.5 zusammengestellt.

Die rechnerischen Spannungen in der Betondecke und in der HGT, die im Rahmen dieser Untersuchungen ermittelt wurden, sind in der Abbildung 7.3.13 dargestellt. Diesen Berechnungen wurde die Modellvariante ohne Zwang und ohne Verbund zugrunde gelegt. Die Darstellung gibt dabei jeweils die Spannungen an der Ober- und der Unterseite der

Betonplatte bzw. der HGT zu verschiedenen Zeitpunkten nach Austrocknungsbeginn wieder.

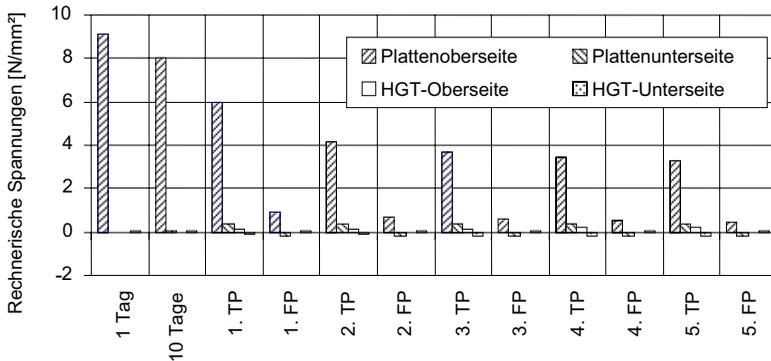


Abbildung 7.3.13: Rechnerische Spannungen an der Oberseite und der Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT (ohne Zwang und ohne Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn (Zugversagen des Betons unterdrückt)

Wie sich in der bisherigen Auswertung bereits mehrfach gezeigt hat, nehmen die hohen Zugspannungen an der Betonoberfläche mit zunehmender Austrocknungsdauer ab. Im vorliegenden Fall einer Betonfahrbahn mit der Randbedingungskombination ohne Zwang und ohne Verbund ergaben die numerischen Berechnungen am Ende der 1. Trockenperiode Zugspannungen in der Größenordnung von 6 N/mm², die bis zum Ende der 5. Trockenperiode auf etwa 3 N/mm² abfallen. Während der Feuchtperioden kommt es hierbei jeweils zu einem zyklischen Abfall der Zugspannungen an der Betonoberfläche auf Werte in der Größenordnung von 1 N/mm² am Ende der 1. Feuchtperiode bzw. auf Werte von etwa 0,5 N/mm² am Ende der 5. Feuchtperiode.

Die rechnerischen Vertikalverformungen, die im Rahmen dieser Parameterstudie (Randbedingungskombination ohne Zwang und ohne Verbund) ermittelt werden, sind in der Abbildung 7.3.14 dargestellt.

Die Berechnungen ergeben im Falle einer Fahrbahnplatte ohne Verbund zwischen der Betondecke und der HGT erwartungsgemäß ausgeprägtere Aufschüsselungseffekte als im Falle der Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT (vgl. dazu auch Abbildung 7.3.11). Der seitliche Plattenrand hebt sich dabei am Ende der 5. Trockenperiode gegenüber dem unverformten Zustand um etwa 1,2 mm an und fällt am Ende der 5. Feuchtperiode wieder auf den Verformungswert von etwa 0,2 mm ab. In der Plattenmitte kommt es während dieser 5. Trocken- bzw. Feuchtperiode zu einem Einsinken der mittleren Plattenbereiche in den Unterbau. Die Verformungswerte betragen dabei am Ende der 5. Trockenperiode etwa -0,1 mm (Absenkung) bzw. -0,05 mm am Ende der 5. Feuchtperiode.

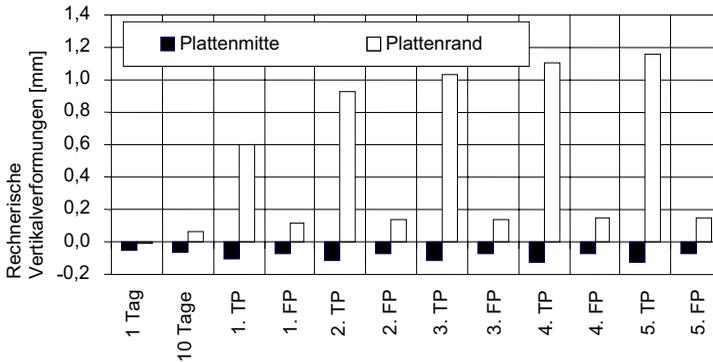


Abbildung 7.3.14: Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenmitte und des Plattenrandes gegenüber der Ausgangslage einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang und ohne Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn

Einfluss einer ungenügenden Fahrbahntwässerung

Bei der Untersuchung des Einflusses einer ungenügenden Fahrbahntwässerung auf die Größenordnung der Spannungen und Verformungen in der Betonfahrbahn wurde von anstehendem Wasser an der Unterseite der Betondecke ausgegangen (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.1.2). Im Rahmen der numerischen Umsetzung wurde diesen speziellen Feuchteausgangsbedingungen durch den Ansatz einer permanenten Feuchtebeanspruchung (Feuchtepotential $\phi = 1,15$) an der Unterseite der Betonplatte Rechnung getragen.

Um geeignete Vergleichsmöglichkeiten zu schaffen, wurde auch für diese Einflussparameterstudie das Grundmodell (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.4) herangezogen und nur um die oben genannte permanente Feuchtebeanspruchung erweitert. In allen anderen Parametern entspricht das hierbei verwendete FE-Modell dem Grundmodell. Die Kennwerte und Randbedingungen, die diesen Berechnungsläufen zugrunde lagen, sind in der Tabelle 7.3.5 zusammengefasst. Die Ergebnisse sind in den Abbildungen 7.3.15 bis 7.3.17 dargestellt.

Abbildung 7.3.15 zeigt die rechnerischen Spannungsverteilungen in der Mitte einer Betonplatte (ohne Zwang und mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten nach Austrocknungsbeginn. Infolge der Austrocknung treten hohe rechnerische Zugspannungen von ca. 9 N/mm^2 an der Oberseite der Betonplatte auf.

Diese Abbildung zeigt damit für den Bereich an der Plattenoberseite grundsätzlich ähnliche Tendenzen im Verlauf der Spannungsverteilungen wie in der Abbildung 7.3.9 (Grundmodell). Deutliche Unterschiede im Spannungsverlauf ergeben sich jedoch im Bereich der Unterseite der Betondecke. Durch die Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonplatte werden Druckspannungen von ca. -4 N/mm^2 in den unteren Plattenbereichen hervorgerufen. Sowohl die Zugspannungen an der Oberseite der Betonplatte als auch die Druckspannungen an der Unterseite der Betonplatte nehmen mit der Zeit ab. Grund für die Abnahme der Spannungen sind die mit der Zeit abnehmenden Feuchtegradienten und der Einfluss des Betonkriechens. Dabei werden gerade die Beanspruchungen, die sich als Folge der Wasseraufnahme an der Fahrbahnunterseite einstellen, von Kriecheffekten des Betons beeinflusst, da es sich hierbei um Beanspruchungen von vergleichsweise langer Einwirkungsdauer handelt.

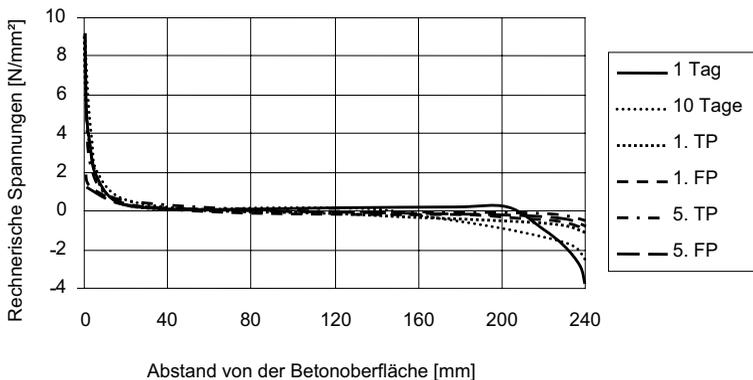


Abbildung 7.3.15: Rechnerische Spannungsverteilungen in der Mitte einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn bzw. Beginn der Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahnplatte (Zugversagen des Betons unterdrückt, TP: Trockenperiode, FP: Feuchtperiode)

In der Abbildung 7.3.16 sind die rechnerischen Spannungen an der Ober- und der Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT in der Mitte einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang und mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten dargestellt. Die Zeitangaben beziehen sich auf den Beginn der Austrocknung bzw. auf den Beginn der gleichzeitigen kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonplatte.

An der Oberseite der Betonplatte nehmen die Zugspannungen von ca. 9 N/mm^2 direkt nach Austrocknungsbeginn auf etwa 7 N/mm^2 am Ende der 1. Trockenperiode ab. Bis zum Ende der 5. Trockenperiode reduzieren sich die rechnerischen Spannungen weiter

auf ca. 5 N/mm^2 . Die Zugspannungen an der Plattenoberseite am Ende einer Feuchtperiode sind deutlich kleiner als am Ende einer Trockenperiode und nehmen mit steigender Periodenanzahl ab. Nach der 5. Feuchtperiode erreichen sie ein Wert von etwa $1,5 \text{ N/mm}^2$.

An der Unterseite der Betonplatte fallen die Druckspannungen direkt nach Beginn der Wasseraufnahme von ca. -4 N/mm^2 auf etwa $-0,5 \text{ N/mm}^2$ am Ende der 5. Trockenperiode ab. An der Oberseite der HGT liegen zum Zeitpunkt direkt nach Austrocknungsbeginn Druckspannungen in der Größenordnung von etwa -1 N/mm^2 vor, die bis zum Ende der 5. Trockenperiode auf Werte von etwa $-0,2 \text{ N/mm}^2$ abnehmen. Für die Unterseite der HGT ergaben die Berechnungen vergleichsweise geringe Zugspannungen in Größenordnungen zwischen 1 N/mm^2 (direkt nach Austrocknungsbeginn) und $0,1 \text{ N/mm}^2$ (am Ende der 5. Feuchtperiode).

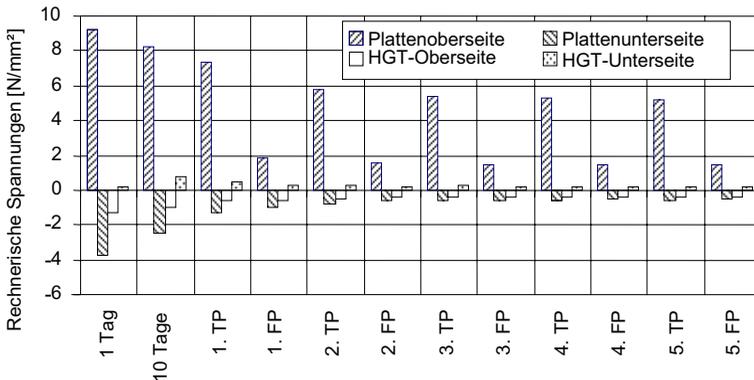


Abbildung 7.3.16: Rechnerische Spannungen an der Oberseite und der Unterseite der Betonplatte bzw. der HGT (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn bzw. Beginn der Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke (Zugversagen des Betons unterdrückt)

Wie zu erwarten, unterscheiden sich die in der Abbildung 7.3.16 dargestellten Tendenzen von denen in der Abbildung 7.3.10 im Wesentlichen in den Spannungen an der Plattenunterseite, in denen sich in den ersten 10 Tagen (nach Trocknungsbeginn bzw. Beginn der Wasseraufnahme an der Plattenunterseite) erheblich höhere Druckspannungen einstellen als im Falle einer guten Fahrbahntwässerung. Mit zunehmender Austrocknung bzw. Wasseraufnahme nähern sich die Spannungsverhältnisse an der Unterseite beider Untersuchungsfälle einander zunehmend an. Im Bereich der Fahrbahnoberseite zeigten sich jedoch gegenläufige Tendenzen. Während sich zu Beginn der Austrocknung bzw. der Wasseraufnahme an der Fahrbahnoberfläche in beiden Untersuchungsfällen ähnlich hohe Zugspannungen einstellen (Größe etwa 9 N/mm^2), divergieren die Spannungen mit fort-

schreitender Dauer der Austrocknung bzw. der Wasseraufnahme zunehmend. Dabei ergeben sich während der Trockenperiode im Falle einer schlechten Fahrbahntwässerung an der Fahrbahnoberfläche langfristig höhere Zugspannungen (ca. 5 N/mm², vgl. Abbildung 7.3.16) als im Falle einer guten Fahrbahntwässerung (ca. 3,9 N/mm², vgl. Abbildung 7.3.10).

Eine Austrocknung an der Fahrbahnoberseite bei gleichzeitiger kapillarer Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonplatte bewirkt, dass die Verformungen der Fahrbahnplatte verglichen mit einer Austrocknung an der Betonoberfläche ohne Wasseraufnahme an der Unterseite zunehmen (vgl. dazu Abbildung 7.3.11 bzw. 7.3.17). Abbildung 7.3.17 zeigt dabei die rechnerischen Vertikalverformungen der Plattenmitte bzw. des Plattenrandes einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang und mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten. Die Zeitangaben beziehen sich in diesem Falle jeweils auf den Beginn der Austrocknung bzw. auf den Beginn der kapillaren Wasseraufnahme an der Plattenunterseite.

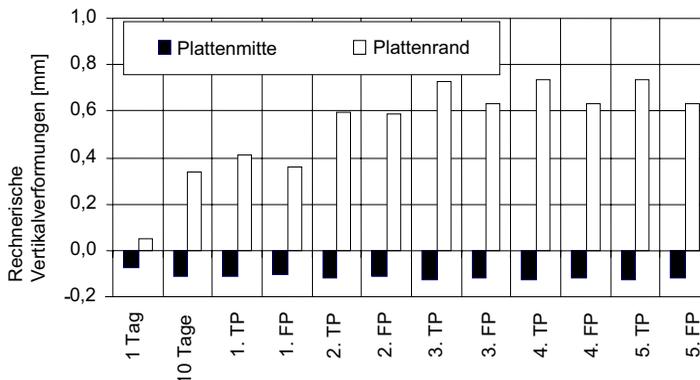


Abbildung 7.3.17: Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenmitte und des Plattenrandes gegenüber der Ausgangslage einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, mit Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn bzw. nach Beginn der kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke

Wie aus der Abbildung 7.3.17 hervorgeht, nehmen die Vertikalverformungen des seitlichen Plattenrandes mit der Zeit zu und erreichen am Ende der 5. Trockenperiode Werte von ca. 0,7 mm. Während sich daran anschließender Feuchtperioden senken sich diese seitlichen Plattenränder wieder ab. Nach der 5. Feuchtperiode wird ein Wert von ca. 0,6 mm erreicht. Die Plattenmitte sinkt schon frühzeitig um ca. 0,1 mm in den Untergrund ein. Dieser Wert des Einsinkens der Plattenmitte bleibt im Weiteren annähernd konstant.

Damit unterscheidet sich das Verformungsverhalten einer Betonfahrbahnplatte (ohne Zwang und mit Verbund) im Falle einer schlechten Fahrbahntwässerung in erster Linie durch die ausgeprägteren Aufschüsselungserscheinungen vom Deformationsverhalten einer gut entwässerten Betonfahrbahn (vgl. dazu Abbildungen 7.3.11 bzw. 7.3.17). Im Falle einer schlechten Fahrbahntwässerung heben sich die seitlichen Plattenränder rechnerisch um bis zu 0,75 mm vom Untergrund ab. Im Vergleich dazu betragen die rechnerischen Vertikalverformungen der seitlichen Plattenränder im Falle einer guten Plattenentwässerung etwa 0,65 mm.

Im Falle einer schlechten Fahrbahntwässerung, jedoch ohne Verbund zwischen der Betondecke und der HGT, kommt es schon während der 1. Trockenperiode zu einem deutlichen Anheben der seitlichen Plattenränder auf bis zu 0,9 mm (bezogen auf den Ausgangszustand der Fahrbahnplatte, siehe dazu Abbildung 7.3.18). Dieser Maximalwert wird jedoch nur gegen Ende der 1. Trockenperiode erreicht. Im Zuge der weiteren Trocken- bzw. Feuchtzyklen pendelt sich der Verformungswert der seitlichen Plattenränder jeweils zum Ende der Trockenperiode auf Werte um etwa 0,7 mm ein.

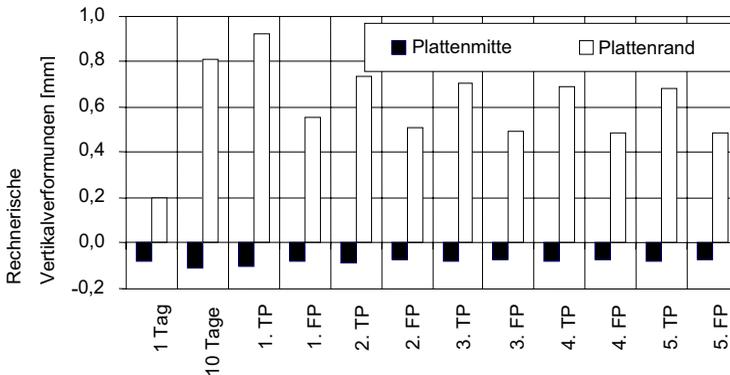


Abbildung 7.3.18: Rechnerische Vertikalverformungen der Plattenmitte und des Plattenrandes gegenüber der Ausgangslage einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang, ohne Verbund) zu verschiedenen Zeitpunkten (jeweils Endzeitpunkte einer Periode) nach Austrocknungsbeginn bzw. nach Beginn der kapillaren Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke

Das Verformungsverhalten der mittleren Plattenbereiche unterscheidet sich dabei nur unwesentlich von dem der Fahrbahnvariante ohne Zwang und mit Verbund (vgl. dazu die Abbildung 7.3.17 und 7.3.18).

Die Spannungen an der Ober- und der Unterseite der Betonplatte entsprechen im Falle der Randbedingungskombination ohne Zwang und ohne Verbund in etwa den in der Ab-

bildung 7.3.16 dargestellten Spannungen (Randbedingungskombination ohne Zwang, mit Verbund). Dagegen ergeben die Berechnungen in der Unterseite der Betonplatte sowie in der HGT sehr niedrige Spannungswerte, die zudem von den Feuchteschwankungen zwischen Trocken- und Feuchtperiode kaum beeinflusst werden.

7.3.6 Rissbildung infolge einer Feuchtebeanspruchung (Grundmodell)

Den Abschluss der numerischen Untersuchungen zum Lastfall Feuchte bilden die Analysen zur Rissbildung, die sich ggf. im Beton bzw. in der HGT als Folge einer Austrocknung an der Fahrbahnoberfläche einstellt. Die gewählte Vorgehensweise entspricht auch für den Lastfall Feuchte im Grundsatz dem bereits für den Lastfall Temperatur dargestellten Prinzip. Die Rissbildung in der Betonfahrbahn wird dabei zunächst anhand des Grundmodells untersucht.

Die im Rahmen der Rissbildungsanalysen am Grundmodell berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.3.7 zusammengestellt. Um den Einfluss bestimmter Parameter hinsichtlich der Größe der auftretenden Spannungen bzw. der Rissbildung in quantitativer Form angeben zu können, wurden auch für den Lastfall Feuchte im Anschluss an die Untersuchungen anhand des Grundmodells entsprechende Parameterstudien durchgeführt (siehe dazu Abschnitt 7.3.7).

Im Rahmen dieser Untersuchungen zur Rissbildung wurden neben Kriech- und Relaxationseffekten, gemäß der Zielsetzung, auch Aspekte der Rissbildung berücksichtigt.

Abweichend von dem in den vorangegangenen Untersuchungen verwendeten Grundmodell wurde für die Untersuchungen des Rissverhaltens ein Grundmodell gewählt, bei dem sowohl Zwang als auch voller Verbund zwischen Betondecke und HGT angenommen wurden. Als Ausgangspunkt für die Untersuchungen am Grundmodell wurde angenommen, dass die Betonfahrbahn nach 7 tägiger Nachbehandlung als Beanspruchung einer 200 Tage dauernden Trocknung bei einer Umgebungsfeuchte von 60 % ausgesetzt wird. Die weiteren für das Grundmodell angesetzten Parameter sind in Tabelle 7.3.7 aufgeführt. Als Ergebnis ergab sich das in Abbildung 7.3.20 (oberes Bild) dargestellte theoretische und recht ausgeprägte Rissbild, das sich nach einer Trocknungsdauer von 200 Tagen einstellt.

Zusätzlich zu den Oberflächenrissen ist an der Plattenunterseite am rechten Rand eine Rissbildung zu verzeichnen, die eine Ablösung der Betonplatte von der HGT verursachen kann. Die Auswertung des Rissbildes ergab eine maximale Risstiefe von 11 cm sowie eine Rissanzahl von 37. Das entspricht einer bezogenen Rissanzahl von 17 Rissen pro laufenden Meter. Die rechnerische Rissbreite betrug ca. 0,04 mm.

Tabelle 7.3.7: Parameterkombination bei der Untersuchung der Rissbildung in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abschnitt 4)					
Einfluss des Zwangs			mit Zwang		
Einfluss des Verbundes			voller Verbund zwischen Betondecke und HGT		
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]			24		
Materialparameter (siehe Kapitel 5)					
Nullspannungsfeuchtepotential			1,0		
	Feuchtediffusionskoeffizient D [mm ² /Tag]	Feuchtedehnzahl κ_F [mm/m]	Stoffübergangskoeffizient α_{0F} [$\frac{g}{mm^2 \text{ Tag}}$]	E-Modul E [$\frac{N}{mm^2}$]	Bettungsmodul k_s [$\frac{MN}{m^3}$]
Beton	D1, D3 siehe Abb. 5.6	$\varepsilon_{sh} = 0,3 \text{ ‰}$	$1,008 \cdot 10^{-3}$	$E_{eff}(t)$ vgl. Tab. 7.3.6	-
HGT		$\varepsilon_{sh} = 0,6 \text{ ‰}$ siehe Abb. 5.9	-		
FSS		-	-	-	
Untergrund					1000
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 7.3.1)					
		relative Luftfeuchte (Feuchtepotential)	Anstehendes Wasser (Feuchtepotential)		
		ϕ [-]	ϕ [-]		
Konstante Beanspruchung mit begrenzter Einwirkungsdauer					
Nachbehandlung (Dauer: 7 Tage)		1,0	-		
Schlechte Fahrbahntwässerung		wurde hier nicht berücksichtigt			
Permanente konstante Feuchtebeanspruchung (Dauer: 200 Tage trocken)					
	Sommerhalbjahr	0,6	-		

7.3.7 Parameterstudie zum Rissverhalten

Einfluss der Feuchteleitfähigkeit

In Abschnitt 7.3.3.2 wurde bereits der Einfluss unterschiedlicher Feuchteleitfähigkeitseigenschaften des Betons auf die Feuchteverteilungen in der Betonfahrbahn dargestellt. Da die Kennwerte der Feuchteleitfähigkeit maßgebend die Geschwindigkeit der Befeuchtungs- und der Austrocknungsvorgänge und damit den jeweiligen Feuchtgradient in der Betonfahrbahn beeinflussen, ist ein signifikanter Einfluss dieser Feuchtetransportkennwerte auf die Spannungsverteilungen bzw. auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn zu erwarten. Die quantitative Abschätzung dieses Einflusses auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn ist das Ziel der im Folgenden vorgestellten Parameterstudie.

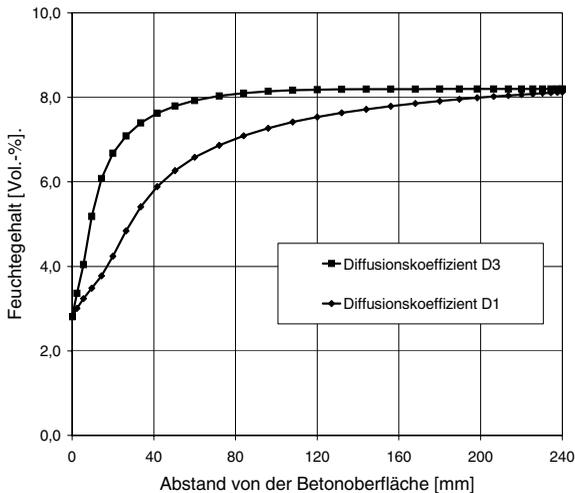


Abbildung 7.3.19: Verteilung des rechnerischen Feuchtegehalts in einer Betonplatte 200 Tage nach Beginn der Austrocknung für einen diffusionsoffenen Beton (Diffusionskoeffizient D1) bzw. einen dichten Beton (Diffusionskoeffizient D3)

Ausgangspunkt dieser Untersuchungen bildet das FE-Modell unter Zugrundelegung des Diffusionskoeffizienten D1 (Untersuchungen am Grundmodell siehe dazu Abschnitt 7.3.6). Diese Funktion D1 gemäß Abbildung 5.7 charakterisiert dabei die Feuchtetransporteigenschaften eines Betons mit eher porösem, diffusionsoffenem Gefüge. Um die Einflüsse unterschiedlicher Feuchteleiteigenschaften auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn zu untersuchen, fand neben der Funktion D1 auch die Funktion D3 (gemäß Abbildung 5.6) im Rahmen der Parameterstudie Berücksichtigung. Die Austrocknung vergleichsweise dichter Betone mit dem entsprechend niedrigen Diffusionskoeffizienten D3 (vgl. Abbil-

dung 7.3.19) verläuft dabei erheblich langsamer ab als Trocknungsvorgänge unter Zugrundelegung des Diffusionskoeffizienten $D1$. Die übrigen Kennwerte und Randbedingungen, die für diese Berechnungen gewählt worden sind, können der Tabelle 7.3.7 entnommen werden.

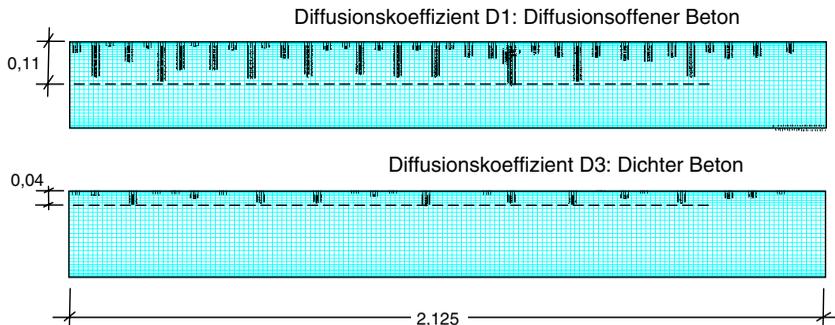


Abbildung 7.3.20: Rechnerisches Rissbild in einer Betonfahrbahnplatte (mit Zwang und mit Verbund) 200 Tage nach Beginn der Austrocknung für einen diffusionsoffenen Beton (Diffusionskoeffizient $D1$) bzw. für einen dichten Beton (Diffusionskoeffizient $D3$), Maße in [m]

In der Abbildung 7.3.20 bzw. in der Tabelle 7.3.8 sind die Ergebnisse der Berechnungen zum Einfluss der Feuchteleitfähigkeit auf die Rissbildung in der Betonfahrbahnplatte zusammengefasst. Die Abbildung 7.3.20 zeigt das rechnerische Rissbild einer Betonfahrbahnplatte (mit Zwang und mit Verbund) 200 Tage nach Beginn der Austrocknung jeweils für einen diffusionsoffenen Beton bzw. für einen dichten Beton.

Die Berechnungen ergaben für den in Abbildung 7.3.20 unten dargestellten Fall (Diffusionskoeffizient $D3$, dichter Beton) eine maximale Risstiefe von 4,0 cm sowie eine Rissanzahl von 22. Das entspricht einer bezogenen Rissanzahl von 10 Rissen pro laufenden Meter.

Aus dem Vergleich dieser Berechnungsergebnisse mit den entsprechenden Resultaten der Untersuchungen, die anhand des Grundmodells nach Abschnitt 7.3.6 durchgeführt worden sind, geht hervor, dass der Einsatz eines dichten Betons (Diffusionskoeffizient $D3$) anstelle eines diffusionsoffenen Betons (Diffusionskoeffizient $D1$) mit einer deutlichen Verminderung der bezogenen Rissanzahl von 17 Rissen pro laufenden Meter auf 10 Risse pro laufenden Meter einhergeht. Zudem kommt es als Folge dieser Maßnahme zu einer Verringerung der maximalen Risstiefe von 11 cm auf 4 cm.

Einfluss der Feuchtedehnzahl

Neben dem Einfluss der Feuchteleitfähigkeit wurde auch der Einfluss der Feuchtedehnzahl auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn untersucht. In die numerischen Simulationsberechnungen fanden daher zwei unterschiedliche Feuchtedehnzahlen bzw. Diffusionskoeffizienten sowie die in Tabelle 7.3.7 angegebenen Kennwerte Eingang.

Bei den in Ansatz gebrachten Kennwerten der Feuchtedehnung handelt es sich um die Funktionen 03 und 06 gemäß der Darstellung in der Abbildung 5.9. Die Funktion 03 gibt dabei das Quell- und Schwindverhalten eines Betons mit dem vergleichsweise niedrigen Endschwindmaß von $\varepsilon_{s,\infty} = 0,3 \text{ ‰}$ wieder. Dieses Endschwindmaß ist gültig für eine Austrocknung bei einer relativen Luftfeuchte von 60 % sowie einer Lufttemperatur von 20 °C. Die Feuchtedehnfunktion 06 charakterisiert hingegen das hygrische Verformungsverhalten eines Betons mit eher durchschnittlichen Quell- und Schwindeigenschaften (Endschwindmaß $\varepsilon_{s,\infty} = 0,6 \text{ ‰}$, siehe dazu auch Abschnitt 5.2). Die Ergebnisse dieser Untersuchungen werden im Folgenden vorgestellt und mit dem entsprechenden, im vorstehenden Abschnitt 7.3.6 beschriebenen Verhalten des Grundmodells verglichen.

Die Abbildung 7.3.21 zeigt das rechnerische Rissbild einer Betonfahrbahndecke (mit Zwang und mit Verbund) 200 Tage nach Beginn der Austrocknung jeweils für einen Beton mit einem durchschnittlichen Schwindverhalten (Endschwindmaß $\varepsilon_{s,\infty} = 0,6 \text{ ‰}$, oberes Bild), das den Eigenschaften des Grundmodells entspricht, bzw. für einen Beton mit reduzierter Schwindneigung (Endschwindmaß $\varepsilon_{s,\infty} = 0,3 \text{ ‰}$, unteres Bild).

Unter Zugrundelegung eines Endschwindmaßes von 0,3 ‰ und eines Diffusionskoeffizienten D1 ergeben sich in der Betondecke maximale rechnerische Risstiefen von 13 cm. Von insgesamt 26 Rissen wies dabei jedoch lediglich ein einziger besonders extreme Geometrieigenschaften auf. Die Risstiefen der übrigen Risse beschränkten sich in dem beschriebenen Fall auf Werte bis maximal 5 cm. Die bezogene Rissanzahl beträgt 12 Risse pro laufenden Meter.

Im Vergleich zum Rissverhalten des Grundmodells (D1 und $\varepsilon_{s,\infty} = 0,6 \text{ ‰}$) zeigt sich anhand der oben vorgestellten Ergebnisse, dass eine Reduktion des Endschwindmaßes auf 0,3 ‰ eine deutlich verringerte bezogene Rissanzahl von 17 auf 12 Risse pro laufenden Meter (der Plattenbreite) sowie eine ebenfalls deutliche Verminderung der Risstiefe von 11 cm auf 5 cm (ohne Berücksichtigung des o. g. Einzelwertes, siehe dazu auch Tabelle 7.3.9) zur Folge hat.

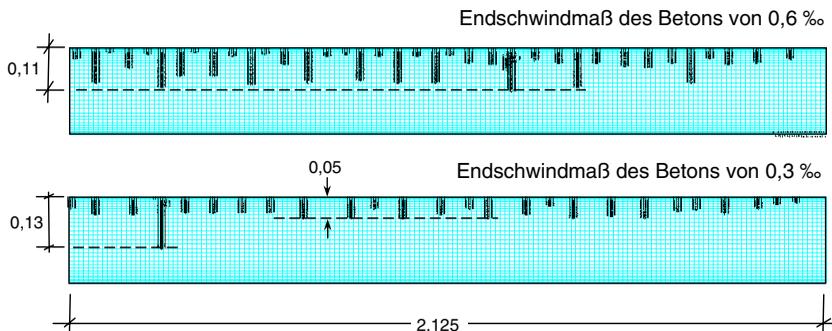


Abbildung 7.3.21: Rechnerisches Rissbild in einer Betonfahrbahndecke (mit Zwang und mit Verbund) 200 Tage nach Beginn der Austrocknung für einen Beton mit einem Endschwindmaß von 0,6 ‰ bzw. einen Beton mit einem Endschwindmaß von 0,3 ‰, Maße in [m]

Dieselbe Tendenz zeigten auch die Ergebnisse ähnlicher Berechnungsläufe zur Untersuchung des Einflusses des Endschwindmaßes auf das Rissverhalten, wenn anstelle des Diffusionskoeffizient $D1$ die Funktion $D2$, die für einen dichteren Beton Gültigkeit hat, gewählt wurde. Die erzielten Ergebnisse sind ebenfalls in Tabelle 7.3.8 wiedergegeben. Aus den Angaben dieser Tabelle folgt, dass sich die Rissneigung der Betondecke durch den Einsatz eines vergleichsweise dichten Betons mit verminderter Schwindneigung erheblich reduzieren lässt (Kombination des Diffusionskoeffizienten $D3$ mit der Feuchtedehnfunktion 03).

Tabelle 7.3.8: Ergebnisse der Untersuchungen zum Einfluss der Feuchtedehnzahl bzw. der Feuchteleitfähigkeit auf die bezogene Rissanzahl und die maximale Risstiefe in der Betonfahrbahndecke

Hygrische Materialparameter			Rissbild	
Diffusionskoeffizient (siehe Abb. 5.7)	Feuchtedehnzahl (siehe Abb. 5.9)	Endschwindmaß	Bezogene Rissanzahl	Maximale Risstiefe
$\left[\frac{g}{mm \text{ Tag}} \right]$	[mm/m]	[‰]	$\left[\frac{1}{m} \right]$	[cm]
D1	06	0,6	17,4	11
	03	0,3	12,2	5 (13)
D3	06	0,6	10,3	4
	03	0,3	1,9	1

7.3.8 Zusammenfassung und Bewertung

Da Feuchtetransportvorgänge erheblich langsamer ablaufen als Erwärmungs- bzw. Abkühlungsprozesse, mussten zur Untersuchung des Feuchteverhaltens von Betonfahrbahndecken rechnerische Feuchteverteilungen über einen vergleichsweise langen Zeitraum von 20 Jahren analysiert werden. Voruntersuchungen hatten dabei gezeigt, dass tageszeitliche Änderungen der relativen Luftfeuchte lediglich einen Einfluss auf die ersten Millimeter der Oberflächenrandzone ausüben (vgl. Abbildung 7.3.4), ihr Langzeiteffekt aber durch vereinfachte jahreszeitliche Zyklen erfasst werden konnte. Aus diesem Grunde erscheint es ausreichend, nur die Auswirkungen der jahreszeitlichen Änderungen der relativen Luftfeuchte zu behandeln (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.2).

Die Auswertung der numerischen Untersuchungen zum Feuchteverhalten von Betonfahrbahndecken ergab, dass kurz nach Beginn der Austrocknung (das entspricht dem Ende der Nachbehandlung) in den obersten 10 mm der Platte ein ausgeprägter negativer Gradient in den Feuchteverteilungen feststellbar ist. Dieser wird mit der Zeit flacher, und die Trocknungsfreund schreitet langsam in das Platteninnere hinein fort (siehe Abbildung 7.3.6). Nimmt die Platte gleichzeitig an der Unterseite Wasser durch kapillares Saugen auf, so verbleiben auch nach 20 Jahren kontinuierlicher Austrocknung an der Oberfläche noch ca. 90 % der Querschnittshöhe in einem nahezu feuchtegesättigten Zustand (vgl. Abbildung 7.3.8).

Als Folge der Austrocknung und der damit einhergehenden Schwindvorgänge des Betons schüsselt sich eine frei gelagerte Betonfahrbahndecke auf. Der bei der Wasseraufnahme an der Plattenunterseite ablaufende Quellvorgang verstärkt die Aufschüsselung zusätzlich. Die Größe der hygrischen Verformungen der Fahrbahnplatte wird dabei maßgeblich von den Schwind- und Quelleigenschaften des verwendeten Betons bestimmt. Im Weiteren vergrößern sich die hygrischen Verformungen (Aufschüsselungen) mit abnehmender Plattendicke.

Während der Austrocknung an der Plattenoberfläche entstehen Schwindeigenspannungen, die unter bestimmten Randbedingungen auch ohne Behinderung einer Aufschüsselung zur Entstehung von Oberflächenrissen führen können (vgl. in Abbildung 7.3.13 die Größenordnung der Zugspannungen an der Fahrbahnoberfläche). Im Falle einer kapillaren Wasseraufnahme kommt es an der Plattenunterseite zur Ausbildung von Quelldruckspannungen (siehe Abbildung 7.3.15). Bei Behinderung der Aufschüsselung, z. B. durch Nachbarplatten oder durch Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT, ergibt sich in den Berechnungen eine verstärkte Rissbildung (vgl. Abbildung 7.3.19). Entsprechend den oben dargestellten Ergebnissen wirken sich ausgeprägte Schwind- und Quellneigungen des verwendeten Betons ungünstig auf die Rissbildung aus (siehe Abbildung 7.3.21).

Als wichtigste Erkenntnis ging aus den numerischen Simulationsuntersuchungen hervor, dass zumindest theoretisch im Lastfall Feuchte, d. h. Austrocknung der Betonfahrbahn

nach Ende der Nachbehandlung, stets mit einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche zu rechnen ist. Die Intensität dieser Rissbildung wird dabei in begrenztem Umfang durch Parameter wie der Zwangs- und Verbundwirkung, insbesondere durch die Feuchtetransporteigenschaften bzw. die Schwindneigung des Betons beeinflusst. In den Ergebnistabellen 7.3.9 und 7.3.10 werden die Einflüsse der im Rahmen der Parameterstudien analysierten Kennwerte und Randbedingungen hinsichtlich der Größe der Zugspannungen bzw. der festgestellten Rissintensität verglichen und bewertet.

In Tabelle 7.3.9 sind die wesentlichen Ergebnisse der Simulationsuntersuchungen zusammengestellt. Die Tabelle enthält Angaben zu den rechnerischen Spannungen im Lastfall Feuchte für den 1. Tag nach Beginn der Austrocknung. Dabei handelt es sich jeweils um rechnerische Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahndecke ohne Berücksichtigung der Betonzugfestigkeit. Die Beträge dieser Zugspannungen werden zur Abschätzung der Rissgefahr in diesen Bereichen der Betonfahrbahn herangezogen. Die Ergebnisse der Untersuchungen zur Rissbildung sind in der Tabelle 7.3.10 zusammengefasst. Das Vorgehen bei der Auswertung der Ergebnisse entspricht dabei weitgehend der bereits in Abschnitt 7.2.8 erläuterten Systematik.

Wie aus den in der Tabelle 7.3.9 zusammengestellten Ergebnissen hervorgeht, wirkt sich der Einfluss des Zwanges nur in sehr geringem Ausmaß auf die Spannungen in der Betonfahrbahndecke aus. Auch fehlende Verbundwirkung beeinflusst die Größenordnung der rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahndecke in nur sehr geringem Maße. Die Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke, die im Rahmen der numerischen Simulation als Folge einer schlechten Fahrbahmentwässerung angenommen wurde, führt in erster Linie zu Quelldruckspannungen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke, die jedoch im Hinblick auf eine mögliche Rissbildung als unkritisch zu bewerten sind. Die Höhe der rechnerischen Spannungen an der Fahrbahnoberfläche bleibt von der Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonfahrbahndecke weitgehend unbeeinflusst (vgl. Tabelle 7.3.9).

Die Interpretation der Spannungswerte ergab daher für die drei oben genannten Parameter nur absolut vernachlässigbare Auswirkungen in der Größenordnung von 1 % (siehe Tabelle 7.3.9). Auf der Grundlage derart geringer, rechnerisch ermittelter Einflüsse ist davon auszugehen, dass in einer realen Betonfahrbahn unabhängig von den jeweils vorliegenden Randbedingungen der Zwangs- und Verbundwirkung bzw. der Fahrbahmentwässerung zwar stets mit einer Rissbildung in der Fahrbahndecke infolge einer Trocknung zu rechnen ist. Die im Folgenden zusammengefassten Ergebnisse der Rissuntersuchungen zeigen aber, dass das Ausmaß solcher Rissbildungen bis auf ein unbedenkliches Maß reduziert werden kann.

Tabelle 7.3.9: Bewertung der untersuchten Einflussparameter auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen im Lastfall Feuchte für den 1. Tag nach Beginn der Austrocknung

	Maximale Zugspannung an der Oberseite der Betonfahrbahndecke	Ergebnis
Grundmodell ¹⁾ (Abb. 7.3.10)	9,2 N/mm ²	Rissbildung ist zu erwarten
Zwangswirkung		Der Einfluss des Zwanges wirkt sich in nur sehr geringem Ausmaß auf die Spannungen in der Betonfahrbahndecke aus. Rissbildung ist zu erwarten.
Mit Zwang (Abb. 7.3.12) Einfluss des Zwanges	9,3 N/mm ² Zunahme um 1 % ²⁾	
Verbundwirkung		Ein fehlender Verbund beeinflusst die rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahndecke in nur sehr geringem Maße. Rissbildung ist zu erwarten.
Ohne Verbund (Abb. 7.3.13) Einfluss des Verbundes	9,1 N/mm ² Abnahme um 1 % ²⁾	
Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke		Die Wasseraufnahme an der Unterseite beeinflusst in erster Linie dort die rechnerischen Spannungen und weniger jene an der Oberfläche. Rissbildung ist zu erwarten.
Mit Wasseraufnahme (Abb. 7.3.16) Einfluss der Wasseraufnahme	9,3 N/mm ² Zunahme um 1 % ²⁾	

¹⁾ Randbedingungen des Grundmodells (siehe dazu Abschnitt 7.3.4):

Ohne Zwang, mit Verbund, ohne Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonfahrbahndecke

²⁾ bezogen auf den Wert des Grundmodells

Eine ähnliche Tendenz, allerdings nur in Bezug auf die Rissbildung im Lastfall Feuchte, zeigt sich auch anhand der Ergebnisse, die in der Tabelle 7.3.10 zusammengestellt sind. Die dort ausgewerteten Resultate geben den Einfluss der Feuchtetransport- und der Schwindeigenschaften des Betons der Fahrbahndecke jeweils auf die Rissanzahl sowie auf die Risstiefe wieder.

Als Vergleichsgrundlage wurden entsprechend der bisherigen Vorgehensweise die Berechnungsergebnisse des Grundmodells herangezogen. Diese Ergebnisse beschreiben das rechnerische Rissbild einer Betonfahrbahn unter Verwendung eines Deckenbetons mit Feuchtetransport- und Schwindeigenschaften, wie sie im Durchschnitt von vergleichbarer Betone liegen (siehe dazu auch Abschnitt 7.3.7). Unter Zugrundelegung derartiger Betoneigenschaften ergeben sich in der numerischen Simulation eine Rissanzahl von 17 Rissen pro laufenden Meter (bezogen auf die Plattenbreite) sowie eine maximale Risstiefe von 11 cm (vgl. Tabelle 7.3.10). Mit dem Einsatz eines vergleichsweise dichten Betons anstelle des "Normalbetons" verringerte sich die Rissanzahl pro laufenden Meter von 17 auf 10. Das entspricht einer Abnahme um 41 % bezogen auf den Wert des Grundmodells. Zudem geht dieser "Austausch" des Betons mit einer Reduktion der rechnerischen Risstiefe von 11 cm auf 4 cm einher. Der Einsatz eines dichten Betons mit Feuchtetransportigenschaften entsprechend dem Diffusionskoeffizienten D3 anstelle der Funktion D1 ist daher mit einer deutlichen Verbesserung des Rissverhaltens von Betonfahrbahnen verbunden.

Tabelle 7.3.10: Zusammenstellung der wesentlichen Berechnungsergebnisse der Untersuchungen zur Rissbildung im Lastfall Feuchte 200 Tage nach Beginn der Austrocknung

	Rissanzahl pro laufenden Meter	Maximale Risstiefe
Grundmodell ¹⁾ (Abb. 7.3.10)	17	11 cm
Feuchtetransporteigenschaften eines dichten Betons (Abb. 7.3.20)		
Diffusionskoeffizient D3	10	4 cm
Einfluss	Abnahme um 41 % ²⁾	Abnahme um 64 % ²⁾
Geringe Schwindneigung des Betons (Abb. 7.3.21)		
Feuchtedehnfunktion 03 ($\epsilon_{s,\infty} = 0,3 ‰$)	13	5 cm
Einfluss	Abnahme um 28 % ²⁾	Abnahme um 54 % ²⁾
Geringe Schwindneigung und Feuchtetransporteigenschaften eines dichten Betons (Tabelle 7.3.8)		
Diffusionskoeffizient D3 + Dehnfunktion 03	2	1 cm
Einfluss	Abnahme um 89 % ²⁾	Abnahme um 91 % ²⁾

¹⁾ Randbedingungen des Grundmodells (siehe dazu Abschnitt 7.3.4):

Mit Zwang, mit Verbund, Diffusionskoeffizient D1, Feuchtedehnfunktion 06 ($\epsilon_{s,\infty} = 0,6 ‰$)

²⁾ bezogen auf den Wert des Grundmodells

Ein ähnlich positiver Einfluss auf die Rissbildung in einer Betonfahrbahn ergibt sich aus dem Einsatz eines Fahrbahndeckenbetons mit reduzierter Schwindneigung (siehe dazu Abschnitt 7.3.7). Bei Verwendung eines derartigen Betons ist mit einer Abnahme der Rissanzahl (pro laufenden Meter der Fahrbahnbreite) um ca. 30 % und mit einer Reduktion der Risstiefe um ca. 50 % bezogen auf den jeweiligen Wert des Grundmodells zu rechnen.

Im Rahmen dieser Analysen konnte zudem festgestellt werden, dass sich die Rissbildung durch den Einsatz eines vergleichsweise dichten Betons in Kombination mit einer reduzierten Schwindneigung erheblich reduzieren lässt (Kombination des Diffusionskoeffizienten D3 mit der Feuchtedehnfunktion 03, siehe dazu auch Tabelle 7.3.8 und Abschnitt 7.3.7). Als Folge dieser kombinierten Parametervariation nimmt sowohl die Rissanzahl als auch die Risstiefe um ca. 90 % ab. Dennoch ist auch unter Zugrundelegung dieser ausgesprochen günstigen Kombination von angenommenen Betoneigenschaften noch mit einer Oberflächenrissbildung in der Betonfahrbahndecke zu rechnen. Daher ist trotz der vorgestellten theoretischen Optimierungsmöglichkeiten zur Verbesserung der Rissneigung im Lastfall Feuchte nicht davon auszugehen, dass sich die festgestellte Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche durch entsprechendes Einstellen der untersuchten Einflussparameter unter baupraktischen Bedingungen vollständig unterbinden lässt.

Im Hinblick auf den in diesem Kapitel ausschließlich betrachteten Gesichtspunkt der hygrysch bedingten Beanspruchung einer Fahrbahnplatte, einschließlich der kritischen Lastfälle Feuchteschock an der Oberseite und schlechte Entwässerung an der Unterseite,

kann für den Neubau von Betonstraßen empfohlen werden, dass vor allem ein dichter Beton (geringe Feuchteleitfähigkeit) und/oder ein schwindarmer Beton (kleines Endschwindmaß) verwendet werden sollte, um die unvermeidbare hygrysch bedingte Rissbildung an der Oberfläche sehr deutlich herabzusetzen.

Da der E-Modul unmittelbar die Höhe der aus behinderten Dehnungen resultierenden Spannungen bestimmt, bewirkt, analog zur Analyse der Temperaturbeanspruchung, ein geringer E-Modul eine Abminderung der entstehenden Spannungen. Aber selbst bei einem unrealistisch kleinen E-Modul für Straßenbeton von 20000 N/mm^2 würde es unter den betrachteten Bedingungen (relative Umgebungsfeuchte konstant 60 %) rechnerisch zu einer Rissbildung an der Oberseite von Fahrbahndecken kommen.

In der Praxis werden die Schwindrisse häufig nur sehr kleine Rissbreiten und eine geringe Tiefe aufweisen und daher kaum sichtbar sein. Hierzu ist ausdrücklich festzustellen, dass solche Risse die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Fahrbahn in keinsten Weise beeinträchtigen, da selbst die Zugfestigkeit in der Oberflächennzone auf Grund der Bruchcharakteristik von Beton hierdurch kaum reduziert wird.

7.4 Lastfall Verkehr

7.4.1 Simulation der Verkehrslasten

Die rechnerischen Untersuchungen zum Lastfall Verkehr wurden mit dem in Kapitel 4 beschriebenen FE-Modell (siehe Abbildung 4.1) durchgeführt. Im Rahmen von Voruntersuchungen hatte sich gezeigt, dass bei Zugrundelegung einer 2-dimensionalen Betrachtungsweise mit dem in Abbildung 4.1 dargestellten Modell bei der Simulation der Verkehrsbeanspruchungen gute Übereinstimmung zwischen den ermittelten rechnerischen Spannungen und den Ergebnissen aus der Literatur [33] erzielt werden konnte.

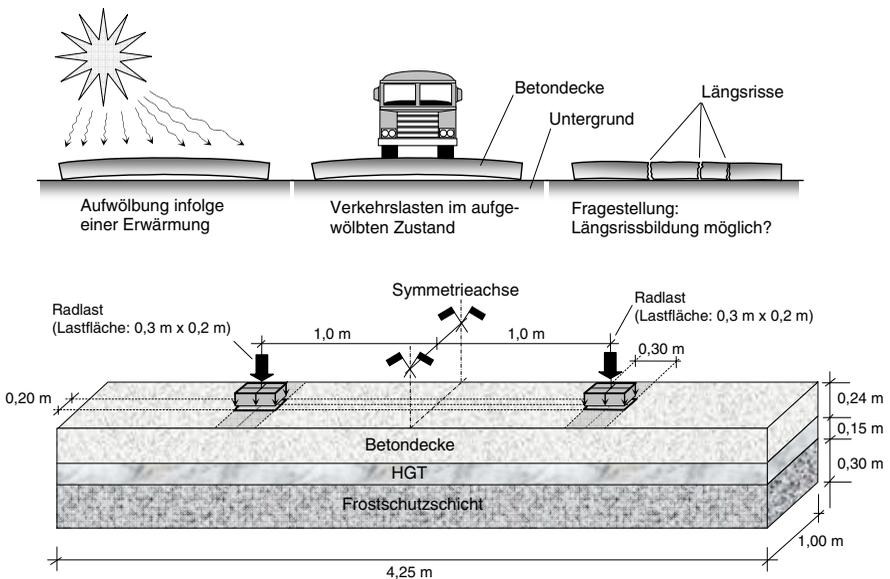


Abbildung 7.4.1: Modellierung der mechanischen Beanspruchung der Betonplatte durch Verkehrslasten

Bei der Nachbildung der Radlasten wurde nach Literaturangaben [27, 29, 33] von einer Radaufstandsfläche von 30 cm Breite und von 20 cm Länge ausgegangen. Dabei handelt es sich um Radlasten des Schwerverkehrs. Bei einer angenommenen Spurbreite des Schwerlastwagens von 2,0 m greift bei Fahrt in Plattenmitte (Plattenbreite 4,25 m) die resultierende Last eines Rades in einem Abstand von 1,0 m von der Symmetrieachse der Fahrbahnplatte an (vgl. Abbildung 7.4.1).

Lastfall Verkehr auf aufgewölbter bzw. aufgeschüsselter Fahrbahn

Schon im Vorfeld der Untersuchungen wurde davon ausgegangen, dass die Höhe der auftretenden Spannungen sehr stark vom Verformungszustand der Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt des Radlastangriffs abhängig ist. Dabei wurden zwei nebeneinander liegende Fahrbahnplatten betrachtet (Abbildung 7.4.2 und 7.4.3), deren Enden vertikal und horizontal verschieblich sind.

Hochwölbung

Fall 1: Das Fahrzeug belastet nur eine der beiden Platten. Für den Fall, dass das Fahrzeug genau in der Mitte dieser Platte fährt, beträgt das maximale Biegemoment $M = F(b-a)/4$ im mittleren Bereich der Betonplatte über die Breite a . Hier hängt das Moment sowohl von der Spurweite des Fahrzeuges als auch von der Breite bzw. Spannweite der Platte ab.

Fall 2: Das Fahrzeug fährt etwa in der Fahrbahnmitte, oder etwas seitlich davon versetzt. Dabei wird angenommen, dass ein Rad gerade in der Längsachse einer Platte einwirkt. Dies ist die ungünstigste Laststellung, und es ergibt sich ein Biegemoment $M = Fa/2$ über die Plattenlänge in einem Abstand a vom Plattenrand entfernt.

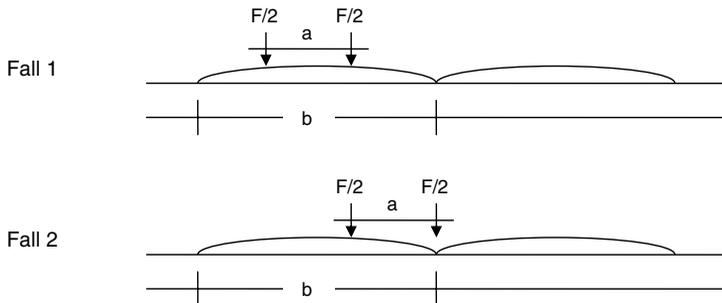


Abbildung 7.4.2: Schematische Darstellung der untersuchten Stellungen der Radlasten (Lastfall 1 und 2) unter Berücksichtigung einer aufgewölbten Fahrbahnplatte

Aufschüsselung

Fall 1 (siehe Abbildung 7.4.3): Das Fahrzeug belastet nur eine der beiden Platten. Dann wird die Platte sich so verdrehen bzw. abrollen, dass sie genau unter der resultierenden Verkehrslast F den Untergrund berührt. Unter der Annahme, dass beide Räder einer Achse die genau gleiche Last übertragen, lösen beide Räder ein Moment $M = Fa/4$ über die Plattelänge direkt in Plattenmitte aus. Das System ist im Gleichgewicht. Dies gilt für alle Stellungen des Fahrzeuges, so lange es nur eine der beiden Platten belastet. Die Höhe der Biegebeanspruchung ist von der Spannweite bzw. Breite der Platten unabhängig und

hängt nur von der Last F und der Spurweite bzw. dem Abstand der Räder einer Achse a ab.

Fall 2: Zwei gleiche Fahrzeuge überholen sich auf einer aufgeschüsselten Fahrbahn und lösen dadurch ein maximales Biegemoment $M=Fa/2$ über die Plattelänge direkt in Plattenmitte aus. Sind beide Fahrzeuge unterschiedlich und die Lastangriffspunkte nicht exakt wie angenommen, dann kippen bzw. verdrehen sich die Platten etwas, bis wieder Gleichgewicht herrscht. Ein Moment dieser Größe kann trotzdem auftreten.

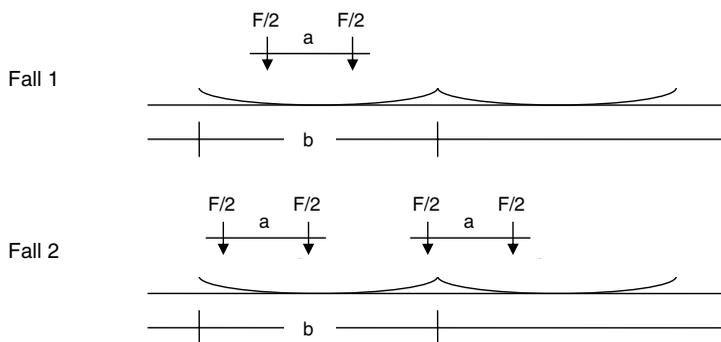


Abbildung 7.4.3: Schematische Darstellung der untersuchten Stellungen der Radlasten (Lastfall 1 und 2) unter Berücksichtigung einer aufgeschüsselten Fahrbahnplatte

Einschränkungen:

Die so bestimmten Momente sind obere Grenzwerte, da von einem punkt- bzw. linienförmigen Auflager ausgegangen wird. In Wirklichkeit sind die Auflager aber flächig, so dass sich eine Ausrundung der Spitzen der Momentenlinien einstellen sollte und zwar umso deutlicher, je geringer die Ausgangsverwölbung bzw. Aufschüsselung ist.

Da es bei denjenigen Autobahnstrecken, deren Schäden zu dieser Arbeit Anlass gaben, schon kurze Zeit nach Fertigstellung der Fahrbahn zu ersten Risssschäden kam, konnte eine Ermüdungsbeanspruchung als primäre Schadensursache weitgehend ausgeschlossen werden. Daher wird dieser Einflussparameter hier nicht näher betrachtet.

Da im Rahmen der Untersuchungen für den Lastfall Verkehr keine zeitvariablen Phänomene simuliert werden mussten bzw. vorlagen – Radlasten wirken kurzzeitig, die Auswirkungen des Betonkriechens können vernachlässigt werden – genügte hier lediglich die Betrachtung eines Zeitschrittes, d. h. die Verkehrsbeanspruchungen wurden als statische Lasten angesetzt. Zur Berücksichtigung dynamischer Effekte wurden Beiwerte angesetzt, die die statische Beanspruchung zur Berücksichtigung der dynamischen Effekte erhöhen.

7.4.2 Spannungen und Verformungen aus Verkehrslasten (Grundmodell)

Zu den in Bezug auf die Größenordnung der Spannungen und der Verformungen in der Betonfahrbahn maßgebenden Einflussparameter gehören neben konstruktiven Parametern (Zwang, Verbund, Plattendicke) und Materialparametern (E-Modul des Betons, E-Modul der HGT, Bettungsmodul des Untergrundes) auch Parameter der Beanspruchung der Fahrbahn durch Verkehrslasten mit bzw. ohne Berücksichtigung des Verformungszustandes der Fahrbahn. Die im Rahmen dieser Untersuchungen in Ansatz gebrachten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.4.1 zusammengestellt.

Tabelle 7.4.1: Parameterkombination bei der Untersuchung der Spannungsverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Kapitel 4)		
Einfluss des Zwangs	ohne Zwang, mit Zwang	
Einfluss des Verbundes	voller Verbund, ohne Verbund	
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]	24, 26, 28, 30	
Materialparameter (siehe Kapitel 5)		
	E-Modul E [N/mm ²]	Bettungsmodul k _s [MN/m ³]
Beton	30000, 36000, 40000	-
HGT	10000	
FSS	-	
Untergrund	-	55, 116, 1000
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 7.4.1)		
Radlast [kN]	55, 65 [27]	
Verformungszustand	aufliegend, aufgewölbt, aufgeschlüsselt	
Stellung der Radlasten	Lastfall 1, 2 (vgl. Abb. 7.4.2) Lastfall 1, 2 (vgl. Abb. 7.4.3)	
Dynamischer Lasterhöhungsfaktor	1,0; 1,2 [32]; 1,5 [32]; 2,0 [59, 117]; 3,0 [59]	

Im Grundmodell wurde eine Plattendicke von 24 cm und eine Radlast von 55 kN gewählt. Der Grund dafür ist, dass einige Betonfahrbahndecken, die eine Plattendicke von 24 cm aufwiesen bei einer in den 90er Jahren in Deutschland zugelassenen Achslast von 11 t, schon nach kurzer Standzeit ausgeprägte Rissbildungen (siehe Foto 2.1 bis Foto 2.3, Abschnitt 2.3.2.2) zeigten. Der Einfluss der heute in Deutschland zulässigen Achslast von 13 t sowie der Einfluss der Plattendicke auf die Spannungen in Betonfahrbahndecken wird in Abschnitt 7.4.3.3 untersucht. Der Einfluss der Ermüdung wird hier nicht untersucht, da die Risschäden in den Betonplatten, wie oben erwähnt, nach kurzer Standzeit auftraten.

Die Höhe der auftretenden Spannungen ist, wie bereits erwähnt, sehr stark vom Verformungszustand der Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt des Radlastangriffs abhängig. In den Untersuchungen am Grundmodell wurde zunächst von einer unverformten Betonfahrbahnplatte ausgegangen (vgl. Tabelle 7.4.1). In diesem Zustand liegt die Fahrbahnplatte über die gesamte Plattenbreite auf der HGT auf. Im Rahmen der Parameterstudie fanden davon abweichend die verschiedenen Verformungszustände der Betonfahrbahn Berücksichtigung. Bei den Berechnungen wurde ferner von einem linear-elastischen Verhalten des Betons nach Abschnitt 5.3.1 ohne Berücksichtigung seiner Biegezugfestigkeit ausgegangen.

Die Ergebnisse der Untersuchungen am Grundmodell sind in der Abbildung 7.4.4 zusammen mit den Ergebnissen der Parameterstudie zum Einfluss der Verbundwirkung zwischen Betonplatte und der HGT sowie zum Einfluss der Aufwölbung der Betonplatte dargestellt.

7.4.3 Parameterstudie zum Spannungs- und Verformungsverhalten

Die rechnerischen Biegespannungsverteilungen in der Mitte einer Fahrbahnplatte aus Radlastangriff (Abbildung 7.4.2, Lastfall 1) für die Randbedingungen mit Verbund (mV) bzw. ohne Verbund (oV) sowie der Einfluss der Aufwölbung der Fahrbahnplatte auf die Biegespannungen sind in Abbildung 7.4.4 dargestellt. Wie aus dieser Darstellung ersichtlich ist, verursachen Radlasten Biegespannungen in der Betonplatte und in der HGT mit annähernd linearer Spannungsverteilung. Die Spannungsverteilungen erreichen ihr Maximum unmittelbar unterhalb des angreifenden Rades und klingen mit zunehmender Entfernung von der Lastangriffsfläche schnell ab. Maximale Zugspannungen treten dabei an der Unterseite der Betonfahrbahnplatte auf, während maximale Druckspannungen direkt unterhalb des angreifenden Rades an der Fahrbahnoberfläche entstehen. Wie anhand der Darstellung in der Abbildung 7.4.4 ersichtlich ist, ergeben die Berechnungen im Falle des Grundmodells (mit Verbund, aufliegend) nur sehr geringe Spannungen in der Betonfahrbahnplatte und in der HGT.

Für eine aufgewölbte Fahrbahn bei fehlendem Verbund werden die Betondecke und die HGT unabhängig voneinander auf Biegung beansprucht, bei der die oberen Bereiche der Betondecke und der HGT unter Druck, die unteren Bereiche jeweils unter Zugspannungen stehen. Die auftretenden Spannungen liegen um Größenordnungen höher als bei vollständiger Verbundwirkung. Im Betrachtungsfall eines vorhandenen Verbundes liegt die HGT vollständig im Zugbereich.

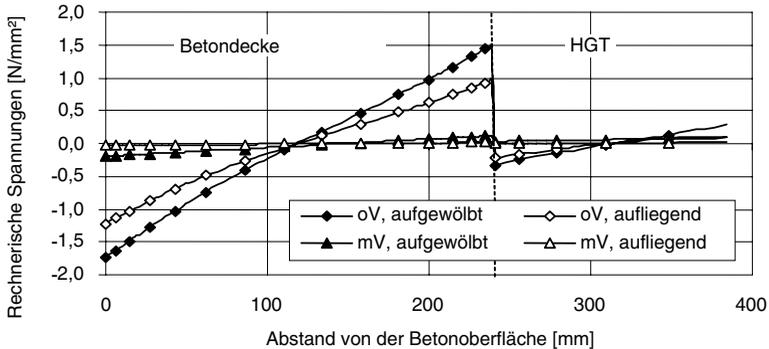


Abbildung 7.4.4: Rechnerische Verteilung der Biegespannungen in der Mitte einer Fahrbahnplatte infolge eines Radlastangriffs gemäß Abbildung 7.4.1 (Abkürzungen: mV = mit Verbund, oV = ohne Verbund)

Für eine aufgeschüsselte Fahrbahn (siehe Abbildung 7.4.3) werden die Betondecke und die HGT ebenfalls auf Biegung beansprucht, bei der allerdings die oberen Bereiche der Betondecke unter Zug, die unteren Bereiche jeweils unter Druckspannungen stehen. Auch hier liegen die auftretenden Spannungen um Größenordnungen höher als bei vollständiger Verbundwirkung.

In den nachfolgenden Abschnitten werden die Ergebnisse der Parameterstudie zu den rechnerisch ermittelten Biegedruck- bzw. Biegezugspannungen an der Oberseite bzw. Unterseite der Betonplatte in Tabelle 7.4.2 bis Tabelle 7.4.4 wiedergegeben. Auf die Darstellung der Verteilung der rechnerischen Biegespannungen in der Fahrbahn entsprechend Abbildung 7.4.4 wird verzichtet.

7.4.3.1 Konstruktive Parameter

Im Rahmen der Parameterstudie wurden verschiedene konstruktive Parameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Spannungen in einer Betonfahrbahn untersucht. Dazu zählen die Einflüsse aus Zwangs- und Verbundwirkung sowie der Einfluss der Plattendicke. Die Kennwerte und Parameter, die diesen Untersuchungen zugrunde gelegt worden sind, können der Tabelle 7.4.1 entnommen werden.

Versuchsergebnisse zum Einfluss der Zwangswirkung zeigen, dass die durch Radlasten verursachten Biegespannungen in einer frei gelagerten Betonplatte und jenen in einer Betonplatte, deren Enden vertikal und horizontal nicht verschieblich sind (gezwängt), identisch waren. Diese Ergebnisse werden daher nicht gesondert dargestellt.

Versuchsergebnisse zum Einfluss der Verbundwirkung und der Dicke der Betonplatte unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes (aufliegend, aufgewölbt, aufgeschüsselt) sind in Tabelle 7.4.2 zusammengefasst.

Tabelle 7.4.2: Einfluss der Verbundwirkung, der Dicke der Betonplatte und des Plattenverformungszustandes (aufliegend, aufgewölbt, aufgeschüsselt) auf die Beanspruchungen in der Betonfahrbahn

Plattenverformungszustand	Stellung der Radlasten	Aufliegend		Aufwölbung				Aufschüsselung			
		Lastfall 1		Lastfall 1 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 1 (Abb. 7.4.3)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.3)	
		Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite
Plattendicke = 24 cm	Verbund										
	mit	-0,02	0,02	-0,20	0,17	-0,36	0,30	0,02	-0,02	0,36	-0,30
	ohne	-1,20	1,00	-1,75	1,50	-3,11	2,67	1,07	-0,89	3,11	-2,67
Plattendicke = 26 cm	mit	-0,02	0,02	-0,19	0,16	-0,33	0,28	0,02	-0,02	0,33	-0,28
	ohne	-1,18	0,98	-1,65	1,41	-2,92	2,51	1,00	-0,84	2,92	-2,51
Plattendicke = 28 cm	mit	-0,02	0,02	-0,18	0,15	-0,31	0,27	0,02	-0,02	0,31	-0,27
	ohne	-1,15	0,96	-1,54	1,32	-2,74	2,35	0,94	-0,78	2,74	-2,35
Plattendicke = 30 cm	mit	-0,02	0,02	-0,15	0,13	-0,27	0,23	0,01	-0,01	0,27	-0,23
	ohne	-1,13	0,94	-1,31	1,13	-2,33	2,00	0,80	-0,67	2,33	-2,00

Die Biegespannungen nehmen bei fehlender Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT wie erwartet zu. Liegt die Betonplatte auf, so erhöhen sich die Biegespannungen um den Faktor 50 im Vergleich zum System mit Verbund. So beträgt z.B. die Biegezugspannung an der Unterseite einer 24 cm dicken Betonplatte ca. 0,02 N/mm² (mit Verbund) und ca. 1,00 N/mm² (ohne Verbund). Wölbt sich bzw. schüsselt sich die Betonplatte auf, so erhöhen sich die Biegespannungen nur noch um den Faktor 9 im Vergleich zum System mit Verbund. So beträgt z.B. die Biegezugspannung an der Unterseite einer 24 cm dicken aufgewölbten Betonplatte ca. 0,17 N/mm² (mit Verbund) und ca. 1,50 N/mm² (ohne Verbund); vgl. grau unterlegten Werte in Tabelle 7.4.2.

Die Biegespannungen nehmen bei Verwölbung der Betonplatte um den Faktor 1,5 im Vergleich zur aufliegenden Betonplatte zu, so beträgt die Biegezugspannung an der Unterseite einer 24 cm dicken Betonplatte (ohne Verbund) ca. 1,50 N/mm² (aufgewölbt) und ca. 1,00 N/mm² (aufliegend). Dies ist auf das völlig andere Tragverhalten der Betonplatte bei einem Abheben der Plattenmitte zurückzuführen, das eher dem einer nur links und rechts gestützten als dem einer elastisch gebetteten Betonplatte entspricht.

Die Biegespannungen nehmen mit zunehmender Betonplattendicke wie erwartet ab. Liegt die Betonplatte auf, so ist der Einfluss der Plattendicke auf die Biegespannungen vernachlässigbar klein. Bei einer Erhöhung der Plattendicke von 24 cm auf 30 cm nehmen die Biegezugspannungen um ca. 6 % ab. Wölbt sich bzw. schüsselt sich dagegen die Betonplatte auf, so ist der Einfluss der Plattendicke auf die Biegespannungen deutlicher. Bei einer Erhöhung der Plattendicke von 24 cm auf 30 cm nehmen dann die Biegespannungen um ca. 25 % ab.

Aus Tabelle 7.4.2 geht ferner hervor, dass die maximale Biegezugspannung ca. 3,1 N/mm² an der Oberseite bzw. 2,7 N/mm² an der Unterseite einer 24 cm dicken Betonplat-

te für den Fall beträgt, dass sich die Fahrbahnplatte aufschüsselt bzw. aufwölbt und kein Verbund zwischen Betonplatte und HGT besteht (siehe Lastfall 2 in Abbildung 7.4.3 bzw. Abbildung 7.4.2; vgl. grau unterlegte Werte in Tabelle 7.4.2).

Zusammenfassend lässt sich wie erwartet feststellen, dass die Beanspruchung der Betonplatte infolge Verkehrslasten bei fehlender Verbundwirkung, bei Verwölbung der Betonplatte sowie bei abnehmender Betonplattendicke zunimmt. Die Beanspruchungen aus statischen Radlasten verursachen, auch unter Berücksichtigung ungünstiger Verformungszustände, keine in Bezug auf die Rissbildung kritischen Spannungszustände, denn die rechnerisch ermittelten Biegezugspannungen liegen unter einem geforderten Mindestwert der Biegezugfestigkeit eines Straßenbetons von $5,5 \text{ N/mm}^2$ [120].

7.4.3.2 Materialparameter

Im Rahmen der Parameterstudie wurden verschiedene Materialparameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Spannungen in einer Betonfahrbahn untersucht. Dazu zählen die Einflüsse des E-Moduls des Betons und des Bettungsmoduls des Untergrundes. Die Kennwerte und Parameter, die diesen Untersuchungen zugrunde gelegt worden sind, können der Tabelle 7.4.1 entnommen werden. Versuchsergebnisse hierzu unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes sind in Tabelle 7.4.3 zusammengefasst.

Tabelle 7.4.3: Einfluss des E-Moduls des Betons und des Bettungsmoduls des Untergrundes unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes (aufliegend, aufgewölbt, aufgeschüsselt) auf die Beanspruchungen in der Betonfahrbahn

Plattenverformungszustand	Aufliegend		Aufwölbung				Aufschüsselung				
	Lastfall 1		Lastfall 1 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 1 (Abb. 7.4.3)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.3)		
Stellung der Radlasten	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	
E-Modul (Beton) [N/mm ²]	30000	-1,14	0,95	-1,66	1,43	-2,96	2,53	1,01	-0,84	2,96	-2,53
	36000	-1,20	1,00	-1,75	1,50	-3,11	2,67	1,07	-0,89	3,11	-2,67
40000	-1,26	1,05	-1,84	1,58	-3,27	2,80	1,12	-0,93	3,27	-2,80	
Bettungsmodul [MN/mm ²]	1000	-1,20	1,00	-1,75	1,50	-3,11	2,67	1,07	-0,89	3,11	-2,67
	116	-1,56	1,30	-1,40	1,20	-2,49	2,13	0,85	-0,71	2,49	-2,13
55	-1,92	1,60	-1,14	0,98	-2,02	1,73	0,69	-0,58	2,02	-1,73	

Aus Tabelle 7.4.3 geht hervor, dass die Biegespannungen um ca. 5 % bei einem E-Modul von 40000 N/mm^2 zunehmen bzw. um ca. 5 % bei einem E-Modul von 30000 N/mm^2 abnehmen im Vergleich zu den mit einem E-Modul von 36000 N/mm^2 rechnerisch ermittelten Biegespannungen; vgl. die grau unterlegten Werte in der Tabelle 7.4.3.

Der Untergrund übernimmt eine wichtige Funktion bei der Lastabtragung der Verkehrsbelastung. Deswegen wurde der Einfluss des Bettungsmoduls des Untergrundes auf die Biegespannungen in der Betonplatte untersucht. Tabelle 7.4.3 ist zu entnehmen, dass die Biegespannungen mit abnehmendem Bettungsmodul des Untergrundes zunehmen, wobei eine Abnahme des Bettungsmoduls von 1000 auf 55 MN/m^3 eine Zunahme der Biegezug-

spannungen von etwa 60 % zur Folge hat. Wölbt sich bzw. schüsselt sich die Betonplatte auf, so nehmen die Biegespannungen mit abnehmendem Bettungsmodul des Untergrundes dagegen ab. Eine Abnahme des Bettungsmoduls von 1000 auf 55 MN/m³ hat eine Abnahme der Biegezugspannungen von etwa 35 % zur Folge. Ist der Bettungsmodul klein, so wird die Betonplatte an den Rändern tiefer in den Untergrund gedrückt als bei einem großen Bettungsmodul. Sie liegt dementsprechend auf einem kleineren Bereich hohl und die Last kann wie bei der durchgehend elastisch gelagerten Platte früher abgetragen werden. Bei einem großen Bettungsmodul dagegen liegt die Platte in einem größeren Bereich hohl, sie muss sich stärker durchbiegen bis sie auf dem Untergrund aufliegt, was größere Biegespannungen zur Folge hat.

7.4.3.3 Parameter der Beanspruchung

Im Rahmen der Parameterstudie wurden verschiedene Beanspruchungsparameter hinsichtlich ihres Einflusses auf die Spannungen in einer Betonfahrbahn untersucht. Dazu zählen die Einflüsse der Größe der Radlast, des Verformungszustandes der Betonplatte, der Stellung der Radlast auf der Betonplatte sowie die Einflüsse dynamischer Lasterhöhungsfaktoren. Die Einflüsse des Verformungszustandes der Betonplatte, der Stellung der Radlast auf der Betonplatte wurden ebenfalls in den vorigen beiden Abschnitten untersucht. Die Kennwerte und Parameter, die diesen Untersuchungen zugrunde gelegt worden sind, können der Tabelle 7.4.1 entnommen werden.

Die Belastung der Fahrbahn durch den Verkehr ist dynamischer Natur. Die dynamische Belastung entsteht einerseits infolge der vorhandenen Fahrbahnunebenheiten und der dadurch zu Schwingungen angeregten Fahrzeugmasse, andererseits durch die Geschwindigkeit der Fahrzeuge und der dadurch nur sehr kurzen, über die Fahrbahn fortlaufende Belastung. Zusätzlich entstehen noch horizontal wirkende Vortriebs- und Bremskräfte, welche bei der Konstruktion von Betonfahrbahnplatten allerdings nicht berücksichtigt werden, da sie nur an der Betonoberfläche abnutzend wirken [27].

Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Radlasten auf das Spannungsverhalten zeigen eine Erhöhung der Beanspruchungen in der Betonfahrbahndecke [38, 39, 59, 75, 117]. In der Literatur finden sich Lasterhöhungsfaktoren von 1,2 bis 3,0 (siehe hierzu Tabelle 7.4.1).

Versuchsergebnisse zum Einfluss der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes auf die Beanspruchung in der Betonfahrbahn sind für eine zulässige Achslast von 11 t (Radlast 55 kN) in Tabelle 7.4.4 zusammengefasst.

Tabelle 7.4.4: Einfluss der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren f_{dyn} unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes (aufliegend, aufgewölbt, aufgeschüsselt) auf die Beanspruchungen in der Betonfahrbahn, Achslast 11 t bzw. Radlast 55 kN (grau unterlegte Werte deuten auf kritische Biege-
spannungen hin, sie überschreiten die Biegezugfestigkeit des Betons von 5,5 N/mm² [120])

Plattenverformungszustand Stellung der Radlasten Platten-		Aufliegend		Aufwölbung				Aufschüsselung					
		Lastfall 1		Lastfall 1 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 1 (Abb. 7.4.3)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.3)			
		Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite		
	f_{dyn}												
Plattendicke = 24 cm mit Verbund	1	-0,02	0,02	-0,20	0,17	-0,36	0,30	0,02	-0,02	0,36	-0,30		
	1,2	-0,02	0,02	-0,24	0,20	-0,43	0,36	0,02	-0,02	0,43	-0,36		
	1,5	-0,03	0,03	-0,30	0,26	-0,53	0,45	0,03	-0,03	0,53	-0,45		
	2	-0,04	0,04	-0,40	0,34	-0,71	0,60	0,04	-0,04	0,71	-0,60		
	3	-0,06	0,06	-0,60	0,51	-1,07	0,91	0,05	-0,05	1,07	-0,91		
	ohne Verbund	1	-1,20	1,00	-1,75	1,50	-3,11	2,67	1,07	-0,89	3,11	-2,67	
	1,2	-1,44	1,20	-2,10	1,80	-3,73	3,20	1,28	-1,07	3,73	-3,20		
	1,5	-1,80	1,50	-2,63	2,25	-4,67	4,00	1,60	-1,33	4,67	-4,00		
	2	-2,40	2,00	-3,50	3,00	-6,22	5,33	2,13	-1,78	6,22	-5,33		
	3	-3,60	3,00	-5,25	4,50	-9,33	8,00	3,20	-2,67	9,33	-8,00		
	Plattendicke = 26 cm mit Verbund	1	-0,02	0,02	-0,19	0,16	-0,33	0,28	0,02	-0,02	0,33	-0,28	
	1,2	-0,02	0,02	-0,23	0,19	-0,40	0,34	0,02	-0,02	0,40	-0,34		
1,5	-0,03	0,03	-0,28	0,24	-0,50	0,43	0,03	-0,03	0,50	-0,43			
2	-0,04	0,04	-0,38	0,32	-0,67	0,57	0,03	-0,03	0,67	-0,57			
3	-0,06	0,06	-0,56	0,48	-1,00	0,85	0,05	-0,05	1,00	-0,85			
ohne Verbund	1	-1,18	0,98	-1,65	1,41	-2,92	2,51	1,00	-0,84	2,92	-2,51		
1,2	-1,41	1,18	-1,97	1,69	-3,51	3,01	1,20	-1,00	3,51	-3,01			
1,5	-1,76	1,47	-2,47	2,12	-4,39	3,76	1,50	-1,25	4,39	-3,76			
2	-2,35	1,96	-3,29	2,82	-5,85	5,01	2,01	-1,67	5,85	-5,01			
3	-3,53	2,94	-4,94	4,23	-8,77	7,52	3,01	-2,51	8,77	-7,52			
Plattendicke = 28 cm mit Verbund	1	-0,02	0,02	-0,18	0,15	-0,31	0,27	0,02	-0,02	0,31	-0,27		
1,2	-0,02	0,02	-0,21	0,18	-0,38	0,32	0,02	-0,02	0,38	-0,32			
1,5	-0,03	0,03	-0,26	0,22	-0,47	0,40	0,02	-0,02	0,47	-0,40			
2	-0,04	0,04	-0,35	0,30	-0,63	0,53	0,03	-0,03	0,63	-0,53			
3	-0,06	0,06	-0,53	0,45	-0,94	0,80	0,05	-0,05	0,94	-0,80			
ohne Verbund	1	-1,15	0,96	-1,54	1,32	-2,74	2,35	0,94	-0,78	2,74	-2,35		
1,2	-1,38	1,15	-1,85	1,58	-3,29	2,82	1,13	-0,94	3,29	-2,82			
1,5	-1,73	1,44	-2,31	1,98	-4,11	3,52	1,41	-1,17	4,11	-3,52			
2	-2,30	1,92	-3,08	2,64	-5,48	4,69	1,88	-1,56	5,48	-4,69			
3	-3,46	2,88	-4,62	3,96	-8,21	7,04	2,82	-2,35	8,21	-7,04			
Plattendicke = 30 cm mit Verbund	1	-0,02	0,02	-0,15	0,13	-0,27	0,23	0,01	-0,01	0,27	-0,23		
1,2	-0,02	0,02	-0,18	0,15	-0,32	0,27	0,02	-0,02	0,32	-0,27			
1,5	-0,03	0,03	-0,23	0,19	-0,40	0,34	0,02	-0,02	0,40	-0,34			
2	-0,04	0,04	-0,30	0,26	-0,53	0,45	0,03	-0,03	0,53	-0,45			
3	-0,06	0,06	-0,45	0,38	-0,80	0,68	0,04	-0,04	0,80	-0,68			
ohne Verbund	1	-1,13	0,94	-1,31	1,13	-2,33	2,00	0,80	-0,67	2,33	-2,00		
1,2	-1,35	1,13	-1,58	1,35	-2,80	2,40	0,96	-0,80	2,80	-2,40			
1,5	-1,69	1,41	-1,97	1,69	-3,50	3,00	1,20	-1,00	3,50	-3,00			
2	-2,26	1,88	-2,63	2,25	-4,67	4,00	1,60	-1,33	4,67	-4,00			
3	-3,38	2,82	-3,94	3,38	-7,00	6,00	2,40	-2,00	7,00	-6,00			

Aus Tabelle 7.4.4 geht hervor, dass trotz Berücksichtigung dynamischer Lasterhöhungsfaktoren keine kritischen Biegespannungen in der Betonplatte auftreten, solange der Verbund zwischen Betonplatte und HGT wirkt und/oder wenn die Betonplatte auf dem Untergrund aufliegt.

Kritische Biegespannungen, die zu Rissbildungen führen können, treten lediglich für den Lastfall 2 (vgl. Abb. 7.4.2 und Abb. 7.4.3) bei der Wahl eines Lasterhöhungsfaktors von 2 bzw. 3 auf und wenn sich die Betonplatte aufwölbt oder aufschüsselt. Im Falle einer Aufwölbung der Betonplatte treten hohe Biegezugspannungen an der Plattenunterseite auf, während im Falle einer Aufschüsselung der Betonplatte hohe Biegezugspannungen an der Plattenoberseite auftreten, die die Biegezugfestigkeit des Betons von 5,5 N/mm²

überschreiten und Risse an der Unterseite bzw. Oberseite der Betonplatte verursachen können. So beträgt die Biegezugspannung z.B. an der Oberseite einer 24 cm dicken aufgeschüsselten Betonplatte (Lastfall 2, ohne Verbund) $6,22 \text{ N/mm}^2$ beim Einsetzen eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors von 2 (vgl. grau unterlegte Werte in der Tabelle 7.4.4) und überschreitet damit die Biegezugfestigkeit des Betons von $5,5 \text{ N/mm}^2$.

Ferner wird der Einfluss der Größe der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren deutlich. Eine Betonplatte der Dicke 24 cm bis 28 cm zeigt erst bei einem dynamischen Lasterhöhungsfaktor von mindestens 2 kritische Biegespannungen. D.h. würde mit einem Lasterhöhungsfaktor von nur 1,2 oder 1,5 [32] gerechnet, so könnte festgestellt werden, dass die Betonplatte keine kritischen Biegespannungen aufweist.

Die Biegespannungen nehmen mit zunehmender Plattendicke ab. Die Wahl einer dickeren Betonplatte würde die Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton vermindern, jedoch nicht gänzlich verhindern (unter der Annahme einer dynamischen Lasterhöhungsfaktor von 3).

Im Rahmen dieser Arbeit wurde auch der Einfluss einer Achslast von 13 t auf die Spannungen in Betonfahrbahndecken untersucht, da diese die gegenwärtig maximal zulässige Belastung für Bundesautobahnen darstellt und eine derartige Beanspruchung durch den heutigen Schwerlastverkehr ohne Weiteres gegeben ist. Die Ergebnisse hierzu sind in Tabelle 7.4.5 zusammengefasst.

Aus Tabelle 7.4.5 geht hervor, dass sich die Biegespannungen in der Betonfahrbahn durch Erhöhung der Achslast auf 13 t (Radlast 65 kN) zunehmen. Bei der Berücksichtigung eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors von 1,5 [32] beträgt die Biegezugspannung an der Oberseite einer 24 cm dicken aufgewölbten Betonplatte (Lastfall 2, ohne Verbund) $5,52 \text{ N/mm}^2$ (Achslast 13 t, Tabelle 7.4.5) bzw. $4,67 \text{ N/mm}^2$ (Achslast 11 t, Tabelle 7.4.4). Demnach können sich an der Oberseite der Betonplatte unter einer Achslast von 13 t Risse bilden. Dagegen bleibt die Betonplatte rissfrei unter einer Achslast von 11 t, da die Biegezugfestigkeit des Betons von $5,5 \text{ N/mm}^2$ nicht überschritten wird.

Tabelle 7.4.5: Einfluss der dynamischen Lasterhöhungsfaktoren f_{dyn} unter Berücksichtigung des Plattenverformungszustandes (aufliegend, aufgewölbt, aufgeschüsselt) auf die Beanspruchungen in der Betonfahrbahn, Achslast 13 t bzw. Radlast 65 kN (grau unterlegte Werte deuten auf kritische Biegespannungen hin, sie überschreiten die Biegezugfestigkeit des Betons von 5,5 N/mm² [120])

Plattenverformungszustand	Stellung der Radlasten	Aufliegend		Aufwölbung				Aufschüsselung				
		Lastfall 1		Lastfall 1 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.2)		Lastfall 1 (Abb. 7.4.3)		Lastfall 2 (Abb. 7.4.3)		
		Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	Oberseite	Unterseite	
		f_{dyn}										
Plattendicke = 24 cm mit Verbund	1	-0,02	0,02	-0,24	0,20	-0,42	0,36	0,02	-0,02	0,42	-0,36	
	1,2	-0,03	0,03	-0,28	0,24	-0,50	0,43	0,03	-0,03	0,50	-0,43	
	1,5	-0,04	0,04	-0,35	0,30	-0,63	0,54	0,03	-0,03	0,63	-0,54	
	2	-0,05	0,05	-0,47	0,40	-0,84	0,71	0,04	-0,04	0,84	-0,71	
	3	-0,07	0,07	-0,71	0,60	-1,26	1,07	0,06	-0,06	1,26	-1,07	
	ohne Verbund	1	-1,42	1,18	-2,07	1,77	-3,68	3,15	1,26	-1,05	3,68	-3,15
		1,2	-1,70	1,42	-2,48	2,13	-4,41	3,78	1,51	-1,26	4,41	-3,78
		1,5	-2,13	1,77	-3,10	2,66	-5,52	4,73	1,89	-1,58	5,52	-4,73
		2	-2,84	2,36	-4,14	3,55	-7,36	6,30	2,52	-2,10	7,36	-6,30
3		-4,26	3,55	-6,21	5,32	-11,03	9,46	3,78	-3,15	11,03	-9,46	
Plattendicke = 26 cm mit Verbund		1	-0,02	0,02	-0,22	0,19	-0,40	0,34	0,02	-0,02	0,40	-0,34
		1,2	-0,03	0,03	-0,27	0,23	-0,47	0,40	0,02	-0,02	0,47	-0,40
		1,5	-0,03	0,03	-0,33	0,28	-0,59	0,50	0,03	-0,03	0,59	-0,50
		2	-0,05	0,05	-0,44	0,38	-0,79	0,67	0,04	-0,04	0,79	-0,67
	3	-0,07	0,07	-0,67	0,57	-1,19	1,01	0,06	-0,06	1,19	-1,01	
	ohne Verbund	1	-1,39	1,16	-1,94	1,67	-3,46	2,96	1,19	-0,99	3,46	-2,96
		1,2	-1,67	1,39	-2,33	2,00	-4,15	3,56	1,42	-1,19	4,15	-3,56
		1,5	-2,09	1,74	-2,92	2,50	-5,19	4,44	1,78	-1,48	5,19	-4,44
		2	-2,78	2,32	-3,89	3,33	-6,91	5,93	2,37	-1,98	6,91	-5,93
3		-4,17	3,48	-5,83	5,00	-10,37	8,89	3,56	-2,96	10,37	-8,89	
Plattendicke = 28 cm mit Verbund		1	-0,02	0,02	-0,21	0,18	-0,37	0,31	0,02	-0,02	0,37	-0,31
		1,2	-0,03	0,03	-0,25	0,21	-0,44	0,38	0,02	-0,02	0,44	-0,38
		1,5	-0,03	0,03	-0,31	0,27	-0,55	0,47	0,03	-0,03	0,55	-0,47
		2	-0,05	0,05	-0,42	0,35	-0,74	0,63	0,04	-0,04	0,74	-0,63
	3	-0,07	0,07	-0,62	0,53	-1,11	0,94	0,06	-0,06	1,11	-0,94	
	ohne Verbund	1	-1,36	1,13	-1,82	1,56	-3,24	2,77	1,11	-0,92	3,24	-2,77
		1,2	-1,63	1,36	-2,18	1,87	-3,88	3,33	1,33	-1,11	3,88	-3,33
		1,5	-2,04	1,70	-2,73	2,34	-4,85	4,16	1,66	-1,39	4,85	-4,16
		2	-2,72	2,27	-3,64	3,12	-6,47	5,55	2,22	-1,85	6,47	-5,55
3		-4,08	3,40	-5,46	4,68	-9,71	8,32	3,33	-2,77	9,71	-8,32	
Plattendicke = 30 cm mit Verbund		1	-0,02	0,02	-0,18	0,15	-0,32	0,27	0,02	-0,02	0,32	-0,27
		1,2	-0,03	0,03	-0,21	0,18	-0,38	0,32	0,02	-0,02	0,38	-0,32
		1,5	-0,03	0,03	-0,27	0,23	-0,47	0,40	0,02	-0,02	0,47	-0,40
		2	-0,04	0,04	-0,35	0,30	-0,63	0,54	0,03	-0,03	0,63	-0,54
	3	-0,07	0,07	-0,53	0,45	-0,95	0,80	0,05	-0,05	0,95	-0,80	
	ohne Verbund	1	-1,33	1,11	-1,55	1,33	-2,76	2,36	0,95	-0,79	2,76	-2,36
		1,2	-1,60	1,33	-1,86	1,60	-3,31	2,84	1,13	-0,95	3,31	-2,84
		1,5	-2,00	1,67	-2,33	1,99	-4,14	3,55	1,42	-1,18	4,14	-3,55
		2	-2,67	2,22	-3,10	2,66	-5,52	4,73	1,89	-1,58	5,52	-4,73
3		-4,00	3,33	-4,65	3,99	-8,28	7,09	2,84	-2,36	8,28	-7,09	

Die Biegespannung an der Plattenoberseite beträgt ca. 5,5 N/mm² bei der Annahme eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors von 1,5 und ca. 7,4 N/mm² bzw. 11,0 N/mm² unter der Annahme eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors f_{dyn} von 2 bzw. 3. Oberflächenrisse können damit eine Tiefe von 3 cm bzw. 6 cm bei einem Lasterhöhungsfaktor f_{dyn} von 1,5 bzw. 3,0 erreichen.

Dickere Betonplatten würden erst beim Einsetzen eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors von 2 kritischen Biegespannungen aufweisen. Unter den getroffenen Annahmen bzw. Randbedingungen können die größeren zulässigen Achslasten für die Schädigung der Betonfahrbahnen maßgebend sein.

7.4.4 Zusammenfassung und Bewertung

Radlasten verursachen Biegespannungen in der Betondecke und in der HGT mit annähernd linearer Spannungsverteilung. Sie wirken unmittelbar unterhalb des angreifenden Rades und klingen mit zunehmender Entfernung von der Radangriffsfläche schnell ab.

Die Beanspruchung der Betonplatte infolge Verkehrslasten nimmt bei fehlender Verbundwirkung, bei Verwölbung der Betonplatte sowie bei abnehmender Betonplattendicke zu. Für den Betrachtungsfall, dass kein Verbund zwischen einer aufliegenden Betondecke und der HGT vorliegt, werden beide Elemente unabhängig voneinander auf Biegung beansprucht. Die auftretenden Biegespannungen liegen in diesem Fall etwa um den Faktor 50 höher als bei vollständigem Verbund. Für den Fall eines Verbundes liegt die HGT vollständig im Zugbereich. Durch den Einfluss der Verbundwirkung werden die Beanspruchungen in der Betonfahrbahn reduziert. Ist die Betonplatte dagegen aufgewölbt bzw. aufgeschüsselt, so sind die Biegespannungen nur noch um den Faktor 9 höher als bei vollständigem Verbund. Die Biegespannungen in einer aufgewölbten bzw. aufgeschüsselten Betonplatte sind um den Faktor 1,5 höher als jene in einer aufliegenden Betonplatte.

Bei der Auswertung der Spannungsverteilungen aus Radlastbeanspruchungen der aufgewölbten bzw. aufgeschüsselten Fahrbahn hat sich herausgestellt, dass der Einfluss des Elastizitätsmoduls des Betons und des Zwanges auf die Biegespannungen aus dem Radlastangriff erwartungsgemäß vernachlässigbar klein ist.

Die Höhe der auftretenden Beanspruchungen ist deutlich abhängig vom Verformungszustand der Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt des Radangriffs. Kritisch in Bezug auf die Höhe der rechnerischen Biegespannungen hat sich im Rahmen der numerischen Untersuchungen eine Kombination aus aufgewölbtem bzw. aufgeschüsseltem Plattenzustand, ohne Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT bei gleichzeitigem Radlastangriff herausgestellt. Ferner zeigte sich, dass Rissbildung unter Berücksichtigung ungünstiger Verformungszustände bzw. Stellungen der Radlasten infolge dynamischer Radlasten möglich ist.

Die Aufschüsselung bzw. die Aufwölbung einer Fahrbahnplatte kann somit in Verbindung mit dynamischen Radlasten, insbesondere wenn diese ausmittig angreifen (siehe Abbildungen 7.4.2 und 7.4.3, Lastfall 2), zu kritischen Biegezugspannungen und somit zu möglichen Rissbildungen an der Oberseite bzw. Unterseite der Betonplatte (ohne Verbund) führen, siehe Abschnitt 7.4.3.3. Dagegen bleiben die Biegezugspannungen bei einer aufliegenden Betonplatte sowie bei einem System mit voller Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT auch unter Berücksichtigung dynamischer Lasterhöhungsfaktoren unter der Biegezugfestigkeit des Betons im Hinblick auf die Rissbildung unkritisch, siehe Tabelle 7.4.4 und 7.4.5.

Die Auswirkung der dynamischen Radlasten wurde durch eine Erhöhung der statischen Radlast mit einem Lasterhöhungsfaktor erfasst. Dabei wurden der Literatur entnommene Lasterhöhungsfaktoren von 1,2 bis 3,0 angesetzt. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Beanspruchung von Fahrbahndecken aus Beton durch dynamische Radlasten zu kritischen Biegespannungszuständen im Hinblick auf die Rissbildung an der Oberseite sowie an der Unterseite einer Fahrbahnplatte lediglich bei der Berücksichtigung des Verformungszustandes der Fahrbahndecken führen kann.

7.5 Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion

7.5.1 Simulation der Treibreaktion

Bei der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) reagiert amorphe Kieselsäure in Betonzuschlägen mit den Alkalihydroxiden der Porenlösung des Betons. Dadurch entsteht ein quellfähiges Alkali-Silikat-Gel, das bei Vorhandensein von Wasser sein Volumen erheblich vergrößert. Diese Treibreaktion führt dann zu erheblichen inneren Spannungen, die eine weitgehende Zerstörung des Betons zur Folge haben können. Entsprechende Schäden wurden auch an Betondecken mehrfach beobachtet, siehe dazu Abschnitt 2.2.4. Ziel der im Folgenden dargestellten Untersuchungen war es, die Größe der Spannungen, die durch diese Treibreaktion entstehen, abzuschätzen. Die hydraulisch gebundene Trag-schicht (HGT) und die Frostschuttschicht sind von der Reaktion nur indirekt betroffen, da Alkali-Kieselsäure-Reaktionen aufgrund des geringen Zementanteils dieser Fahrbahnkomponenten dort nicht zu erwarten bzw. ausgeschlossen sind.

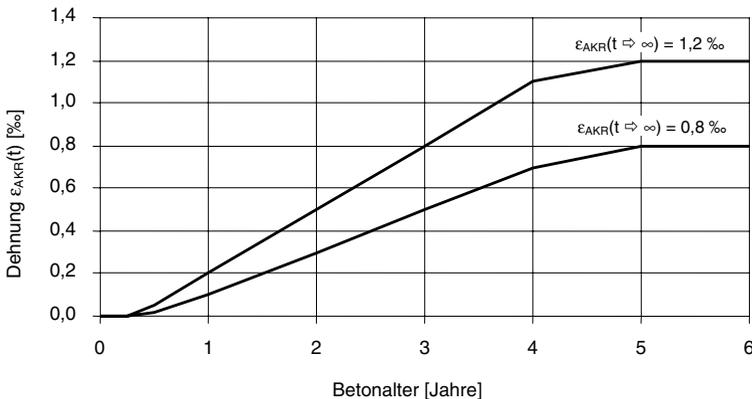


Abbildung 7.5.1: Zeitliche Entwicklungen der Treibreaktionen in der Betonfahrbahn-decke infolge einer AKR, wie sie den numerischen Simulationen zugrunde gelegt worden sind

In den numerischen Untersuchungen wird in Bezug auf die Alkali-Kieselsäure-Reaktion von einer gleichmäßig über den gesamten Querschnitt der Betonfahrbahn-decke stattfindenden Volumenexpansion ausgegangen. Diese Annahme stützt sich auf Versuchsergebnisse, die der Literatur [10, 11] entnommen worden sind. In den im Folgenden vorge-stellten numerischen Untersuchungen zur AKR wurden zwei Lastfälle untersucht, die sich jeweils durch unterschiedlich starke Volumenexpansionsvorgänge auszeichnen. Die zeitli-

chen Entwicklungen dieser Treibreaktionen (Dehnung) sind in der Abbildung 7.5.1 graphisch dargestellt.

Wie der Darstellung in Abbildung 7.5.1 entnommen werden kann, wurden im Rahmen der numerischen Untersuchungen Treibreaktionen simuliert, deren Enddehnungen $\varepsilon_{AKR,\infty}$ sich jeweils nach einer Reaktionsdauer von 5 Jahren nach Herstellung der Betonfahrbahn einstellten. Die Reaktionsdauer entspricht dabei dem Betonalter. Die Werte der Enddehnungen betragen 0,8 ‰ bzw. 1,2 ‰ (siehe Abbildung 7.5.1). Die dargestellten Kurven gehen auf Messergebnisse zurück, die den bereits oben genannten Literaturstellen entnommen wurden. In den Berechnungen blieb außer Acht, dass die AKR mit einer inneren Gefügestörung des Betons einhergeht, die vor allem seine Zugfestigkeit herabsetzt (siehe dazu auch Abschnitt 7.5.3).

7.5.2 Vorgehensweise

Den Berechnungen zur Bestimmung der Spannungsverteilungen und der Verformungen sowie zur Untersuchung der Rissbildung wurde ein nichtlineares Materialverhalten des Betons unter Berücksichtigung seiner Zugfestigkeit gemäß den in Abschnitt 5.3 vorgestellten Stoffgesetzen zugrunde gelegt. Zudem fand in diesen Berechnungen eine Treibreaktion entsprechend der Darstellung in Abbildung 7.5.1 Eingang. Die dabei berücksichtigten Kennwerte und Randbedingungen sind in der Tabelle 7.5.1 zusammengefasst.

Tabelle 7.5.1: Parameterkombination bei der Untersuchung der Spannungsverteilungen in der Betonfahrbahn (Grundmodell, variierte Parameter sind grau unterlegt)

Konstruktive Parameter (siehe Abschnitt 4)		
Einfluss des Zwangs		ohne Zwang, <u>mit Zwang</u>
Einfluss des Verbundes		voller Verbund, <u>ohne Verbund</u>
Dicke der Betonfahrbahndecke [cm]		24
Materialparameter (siehe Kapitel 5)		
	E-Modul E $\left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right]$	Bettungs- modul k_s $\left[\frac{\text{MN}}{\text{m}^2} \right]$
Beton	$E_{\text{eff}}(t)$ vgl. Tab. 7.5.2	-
HGT	10000	
FSS	-	
Untergrund	-	1000
Parameter der Beanspruchung (siehe Abschnitt 7.5.1)		
		Treibreaktion (Dehnung) [mm/m]
Alkali-Kieselsäure-Reaktion		$\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$

Da es sich bei der Alkali-Kieselsäure-Reaktion, ähnlich im Falle des Schwindens, um eine Langzeiteinwirkung handelt, waren im Rahmen der numerischen Simulation dieser Beanspruchung Kriech- bzw. Relaxationseinflüsse zu berücksichtigen. Diese Prozesse führen zu einem Abbau der Spannungen, die sich in der Betonfahrbahndecke als Folge der Alkali-Kieselsäure-Reaktion und mit der damit einhergehenden Volumenexpansion (Treiben) einstellen.

Bei der Umsetzung dieser Kriech- und Relaxationseffekte wurde im Rahmen der numerischen Simulation entsprechend der in Abschnitt 7.3.4 ("Spannungen und Verformungen aus einer Feuchtebeanspruchung – Grundmodell") dargestellten Vorgehensweise verfahren. Die Kriech- bzw. Relaxationseffekte konnten dabei durch Anwendung der Methode des wirksamen E-Moduls erfasst werden, die in Abschnitt 5.3.3 erläutert wird. Wie aus der Zusammenstellung in Tabelle 7.5.2 hervorgeht, ist der Treibvorgang in der Simulation in 5 Zeitintervalle unterteilt worden. Die Länge dieser Zeitintervalle beträgt mit Ausnahme des ersten Zeitintervalls stets 1 Jahr. Jedem Zeitintervall wurde entsprechend der zeitlichen Entwicklung der Treibreaktion gemäß Abbildung 7.5.1 jeweils ein bestimmter Bruchteil der AKR-Dehnung zugeordnet. Die Summe der einzelnen Dehnungsbruchteile ergibt den Wert der AKR-Dehnung von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ bzw. $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$, der mit dem Ende des 5. Zeitintervalls erreicht wird (siehe Tabelle 7.5.2).

Tabelle 7.5.2: Treibverformungen $\varepsilon_{AKR,\infty}$ (0,8 ‰ und 1,2 ‰) und wirksame E-Moduln $E_{\text{eff}}(t)$ in Abhängigkeit vom Zeitintervall über einen Zeitraum von 5 Jahren

Zeit- phase	Zeitintervall		Angesetzte Treibverformung		Wirksamer E-Modul E_{eff} (Mittelwert) [N/mm ²]
	t_1	t_2	$\varepsilon_{AKR,\infty}$		
	Beginn	Ende	AKR 0,8 ‰	AKR 1,2 ‰	
	[Jahre]	[Jahre]	[‰]	[‰]	
1	0,25	1,5	0,1	0,2	27876
2	1,5	2,5	0,2	0,3	30615
3	2,5	3,5	0,2	0,3	31272
4	3,5	4,5	0,2	0,3	31687
5	4,5	5,5	0,1	0,1	31989

Für jedes Zeitintervall wurde der Mittelwert des wirksamen E-Moduls bestimmt, der dann in die Berechnung der Spannungen Eingang fand. Die Tabelle 7.5.2 gibt eine Übersicht über die berechneten Werte des wirksamen E-Moduls in Abhängigkeit vom jeweiligen Zeitintervall der Treibreaktion.

Neben den Stoffgesetzen des Kriechens und der Relaxation fanden in diesen Berechnungen zudem die Aspekte der Rissbildung, die in Abschnitt 5.3.2 dargestellt sind, Eingang.

7.5.3 Spannungen, Verformungen und Rissbildung (Grundmodell)

Durch den Verbund zwischen der Betonfahrbahndecke und der HGT wird die Betondecke in ihrem Verformungsverhalten erheblich beeinträchtigt. Dabei kommt es besonders im Falle einer Treibreaktion in der Betondecke als Folge einer AKR in Kombination mit der Verbundwirkung zu einer Expansionsbehinderung an der Unterseite der Fahrbahndecke, da die HGT von der Treibreaktion nicht betroffen ist. Die Betonfahrbahndecke wird dabei gestaucht, während die HGT als Folge dieser Treibreaktion gedehnt wird. Daraus ergibt sich eine Verkrümmung der Betonfahrbahn, und es entstehen Biegespannungen, die sich den Verbundspannungen überlagern.

Abbildung 7.5.2 zeigt das rechnerische Rissbild in einer Betonfahrbahn (ohne Zwang, mit Verbund) infolge einer AKR mit dem Endtreibmaß von $\epsilon_{AKR,\infty} = 1,2\%$. Aus dem Bild geht hervor, dass sich an der Oberfläche der Betondecke vertikale Risse der Tiefe von etwa 160 mm in einem Abstand zwischen ca. 80 mm und ca. 200 mm einstellen. Die rechnerische Rissbreite beträgt dabei etwa 0,04 mm. Aus dem in der Abbildung 7.5.2 dargestellten Rissbild ergibt sich eine bezogene Rissanzahl von 7 Rissen pro laufenden Meter. Zudem treten horizontale Risse mit einer Risstiefe von ca. 100 mm am rechten Rand etwa in Höhe der Kontaktzone zwischen der Betonfahrbahndecke und der HGT auf. Das hier dargestellte Rissbild stimmt in etwa mit in situ beobachteten Schäden dieser Art an Betonfahrbahnen überein, siehe Foto 2.1, Abschnitt 2.3.1. Nähere Angaben hierzu finden sich in [84].

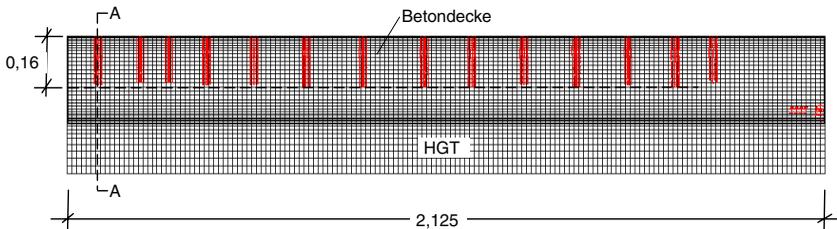


Abbildung 7.5.2: Rechnerisches Rissbild in einer Betonfahrbahn (Betondecke und HGT, ohne Zwang und mit Verbund) infolge einer AKR mit dem Endquellmaß von $\epsilon_{AKR,\infty} = 1,2\%$ in der Betonplatte 5 Jahre nach der Herstellung der Fahrbahnplatte, Maße in [m]

In der Abbildung 7.5.3 sind die rechnerischen Spannungen in einer Fahrbahnplatte (Grundmodell: Randbedingung ohne Zwang und mit Verbund) für die Zeitphasen 1 bis 5 entsprechend der Tabelle 7.5.2 dargestellt. Dabei handelt es sich um Spannungsverteilungen in einem vertikalen Fahrbahnquerschnitt, in dem sich mit fortschreitender Alkali-Kieselsäure-Reaktion allmählich ein Riss bildet (Schnitt A-A gemäß Abbildung 7.5.2).

Die Abbildung 7.5.3 zeigt für die Zeitphasen 1 und 2 jeweils abschnittsweise lineare Spannungsverteilungen in der Betondecke (bis in eine Tiefe von 240 mm unterhalb der Fahrbahnoberfläche). Die Spannungsverteilung für die 3. Zeitphase fällt dadurch auf, dass die Spannungen von der Oberfläche bis in eine Tiefe von ca. 40 mm annähernd konstant sind. Dies liegt daran, dass während dieser Zeitphase die Spannungen im oberen Bereich der Betondecke die Zugfestigkeit des Betons erreichen, diese aber entsprechend dem Stoffgesetz nach Abbildung 5.10 nicht überschreiten können. Es stellen sich die ersten Risse ein, und bei weiter zunehmender Dehnung nehmen die aufnehmbaren Spannungen bis auf den Wert Null ab. Dieser Effekt zeigt sich anhand der Spannungen für die Zeitphase 4 bzw. 5, die im gerissenen Bereich bis auf eine Tiefe von 150 mm den Wert Null erreichen. Aus dieser Darstellung geht auch hervor, dass an der Oberseite der Betonplatte erst nach ca. 3 Jahren mit einer Rissbildung infolge einer AKR mit einem Endwert von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2\text{‰}$ zu rechnen ist.

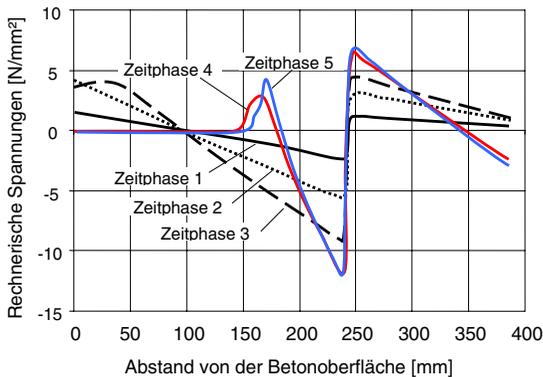


Abbildung 7.5.3: Rechnerische Spannungsverteilungen im Schnitt A-A einer Betonfahrbahn gemäß Abbildung 7.5.2 (ohne Zwang, mit Verbund, $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2\text{‰}$) für die Zeitphasen 1 bis 5 entsprechend der Tabelle 7.5.2

Während die rechnerische Oberflächenrisstiefe in der Betondecke nach 3 Jahren ca. 40 mm beträgt, ergeben die Berechnungen eine Risstiefe von ca. 160 mm nach 5 Jahren. Dieser Endwert der rechnerischen Risstiefe lässt sich dabei sowohl aus der Abbildung 7.5.2 als auch aus dem Verlauf der Spannungsverteilung in Abbildung 7.5.3 ablesen. Die Rissgefahr in der Betonfahrbahndecke wird durch die Gefügezerstörung infolge AKR, die insbesondere die Zugfestigkeit des Betons reduziert, zusätzlich verschärft. Unter Berücksichtigung dieses Effekts wäre ggf. früher mit dem Auftreten erster Risse und mit einer Zunahme der Risstiefe zu rechnen.

Mit einer Rissbildung ist ebenso an der Oberseite der HGT, für deren Elemente im Rahmen der numerischen Simulation vereinfachend keine Rissbildungsansätze implementiert

worden sind, zu rechnen. Wie aus der Abbildung 7.5.3 hervorgeht, ergaben die numerischen Untersuchungen für die Zeitphasen 4 und 5 an der Oberseite der HGT rechnerische Spannungen von etwa $6,5 \text{ N/mm}^2$. In Anbetracht dieser Tendenzen in den Spannungsverteilungen und unter Zugrundelegung einer angenommenen Betonzugfestigkeit von $4,20 \text{ N/mm}^2$ im Betonalter von 5 Jahren (vgl. dazu Abschnitt 5.3.4) kann daher eine Rissbildung auch in einer HGT, entsprechende Randbedingungen vorausgesetzt, nicht ausgeschlossen werden.

Eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion kann bei einer Betonfahrbahn der Randbedingungskombination "ohne Zwang und mit Verbund" zu einer sehr ausgeprägten Verkrümmung der Fahrbahnplatte führen. Dabei handelt es sich um Aufwölbungserscheinungen, bei denen sich die Fahrbahnmitte vom Unterbau abhebt. Diese Verformungen der Betonfahrbahn sind in der Abbildung 7.5.4 graphisch dargestellt. Die Abbildung zeigt die rechnerischen Vertikalverformungen in einer Fahrbahnplatte anhand des Grundmodells (ohne Zwang und mit Verbund) jeweils am Ende der Zeitphasen 1 bis 5 gemäß Tabelle 7.5.2. Diese Verformungen beziehen sich dabei auf die Ausgangslage der Betonfahrbahn im unverformten Zustand.

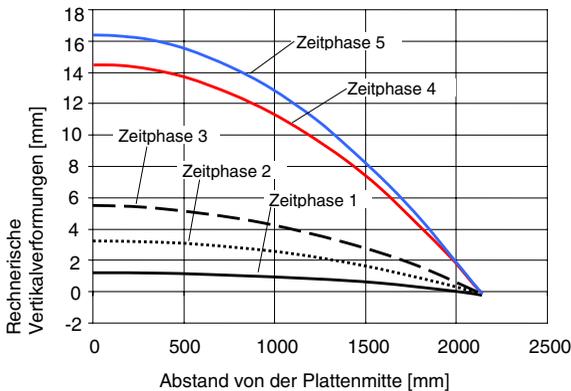


Abbildung 7.5.4: Rechnerische Vertikalverformungen einer Betonfahrbahn infolge einer AKR mit dem Endtreibmaß von $\varepsilon_{\text{AKR},\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ (gegenüber der Ausgangslage, Darstellung auf halbe Plattenbreite beschränkt) gemäß Abbildung 7.5.2 (ohne Zwang, mit Verbund) am Ende der Zeitphasen 1 bis 5 entsprechend Tabelle 7.5.2

Aus dem in der Abbildung 7.5.4 dargestellten Kurvenverlauf geht erwartungsgemäß hervor, dass die Aufwölbung der Platte mit fortschreitender AKR stetig zunimmt. Bemerkenswert ist in diesem Zusammenhang, dass es im Verlauf der Zeitphase 4 zu einer deutlich beschleunigten Aufwölbung kommt, die sich jedoch während der Zeitphase 5 wieder verzögert.

Die Ursache dieser Besonderheit im Verformungsverhalten der Betonfahrbahn ist im Wesentlichen die Rissbildung an der Oberseite der Betonfahrbahn, die erst während der 4. Zeitphase in signifikantem Maße auftritt (siehe dazu auch Abbildung 7.5.3) und zu einer Reduktion des Widerstandsmoments der Betonfahrbahnplatte führt. Während der 5. Zeitphase kommt es dann zu einer Verlangsamung des Fortschritts der Volumenzunahme, siehe dazu Abbildung 7.5.1. Aus dieser nachlassenden Beanspruchungsintensität erklärt sich der verlangsamte Fortschritt der Plattendeformation in der Abbildung 7.5.4 während der 5. Zeitphase.

7.5.4 Parameterstudie zum Spannungsverhalten

7.5.4.1 Konstruktive Parameter

Einfluss des Zwanges

Zwangsspannungen infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion resultieren aus einer entweder teilweise behinderten oder vollständig unterdrückten Volumenvergrößerung der Betondecke. Der im Rahmen dieser numerischen Untersuchungen simulierte Fall des Zwanges stellt eine vollständig unterdrückte Volumenvergrößerung dar, während eine Verbundwirkung zwischen der Betondecke und der HGT nur einer teilweise behinderten Volumenvergrößerung entspricht.

Im folgenden Abschnitt wird zunächst allein der Einfluss einer vollständig unterdrückten Volumenvergrößerung auf die rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahn untersucht, während der Einfluss der Verbundwirkung auf die Spannungen im darauf folgenden Abschnitt behandelt wird.

Die Kennwerte und Randbedingungen, die diesen Berechnungen zugrunde gelegt wurden, sind in der Tabelle 7.5.1 zusammengestellt. Im Gegensatz zu den in den Untersuchungen anhand des Grundmodells in Ansatz gebrachten Randbedingungen (ohne Zwang, mit Verbund, siehe dazu auch Abschnitt 7.5.2) wurde im Rahmen dieser Simulationsberechnungen eine horizontale Verschiebung der seitlichen Plattenränder unterdrückt. Im Folgenden werden die wesentlichen Ergebnisse dieser Parameterstudie kurz zusammengefasst.

Wird die horizontale Ausdehnung der seitlichen Plattenränder der Betonfahrbahndecke durch Zwang vollständig behindert, so entwickeln sich in der Betondecke Druckspannungen, deren Höhe vor allem vom Fortschritt der Alkali-Kieselsäure-Reaktion abhängig ist. Bei der Kombination von Zwang mit AKR bedingten Treibeffekten sind die Spannungen in der HGT unabhängig von den Verbundvarianten (d. h. mit bzw. ohne Verbund) vernachlässigbar gering. Da der Querschnitt der Betonfahrbahndecke infolge einer AKR in Kombination mit einer vorliegenden Zwangswirkung stets überdrückt ist, besteht in diesem Fall keine Gefahr der Rissbildung.

Einfluss des Verbundes

Im Falle einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion kommt neben dem Zwang auch dem Verbund eine entscheidende Bedeutung im Hinblick auf die Größenordnung der Spannungen in der Betonfahrbahn zu.

Die Randbedingung mit Verbund bzw. ohne Verbund zwischen der Betondecke und der HGT wurden daher im Rahmen einer Parameterstudie hinsichtlich ihres Einflusses auf die Größenordnung der rechnerischen Spannungen analysiert. Die Kennwerte und Randbedingungen, die in diese Berechnungen Eingang fanden, sind in der Tabelle 7.5.1 zusammengefasst. Ähnlich wie im vorstehenden Abschnitt zum Einfluss des Zwanges werden die wesentlichen Ergebnisse der Parameterstudie zum Einfluss des Verbundes im Folgenden kurz zusammengefasst.

Bei ungehinderter Ausdehnung der Betondecke, d. h. im Falle einer Randbedingungskombination ohne Verbund und ohne Zwang, entstehen durch AKR keine Beanspruchungen in der Betonfahrbahn. Ein voller Verbund zwischen der Betondecke und der HGT verursacht hingegen in Kombination mit einer zwängungsfreien Lagerung der längs orientierten Plattenränder in Bezug auf die Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche ausgesprochen kritische Spannungszustände (siehe dazu Abschnitt 7.5.3). Eine Verbundwirkung ist daher im Falle einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion als sehr nachteilig zu bewerten.

7.5.4.2 Parameter der Beanspruchung

Einfluss der AKR-Intensität

Den Abschluss der Parameterstudien für den Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion bilden die Untersuchungen zum Einfluss der Treibintensität auf die Größe der rechnerischen Spannungen in der Betonfahrbahn. Das Vorgehen entspricht dabei der bisherigen Verfahrensweise. Ausgehend von den Randbedingungen und Kennwerten des Grundmodells fand im Rahmen dieser Parameterstudie neben der Treibreaktion mit einer Enddehnung von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ eine Treibreaktion mit einem Enddehnmaß von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ Eingang in die Berechnungen. Entsprechend der graphischen Darstellung in der Abbildung 7.5.1 erreichen beide Reaktionen den angegebenen Endwert der AKR-Dehnung nach einer Reaktionsdauer von 5 Jahren. Neben den Kennwerten der AKR-Dehnung sind auch die übrigen Kennwerte und Randbedingungen, die diesen Berechnungen zugrunde lagen, in der Tabelle 7.5.1 zusammengestellt.

Das Ziel dieser Untersuchungen war der Vergleich der rechnerischen Spannungen in den Betonfahrbahnen, die sich jeweils als Folge der beiden unterschiedlichen Treibvorgänge einstellen. Dabei erschien es ausreichend, für beide Fälle nur die Spannungen zu berechnen und zu vergleichen, die sich unter Annahme des Hooke'schen Gesetzes ohne Be-

grenzung der Spannungen durch die Zugfestigkeit des Betons und damit ohne Simulation der Rissbildung ergeben.

Die Abbildung 7.5.5 zeigt die rechnerischen Biegespannungen in der Mitte einer Fahrbahnplatte (ohne Zwang und mit Verbund) infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion mit den beiden o. g. Enddehnmaßen von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ bzw. von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ nach einer Reaktionsdauer von 5 Jahren.

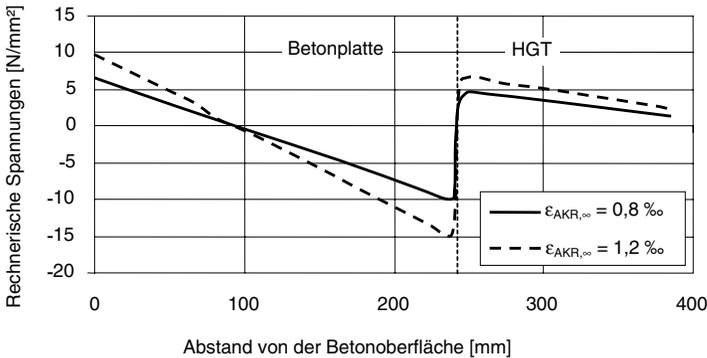


Abbildung 7.5.5: Rechnerische Biegespannungsverteilungen in der Mitte einer Betonfahrbahn (ohne Zwang, mit Verbund) infolge einer AKR mit dem Endtreibmaß von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ bzw. $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ nach einer Reaktionsdauer von 5 Jahren (Zugversagen des Betons unterdrückt)

Aus der Darstellung der Spannungsverteilungen geht hervor, dass die simulierte Treibbeanspruchung vergleichsweise hohe rechnerische Zugspannungen an der Plattenoberfläche sowie an der Oberseite der HGT verursacht (vgl. dazu Abbildung 7.5.3). An der Oberseite der Betonplatte steigt die Zugspannung von ca. 6,5 N/mm² für den Lastfall $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ auf ca. 10 N/mm², für den Lastfall $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ an. Das entspricht einer annähernd proportionalen Spannungszunahme um etwa 54 %. Die Druckspannungen an der Unterseite der HGT steigen mit zunehmender Treibintensität von etwa -10 N/mm² auf ca. -15 N/mm² (ebenfalls proportional dem Dehnungszuwachs) an.

In den oberen 30 mm der Betonplatte überschreiten die Zugspannungen im Lastfall $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ einen angenommenen Grenzwert der Betonzugfestigkeit von 4,2 N/mm² (siehe dazu auch Abschnitt 5.3.4). In realen Betonfahrbahnen wäre in diesem Fall mit einer Oberflächenrissbildung zu rechnen. Für den Lastfall $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ wird dieser Grenzwert an der Fahrbahnoberfläche auf einer Länge von etwa 50 mm überschritten. Aus dieser stark vereinfachten Betrachtung ergibt sich eine geschätzte Zunahme der Oberflächenrisstiefe um etwa 67 %.

Auch an der Oberseite der HGT ergeben sich auf der Grundlage der vereinfachten Berechnungsannahmen (Rissbildung unterdrückt) rechnerische Spannungen oberhalb des angenommenen Grenzwertes der Betonzugfestigkeit von $4,2 \text{ N/mm}^2$. Die berechneten Zugspannungen betragen dabei etwa 5 N/mm^2 im Lastfall $\varepsilon_{\text{AKR},\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ bzw. 7 N/mm^2 im Lastfall $\varepsilon_{\text{AKR},\infty} = 1,2 \text{ ‰}$.

Im Hinblick auf die AKR-bedingt reduzierte Gefügefestigkeit muss in realen Betonfahrbahnen mit entsprechenden Treibreaktionen gegenüber den vorstehend dargelegten Ausführungen mit einer früheren Rissbildung sowie von einer noch größeren Risstiefe ausgegangen werden.

Diese Ergebnisse unterstreichen damit die in Abschnitt 7.5.3 (Untersuchungen am Grundmodell) dargestellten Erkenntnisse, wonach eine Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Verbindung mit den Randbedingungen ohne Zwang und mit Verbund nicht nur zu einer Oberflächenrissbildung in der Betonfahrbahndecke sondern auch an der Oberseite der HGT führen kann. Durch eine geringere Treibintensität, ausgehend von einem Enddehnwert von $\varepsilon_{\text{AKR},\infty} = 1,2 \text{ ‰}$ auf einen Endwert der AKR-Dehnung von $\varepsilon_{\text{AKR},\infty} = 0,8 \text{ ‰}$ (entspricht Reduktion um 33 %), wird die Gefahr dieser Rissbildung in der Betondecke und in der HGT deutlich vermindert. Eine Rissbildung kann aber auch dann nicht vollständig verhindert werden.

7.5.5 Zusammenfassung und Bewertung

Alkali-Kieselsäure-Reaktionen in der Betondecke bewirken eine durch Treibeffekte bedingte Volumenvergrößerung. Zwangsspannungen infolge AKR resultieren aus einer entweder teilweise behinderten oder vollständig unterdrückten Volumenvergrößerung der Betondecke. Der im Rahmen dieser numerischen Untersuchungen simulierte Fall des Zwanges stellt eine vollständig unterdrückte Volumenvergrößerung dar, während ein Verbund zwischen der Betondecke und der HGT einer teilweise behinderten Volumenvergrößerung entspricht.

Tabelle 7.5.3 beinhaltet eine Zusammenstellung der in Verbindung mit Treibeffekten infolge einer AKR untersuchten Randbedingungskombinationen und deren Auswirkungen auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn.

Bei ungehinderter Dehnung der Betondecke, d. h. ohne Verbund und ohne Zwang, entstehen durch AKR keine Spannungen in der Fahrbahnplatte. Wird die Dehnung der Betondecke durch Zwang vollständig behindert, so entwickeln sich in der Betondecke Druckspannungen, deren Höhe vor allem vom Fortschritt der Alkali-Kieselsäure-Reaktion abhängt. Bei der Kombination von Zwang mit Treibeffekten infolge AKR sind die Spannungen in der HGT unabhängig von den Verbundvarianten (mit/ohne Verbund) vernachlässigbar gering.

Tabelle 7.5.3: Randbedingungskombinationen und deren Auswirkungen auf die Rissbildung in Verbindung mit Treibeffekten infolge AKR

Randbedingungskombination		Ergebnis
mit Verbund	ohne Zwang	Rissbildung in der Betondecke und der HGT wahrscheinlich
	mit Zwang	keine Rissgefahr, Querschnitt wird überdrückt
ohne Verbund	ohne Zwang	keine Rissgefahr, freie Verformung möglich
	mit Zwang	keine Rissgefahr, Querschnitt wird überdrückt

Eine volle Verbundwirkung zwischen Betonplatte und der HGT verursacht in Kombination mit einer zwangungsfreien Lagerung der längs orientierten Plattenränder in Bezug auf die Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche kritische Spannungszustände. Durch die Verbundwirkung mit der HGT wird die Dehnung der Betondecke infolge AKR behindert, was zur Aufwölbung der Betondecke einschließlich der HGT führt. Die auftretende Verkrümmung der Fahrbahnplatte verursacht abschnittsweise linear verteilte Biegespannungen. Dabei entstehen bei fehlendem Zwang kritische Zugspannungen sowohl an der Fahrbahnoberfläche als auch an der Oberseite der HGT.

Bei einer Reduktion der Treibintensität von einem Enddehnwert von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 1,2\text{‰}$ auf einen Endwert von $\varepsilon_{AKR,\infty} = 0,8\text{‰}$ (entspricht einer Reduktion um 33 %) wird die Gefahr der Rissbildung in der Betondecke und der HGT zwar vermindert, eine Rissbildung kann hierdurch allein jedoch nicht vollständig verhindert werden.

Unter Zugrundelegung des Hooke'schen Gesetzes und ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons führt nach den Ergebnissen der Parameterstudie in Abschnitt 7.5.4.2 eine Erhöhung des Endwertes der AKR-Dehnung von 0,8 ‰ auf 1,2 ‰ zu einer Erhöhung der Zugspannung an der Oberseite der Betondecke von 6,5 N/mm² auf 10 N/mm² d.h. zu einem Anstieg um ca. 50 %. Daraus ergibt sich in erster Näherung ein linearer Zusammenhang zwischen dem Endwert der AKR-Dehnung und der rechnerischen Randspannung. Geht man von einer Zugfestigkeit des Betons von 4,2 N/mm² nach 5 Jahren aus, also nach einem Zeitraum, an dem nach Abbildung 7.5.1 der Endwert der AKR-Dehnung erreicht wird, so erhält man aus diesem linearen Zusammenhang einen Höchstwert der AKR-Dehnung von 0,5 ‰, bei dem die Zugfestigkeit des Betons gerade erreicht wird. Daraus aber nun einen zulässigen Wert einer AKR-Dehnung abzuleiten, ist nicht zu vertreten. Daher sind AKR-Reaktionen grundsätzlich zu vermeiden.

Trotzdem lässt sich in Bezug auf den Neubau von Betonstraßen als zentrales Fazit dieser Parameterstudie zu den Auswirkungen einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) festhalten, dass ein Verbund zwischen Betondecke und HGT unterbunden werden sollte. Für

diesen Fall können an der Oberfläche bei auftretender AKR keine Zugspannungen, die einen Risikobeitrag einer Rissbildung leisten, auftreten.

Abschließend ist anzumerken, dass hier nur die Auswirkungen der mit einer AKR einhergehenden Dehnung auf Spannungen und Verformungen in einem Bauteil (Betonplatte) analysiert wurden. Der Gesichtspunkt, dass eine AKR letztlich eine innere Gefügestörung des Betons - begleitet von einer entsprechenden Entfestigung bzw. Abminderung dessen Zugfestigkeit - bewirkt, blieb bei der rechnerischen Modellierung zwar außer Acht, entsprechende Folgerungen, die sich aus der AKR-bedingten Reduktion der Zugfestigkeit auf die Rissgefahr ergeben, konnten aber trotzdem abgeleitet werden. Selbst wenn also eine AKR unter konstruktiven Gesichtspunkten als unkritisch einzustufen ist, muss bei ihrem Auftreten mit einer Herabsetzung der Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit einer Betonfahrbahn gerechnet werden, deren Ausmaß von der Größe und Reaktionsgeschwindigkeit der AKR selbst abhängt.

8 Lastfallkombinationen

8.1 Vorgehensweise

Im Kapitel 7 wurde gezeigt, dass Beanspruchungen aus Temperatur, Feuchte, Verkehr und einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion unter bestimmten Randbedingungen kritische Spannungen in Betonfahrbahndecken hervorrufen können. Dabei handelt es sich im Wesentlichen um Zugspannungen an der Plattenoberseite, die sich als Folge eines Temperaturschocks oder einer Austrocknung an der Plattenoberseite einstellen. Zudem ist auch im Falle einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Kombination mit den Randbedingungen "ohne Zwang" und "mit Verbund" mit vergleichsweise hohen Zugspannungen an der Oberseite der Betonfahrbahn zu rechnen.

Da an realen Fahrbahndecken die Beanspruchungen infolge der beschriebenen Lastfälle in der Regel kombiniert auftreten, werden in den folgenden numerischen Berechnungen die Spannungen der einzelnen Lastfälle überlagert. Um die Wirkung der Überlagerung der Lastfälle auf die resultierenden Spannungen in der Fahrbahndecke zu klären, mussten zunächst die mechanische Verträglichkeit und die Realitätsnähe möglicher Überlagerungsvarianten geprüft werden. Dabei wurde vorab die mechanische Verträglichkeit einer Superposition von Spannungsanteilen aus den Teillastfällen Temperatur, Feuchte, Radlasten und AKR vorausgesetzt. Zudem war bei der Überlagerung zu beachten, dass die Spannungsanteile aus den Teillastfällen nur dann überlagert werden durften, wenn sie jeweils unter Zugrundelegung identischer Randbedingungskombinationen aus Zwang und Verbund ermittelt worden waren (siehe dazu auch Tabelle 8.1).

Neben den genannten Verträglichkeitsprinzipien der Randbedingungen mussten bei der Spannungsüberlagerung Aspekte der Zeitabhängigkeit bei den Beanspruchungen sowie insbesondere bei den Materialkennwerten beachtet werden. Dabei galt stets der Grundsatz, dass die Spannungen, die sich als Folge kurzzeitig einwirkender Beanspruchungen in der Betonfahrbahn einstellen (wie Radlasten oder Temperaturschockbeanspruchungen), auf der Grundlage des entsprechenden zeitabhängigen Elastizitätsmoduls gemäß Gleichung 5.37 zu berechnen waren. Für die Berechnung der Spannungen infolge von Langzeitbeanspruchungen, wie sie sich aus dem Schwindverhalten des Betons bzw. aus Treibreaktionen ergeben, wurde hingegen die Methode des so genannten "wirksamen E-Moduls" herangezogen, die eine realitätsnahe Berücksichtigung von Kriech- und Relaxationseffekten erlaubt (siehe dazu Gl. 5.38 in Abschnitt 5.3.3). Bei den daraus resultierenden Spannungswerten handelt es sich daher jeweils nur um den Anteil, der sich als Folge der jeweiligen Einzelbeanspruchung in der Fahrbahn einstellt. Die Überlagerung mehrerer Einzelbeanspruchungen erfolgte im Rahmen dieser Untersuchungen in Form einer Addition der jeweiligen Spannungsanteile aus den einzelnen Lastfällen. Dabei war für jede

Spannungsaddition zu prüfen, ob die zugrunde liegenden Materialkennwerte jeweils denselben Simulationszeitpunkten entsprachen.

Um den Untersuchungsumfang auf ein sinnvolles Maß zu beschränken, wurden offensichtlich unkritische Beanspruchungskombinationen von eingehenderen Untersuchungen ausgeschlossen. Als Entscheidungshilfe für diese Vorauswahl diente eine Matrix, wie sie vom Grundsatz her der Tabelle 8.1 entspricht. Diese Tabelle enthält eine Übersicht über die untersuchten Einzellastfälle einschließlich einer Bewertung der dabei ermittelten rechnerischen Spannungen in Bezug auf eine mögliche Rissbildung in der Betonfahrbahn. In dieser Darstellung ist zwischen kritischen und unkritischen Lastfällen bzw. deren Kombinationen zu unterscheiden.

Tabelle 8.1: Übersicht über kritische bzw. unkritische Lastfälle und Lastfallkombinationen

Lastfall	ohne Zwang		mit Zwang	
	mit Verbund	ohne Verbund	mit Verbund	ohne Verbund
F	+	+	+	+
TS	+	+	-	-
V	-	-	-	-
AKR	+	-	-	-
F + TS	+	++	-	-
F + TS + V	+	++	-	-
F + TS + V + AKR	++	-	-	-

Lastfall F: Feuchte: Schwinden des Betons infolge einer Austrocknung an der Plattenoberseite (siehe Kapitel 7.3)
 Lastfall TS: Temperaturschock (siehe Kapitel 7.2)
 Lastfall V: Verkehrslast bzw. Radlast (siehe Kapitel 7.4)
 Lastfall AKR: Alkali-Kieselsäure-Reaktion (siehe Kapitel 7.5)
 + Hohe Zugspannungen: kritischer Beanspruchungszustand im Hinblick auf eine Rissbildung
 ++ Sehr hohe Zugspannungen: besonders kritischer Beanspruchungszustand
 - Unkritischer Beanspruchungszustand: Rissbildung unwahrscheinlich
 Graue Unterlegung: Lastfallkombinationen, die in den Abschnitten 8.2 und 8.3 vorgestellt werden

Grundlage dieser Bewertung bilden die Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen, die in Kapitel 7 vorgestellt worden sind. Als kritisch wurden solche Lastfälle bezeichnet, in denen sich rechnerische Zugspannungen in der Betonfahrbahn einstellen, deren Beträge die angenommene Zugfestigkeit des Betons zumindest annähernd erreichen oder überschreiten. In realen Betonfahrbahnen wäre in solchen Fällen von einer Rissbildung auszugehen. In Lastfällen, die als unkritisch bewertet wurden, ist dementsprechend eine Rissbildung unwahrscheinlich. Bei überlagerten Beanspruchungen wird als Bewertungskriterium in Bezug auf die Gefahr der Rissbildung die Höhe der Zugspannungen herangezogen, die sich aus der Summe der Spannungskomponenten der Einzellastfälle ergibt. Die Identifikation kritischer bzw. unkritischer Lastfallkombinationen erfolgt daher unter der Fragestellung, welche Lastfallüberlagerungen in der Summe zu kritischen, d. h. zu vergleichsweise hohen Zugspannungswerten führen.

Im Rahmen der Vorauswahl bzw. der Auswertungen der Spannungsverteilungen der Einzellastfälle hat sich gezeigt, dass sich die im Hinblick auf die Rissbildung besonders kritischen Zugspannungen vorzugsweise an der Oberfläche der Betonfahrbahndecke einstellen. Diese Feststellung gilt im Besonderen für die Lastfälle Schwinden als Folge einer Austrocknung der Fahrbahnoberfläche und für die plötzliche Abkühlung der obersten Fahrbahnbereiche während eines Temperaturschocks. Zudem kann es unter Zugrundelegung der Randbedingungskombination "ohne Zwang" und "mit Verbund" gerade auch im Falle der AKR zu einer Oberflächenrissbildung kommen. Da eine Überlagerung dieser 3 Teillastfälle in einer realen Betonfahrbahn zu einem erheblichen Anstieg der Rissgefahr an der Fahrbahnoberfläche führen würde, spielen diese Teillastfälle bei der Spannungsüberlagerung grundsätzlich eine besondere Rolle.

Die Prüfung von Lastfallkombinationen aus Temperaturschock, Schwinden und ggf. AKR hinsichtlich Plausibilität und Realitätsnähe ergab keine Widersprüche bzw. Beanstandungen, da es in der Realität grundsätzlich denkbar ist, dass eine Betonfahrbahnplatte beispielsweise im Rahmen von 5 Jahren und der jahreszeitlichen Klimaschwankungen austrocknet, im 5. Sommerhalbjahr (5. Trockenperiode, vgl. dazu Abschnitt 6.1) während eines Sommergewitters mit Hagelablagerungen auf der Fahrbahnoberfläche eine schlagartige Abkühlung erfährt. Da der Einfluss der eindringenden Feuchtigkeit auf die Spannungen in der Betonfahrbahndecke während der vergleichsweise kurzen Einwirkungszeit des Temperaturschocks von 30 Minuten als ausgesprochen gering einzustufen ist, kann hierbei auf die Simulation einer Wasserschichtbildung (Gewitter) verzichtet werden. Auch eine optionale zusätzliche Überlagerung der Spannungen infolge einer AKR sowie der Radlasten widerspricht nicht den o. g. Grundsätzen.

In dem nachfolgenden Abschnitt 8.2 werden daher diejenigen Lastfallkombinationen vorgestellt, in denen besonders kritische Beanspruchungen auftreten. Dabei handelt es sich um die Lastfallkombinationen, die in der Tabelle 8.1 mit einem "plus" gekennzeichnet und grau unterlegt sind. Abschließend stellt der Abschnitt 8.3 in exemplarischer Form zusätzlich eine unkritische Lastfallkombination vor, in der zwar auch hohe Spannungen überlagert werden, jedoch ist im Ergebnis dieser Spannungsüberlagerung eine Rissbildung weitgehend ausgeschlossen.

8.2 Kritische Lastfallkombinationen

Lastfall Feuchte und Temperaturschock (F+TS)

Die numerischen Untersuchungen ergaben, dass sich eine Rissbildung in den Betonfahrbahndecken schon allein als Folge der Austrocknung des Betons an der Fahrbahnoberfläche einstellen kann. Demzufolge muss eine Kombination dieser Trocknungsbeanspruchung mit der Beanspruchung eines Temperaturschocks an der Fahrbahnoberfläche zwangsläufig zu einer erheblichen Erhöhung der Rissgefahr führen. Abbildung 8.1 zeigt

die maßgebenden Spannungsanteile aus den Teillastfällen dieser Beanspruchungskombination sowie deren Überlagerung in der Mitte einer Fahrbahnplatte im Betonalter von 5 Jahren für die Randbedingung "ohne Verbund" und "ohne Zwang". Die dargestellten Spannungsverteilungen beziehen sich auf den Zeitpunkt 16:30 Uhr, d. h. 30 Minuten nach dem Einsetzen des Temperaturschocks (siehe dazu auch Kapitel 7.2 und 7.3). Den Berechnungen der Teilbeanspruchungen lagen daher folgende Randbedingungen zugrunde:

Temperaturschock	Abschnitt 7.2.5.1	Tabelle 7.2.4, jedoch mit $E = 30000 \text{ N/mm}^2$
Feuchte	Abschnitt 7.3.5	Tabelle 7.3.5

Die Beanspruchungen an der Fahrbahnoberfläche durch Schwinden des Betons liegen, wie oben bereits erwähnt, nahe an der Zugfestigkeit eines Straßenbetons B 35 von $4,20 \text{ N/mm}^2$ (siehe dazu auch Abschnitt 5.3.4).

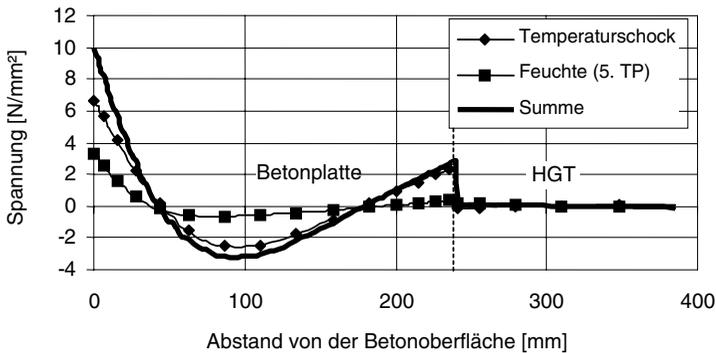


Abbildung 8.1: Rechnerische Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur (30 min nach dem Einsetzen des Schocks) und Feuchte (Sommer) sowie deren Überlagerung für die Randbedingungen "ohne Verbund" und "ohne Zwang", ermittelt im Betonalter von 5 Jahren (Rissbildung unterdrückt)

Wie in Abbildung 8.1 erkennbar ist, zeigt die Spannungsverteilung in der Summe aus den Spannungsanteilen des Temperaturschocks und des Schwindens unmittelbar nach Einsetzen des Klimaschocks erhebliche Zugbeanspruchungen an der Fahrbahnoberfläche, so dass im oberen Bereich der Betonplatte mit einer Rissbildung zu rechnen ist.

Lastfall Feuchte, Temperaturschock, Verkehrslast und AKR (F+TS+V+AKR)

Als kritische Lastfallkombination hat sich im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen der Fall herausgestellt, in dem es an einer infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion aufgewölbten Fahrbahnplatte zu einer schlagartigen Abkühlung an der Fahrbahnoberfläche (Temperaturschock) kommt. Die infolge AKR entstehenden Oberflächen-

zugspannungen nehmen durch eine zusätzliche Beanspruchung durch eine plötzliche Abkühlung an der Fahrbahnoberfläche zu.

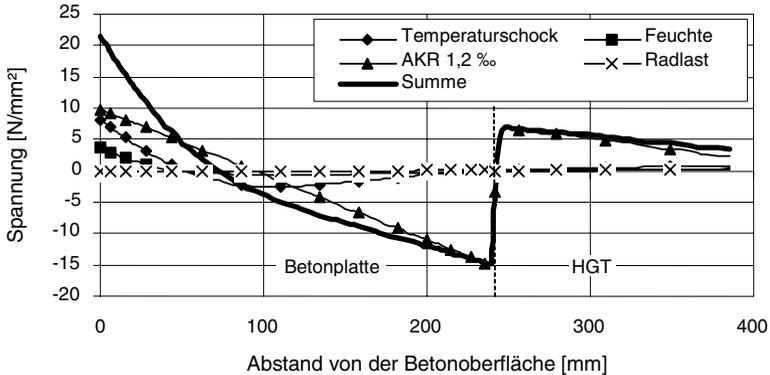


Abbildung 8.2: Rechnerische Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur (30 min nach Einsetzen des Temperaturschocks), Feuchte (Sommer), AKR (Dehnung 1,2 ‰) und Radlasten sowie deren Überlagerung für die Randbedingungen "mit Verbund" und "kein Zwang", ermittelt im Betonalter von 5 Jahren (Rissbildung unterdrückt)

In Abbildung 8.2 sind die maßgebenden Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur, Feuchte, AKR und statische Radlasten sowie deren Überlagerung (Summe) für die Randbedingungen "mit Verbund" und "ohne Zwang" graphisch dargestellt. Den Berechnungen der Teilbeanspruchungen lagen folgende Randbedingungen zugrunde:

Temperaturschock	Abschnitt 7.2.4	Tabelle 7.2.4, jedoch mit $E = 30000 \text{ N/mm}^2$
Feuchte	Abschnitt 7.3.4	Tabelle 7.3.5
Radlasten	Abschnitt 7.4.2	Tabelle 7.4.1
AKR	Abschnitt 7.5.4.2	-

Aus dieser Darstellung geht hervor, dass in den oberen 60 mm der Betonplatte und den oberen 120 mm der HGT bei linear-elastischer Betrachtung eine angenommene Betonzugfestigkeit von $4,2 \text{ N/mm}^2$ z. T. weit überschritten wird. Es ist daher sowohl an der Plattenoberseite als auch in der HGT mit Rissbildung zu rechnen.

Lastfall Feuchte, Temperaturschock und Verkehrslast (F+TS+V)

Die Überlagerung der unter Annahme des Hooke'schen Gesetzes und ohne Berücksichtigung der Zugfestigkeit berechneten Spannungen, wie sie in den vorangegangenen Bei-

spielen angestellt wurde, erlaubt zwar eine Abschätzung der Rissgefahr, weil, wie schon in früheren Kapiteln erläutert, davon ausgegangen werden kann, dass diese umso größer ist, je größer der Betrag, um den eine rechnerische Zugspannung den angenommenen Wert der Betonzugfestigkeit überschreitet, ist. Sie erlaubt jedoch keine Aussage über die Risstiefe, siehe hierzu Abschnitt 7.2.6. Dies ist jedoch möglich, wenn die Ergebnisse der Rissuntersuchungen in den vorangegangenen Kapiteln überlagert werden. Dies wird im folgenden Beispiel gezeigt, das für den in Kapitel 8.1 unterlegten Fall einer Fahrbahndecke gilt, die ohne Zwang und ohne Verbund mit den Lastfällen Feuchte (Schwinden), Temperaturschock und dynamische Verkehrslast ($f_{\text{dyn}}=1,5$, Lastfall 2, Abbildung 7.4.3, Abschnitt 7.4.1) beansprucht wird. Den Berechnungen der Teilbeanspruchungen lagen folgende Randbedingungen zugrunde:

Temperaturschock	Abschnitt 7.2.7.1	Tabelle 7.2.4
Feuchte	Abschnitt 7.3.5	Tabelle 7.3.5, jedoch ohne Zwang
Radlasten	Abschnitt 7.4.3.1	Tabelle 7.4.1

Wird also numerischen Simulationsberechnungen ein Stoffgesetz gemäß Abschnitt 5.3.2 zugrunde gelegt, das die Prozesse der Rissbildung in befriedigender Näherung wiedergibt, so erhält man rechnerisch als Folge der Austrocknung an der Fahrbahnoberfläche zunächst Schwindrisse, die bis in eine Tiefe von ca. 2 cm reichen. Ein in diesem Verformungszustand einsetzende Temperaturschock führt zu einer zusätzlichen Rissbildung an der Oberfläche, und die gerissene Oberflächenebene der Betonfahrbahndecke vergrößert sich dabei bis in eine Tiefe von ca. 6 cm. Diese Rissausbildungsvorgänge sind in der Abbildung 8.3 graphisch dargestellt. Im Gegensatz zu dem oben genannten Zugfestigkeitskennwert wurde hierbei von einer angenommenen Biegezugfestigkeit von $5,5 \text{ N/mm}^2$ ausgegangen. Eine Lasterhöhung durch Kerbwirkungen infolge Rissbildung wurde nicht berücksichtigt.

Im Zuge der untersuchten Abkühlphase während des Temperaturschocks von 30 Minuten Dauer schüsselt sich die ursprünglich aufgewölbte Fahrbahnplatte zunehmend auf. Eine in diesem Verformungszustand angreifende Verkehrslast (Abbildung 7.4.3, Lastfall 2, Abschnitt 7.4.1) verursacht Biegespannungen in der Betonfahrbahndecke, da die Betonplatte nicht auf der HGT aufliegt. Diese Biegespannungen gehen mit einem weiteren Anstieg der Biegezugspannungen an der Oberseite der Betonplatte einher, und die bereits gerissene Oberflächenebene – in einem Abstand von ca. 1 m vom Plattenrand entfernt – weitet sich dadurch bis in eine Tiefe von ca. 100 mm aus (siehe Abbildung 8.3). Bei der Annahme eines dynamischen Lasterhöhungsfaktors f_{dyn} von 2,0 wurde eine Risstiefe von ca. 120 mm festgestellt.

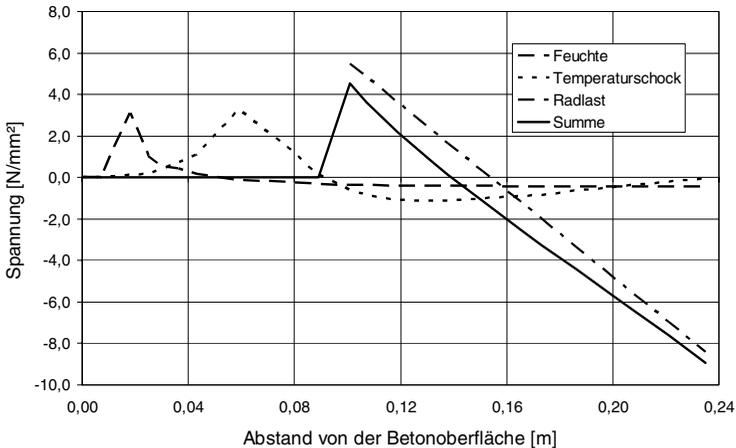


Abbildung 8.3: Rechnerische Risstiefen und Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur (30 min nach Einsetzen des Temperaturschocks), Feuchte (Sommer) sowie deren Überlagerung für die Randbedingungen "ohne Verbund" und "ohne Zwang"

In Tabelle 7.4.5, Abschnitt 7.4.3.3 wurde für $f_{\text{dyn}}=2,0$ eine Biegezugspannung von ca. 6,3 N/mm² an der Plattenunterseite (Lastfall 2, Aufwölbung) festgestellt. Diese überschreitet die angenommene Biegezugfestigkeit des Betons von 5,5 N/mm² und verursacht dadurch eine Rissbildung mit einer Risstiefe von ca. 20 mm an der Plattenunterseite sowie in einem Abstand von ca. 2 m vom Plattenrand entfernt, siehe hierzu Abbildung 7.4.2.

Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass die Betonplatte unter den getroffenen Annahmen nicht durchreißt. Rissbildung an der Plattenoberseite aber auch an der Plattenunterseite treten bei den o.g. Randbedingungen auf.

8.3 Unkritische Lastfallkombinationen

Als weitgehend unkritisch in Bezug auf die Rissbildung in der Fahrbahndecke ist die in der Abbildung 8.2 dargestellte Lastfallkombination zu bewerten, wenn die Verformungen der seitlichen Plattenränder durch den Einfluss der Nachbarplatten unterdrückt wurden und dadurch eine Zwangswirkung auf die Fahrbahnplatte ausgeübt wird. Den Berechnungen der Teilbeanspruchungen lagen folgende Randbedingungen zugrunde:

Temperaturschock	Abschnitt 7.2.5	Tabelle 7.2.4, jedoch mit $E = 30000 \text{ N/mm}^2$
Feuchte	Abschnitt 7.3.5	Tabelle 7.3.5
Radlasten	Abschnitt 7.4.3	Tabelle 7.4.1
AKR	Abschnitt 7.5.4.1	-

Die Abbildung 8.4 zeigt die maßgebenden Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur, Feuchte, AKR und Radlasten sowie deren Überlagerung in der Mitte einer Fahrbahnplatte im Betonalter von 5 Jahren für die Randbedingung mit Verbund und mit Zwang.

Bei dieser Last- und Randbedingungskombination kann es zu keiner Rissbildung kommen, da - wie oben erwähnt - die hohen Zugspannungen an der Plattenoberfläche infolge Temperaturschock bzw. Austrocknung überdrückt werden. Die resultierenden Druckspannungen im Beton erreichen allerdings Werte von über 40 N/mm^2 und können zu einem Druckversagen – im Fugenbereich in Form von Kantenausbrüchen – eines Straßenbetons der Festigkeitsklasse C30/37 führen.

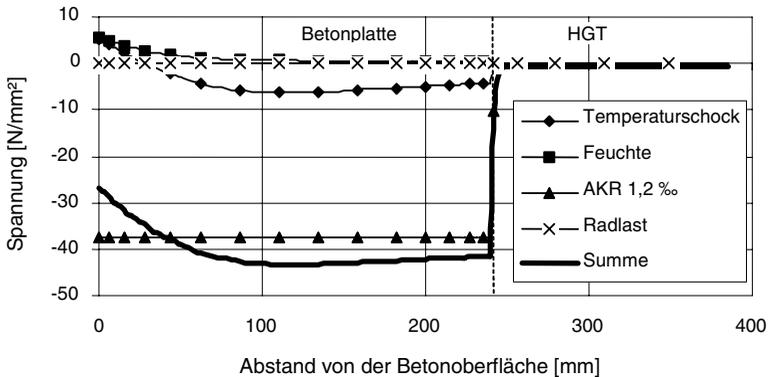


Abbildung 8.4: Rechnerische Spannungsanteile der einzelnen Beanspruchungen aus Temperatur (30 min nach Einsetzen des Temperaturschocks), Feuchte (Sommer), AKR (Dehnung $1,2 \text{ ‰}$) und Radlasten sowie deren Überlagerung für die Randbedingungen "mit Verbund" und "mit Zwang", ermittelt im Betonalter von 5 Jahren (Rissbildung unterdrückt)

In diesen Betrachtungen blieb außer Acht, dass die AKR mit einer inneren Gefügezerstörung des Betons einhergeht, die vor allem seine Zugfestigkeit herabsetzt. Da diese Festigkeitsminderung in den Bewertungen des Rissrisikos nicht berücksichtigt wurde, fallen die für den Lastfall AKR unter der Randbedingung Verbund zwischen Betonplatte und HGT ermittelten Ergebnisse noch zu günstig aus.

8.4 Einfluss mehraxialer Spannungszustände

Der Beurteilung der Risswahrscheinlichkeit bzw. der Entstehung von Rissen in Betonfahrbahnen unter den genannten Bedingungen wird stets eine eindimensionale Orientierung der maßgebenden Spannungen zugrunde gelegt. Tatsächlich werden in Fahrbahnplatten bei thermischen, hygri-schen oder chemischen Dehnungen infolge Verbund und möglichem Zwang jedoch biaxiale Spannungszustände erzeugt.

Bei einer differenzierteren Betrachtung dieser Einflussparameter ist es realistisch davon auszugehen, dass ein Verbund gleichermaßen in Plattenlängsachse (Fahrtrichtung) als auch senkrecht dazu wirkt, während eine Verformungsbehinderung (Zwang) vor allem in Fahrtrichtung angesetzt werden kann. Damit überlagern sich aber an der Oberfläche der Fahrbahnplatte hohe Zugspannungen in Querrichtung (siehe Abbildungen 8.1 und 8.3) mit nennenswerten Druckspannungen in Längsrichtung (vgl. Abbildung 8.4). Dann wird eine Rissbildung infolge dieses kritischen Beanspruchungszustandes nicht zuletzt durch die hinlänglich bekannte Tatsache begünstigt, dass insbesondere bei festen Betonen (wie einem Straßenbeton) der Wert der biaxialen Zug-Druck-Festigkeit deutlich unter der einaxialen Zugfestigkeit liegen kann.

Da die AKR sowohl hohe Zugspannungen in Fahrbahnquerrichtung als auch beträchtliche Druckspannungen senkrecht hierzu auslöst, liefert sie neben den anderen Ursachen für hohe oberflächennahe Zugspannungen infolge der biaxialen Spannungswirkung zusätzlich einen Beitrag zur Bildung von Längsrissen.

Ähnliche Wirkungsmechanismen sind auch dann gegeben, wenn im Sommer infolge der Wärmedehnung des Betons Längsdruckspannungen in der Fahrbahn auftreten (Fugen geschlossen). Zusätzlich vorhandene bzw. auftretende Querzugspannungen (Schwinden des Betons, Temperaturschock) in der Oberflächenrandzone bewirken dann ein hohes Risiko für die Ausbildung von Längsrissen.

8.5 Zusammenfassung und Bewertung

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass je nach Lagerung der Betonplatte und je nach Randbedingung mit bzw. ohne Verbund zwischen Betonplatte und HGT unterschiedliche Lastfallkombinationen das Verformungs- und Spannungsverhalten der Fahrbahnplatten bestimmen.

Kritische Spannungszustände können bei einer freien Lagerung der Fahrbahnplatte auftreten. Im Falle einer Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT sind die Lastfälle Temperaturschock und AKR maßgebend, siehe Abbildung 8.3. Die Lastfälle Temperatur-

schock und Austrocknung an der Betonoberfläche sind dagegen für den Fall ohne Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT von Bedeutung, siehe Abbildung 8.1.

Unabhängig von der Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT bestimmen die Lastfälle Erwärmung und AKR das Spannungsverhalten einer gezwängten Betonplatte, siehe Abbildung 8.4.

Bei der Beurteilung der Risswahrscheinlichkeit bzw. der Entstehung von Rissen in Betonfahrbahnen unter den o. g. Bedingungen lag stets eine eindimensionale Betrachtung der maßgebenden Spannungen zugrunde. Tatsächlich werden in Fahrbahnplatten bei thermischen, hygrischen und chemischen Dehnungen infolge Verbund und möglichem Zwang jedoch biaxiale Spannungszustände erzeugt. Bei einer Differenzierung dieser Einflussparameter ist es sicherlich realistisch davon auszugehen, dass ein Verbund gleichermaßen in Plattenlängsachse (Fahrtrichtung) als auch senkrecht dazu wirkt, während eine Verformungsbehinderung (Zwang) vor allem in Fahrtrichtung angesetzt werden kann. Damit überlagern sich aber an der Oberfläche der Fahrbahnplatte hohe Zugspannungen in Querrichtung (siehe Abbildung 8.3) mit nennenswerten Druckspannungen in Längsrichtung (siehe Abbildung 8.4).

Eine Rissbildung infolge dieses kritischen Beanspruchungszustandes wird auch dadurch begünstigt, weil insbesondere bei Betonen wie einem Straßenbeton der Wert der biaxialen Zug-Druck-Festigkeit deutlich unter der einaxialen Zugfestigkeit liegen kann. Da die AKR sowohl hohe Zugspannungen als auch beträchtliche Druckspannungen senkrecht hierzu auslöst, liefert sie neben den anderen Ursachen für hohe oberflächennahe Zugspannungen einen Beitrag zur Rissbildung.

Da die AKR-Verformung neben hohen Zugspannungen auch erhebliche Druckspannungen senkrecht zu den Zugspannungen auslösen kann und damit einen biaxialen Zug-Druck-Spannungszustand hervorruft, kann unter Bewertung der gewonnenen Berechnungsergebnisse festgestellt werden, dass sie bei der Überlagerung von Beanspruchungen aus verschiedenen Lastfällen zusätzlich zur Rissentstehung (Längsrisse) an der Oberfläche von Betonfahrbahnen beiträgt.

Die Überlagerung der Beanspruchungen aus Temperatur, Feuchte, AKR und Radlasten bewirkt unter der Randbedingung mit Verbund und ohne Zwang kritische Spannungszustände in der Fahrbahnplatte. Die Berechnungsergebnisse zeigen, dass in den oberen 60 mm der Betonplatte und den oberen 120 mm der HGT eine angenommene Betonzugfestigkeit von $4,2 \text{ N/mm}^2$ überschritten wird, so dass mit Rissbildung in der Betonplatte und in der HGT zu rechnen ist.

Des Weiteren zeigen die Berechnungsergebnisse, dass sich die durch einen Temperaturschock hervorgerufenen Oberflächenrisse vor allem im mittleren Bereich der Betonplatte vergrößern, sobald die Betonplatte 30 Minuten nach einem Temperaturschock mit Ver-

kehrslasten beansprucht wird. Dabei wurden Risstiefen von ca. 100 bis 120 mm an der Plattenoberseite und ca. 20 mm an der Plattenunterseite und Rissbreiten von 0,05 mm festgestellt.

Aus der Überlagerung der Teilbeanspruchungen konnten die kritischen Beanspruchungskombinationen identifiziert werden. Ein Vergleich zwischen rechnerisch ermittelten Rissbildern mit den in der Praxis an Fahrbahndecken aus Beton tatsächlich beobachteten Rissbildern lässt keine eindeutige und absolute Erklärung für die Entstehung solcher Risschäden zu. Ein Risschaden, wie in Foto 2.1 dargestellt, kann infolge Austrocknung (vgl. Abbildung 7.3.19), infolge Temperaturschock (vgl. Abbildung 7.2.27) oder infolge Austrocknung sowie anschließendem Temperaturschock, aber auch infolge AKR unter den o.g. Randbedingungen (vgl. Abbildung 7.5.2), wenn ein Mindestwert der AKR-Dehnung von 0,5 ‰ in den geschädigten Betonplatten in Frage kommt (siehe hierzu Abschnitt 7.5.5), auftreten.

Ein Risschaden, wie in Foto 2.3 dargestellt, kann infolge Austrocknung (vgl. Abbildung 7.3.19), infolge Temperaturschock (vgl. Abbildung 7.2.27) oder infolge Austrocknung sowie anschließendem Temperaturschock allerdings nicht ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten entstanden sein. Ein rechnerisches Rissbild, in dem ein durchgehender Riss wie in Foto 2.3 zu sehen ist, konnte nicht ermittelt werden. Abbildung 8.3 zeigt allerdings die Spannungen und deren Überlagerung als Folge der Belastungen (Abbildung 7.4.3, Lastfall 2), die in einem Abstand von ca. 1 m vom Plattenrand (siehe hierzu Abbildung 7.2.34) als Schadensursache in Frage kommen, siehe hierzu Abschnitt 8.2.

9 Zusammenfassung und Folgerungen

In einigen Fahrbahndecken aus Beton sind in den letzten Jahren zum Teil erhebliche Schäden aufgetreten. Oftmals zeigten die Betonoberflächen der betroffenen Fahrbahnen schon nach kurzer Standzeit ausgeprägte Rissbildungen, die die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit dieser Betonstraßen stark herabsetzten. Vor allem wurden häufig breite Oberflächenrisse, durchgehende Quer- und Längsrisse sowie Kantenabbrüche beobachtet. Demgegenüber erwiesen sich andere Fahrbahndecken aus Beton als sehr dauerhaft und blieben jahrzehntelang schadensfrei.

Die Klärung der Ursachen dieser spezifischen Fahrbahnschäden war Gegenstand mehrerer Forschungsprojekte. In Bezug auf die Interpretation der Ergebnisse dieser Untersuchungen sowie auf die daraus abzuleitenden Konsequenzen zur Vermeidung derartiger Schäden in zukünftigen Straßenbauvorhaben herrschte vor allem anfangs in der Fachwelt große Uneinigkeit. In diesem Zusammenhang wurde besonders darauf hingewiesen, dass die in der Praxis übliche Bauweise von Fahrbahnen aus Beton bis dahin keiner umfassenden Analyse der tatsächlich zu erwartenden Beanspruchungen bzw. Spannungen in einer Betonfahrbahn unterzogen worden ist. Kenntnislücken zeigten sich dabei schwerpunktmäßig im Hinblick auf das Trag- bzw. Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen unter kombinierten Beanspruchungen aus Temperatur- und Feuchteeffekten, Verkehrslasten sowie außergewöhnlichen Beanspruchungen wie infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

Die vorliegende Arbeit hatte zum Ziel, anhand der Ergebnisse numerischer Untersuchungen zur Klärung der Rissbildungsprozesse in Betonfahrbahnen unter komplexen Beanspruchungen beizutragen. Den Kern der Arbeit bildeten die quantitative Erfassung und die Beurteilung der Einflüsse aus äußeren Einwirkungen, Materialeigenschaften und Konstruktionsmerkmalen auf eine mögliche Rissbildung in Fahrbahnplatten.

Im Rahmen der numerischen Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton konnte die Schädigungswirkung aus den Lastfällen Temperatur, Feuchte, Verkehr und Alkali-Kieselsäure-Reaktion quantitativ erfasst und bewertet werden. Im Weiteren ist es gelungen, den Einfluss konstruktiver Eigenschaften und Merkmale einer Betonfahrbahndecke sowie der Materialeigenschaften der verwendeten Betone in Bezug auf die Gefahr der Rissbildung in einer Betonfahrbahndecke zu beurteilen. Die vorgelegte Arbeit enthält eine umfassende Dokumentation und eine entsprechende Bewertung der erhaltenen Ergebnisse, die nachfolgend kurz zusammengefasst werden.

Die numerischen Analysen wurden an einem ausreichend diskretisierten Modell einer Betonfahrbahn unter Verwendung der FE-Programme ADINA und ADINA-T durchgeführt. Die Berechnungen der Temperatur- und Feuchteverteilungen in der Betondecke erfolgten

unter Zugrundelegung der maßgeblichen Differentialgleichungen bei Anwendung des Konzeptes des Feuchtepotentials nach Kießl. Zur Ermittlung der Feuchtedehnungen wurde die hierfür erforderliche hygri-sche Dehnfunktion aus Vergleichsberechnungen unter Heranziehung des Schwindvorhersagemodells im CEB Model Code 1990 hergeleitet.

Für die so genannte Parameterstudien, deren Ziel es war, den Einfluss bestimmter Parameter auf die Größe der in der Betondecke auftretenden Spannungen und der damit verbundenen Gefahr des Auftretens von Rissen abzuschätzen, wurde von der Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes bei Vernachlässigung der Betonzugfestigkeit als obere Grenze der aufnehmbaren Zugspannungen ausgegangen. Im Rahmen der Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton wurde dagegen das Spannungs-Dehnungsverhalten des Betons unter Zugbeanspruchung als bilineares Verhalten, basierend auf dem so genannten "Crack Band Model", abgebildet. Ein derartiges Stoffgesetz auf Elementebene gibt das Verhalten realer Betone im Falle einer Rissbildung in ausreichend guter Näherung wieder. Daher eignet sich ein entsprechendes Materialgesetz zur Simulation von Rissbildungsvorgängen auch in Betonfahrbahndecken. Zudem fanden die rheologischen Eigenschaften des Betons nach der Methode des wirksamen E-Moduls (age adjusted modulus method) Eingang in die Berechnungen. Da die an realen Betonfahrbahndecken festgestellten Riss-schäden nach kurzer Standzeit auftraten, konnte ein reduzierter Betonwiderstand durch Ermüdungsbeanspruchung als mögliche primäre Schadensursache weitgehend ausgeschlossen werden. Daher wurde der Einfluss der Ermüdung vernachlässigt bzw. nicht abgebildet.

Lastfall Temperatur

Durch einen scharfen Temperaturschock werden anders als durch tageszeitliche Temperaturschwankungen kritische Zugspannungen im Oberflächenbereich der Betonfahrbahn hervorgerufen, die zu Rissen mit einer Breite von ca. 0,04 mm und einer Tiefe bis zu 60 mm führen können. Die Wärmedehnzahl des Betons gehört zusammen mit dessen E-Modul zu den Materialkennwerten mit dem größten Einfluss auf die rechnerischen Spannungen in der Betondecke, die durch eine solche Beanspruchung hervorgerufen werden können. Hingegen sind die Wärmedehnzahl der HGT und der Bettungsmodul des Unterbaus ohne nennenswerten Einfluss auf die Größe der rechnerischen Spannungen.

Als wichtigste Erkenntnis geht aus den Ergebnissen der numerischen Analysen zum Lastfall Temperatur hervor, dass es sich beim Nullspannungstemperaturverlauf um den einzigen Parameter handelt, der eine zuverlässige Abminderung der rechnerischen Spannungen auf unkritische Werte an der Fahrbahnoberfläche gestattet. Dies ist bei einem negativen Nullspannungstemperaturverlauf in der Oberflächenzone der Fall. Die beschriebenen Ergebnisse unterstreichen daher die besondere Bedeutung von Nachbehandlungsmaßnahmen als einzige auch unter baupraktischen Bedingungen wirksame Einflussmöglichkeit in Bezug auf einen günstigen Verlauf der Nullspannungstemperatur in Betonfahrbahndecken.

Lastfall Feuchte

Aus den numerischen Untersuchungen geht hervor, dass bei Verwendung üblicher Betone zumindest theoretisch bei einer Austrocknung der Betonfahrbahn nach Ende der Nachbehandlung wegen der damit verbundenen Schwindverformung stets mit einer Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche zu rechnen ist. Die Intensität dieser Rissbildung wird dabei in nur begrenztem Umfang durch konstruktive Parameter wie Zwangs- und Verbundwirkung beeinflusst.

Der Einsatz eines vergleichsweise dichten Betons mit einer geringen Feuchteleitung ist mit einer deutlichen Verbesserung der Rissneigung an der Oberfläche einer Betonfahrbahn verbunden. Ein ähnlich positiver Einfluss auf die Rissbildung in einer Betonfahrbahn ergibt sich aus dem Einsatz eines Fahrbahndeckenbetons mit reduzierter Schwindneigung. Jedoch ist trotz der vorgestellten theoretischen Optimierungsmöglichkeiten zur Abmilderung der Rissneigung im Lastfall Feuchte nicht davon auszugehen, dass sich die rechnerisch festgestellte Rissbildung an einer Fahrbahnoberfläche durch entsprechendes Einstellen der relevanten Einflussparameter unter baupraktischen Bedingungen vollständig unterbinden lässt. Feine Schwindrisse vermindern allerdings weder die Dauerhaftigkeit noch die Gebrauchstauglichkeit einer Betonfahrbahn.

Die Wasseraufnahme an der Unterseite der Fahrbahndecke, die im Rahmen der numerischen Simulation als Folge einer ungenügenden Fahrbahntwässerung angenommen wurde, führt in erster Linie zu Druckspannungen an der Unterseite der Betonfahrbahndecke infolge der Quellverformungen des Betons, die jedoch im Hinblick auf eine mögliche Schädigung unkritisch sind. Die Höhe der rechnerischen Spannungen an der Fahrbahnoberfläche bleibt von der Wasseraufnahme an der Unterseite der Betonfahrbahndecke weitgehend unbeeinflusst. Natürlich aber bewirkt die unterseitige Wasseraufnahme eine deutliche Zunahme der Aufschüsselung der Fahrbahnplatte bei fehlendem Verbund mit der HGT.

Horizontale Risse wurden im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen im Falle einer Austrocknung an der Betonoberseite in Kombination mit den Randbedingungen ohne Zwang und mit Verbund festgestellt. Die rechnerisch ermittelten Risse haben eine Länge von etwa 100 mm. Sie laufen von den seitlichen Plattenrändern, beginnend etwa in Höhe der Kontaktzone zwischen der Betonfahrbahndecke und der HGT, ins Fahrbahnnere. Es ist durchaus möglich, dass diese Risse in realen Betonfahrbahndecken unter ungünstigen Umständen (mangelhafte Bauausführung) oder auch unter dynamischen Beanspruchungen (Radlasten) in ihrer Ausdehnung noch erheblich zunehmen und dadurch zu einer Schwächung bzw. Aufhebung einer vorhandenen Verbundwirkung zwischen der Betondeckung und der HGT führen.

Lastfall Verkehr

Die Höhe der auftretenden Beanspruchungen im Lastfall Verkehr ist in sehr ausgeprägtem Maße abhängig vom Verformungszustand der Fahrbahnplatte zum Zeitpunkt des Radangriffs. Unter den getroffenen Last- und Verformungsannahmen sind die rechnerischen Zugspannungen am größten – sie treten an der Plattenunterseite auf – bei einer Kombination aus aufgewölbter Platte, ohne Verbundwirkung zwischen Betondecke und HGT und gleichzeitigem Radlastangriff. Zugspannungen an der Oberseite bei aufgeschüsselten Platten sind bei üblicher Beanspruchungskonfiguration geringer als die Spannungen in einer gewölbten Fahrbahn. Insgesamt hat sich gezeigt, dass eine Rissbildung auch unter Berücksichtigung ungünstiger Verformungszustände allein infolge von statischen Radlasten nicht zu erwarten ist. Untersuchungen zum Einfluss dynamischer Radlasten auf das Spannungs- und Verformungsverhalten zeigen eine deutliche Erhöhung der Beanspruchungen in der Betonfahrbahndecke. Unter Berücksichtigung der dynamischen Verkehrslasten durch Lasterhöhungsfaktoren und unter den getroffenen Annahmen und Randbedingungen ist mit einer Rissbildung zu rechnen.

Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

In einigen Fällen wurde zur Herstellung von Betonfahrbahndecken Betonzuschlag eingesetzt, der reaktionsfähige Kieselsäure enthielt. Diese reagierte mit den Alkalien im Zement und führte zu einer deutlichen Volumenzunahme und unter bestimmten Randbedingungen zu Schädigung des Betons. Solange die Betondecke sich ungehindert ausdehnen kann, also für den Fall, dass kein Verbund mit der HGT besteht und dass ihre Ränder nicht gezwängt sind, entstehen durch AKR keine Beanspruchungen in der Fahrbahnplatte. Wird die Dehnung der Betondecke aber durch Zwang vollständig behindert, so entwickeln sich in der Betondecke Druckspannungen, deren Höhe vor allem vom Fortschritt der Alkali-Kieselsäure-Reaktion abhängt und die durch das Betonkriechen nur teilweise abgebaut werden. Diese Druckspannungen liegen allerdings deutlich unterhalb der Festigkeit der Betondecke. Die in der HGT entstehenden Spannungen sind unabhängig von den Verbundvarianten (mit/ohne Verbund) vernachlässigbar gering.

Eine volle Verbundwirkung zwischen Betonplatte und HGT verursacht in Kombination mit einer zwängungsfreien Lagerung der längs orientierten Plattenränder kritischen Spannungszustände in Bezug auf die Rissbildung an der Fahrbahnoberfläche. Durch die Verbundwirkung mit der HGT wird die Betondecke in ihrer Ausdehnung infolge AKR behindert, was zur Aufwölbung der Betondecke einschließlich HGT führt. Die auftretende Verkrümmung der Fahrbahnplatte verursacht Biegespannungen. Durch die Verbundwirkung zwischen der HGT und der Betondecke in Kombination mit einer AKR entstehen also ohne die Wirkung von Zwangseinflüssen kritische Zugspannungen sowohl an der Fahrbahnoberfläche als auch an der Oberseite der HGT.

Horizontale Risse wurden im Rahmen der durchgeführten numerischen Untersuchungen im Falle einer intensiven AKR ($\epsilon_{AKR,\infty} = 1,2\text{‰}$) in Kombination mit den Randbedingungen ohne Zwang und mit Verbund festgestellt. Diese rechnerisch ermittelten Risse haben eine

Länge von etwa 100 mm. Sie laufen von den seitlichen Plattenrändern, beginnend etwa in Höhe der Kontaktzone zwischen der Betonfahrbahndecke und der HGT, ins Fahrbahnnere. Es ist hier ebenfalls möglich, dass diese Risse unter ungünstigen Umständen (mangelhafte Bauausführung) oder auch unter dynamischen Beanspruchungen (Radlasten) in ihrer Ausdehnung noch erheblich zunehmen und dadurch zu einer Schwächung bzw. Aufhebung einer vorhandenen Verbundwirkung zwischen der Betondeckung und der HGT führen.

Zusätzlich ist zu beachten, dass die AKR mit einer inneren Gefügezerstörung des Betons einhergeht, die vor allem seine Zugfestigkeit herabsetzen kann. Da diese Festigkeitsminderung in den vorangehenden Bewertungen des Rissrisikos außer Acht blieb, fallen die für den Lastfall AKR unter der Randbedingung Verbund zwischen Betonplatte und HGT ermittelten Ergebnisse noch zu günstig aus.

Da die AKR sowohl hohe Zugspannungen in Fahrbahnquerrichtung als auch beträchtliche Druckspannungen senkrecht hierzu auslöst, liefert sie neben den anderen Ursachen für hohe oberflächennahe Zugspannungen infolge eines biaxialen Druck-Zug-Spannungszustandes zusätzlich einen maßgeblichen Beitrag zur Bildung von Längsrissen.

Lastfallkombinationen

Da die numerischen Untersuchungen ergaben, dass Rissbildung in den Betonfahrbahndecken schon allein als Folge der Austrocknung des Betons an der Fahrbahnoberfläche möglich ist, muss demzufolge die Kombination der Beanspruchung durch das Schwinden des Betons mit der Beanspruchung aus einem Temperaturschock an der Fahrbahnoberfläche zwangsläufig zu einer Erhöhung der Rissgefahr führen.

In der durchgeführten Simulation dieser Lastfallkombination bilden sich als Folge der Austrocknung an der Fahrbahnoberfläche zunächst Schwindrisse bis in einer rechnerischen Tiefe von ca. 2 cm aus. Der in diesem Verformungs- und Spannungszustand einsetzende Temperaturschock führt unter ungünstigen Umständen zu einer Verschärfung der Rissbildung an der Oberfläche, und die gerissene Oberflächenebene der Betonfahrbahndecke vergrößert sich dabei rechnerisch bis in eine Tiefe von ca. 6 cm. Im Falle einer zusätzlich dynamisch angreifenden Verkehrslast kann – wiederum ungünstige Bedingungen zugrunde gelegt – sich die gerissene Oberflächenebene hierdurch theoretisch bis in eine Tiefe von ca. 100 bis 120 mm ausweiten. Die Fahrbahnplatte bricht jedoch nicht durch.

Ferner hat sich als kritische Lastfallkombination der Fall herausgestellt, in dem es an einer infolge Alkali-Kieselsäure-Reaktion aufgewölbten Fahrbahnplatte – ggf. bei noch vorhandenen Schwindspannungen – zu einer schlagartigen Abkühlung an der Fahrbahnoberfläche (Temperaturschock) kommt. Dabei ist sowohl an der Plattenoberseite als auch im oberen Teil der HGT mit einer Rissbildung zu rechnen. Dies gilt umso mehr, als die rechnerischen Annahmen die ungünstigen Effekte aus der räumlichen Beanspruchungswirkung und der Entfestigung des Betons infolge AKR vernachlässigen.

Bewertung der in der Praxis vorgefundenen Risschäden

Die durchgeführten numerischen Analysen zeigen, dass es durch die unvermeidbaren witterungsbedingten hygrischen und thermischen Beanspruchungen einer Betonfahrbahn – unabhängig von Verkehrslasten – mit großer Wahrscheinlichkeit zur Ausbildung feiner, oftmals sicherlich nicht sichtbarer Risse in der Oberflächenzone kommt. Durch diese Rissbildung wird allerdings die Dauerhaftigkeit und die Gebrauchstauglichkeit einer Fahrbahn kaum beeinträchtigt.

Wenn jedoch zusätzlich außerplanmäßige Beanspruchungen auftreten, wie dies bei einer einsetzenden AKR der Fall ist, steigt die Wahrscheinlichkeit der Ausbildung breiter Risse erheblich an. Ursprünglich feine Schwind- und Temperaturreisse können durch die AKR aufgeweitet werden, und die Risstiefe wird unweigerlich in den Querschnitt hinein anwachsen.

Die durchgeführten numerischen Analysen haben gezeigt, dass eine AKR mit einem Quellmaß von 1,2 ‰ nach 5 Jahren bei vorliegendem Verbund zwischen Betonfahrbahnplatte und HGT einen Spannungszuwachs in der Oberflächenzone liefert, der die Spannungsanteile aus Temperaturschock und Schwinden deutlich übertrifft. Zudem werden durch einen solchen Quellvorgang in Fahrbahnlängsrichtung Druckspannungen ausgelöst, so dass in der Oberflächenzone ein biaxialer Zug-Druckspannungszustand vorherrscht. Bei einem solchen Spannungszustand wird – vereinfacht ausgedrückt – die aufnehmbare Zugspannung (Zugfestigkeit) deutlich herabgesetzt. Dies begünstigt wiederum die Entstehung von breiten Längsrissen (vgl. Foto 2.1 in Abschnitt 2.3.2.1, und Abbildung 7.5.2 in Abschnitt 7.5.3). Schließlich kommt hinzu, dass die AKR eine innere Gefügezerstörung des Betons bewirkt, die vor allem die Zugfestigkeit abmindert.

Die aus der numerischen Analyse gewonnenen Erkenntnisse und die oben beschriebenen Zusammenhänge sprechen eindeutig für die Einschätzung, dass Risschäden, wie in mehreren Fällen in der Praxis beobachtet (vgl. Foto 2.3 sowie Abschnitt 2.3.2.1 und Abschnitt 2.3.2.2), infolge Austrocknung (vgl. Abbildung 7.3.19), infolge Temperaturschock (vgl. Abbildung 7.2.27) oder infolge Austrocknung und anschließendem Temperaturschock allerdings nicht ohne Berücksichtigung der Verkehrslasten entstehen können. Die Festigkeitsminderung durch die Ermüdungswirkung wurde dabei nicht berücksichtigt, da die betrachteten Risschäden in den Betonplatten, siehe Abschnitt 7.4.2, bereits nach kurzer Standzeit auftraten.

Zur Frage des Verbundes zwischen Betonfahrbahnplatte und HGT

Die Einflüsse des Verbundes zwischen Betonfahrbahnplatte und HGT auf die Spannungen bzw. die Rissbildung in der Betonfahrbahn, die in den vorstehenden Abschnitten bereits erläutert wurden, sind für die einzelnen Teillastfälle noch einmal in der Tabelle 9.1 zusammengefasst.

Wie aus Tabelle 9.1 ersichtlich ist, wirkt sich der Verbund in den Lastfällen Temperatur, Feuchte und Alkali-Kieselsäure-Reaktion entweder nur sehr geringfügig oder aber deutlich nachteilig auf die Rissbildung in der Betonfahrbahn aus. Für den Lastfall Verkehr ist die Verbundwirkung im Hinblick auf die Gefahr einer Rissbildung allerdings eindeutig von Vorteil. Dabei ist jedoch zu beachten, dass im Fall eines fehlenden Verbundes keine Rissbildung zu erwarten ist, weil die durch Verkehrslasten auftretenden Spannungen weit unter der Zugfestigkeit angesiedelt sind. Daraus ergibt sich in der Bilanz, dass die Nachteile einer Verbundwirkung zwischen der Betonfahrbahndecke und der HGT gegenüber den Vorteilen eindeutig überwiegen. Dies bedeutet im Weiteren, dass eine Fahrbahnausführungsvariante ohne Verbundwirkung zwischen Fahrbahndecke und HGT im Hinblick auf ihre Dauerhaftigkeit als deutlich günstiger zu bewerten ist.

Tabelle 9.1: Einfluss des Verbundes auf die Rissbildung in Betonfahrbahnen

Zwang	Verbund	Ergebnisse	Bewertung der Verbundwirkung
Lastfälle Temperatur und Feuchte			
ohne Z.	ohne V.	Spannungen nehmen zu	Der Verbund wirkt sich <u>nachteilig</u> auf die Rissbildung aus.
	mit V.		
mit Z.	ohne V.	z. T. hohe Spannungen (andere Ursachen)	Der Verbund hat <u>geringen Einfluss</u> auf die Höhe der Beanspruchungen.
	mit V.		
Lastfall Verkehr			
ohne Z.	ohne V.	Spannungen nehmen deutlich zu	Der Verbund <u>vermindert</u> die Gefahr einer <u>Rissbildung</u> .
	mit V.		
mit Z.	ohne V.	Spannungen nehmen deutlich zu	
	mit V.		
Lastfall Alkali-Kieselsäure-Reaktion			
ohne Z.	ohne V.	keine Beanspruchungen	Der Verbund wirkt sich <u>nachteilig</u> auf die Rissbildung aus.
	mit V.	hohe Zugspannungen	
mit Z.	ohne V.	hohe Druckspannungen	Der Verbund hat <u>keinen Einfluss</u> auf die Höhe der Beanspruchungen.
	mit V.		

Empfehlungen für den Neubau von Betonstraßen

Unter dem Gesichtspunkt der Vermeidung von Risssschäden in Betonstraßen können vor dem Hintergrund der Ergebnisse der numerischen Analysen zu den Beanspruchungen des Deckenquerschnittes als Folge der Einwirkungen aus Temperatur, Feuchte, Verkehrslast und AKR im Wesentlichen folgende Empfehlungen gegeben werden:

- Der frisch eingebaute Beton ist intensiv nachzubehandeln (feucht und kühl), um einen negativen Temperaturgradienten in der Oberflächenzone der Fahrbahnplatte bzw. einen entsprechenden Verlauf der Nullspannungstemperatur zu erzeugen.
- Der Fahrbahnbeton sollte möglichst
 - eine kleine Wärmedehnzahl
 - einen eher kleineren E-Modul

- eine geringe Feuchteleitfähigkeit (hohe Dichtigkeit)
- ein kleines Endschrundmaß (schrundarmer Beton)

besitzen.

Ferner ist darauf zu achten, dass vor allem der Untergrund bzw. die HGT sorgfältig und entsprechend den Richtlinien ausgeführt und verdichtet wird, so dass eine Verformung bzw. Unterspülung dieser und die dadurch verursachte Erhöhung der Biegespannungen infolge Verkehrslasten ausgeschlossen wird.

Natürlich wirkt eine hohe Zugfestigkeit einer Rissbildung ebenso entgegen, wie ein ausreichendes Kriechvermögen. Letzterer Parameter ist aber nur von untergeordneter Bedeutung, zumal er der Erfüllung anderer wichtiger Kriterien entgegensteht.

Weitere hier betrachtete konstruktive Maßnahmen, wie beispielsweise die Erhöhung der Plattendicke oder eine gute Entwässerung, wirken sich ebenfalls günstig im Hinblick auf die Minimierung des Rissrisikos aus. Allerdings waren unter den jeweils berücksichtigten Bedingungen die positiven Auswirkungen dieser Maßnahmen nicht in dem Ausmaß hervorgetreten, wie bei den oben genannten Parametern.

Besonders wichtige Einflussgrößen, wie die Vermeidung des Verbundes und eine gute Nachbehandlung, lassen sich vergleichsweise leicht in der Praxis umsetzen. Schwieriger, aber nicht ausgeschlossen ist die Umsetzung der in dieser Empfehlung genannten Optimierung betontechnologischen Parameter, die vor allem beitragen sollen, die Verformungen der Betonplatten zu minimieren.

Schlussbemerkung

Die vorliegende Arbeit konzentrierte sich mehr oder weniger auf den Nachweis der Entstehung von Rissen in Betonfahrbahnen. Hierdurch könnte bei flüchtiger Durchsicht der gewonnenen Ergebnisse der Eindruck entstehen, dass es sich beim Bau von Verkehrswegen aus Beton um eine reparaturanfällige, weniger wirtschaftliche und heute eher in Frage zu stellende Bauweise handelt. Diesem Eindruck muss hier entschieden entgegen getreten werden.

Die Bewertung aller Ergebnisse unter Berücksichtigung der jeweiligen Randbedingungen der numerischen Analysen zeigt, dass bei Einhaltung der einschlägigen aktuellen Vorschriften des Betonstraßenbaus und der hier zusätzlich genannten Empfehlungen die Betonbauweise zu außerordentlich tragfähigen, robusten und höchst langlebigen Verkehrswegen führt.

In der vorliegenden Arbeit wurden bei den numerischen Berechnungen – bedingt durch Einschränkungen hinsichtlich verfügbarer Rechen- und Speicherkapazitäten sowie der Software – lediglich zweidimensionale FE-Modelle zugrunde gelegt. Die getroffenen Annahmen hinsichtlich der Rand- und Lagerbedingungen der Fahrbahndecke beschränkten sich auf die Grenzfälle „mit/ohne Verbund“ sowie „mit/ohne Zwang“.

Im Hinblick auf weiterführende wissenschaftliche Arbeiten wird empfohlen, das dreidimensionale Verformungs- und Spannungsverhalten von Betonfahrbahndecken unter thermischen und hygri-schen Beanspruchungen zu untersuchen, wobei die dynamischen Radlasten und die Dübel- bzw. Ankerwirkung sowie die Streuung von Materialkennwerten, insbesondere für die Betonzugfestigkeit, zu berücksichtigen sind. Darüber hinaus sollten weitere Rand- und Lagerbedingungen der Fahrbahndecken innerhalb der Grenzfälle „mit/ohne Verbund“ sowie „mit/ohne Zwang“ untersucht werden. Voraussetzung hierfür ist allerdings die Verwendung von weiterentwickelten FE-Programmen und Rechnern mit höheren Rechen- und Speicherkapazitäten.

10 Literatur

- [1] ADINA-T, A Finite Element Program for the Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses - Temperature. Users Manual, Report ARD 92-5, ADINA R&D, Inc., Watertown, MA, December 1992
- [2] ADINA, A Finite Element Program for the Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analyses. Users Manual, Report ARD 92-4, ADINA R&D, Inc., Watertown, MA, December 1992
- [3] Argyris, J. H., Warnke, E. P., Willam, K. J.: Berechnung von Temperatur und Feuchtefeldern in Massivbauten nach der Methode der Finiten Elemente. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 278, 1977
- [4] Alvaredo, A. M.: Drying shrinkage and crack formation. Dissertation, ETH Zürich, 1994
- [5] Breitenbücher, R.: Zwangsspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, Technische Universität München, 1989
- [6] Bauberatung Zement (Hg.): Zement - Merkblatt Straßenbau: Wegebau mit hydraulisch gebundener Tragdeckschicht
- [7] Baum, G.: Ansätze zu einer dynamischen Bemessung. In: Handbuch des Straßenbaus, Band 3: Bemessungsverfahren und besondere Bauweisen. Springer Verlag, 1977
- [8] Boussinesq, M. H.: Application des potential á l'etude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques. Paris, Gauthier-Villars, 1885; siehe hierzu [M4]
- [9] Baum, G.: Dynamischer Lastplattenversuch. In: Handbuch des Straßenbaus, Band 3: Bemessungsverfahren und besondere Bauweisen. Springer-Verlag, 1977
- [10] Bonzel, J., Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. Betontechnische Berichte, Beton-Verlag, 1973
- [11] Bonzel, J., Dahms, J.: Alkalireaktion im Beton. Beton, Heft 9 und Heft 10, 1986
- [12] Bollmann, K., et al.: Vergleichende betontechnologische und mikroanalytische Untersuchungen zur Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Schlußbericht zum Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr, FE 08.128 R 93 L, Hochschule für Architektur und Bauwesen - Universität, Lehrstuhl Baustoffkunde, 1995
- [13] Birmann, D.: Langzeitverhalten von Betondecken. Betonstraßentagung, Suhl, 1991
- [14] Bathe, K.-J., Walczak, J., Welch, A., Mistry, N.: Nonlinear analysis of concrete structures. Computer and Structures, Vol. 32, No. 3/4, 1989

-
- [15] Bažant, Z. P., Oh, B. H.: Crack band theory for fracture of concrete. *Material and Structure*, Vol. 16, No. 93, 1983
- [16] Bažant, Z.P.: Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *ACI Journal*, Vol. 69, 1972
- [17] Bažant, Z. P., Najjar, L. J.: Drying of concrete as a non-linear diffusion problem. *Cement and Concrete Research*, Vol. 1, 1971
- [18] Bažant, Z.P., Najjar, L.J.: Nonlinear water diffusion in nonsaturated concrete. *Matériaux et Constructions*, Vol. 5, No. 25, 1972
- [19] Beckhaus, K.: Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Dissertation, Technische Universität München, 2002
- [20] Bažant, Z.P.: *Mathematical Modelling of Creep and Shrinkage of Concrete*, John Wiley & Sons, Chichester and New York, 1988
- [21] Brameshuber, W.: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton*. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1988
- [22] CEB-FIP Model Code 1990, Bulletin D'Information No. 213/214, Comité Euro-International du Béton, Lausanne, 1993
- [23] Concrete roads committee of PIARC: *Combating concrete pavements slab pumping*, Paris, 1987
- [24] DIN 1045: *Beton und Stahlbeton - Bemessung und Ausführung*. Ausgabe 1988
- [25] DIN 1048: Teil 1: Prüfverfahren für Beton; Frischbeton. Ausgabe 1991. Teil 2: Prüfverfahren für Beton; Festbeton in Bauwerken und Bauteilen. Ausgabe 1991
- [26] Dahms, J.: *Alkalireaktionen im Beton*. Beton, Heft 10, 1994
- [27] DIN 1072: *Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen*. Ausgabe 12/1985, sowie Beiblatt 1, Ausgabe 5, 1988
- [28] Eibl, J., Prommersberger, G., Bachmann, H.: *Rechnerische Erfassung des aus Hydratationswärme entstehenden Spannungszustandes am Beispiel der Talbrücke Frauenwald*. Beton- und Stahlbeton, Heft 4, 1990
- [29] Eisenmann, J.: *Bemessung und Konstruktion von Betonstraßen*. Straße und Autobahn, Heft 12, 1996
- [30] Eisenmann, J.: *Betondecken beim Bau von Landverkehrswegen*. Beton, Heft 6, 1997
- [31] Eisenmann, J.: *Mittragende Wirkung von verfestigten Tragschichten bei Betonfahrbahnen*. *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 145, 1973
- [32] Eisenmann, J., Leykauf, G.: *Bau von Verkehrsflächen*. *Betonkalender Teil II*, 1987
- [33] Eisenmann, J.: *Betonfahrbahnen - Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau*. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin/München/Düsseldorf, 1979

-
- [34] Eickschen, E., Siebel, E.: Einfluß der Ausgangsstoffe auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. Schlußbericht zum Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr, FE 08.130 R 93 L, Forschungsinstitut der Zementindustrie Düsseldorf, 1996
- [35] Eickschen, E., Siebel, E.: Einfluß der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. Teil 1, Beton, Heft 9; Teil 2, Beton, Heft 10, 1998
- [36] Eisenmann, J., Birmann, D.: Experimentelle Untersuchungen über das Tragverhalten von Betondecken unter Berücksichtigung der mittragenden Wirkung der HGT. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 300, 1980
- [37] Eisenmann, J., Leykauf, G.: Hochwölbung der Plattenränder von Betonfahrbahnen. Straße und Autobahn, Heft 10, 1991
- [38] Eisenmann, J.: Auswirkung der Verkehrsbelastung auf die Bemessung von Betondecken. Betonstraßentagung, 1991
- [39] Eisenmann, J.: Dynamische Radlastschwankungen - Straßenbeanspruchung, Straße und Autobahn, Heft 4, 1975
- [40] Fleischer, W.: Einfluß des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation, Technische Universität München, 1992
- [41] Falkner, H.: Fugenlose und wasserdichte Stahlbetonbauten ohne zusätzliche Abdichtung. Vorträge Deutscher Betontag, Wiesbaden, 1983
- [42] Fleischer, W.: Untersuchung der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 651, 1993
- [43] Grüning, R.: Fahrbahndecken für hohe Verkehrsbelastungen. Straße und Autobahn, Heft 6, 1997
- [44] Grube, H.: Ursache des Schwindens von Beton und Auswirkungen auf Betonbauteilen. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 52, Beton-Verlag, Düsseldorf, 1991
- [45] Garrecht, H.: Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1992
- [46] Gertis, K., Kießl, K.: Nichtisothermer Feuchtetransport in dickwandigen Betonbauteilen von Reaktordruckbehältern. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 280, 1977
- [47] Goetzberger, A., Wittwer, V.: Sonnenenergie. Teubner Verlag, Stuttgart, 1986
- [48] Guse, U.: Untersuchungen zur Beanspruchung und Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken. Bisher Unveröffentlichte Daten aus dem Forschungsbericht FE-Nr. 08.15/1999/LRB, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 2002

- [49] Haardt, P.: Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1991
- [50] Hiller, E.: Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken. Dissertation, Technische Universität München, 2001
- [51] Hilsdorf, H. K.: Beton. Betonkalender, Verlag Ernst & Sohn, 1996
- [52] Hundt, J.: Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 256, 1975
- [53] Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der Finiten Elemente. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 395, 1988
- [54] Hofmann, F.: Ein Beitrag zur Beurteilung der Beanspruchung von Betonfahrbahnplatten unter besonderer Berücksichtigung des Fugenbereichs. Universität der Bundeswehr München, Heft 26, 1987
- [55] Hundt, J., Wagner, A.: Einfluß des Feuchtigkeitsgehaltes und des Reifegrades auf die Wärmeleitfähigkeit von Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 297, 1978
- [56] Müller, H. S., Hörenbaum, W., Maliha R.: Numerische Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen (Teil 1). Schlussbericht zum Untersuchungsauftrag des Forschungsinstituts der Zementindustrie Düsseldorf, Universität Karlsruhe (TH), Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1997
- [57] Hordijk, D.A.: Local approach to fatigue of concrete. Doctoral Thesis Technische Universität Delft, 1991
- [58] Janssen, D. J.: Moisture in Portland Cement Concrete. Transportation Research Record 1121, Transportation Research Board, Washington D. C., 1987
- [59] Jokisch, F.: Numerische Untersuchungen zum Spannungs- und Verformungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton unter statischer und dynamischer Radlast. Vertiefungsarbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1997
- [60] Jungwirth, D., Beyer, E. H., Grübl, P.: Dauerhafte Betonwerke. Substanzerhaltung und Schadensvermeidung in Forschung und Praxis, Beton-Verlag, 1986
- [61] Kelleher, K., Larson, R. M.: The Design of Plain Doweled Jointed Concrete Pavement. Proceedings, Fourth International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 1989
- [62] Kehlbeck, F.: Einfluß der Sonnenstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf, 1975
- [63] Kropp, J.: Bauphysik I Wärmeschutz Feuchteschutz. Skriptum zur Vorlesung, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1992

- [64] Kießl, K.: Kapillarer und dampfförmiger Feuchtetransport in mehrschichtigen Bauteilen - Rechnerische Erfassung und bauphysikalische Anwendung. Dissertation, Universität-Gesamthochschule Essen, 1983
- [65] Kranz, S.: Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonkonstruktionen. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1999
- [66] Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., Rüschi, H.: Behaviour of concrete under biaxial stresses. ACI Journal, Vol. 66, No. 8, 1969
- [67] Klopfer, H.: Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen. Bauverlag, Wiesbaden und Berlin, 1974
- [68] Löwenberg, H.: Weiße Straßen - Die Entwicklung des Betonstraßenbaus am Beispiel der A7 zwischen dem Horster Dreieck und dem Autobahndreieck Hannover-Nord. Beton-Verlag, 1989
- [69] Leonards, G. A., Harr, M. E.: Analysis of Concrete Slabs on Ground. Proceedings, ASCE, Vol. 85, SM3, 1959
- [70] Locher, F. W., Sprung, S.: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion, in: Bementechnische Berichte 1973, Düsseldorf, Betonverlag 1974, S. 101-123
- [71] Müller, H. S., Hilsdorf, H. K.: Evaluation of the time dependent behavior of concrete. CEB Bulletin D' Information No. 199, Lausanne, 1990
- [72] Müller, H. S.: Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton. Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 1986
- [73] Müller, H. S.: Zur Vorhersage der Schwindverformungen von Bauteilen aus Beton. Aufsatz in: Werkstoffe im Bauwesen – Theorie und Praxis -, Festschrift zum 60. Geburtstag von Herrn Prof. Reinhardt, Herausgegeben von R. Eligehausen, Stuttgart, November 1999
- [74] Meier, H.; Eisenmann, J., Koreneos, E.: Beanspruchung der Straße unter Verkehrslast. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 76, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1968
- [75] Mitschke, M.: Auswirkungen verschiedener Lastzugkombinationen auf die Straßenbeanspruchung. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 327, 1981
- [76] Mitschke, M.: Vertikale Straßenbeanspruchung. Straße und Autobahn, Heft 4, 1976
- [77] Müller, H. S., Maliha R.: Numerische Untersuchungen zum Verformungsverhalten von Betonfahrbahnen (Teil 2). Schlussbericht zum Untersuchungsauftrag des Forschungsinstituts der Zementindustrie Düsseldorf, Ingenieurgesellschaft Bauwerke, Karlsruhe, 2000

- [78] Mechtcherine, V.: Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rissausbreitung in Beton. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Dissertation, Universität Karlsruhe (TH), 2000
- [79] Odemark, N.: Investigations to the Elastic Properties of the Soils and Design of Pavements to the Theory of Elasticity. Stockholm, 1949; siehe hierzu [M4]
- [80] Poblete, M. et al: Moisture Effects on the Behaviour of PCC Pavements. Sixth International Betonstraßen-Symposium, Thema A (Band I), Madrid, 1990
- [81] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen RStO 01. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2001
- [82] Rüscher, H., Jungwirth, D.: Berücksichtigung der Einflüsse von Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke. Werner-Verlag, Düsseldorf, 1976
- [83] Rüscher, H., Kordina, K., Hilsdorf, H. K.: Der Einfluss des mineralogischen Charakters der Zuschläge auf das Kriechen von Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Heft 146, 1962
- [84] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Untersuchung der Ursachen von Oberflächenrissen (Netzrissen) in Betondecken. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 651, 1993
- [85] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Der Betonstraßenbau in den USA. Straße und Autobahn, Heft 12, 1988
- [86] Schmidt, H.: Erfahrungen mit elastischen Fugenprofilen in Betondecken. Betonstraßenentagung, Suhl, 1991
- [87] Surkamp, H.: Fugenfüllungen in Verkehrsflächen aus Beton mit komprimierbaren elastischen Profilen. Betonstraßenentagung, 1995
- [88] Springenschmid, J., Fleischer, W.: Straßenbeton unter dem Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit. FGSV Betonstraßenentagung 1989, Landshut (veröffentlicht in Tagungsband)
- [89] Springenschmid, J.: Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydrationswärme im Beton. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 10, 1984
- [90] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Über das Schwinden von Beton - Schwindmessungen und Schwindrisse. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 11, 1993
- [91] Schuster, F. O.: Die raumfugen- und bewehrungslose Betondecke im Zuge der BAB-Neubaustrecke Darmstadt-Heidelberg - Planung, Bau und Untersuchungsergebnisse. In Bemessung von Fahrbahndecken aus Beton und Messungen an Versuchsstrecken, Beton-Verlag, Betonstraßen-Jahrbuch 1969/71
- [92] Sodeikat, Ch.: Auswirkung unterschiedlicher Eigenschaften von Ober- und Unterbeton auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken. Teil 2: 1. Zwischenbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.135 G 94 C des Bundesministeriums für Verkehr, Technische Universität München, Baustoffinstitut, 1996

- [93] Sodeikat, Ch., Fleischer, W.: Auswirkung unterschiedlicher Eigenschaften von Ober- und Unterbeton auf die Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahndecken. Teil 1: Vorstudie. Schlußbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.118 R 92 C des Bundesministeriums für Verkehr, Technische Universität München, Baustoffinstitut, 1995
- [94] Springenschmid, R., Fleischer, W., Reimer, B.: Zemente für Fahrbahndecken aus Beton. Straße und Autobahn, Heft 7, 1993
- [95] Springenschmid, R., Fleischer, W.: Feuchtegradient im Beton. Zement und Beton, Heft 1, 1989
- [96] Schneider, H.-J., Elf, H. P., Kölle, P.: Modeling of travelling-loads and time-dependent masses with ADINA. Computers and Structures, Vol. 17, No. 5/6, 1983
- [97] Springenschmid, R., Breitenbücher, R.: Sind NW-Zemente die günstigsten Zemente, um Risse infolge Hydratationswärme zu vermeiden. Betonwerk und Fertigteil-Technik, Heft 11, 1986
- [98] Schmidt, M.: Stoffliche und konstruktive Eigenschaften hydraulisch gebundener Tragschichten. Schriftenreihe der Zementindustrie, Heft 5, 1991
- [99] Schulte, W.: Analyse des Temperaturgeschehens im Straßenoberbau und dessen Einfluss auf Ergebnisse von Einsenkungsmessungen nach Benkelman. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 423, 1984
- [100] Sadouki, H., van Mier, J. G. M.: Simulation of hygral crack growth in concrete repair systems. Materials and structures, Vol. 30, 1997
- [101] Stelzer, J. F.: Die Lösung der stationären und instationären Temperaturfeldgleichung für ebene und räumliche Körper mittels der Finite-Elemente-Methode. Veranstaltungunterlagen zum Seminar Nr. S10-601-101-6 in Haus der Technik, Essen, 1986
- [102] Stark, J., Wicht, B.: Dauerhaftigkeit von Beton – Der Baustoff als Werkstoff. Hrsg. vom F. A. Finger-Institut für Baustoffkunde der Bauhaus-Universität Weimar, Bau- praxis, Birkhäuser, 2001
- [103] Surkamp, H.: Faserbewehrte Betonfahrbahnplatten. Beton, Heft 7, 1993
- [104] Stamm, J.: Numerische Untersuchungen zum Einfluß der Dübel auf das Verformungs- und Spannungsverhalten von Fahrbahndecken aus Beton. Vertiefearbeit, Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH), 1998
- [105] Trost, H.: Dischingers grundlegende Arbeiten und neuere Erkenntnisse über die Auswirkungen des zeitabhängigen Werkstoffverhaltens in vorgespannten und nicht vorgespannten Stahlbetonkonstruktionen. Spannweite der Gedanken, Springer-Verlag Berlin, 1987
- [106] Der AASHO-Road-Test: Bericht des AASHO-Road-Test- Ausschusses. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 73, Kirschbaum Verlag, Bonn, 1968

- [107] Velske, S., Mentlein, H., Eymann, P.: Straßenbautechnik. Werner Verlag, Düsseldorf, 1998
- [108] Vollpracht, A., u. a.: Straßenbau heute - Betondecken. Schriftenreihe der Bauberatung Zement, Beton-Verlag, 1995
- [109] Vollpracht, A., Schmincke, P.: Das 5. Internationale Betonstraßen - Symposium 1986 in Aachen. Bericht von Alf Vollpracht und Peter Schmincke, Straße und Autobahn, Heft 2, 1987
- [110] Wiehler, H.- G., u. a.: Straßenbau - Konstruktion und Ausführung. Verlag für Bauwesen, Berlin, 1995
- [111] Wicke, M.: Der Endbereich raumfugenloser Betonfahrbahndecken. FGSV Köln, Schriftenreihe der AG „Betonstraßen“. H. 14, Betonstraßentagung 1979. Bonn – Bad Godesberg: Kirschbaum-Verlag, 1980, S. 27-30
- [112] Wicke, M.: Theoretische Untersuchungen der Längsdruckkräfte in raumfugenlosen Betonfahrbahnen. Straßenforschung, Heft 15, Bundesministerium für Bauten und Technik, Wien, 1974
- [113] Wicke, M.: Betondecken-Meßstrecke Golling - Zusammenstellung der Meßergebnisse. Bundesministerium für Bauten und Technik, Straßenforschung, Heft 51, 1976
- [114] Weil, G., Bruy, E.: Ermittlung des Schwindmaßes von eingebauten Betonfahrbahnplatten. Straße und Autobahn, Heft 8, 1973
- [115] Westergaard, H. M.: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads 7, H. 2, 1926; siehe hierzu [M4]
- [116] Weigler, H., Karl, S.: Beton - Arten, Herstellung, Eigenschaften. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1989
- [117] Weil, G.: Die Beanspruchung von Betonfahrbahnen. Straßen- und Tiefbau, Heft 11, 1963
- [118] ZTVT-StB 95: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Tragschichten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1995
- [119] Zachlehner, A.: Erkenntnisse aus der Zustandsanalyse von Betonfahrbahnen und Bau von Flugverkehrsflächen in den USA. Betonstraßentagung, Suhl, 1991
- [120] ZTV Beton-StB 01: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2001
- [121] ZTV Beton-StB 93: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1993
- [122] Zachlehner, A.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Einflüsse aus Hydratation und Witterung. Dissertation, Technische Universität München, 1989

-
- [123] Müller, H. S.; Hörenbaum, W.; Maliha, R.: Numerische Untersuchungen zur Rissbildung in Fahrbahndecken aus Beton. Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE-Nr.: 08.123 R93L des Bundesministeriums für Verkehr, Universität Karlsruhe (TH), 2004.
- [124] Müller, H. S., Hörenbaum, W., Maliha, R., Hilsdorf, Hubert K.: Analysis of Cracking Mechanisms in Concrete Pavements and Related Recommendations for Construction. 9th International Symposium on Concrete Roads, Istanbul, 2004.
- [125] Maliha, R., Garrecht, H. Müller, H. S.: Numerical investigation on stresses and crack formation in concrete highway pavements. 8th International Symposium on Concrete Roads, 13-16 September 1998 - Lissabon - Portugal.
- [126] Maliha, R., Müller, H. S.: Rissbildung in Betonoberflächen infolge klimatischer Beanspruchung, 5. Internationales WTA-Kolloquium "Werkstoffwissenschaften und Bauinstandsetzen MSR V", Technische Akademie Esslingen, 1999.
- [127] Maliha, R., Müller, H. S.: Temperature, moisture and traffic effects in concrete highway pavements. 3rd International PhD Symposium in Civil Engineering, 5-7 October 2000, Vienna - Austria.
- [128] Maliha, R., Müller, H. S.: Beanspruchungen von Fahrbahndecken aus Beton. Forschung – Entwicklung – Prüfung, Lehrstuhl und Abteilung Baustofftechnologie, Arbeiten 1996 bis 2001, Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller, Universität Karlsruhe, 2001.

LEBENS LAUF

Name: Maliha
Geburtsdatum: 30.01.1964
Geburtsort: Bethlehem, Palästina
Staatsangehörigkeit: deutsch
Familienstand: verheiratet seit 1990 mit Francia Echeverry aus Kolumbien
unsere Kinder: Malki 15, Sami 14, Ana Maria 12 Jahre alt

09/1969 - 07/1981 Evangelisch - Lutherische Schule in Bethlehem
09/1981 - 03/1982 Universität Bethlehem

04/1982 - 07/1990 Stipendium des Deutschen Akademischen Austauschdienst DAAD
04/1982 - 09/1982 Goethe-Institut in Freiburg
10/1982 - 09/1983 Studienkolleg an der Universität Karlsruhe (TH)
10/1983 - 07/1990 Bauingenieurwesen an der Universität Karlsruhe (TH)
Vertiefungsrichtung Konstruktiver Ingenieurbau / Stahlbetonbau
17.07.1990 Diplomzeugnis

11/1990 - 08/1998 Wissenschaftlicher Angestellter am Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe (TH)

09/1998 - 07/2001 Angestellter bei der Ingenieurgesellschaft Bauwerke in Karlsruhe
08/2001 - 02/2002 Freier Mitarbeiter an der Materialprüfungsanstalt MPA Karlsruhe
03/2002 - 08/2005 Qualitätsmanagementbeauftragter und Stellvertretender
Laborleiter am Institut für Werkstoffe im Bauwesen,
Universität Stuttgart

seit 09/2005 Geschäftsführer der Materialprüfstelle Vorderpfalz GmbH

**Schriftenreihe des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie**

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller und Prof. Dr.-Ing. Lothar Stempniewski

ISSN 0933-0461

- Heft 1** Manfred Curbach: *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. 1987
- Heft 2** Franz-Hermann Schlüter: *Dicke Stahlbetonplatten unter stoßartiger Belastung - Flugzeugabsturz*. 1987
- Heft 3** Marlies Schieferstein: *Der Zugflansch von Stahlbetonplattenbalken unter Längsschub und Querbiegung bei kritischer Druckbeanspruchung von Beton*. 1988
- Heft 4** Thomas Bier: *Karbonatisierung und Realkalisierung von Zementstein und Beton*. 1988
- Heft 5** Wolfgang Brameshuber: *Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton*. 1988
- Heft 6** Bericht DFG-Forschungsschwerpunkt: *Durability of Non-Metallic Inanorganic Building Materials*. 1988
- Heft 7** Manfred Feyerabend: *Der harte Querstoß auf Stützen aus Stahl und Stahlbeton*. 1988
- Heft 8** Klaus F. Schönlin: *Permeabilität als Kennwert der Dauerhaftigkeit von Beton*. 1989
- Heft 9** Lothar Stempniewski: *Flüssigkeitsgefüllte Stahlbetonbehälter unter Erdbebeneinwirkung*. 1990
- Heft 10** Jörg Weidner: *Vergleich von Stoffgesetzen granularer Schüttgüter zur Silodruckermittlung*. 1990
- Heft 11** Pingli Yi: *Explosionseinwirkungen auf Stahlbetonplatten*. 1991
- Heft 12** Rainer Kunterding: *Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter*. 1991

-
- Heft 13** Peter Haardt: *Zementgebundene und kunststoffvergütete Beschichtungen auf Beton*. 1991
- Heft 14** Günter Rombach: *Schüttguteinwirkungen auf Silozellen - Exzentrische Entleerung*. 1991
- Heft 15** Harald Garrecht: *Porenstrukturmodelle für den Feuchtehaushalt von Baustoffen mit und ohne Salzbefrachtung und rechnerische Anwendung auf Mauerwerk*. 1992
- Heft 16** Violandi Vratsanou: *Das nichtlineare Verhalten unbewehrter Mauerwerksscheiben unter Erdbebenbeanspruchung - Hilfsmittel zur Bestimmung der q -Faktoren*. 1992
- Heft 17** Carlos Rebelo: *Stochastische Modellierung menschengenerierter Schwingungen*. 1992
- Heft 18** Seminar 29./30. März 1993: *Erdbebenauslegung von Massivbauten unter Berücksichtigung des Eurocode 8*. 1993
- Heft 19** Hubert Bachmann: *Die Massenträgheit in einem Pseudostoffgesetz für Beton bei schneller Zugbeanspruchung*. 1993
- Heft 20** DBV/AiF-Forschungsbericht: H. Emrich: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonbauteilen unter Querkraft- und Längszugbeanspruchung*. 1993
- Heft 21** Robert Stolze: *Zum Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit von den Bruchlinien abweichender Bewehrungsrichtung - Bruchlinien-Rotationskapazität*. 1993
- Heft 22** Jie Huang: *Extern vorgespannte Segmentbrücken unter kombinierter Beanspruchung aus Biegung, Querkraft und Torsion*. 1994
- Heft 23** Rolf Wörner: *Verstärkung von Stahlbetonbauteilen mit Spritzbeton*. 1994
- Heft 24** Ioannis Retzepis: *Schiefe Betonplatten im gerissenen Zustand*. 1995
- Heft 25** Frank Dahlhaus: *Stochastische Untersuchungen von Silobeanpruchungen*. 1995

-
- Heft 26** Cornelius Ruckenbrod: *Statische und dynamische Phänomene bei der Entleerung von Silozellen.* 1995
- Heft 27** Shishan Zheng: *Beton bei variierender Dehngeschwindigkeit, untersucht mit einer neuen modifizierten Split-Hopkinson-Bar-Technik.* 1996
- Heft 28** Yong-zhi Lin: *Tragverhalten von Stahlfaserbeton.* 1996
- Heft 29** DFG: *Korrosion nichtmetallischer anorganischer Werkstoffe im Bauwesen.* 1996
- Heft 30** Jürgen Ockert: *Ein Stoffgesetz für die Schockwellenausbreitung in Beton.* 1997
- Heft 31** Andreas Braun: *Schüttgutbeanspruchungen von Silozellen unter Erdbebeneinwirkung.* 1997
- Heft 32** Martin Günter: *Beanspruchung und Beanspruchbarkeit des Verbundes zwischen Polymerbeschichtungen und Beton.* 1997
- Heft 33** Gerhard Lohrmann: *Faserbeton unter hoher Dehngeschwindigkeit.* 1998
- Heft 34** Klaus Idda: *Verbundverhalten von Betonrippenstäben bei Querzug.* 1999
- Heft 35** Stephan Kranz: *Lokale Schwind- und Temperaturgradienten in bewehrten, oberflächennahen Zonen von Betonstrukturen.* 1999
- Heft 36** Gunther Herold: *Korrosion zementgebundener Werkstoffe in mineralsauren Wässern.* 1999
- Heft 37** Mostafa Mehrfaza: *Entleerungsdrücke in Massefluss-Silos - Einflüsse der Geometrie und Randbedingungen.* 2000
- Heft 38** Tarek Nasr: *Druckentlastung bei Staubexplosionen in Siloanlagen.* 2000
- Heft 39** Jan Akkermann: *Rotationsverhalten von Stahlbeton-Rahmenecken.* 2000

-
- Heft 40** Viktor Mechtcherine: *Bruchmechanische und fraktologische Untersuchungen zur Rißausbreitung in Beton*. 2001
- Heft 41** Ulrich Häußler-Combe: *Elementfreie Galerkin-Verfahren – Grundlagen und Einsatzmöglichkeiten zur Berechnung von Stahlbetontragwerken*. 2001
- Heft 42** Björn Schmidt-Hurtienne: *Ein dreiaxiales Schädigungsmodell für Beton unter Einschluß des Dehnrateneffekts bei Hochgeschwindigkeitsbelastung*. 2001
- Heft 43** Nazir Abdou: *Ein stochastisches nichtlineares Berechnungsverfahren für Stahlbeton mit finiten Elementen*. 2002
- Heft 44** Andreas Plotzitz: *Ein Verfahren zur numerischen Simulation von Betonstrukturen beim Abbruch durch Sprengen*. 2002
- Heft 45** Timon Rabczuk: *Numerische Untersuchungen zum Fragmentierungsverhalten von Beton mit Hilfe der SPH-Methode*. 2002
- Heft 46** Norbert J. Krutzik: *Zu Anwendungsgrenzen von FE-Modellen bei der Simulation von Erschütterungen in Kernkraftbauwerken bei Stoßbelastungen*. 2002
- Heft 47** Thorsten Timm: *Beschuß von flüssigkeitsgefüllten Stahlbehältern*. 2002
- Heft 48** Slobodan Kasic: *Tragverhalten von Segmentbauteilen mit interner und externer Vorspannung ohne Verbund*. 2002
- Heft 49** Christoph Kessler-Kramer: *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. 2002
- Heft 50** Nico Herrmann: *Experimentelle Verifizierung von Prognosen zur Sprengtechnik*. 2002
- Heft 51** Michael Baur: *Elastomerlager und nichtlineare Standorteffekte bei Erdbebeneinwirkung*. 2003
- Heft 52** Seminar 02. Juli 2004: *DIN 1045-1 Aus der Praxis für die Praxis*. 2004
- Heft 53** Abdelkhalek Saber Omar Mohamed: *Behaviour of Retrofitted Masonry Shear Walls Subjected to Cyclic Loading*. 2004

-
- Heft 54** Werner Hörenbaum: *Verwitterungsmechanismen und Dauerhaftigkeit von Sandsteinsichtmauerwerk*. 2005
- Heft 55** Seminar Februar 2006: *DIN 4149 - Aus der Praxis für die Praxis*. 2006
- Heft 56** Sam Foos: *Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen*. 2006

Frühere Berichte des
Instituts für Massivbau und Baustofftechnologie

Ulrich Häußler: *Geschwindigkeits- und Spannungsfelder beim Entleeren von Silozellen. 1984*

Wilfried Gladen: *Numerische Untersuchungen der Lasten in Silozellen beim exzentrischen Entleeren. 1985*

Bezug der Hefte: Institut für Massivbau und Baustofftechnologie
Universität Karlsruhe
Postfach 6980
D - 76128 Karlsruhe
Tel. 0721/608-2263
Fax 0721/608-2265

Druckkostenzuschuss incl. Porto: je Heft 18,-- Euro

Außerdem noch erhältlich:

Festschrift
Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr.techn. h.c. Josef Eibl

Aus dem Massivbau und seinem Umfeld

788 Seiten, Preis incl. Versand: 25,-- Euro

