

Technische Universität München  
Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung

### **Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen**

Karsten Beckhaus

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines Doktor-Ingenieurs genehmigten Dissertation.

Vorsitzender der Prüfungskommission: Univ. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. habil. Günther Leykauf

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Peter Schießl
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Harald S. Müller, Universität Karlsruhe

Die Dissertation wurde am 4. März 2002 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 3. Juni 2002 angenommen.



Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Technischen Universität München.

In dieser Zeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung habe ich zwei Professoren ´erlebt`, was mich vor allem beruflich, aber auch persönlich vielseitig geprägt hat. Für die „Ausbildung“ und für die Unterstützung meiner Arbeit möchte ich mich herzlich bei Rupert Springenschmid und Peter Schießl bedanken.

Herr Professor Harald Müller hat freundlicherweise das Korreferat übernommen. Insbesondere für seine konstruktive Hilfestellung bedanke ich mich sehr.

Herrn Professor Leykauf danke ich für die Übernahme des Vorsitzes der Prüfungskommission.

Ein besonderes Dankeschön möchte ich an meine lieben Kolleginnen und Kollegen einschließlich der vielen Hilfswissenschaftler im Baustoffinstitut richten, die meine Arbeit im Labor, auf der Baustelle und im Büro miterlebt und oft maßgeblich beeinflusst haben.

Die wichtigste Hilfe aber war mir unser sehr freundliches Arbeitsklima!

An dieser Stelle danke ich auch Dr.techn. Markus Pfeuffer, Stefan Maier, Martin Hiller, Manuel Gollner, Rötger Wagner und Patrik Wenzl, die als Diplomanden unter meiner Betreuung wertvolle Teile zu der vorliegenden Arbeit beigetragen haben.

Das Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, hat große Teile der Arbeit finanziert: über die Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 08.141 „Biegezugfestigkeit Hochfester Straßenbeton“ und 08.157 „Oberflächendauerhaftigkeit“.

Meine unendlichen und liebsten *Gedanken* gelten meiner Frau *Aglaia* und unseren Kindern *Felizia*, *Leon* und *Nike*, mit denen ich ab sofort wieder mehr Zeit verbringen werde – versprochen!

München, im Frühjahr 2002

*Karsten Beckhaus*

*Geschrieben steht: Im Anfang war das Wort!  
Hier stock ich schon! Wer hilft mir weiter fort?  
Ich kann das Wort so hoch unmöglich schätzen,  
Ich muss es anders übersetzen,  
Wenn ich vom Geiste recht erleuchtet bin.  
Geschrieben steht: Im Anfang war der Sinn.  
Bedenke wohl die erste Zeile,  
Dass deine Feder sich nicht übereile!  
Ist es der Sinn, der alles wirkt und schafft?  
Es sollte stehn: Im Anfang war die Kraft!  
Doch, auch indem ich dieses niederschreibe,  
schon warnt mich was, dass ich dabei nicht bleibe.  
Mir hilft der Geist! Auf einmal seh´ ich Rat  
Und schreibe getrost: Im Anfang war die Tat!*

[1]

## Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung</b>	<b>III</b>
<b>1 Einleitung und Aufgabenstellung</b>	<b>1</b>
1.1 Tragfähigkeit von Betonfahrbahndecken	1
1.2 Gebrauchstauglichkeit von Betonfahrbahnoberflächen	2
1.3 Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen	2
1.4 Aufgabenstellung	2
<b>2 Grundlagen für den Hochleistungs-Straßenbeton</b>	<b>5</b>
2.1 Hochfester Beton	5
2.2 Biegezugfestigkeit	5
2.2.1 Betontechnologische Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit	5
2.2.2 Prüftechnische Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit	6
2.3 Biegebeanspruchung von Fahrbahndecken aus Beton	7
2.3.1 Systembedingte Einflüsse auf die Biegebeanspruchung	7
2.3.2 Lastunabhängige Einflüsse auf die Biegebeanspruchung – Allgemeines	8
2.3.3 Einfluss der Feuchte auf die Biegebeanspruchung	9
2.3.4 Einfluss der Temperatur auf die Biegebeanspruchung	10
2.4 Autogenes Schwinden von hochfestem Beton	12
2.5 Kriechen und Relaxation des hochfesten Betons	14
2.6 Duktilität von Beton	14
2.6.1 Nachbruchverhalten von Beton	15
2.6.2 Kerbempfindlichkeit	16
2.6.3 Bruchzähigkeit von hochfestem Beton	16
2.7 Oberflächeneigenschaften	17
2.7.1 Textur	17
2.7.2 Einfluss der Textur auf Griffigkeit und Lärmemission	18
2.7.3 Textur-Kennwerte	20
2.8 Oberflächendauerhaftigkeit	21
2.8.1 Mechanische Beanspruchung durch die Fahrzeugreifen	21
2.8.2 Frost-Tausalz-Beanspruchung	22
2.8.3 Lösende Beanspruchung	23
<b>3 Versuchs- und Messeinrichtungen</b>	<b>25</b>
3.1 Reißrahmen: Messung hydratationsbedingter Zwangsspannungen	25
3.2 Prallabrießgerät: mechanische Beanspruchung von Oberflächen	25
3.3 CDF-Test: Frost-Tausalz-Beanspruchung	26
3.4 Verfahren mit pH-konstanter Pufferlösung: Lösende Beanspruchung	26
3.5 3D-Oberflächen-Scanner: messtechnische Erfassung der Textur ( $\lambda \leq 10$ mm)	26
<b>4 Eigene Untersuchungen</b>	<b>29</b>
4.1 Ziel der Arbeit	29
4.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit	30
4.2.1 Konzeption der Untersuchungen zur Tragfähigkeit	30
4.2.2 Beton für die Laborproben (Laborbeton)	30
4.2.3 Versuche zur Tragfähigkeit (Laborbeton)	32
4.3 Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit	34
4.3.1 Konzeption der Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit	34
4.3.2 Beton für die Labor-Texturproben	34
4.3.3 Laborbeanspruchungen der Texturproben	34
4.3.4 Messung der Texturproben	35
4.3.5 Bewertung der Texturbeständigkeit	36

4.4	Versuchsstrecke	37
4.4.1	Bau der Versuchsstrecke – Allgemeines	37
4.4.2	Beton der Versuchsstrecke (Praxisbeton)	37
4.4.3	Vergleichende Untersuchungen	39
<b>5</b>	<b>Bauteil-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Tragfähigkeit</b>	<b>41</b>
5.1	Frischbetonwerte, Druckfestigkeit und E-Modul	41
5.2	Zwangspannungen im Reißrahmen	43
5.2.1	Zwangspannungen bei „teiladiabatischem“ Temperaturverlauf	43
5.2.2	Zwangspannungen bei „zyklischem“ Temperaturverlauf	45
5.3	Biegezugfestigkeit	47
5.3.1	Biegezugfestigkeit nach Lagerung unter Wasser	47
5.3.2	Biegezugfestigkeit nach stetigem, einseitigem Austrocknen	49
5.3.3	Biegezugfestigkeit nach Lagerung im Freien	51
5.4	Verformungen	52
5.4.1	Aufschüsseln am Balken nach stetigem, einseitigem Austrocknen	52
5.4.2	Aufschüsseln bei Lagerung im Freien	53
5.5	Versuchsstrecke	54
5.5.1	Frischbeton und Herstellung (Versuchsstrecke)	54
5.5.2	Druckfestigkeit und E-Modul (Versuchsstrecke)	55
5.5.3	Biegezugfestigkeit nach Lagerung unter Wasser (Praxisbeton)	56
5.5.4	Aufschüsseln am Balken nach stetigem, einseitigem Austrocknen (A44-Labor)	56
5.5.5	Hygrische Verformungen von Bohrkernen der Versuchsstrecke im Alter von 2 Jahren	58
5.6	Wirksame Biegebeanspruchung von Betonfahrbahndecken infolge hygrischer und thermischer Einwirkungen	59
5.7	Rechnerische Untersuchungen zur lastunabhängigen Biegebeanspruchung von Straßenbeton-Balken	63
5.7.1	Überlegungen zur Biegebeanspruchung von gekoppelten Biegebalken	63
5.7.2	Fragestellung für die rechnerischen Untersuchungen	65
5.7.3	Berücksichtigte Randbedingungen und Betoneigenschaften	65
5.7.4	Zweidimensionale Ersatzsysteme	68
5.7.5	Ergebnisse zur Biegebeanspruchung im gekoppelten System „Fahrbahn längs“ - verdübelte Fugen	69
5.7.6	Ergebnisse zur Biegebeanspruchung im gekoppelten System „Fahrbahn quer“ – verankerte Fugen	72
5.8	Zusammenfassung der Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Folgerungen	74
<b>6</b>	<b>Oberflächen-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Gebrauchstauglichkeit</b>	<b>77</b>
6.1	Allgemeines zur Beurteilung der Texturbeständigkeit	77
6.2	Texturbeständigkeit – Laborbeton	77
6.2.1	Texturänderungen infolge der kombinierten Laborbeanspruchung	77
6.2.2	Laborgriffigkeit und Texturänderungen nach Verkehrsimulation in der Prüfanlage Wehner/Schulze	79
6.2.3	Texturbeständigkeit von Bohrkern-Oberflächen der Versuchsstrecke A44	81
6.3	Zusammenfassung der Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit und Folgerungen	82
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung</b>	<b>85</b>
7.1	Tragfähigkeit des Bauteils	85
7.2	Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche	86
7.3	Folgerungen	86
<b>8</b>	<b>Literatur</b>	<b>89</b>
Anhang A zu Kapitel 3 Versuchs- und Messeinrichtungen		<b>97</b>
Anhang B zu Kapitel 4 Eigene Untersuchungen		<b>101</b>
Anhang C zu Kapitel 5 Bauteil-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Tragfähigkeit		<b>107</b>
Anhang D zu Kapitel 6 Oberflächen-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Gebrauchstauglichkeit		<b>113</b>

**Kurzfassung**

Hochbeanspruchte Verkehrsflächen aus Beton müssen dauerhaft tragfähig und gebrauchstauglich sein. Hochleistungs-Straßenbeton mit einem w/z-Wert von ca. 0,35, der mit dem Gleitschalungsfertiger eingebaut wird, kann eine um bis zu 80 % höhere Biegezugfestigkeit als normalfester Straßenbeton aufweisen; ein Teil dieses Gewinns wird durch eine höhere Biegebeanspruchung infolge veränderter Betoneigenschaften wieder verbraucht. Zusätzlich kann durch den Einsatz von Hochleistungs-Straßenbeton eine verbesserte Oberflächendauerhaftigkeit erreicht werden. In einem neuen Laborprüfverfahren wurden Straßenbeton-Oberflächen durch eine Kombination aus lösendem, Frost-Tausalz- und mechanischem Angriff beansprucht, die Veränderungen der Oberfläche wurden in einem Messraster von  $30 \cdot 30 \mu\text{m}^2$  gemessen und anhand geometrisch abgeleiteter Textur-Indizes beurteilt.

**Abstract**

Highly loaded concrete pavements need to be constructed with a sufficient serviceability and load bearing capacity for the target service life. High Performance Pavement Concrete with a water/cement-ratio of 0.35 laid with a slip-form paver has a flexural strength up to 80 % above the required level for ordinary pavement concrete. Part of this gain in load bearing capacity is reduced by other altered concrete properties, especially the enhanced modulus of elasticity.

Further more, surface durability is improved by using High Performance Pavement Concrete. In a new test procedure pavement surfaces were subjected to a combination of acid attack, freeze-thaw and mechanical attack. The degradation of the surface texture was measured at a resolution of  $30 \cdot 30 \mu\text{m}^2$  and assessed by applying geometrically derived texture indices.

*Die gute Unterhaltung besteht nicht darin,  
dass man selbst etwas Gescheites sagt,  
sondern dass man etwas Dummes anhören kann.  
[Wilhelm Busch]*



## 1 Einleitung und Aufgabenstellung

Hochbeanspruchte Verkehrsflächen wie Autobahnen oder Flugbetriebsflächen werden aus Beton gebaut, um eine hohe Lebensdauer mit einem geringen Aufwand für Instandhaltungsarbeiten zu erreichen.

Mit dem Ziel einer dauerhaften Betonfahrbahn werden sowohl an die „Tragfähigkeit des Bauteils“ als auch an die „Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche“ sehr hohe und – mit dem wachsenden Verkehr – immer höhere Ansprüche gestellt.

### 1.1 Tragfähigkeit von Betonfahrbahndecken

Die Tragfähigkeit nicht bewehrter Betonfahrbahndecken wird maßgebend von der Biegezugfestigkeit des Betons bestimmt. Entsprechend wird die Biegezugfestigkeit eines Straßenbetons der Bemessung von Betonstraßen zugrunde gelegt und muss nach den ZTV Beton-StB [2] in der Eignungsprüfung einen Wert von mindestens 5,5 N/mm<sup>2</sup> erreichen.

Biegerisse in der Betondecke entstehen entsprechend bei ungenügender Tragfähigkeit: bei zu hoher Biegebeanspruchung oder zu geringer Biegezugfestigkeit.

Je höher eine Betonfahrbahndecke bereits durch die Temperatur- und Feuchteverteilung im Querschnitt beansprucht ist, desto geringer ist die maximal zulässige Verkehrsbelastung. Die Größe der lastunabhängigen Beanspruchung wiederum hängt maßgeblich von den Eigenschaften des Betons selbst ab. So ist z.B. bei einer höheren Wärmedehnzahl des Betons infolge einer Abkühlung von oben eine höhere Biegeverformung zu erwarten bzw. bei Verformungsbehinderung eine höhere Biegezugspannung.

Wenn eine Betonfahrbahndecke bei einer ungünstigen Temperatur erhärtet, kann schon bei nachfolgender Abkühlung auf eine einheitliche Ausgangstemperatur ein Spannungszustand entstehen, der in diesem jungen Alter auf eine noch geringe Festigkeit trifft. Zudem prägt sich – trotz Relaxation – zumindest ein Teil dieser Spannung im Bauteil ein.

### Erhöhung der Tragfähigkeit

In den letzten Jahren führten vor allem die Anhebung der LKW-Achslasten und ein dichteres Verkehrsaufkommen zu höheren, ursprünglich nicht berücksichtigten Beanspruchungen [3]. Viele bestehende Betonfahrbahndecken sind folglich unterdimensioniert, weshalb die Kosten für die Erhaltung in den letzten Jahren auch deutlich angestiegen sind.

Um eine erhöhte Tragfähigkeit einer Betonfahrbahndecke zu erreichen, gibt es grundsätzlich die Möglichkeiten,

- die Biegebeanspruchung im Bauteil zu verringern (a) oder
- den Widerstand der Betondecke zu erhöhen (b, c).

Im Speziellen wird eine höhere Tragfähigkeit (von Betonfahrbahnplatten<sup>1)</sup>) erreicht, indem

- a) eine engere Fugenteilung gewählt wird, womit „kleinere Platten“ entstehen; oder
- b) ein höheres Widerstandsmoment durch die „Erhöhung der Plattendicke“ oder
- c) betontechnologisch eine „erhöhte Biegezugfestigkeit“ des Betons erreicht wird.

### Streifenweise Erneuerung

Für die Instandsetzung einer bestehenden und hoch beanspruchten Betonfahrbahn, bei der nur der rechte Fahrstreifen (des Schwerverkehrs) geschädigt ist, muss zwischen einer Erneuerung der gesamten Fahrbahn und der nur streifenweisen Erneuerung des schadhaften Fahrstreifens entschieden werden [4], siehe Bild 1-1. Angestrebt werden soll hierfür nach [5] ein Zeitraum von etwa 20 Jahren bis zur dann notwendigen Grunderneuerung der gesamten Fahrbahndecke.

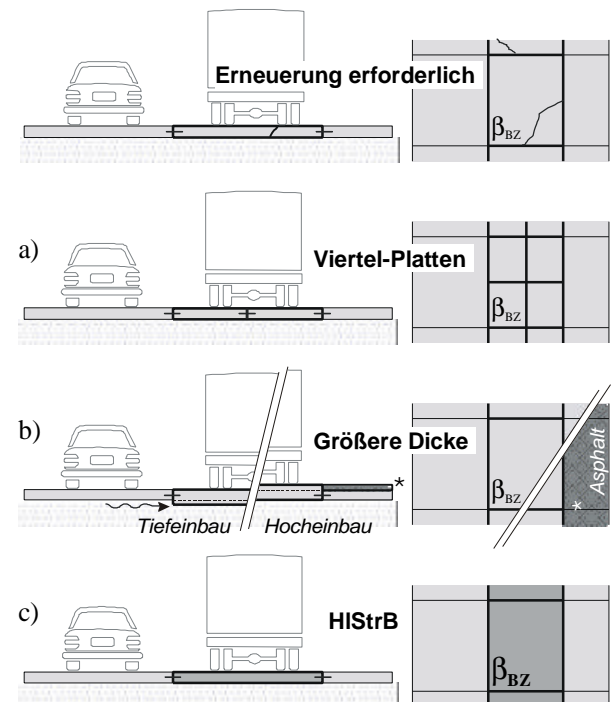


Bild 1-1: Möglichkeiten der streifenweisen Erneuerung: a) kleinere Platten, b) Erhöhung der Plattendicke (Tief- oder Hocheinbau auf bestehender Tragschicht) und c) Hochleistungs-Straßenbeton mit erhöhter Biegezugfestigkeit

#### a) Kleinere Platten

Wird bei einer streifenweisen Erneuerung das Fugengitter halbiert, kann die erwartete Liegedauer im Vergleich zu großen Platten deutlich vergrößert werden.

<sup>1</sup> Die Betonfahrbahndecke wird nach der Herstellung in Einzelplatten unterteilt. Die Plattengröße entspricht dabei dem Abstand der Quer- und Längsscheinfugen, die als Sollbruchstellen eine unkontrollierte Rissbildung verhindern.

Diese Viertelung der Platten ist nach theoretischen Überlegungen<sup>2</sup> bei einer erhöhten Verkehrsbelastung für Deckendicken ab 22 cm ausreichend [5].

Ein erhöhter Aufwand im Vergleich zur unveränderten Plattengröße entsteht durch die zusätzlichen Scheinfugen (bei Bauausführung und Wartung).

#### b) Erhöhung der Plattendicke

Eine Erhöhung der Plattendicke bringt v.a. aufgrund der zusätzlich erforderlichen Entwässerungsmaßnahmen konstruktive Schwierigkeiten und Nachteile hinsichtlich Bauzeit und Wirtschaftlichkeit mit sich. Daher ist nach [4] diese Methode keine wirtschaftliche Alternative für die streifenweise Erneuerung.

Insbesondere bei gleichzeitig ungenügender Griffigkeit der Nachbarstreifen wäre aber denkbar, den schadhafte Streifen auf der ursprünglichen Tragschicht-Ebene in größerer Dicke zu erneuern und die Nachbarstreifen mit einer Verschleißschicht aus z.B. Splitt-Mastix-Asphalt zu ergänzen. Eine solche Maßnahme wäre als Instandsetzung der gesamten Fahrbahn zu bezeichnen.

#### c) Erhöhte Biegezugfestigkeit

Unter Beibehaltung der Plattengröße und -dicke ist nach [5] eine erhöhte Biegezugfestigkeit von im Mittel 7 N/mm<sup>2</sup> bei einer 22 cm dicken Betondecke erforderlich, bei einer 20 cm dicken Decke im Mittel 8 N/mm<sup>2</sup>. Diese hohen Festigkeiten erfordern kleine Wasser/Zement-Werte und – für eine ausreichende Verarbeitbarkeit – die Zugabe von Fließmitteln.

Ein solcher „Hochleistungs-Straßenbeton“ muss für den wirtschaftlichen Einsatz mit dem Gleitschalungsfertiger einzubauen sein. Im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton ist wegen seiner „klebrigen“ Konsistenz beim Hochleistungs-Straßenbeton mit einem höheren Aufwand bei der Verarbeitung zu rechnen. Außerdem sind höhere Stoffkosten unumgänglich.

### 1.2 Gebrauchstauglichkeit von Betonfahrbahnoberflächen

Die Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche einer Betonfahrbahndecke wird von ihrer geometrischen Gestalt, ihrer Textur bestimmt. Sie ist maßgeblich v.a. für die Griffigkeit und die Lärmemission.

Eine Veränderung der Textur gefährdet die Dauerhaftigkeit einer Betonfahrbahndecke, wenn z.B. die Fahrbahn „zu glatt“ oder „zu laut“ geworden ist. Als kennzeichnender Begriff für den Widerstand der Oberfläche gegen eine Abnutzung infolge kombinierter Verkehrs- und Umwelteinwirkungen wird hier die „Texturbeständigkeit“ verwendet.

Beanspruchungen durch die Fahrzeugreifen und durch Frost (mit Tausalz) und Regen können nicht als von-

einander unabhängige Einflussparameter auf die Veränderung der Oberflächeneigenschaften gesehen werden. In Bezug auf die „Abnutzung“ der Textur wird deshalb die Summe von Einzelbeanspruchungen auf die Oberfläche als eine kombinierte und langfristig einwirkende Oberflächenbeanspruchung verstanden.

Die Texturbeständigkeit wird in erster Linie von der Qualität des Oberflächenmörtels bestimmt, maßgeblich also von den Ausgangsstoffen und von der Zusammensetzung, die sich vom sonstigen Feinmörtel des eingebauten Straßenbetons unterscheiden kann.

### 1.3 Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen

Bei Reparaturmaßnahmen ist in Deutschland bereits frühhochfester Beton zum Einsatz gekommen, wobei die Zielsetzung vor allem eine schnelle Verkehrsfreigabe nach Instandsetzung war [6]. Hier wurde v.a. die schnelle Festigkeitsentwicklung von hochfestem Beton genutzt. In einem längeren Abschnitt wurde hochfester Beton u.a. bei der Autobahn E6 in Schweden eingebaut [7]. Hier hat sich die nationale Straßenverwaltung dafür entschieden, höhere Baukosten mit hochfestem Straßenbeton in Kauf zu nehmen, um die Erhaltungskosten zu minimieren, da der hochfeste Beton einen sehr hohen Verschleißwiderstand gegenüber der dort üblichen Beanspruchung durch Spikes bietet.

### 1.4 Aufgabenstellung

Die Einwirkungen aus Verkehr und Umwelt beanspruchen unmittelbar die Textur der Fahrbahnoberfläche und mittelbar durch die resultierenden Spannungen und Verformungen auch das Bauteil Fahrbahndecke. Ziel der Arbeit war es zu klären, ob die Dauerhaftigkeit einer Betonfahrbahn mit Hochleistungs-Straßenbeton optimiert werden kann, vgl. Bild 1-2. Dafür muss auf der Widerstandseite die mögliche Erhöhung der Biegezugfestigkeit und der Texturbeständigkeit untersucht werden und rückgekoppelt, ob ggf. erhöhte Beanspruchungen infolge der veränderten Betoneigenschaften zu erwarten sind.

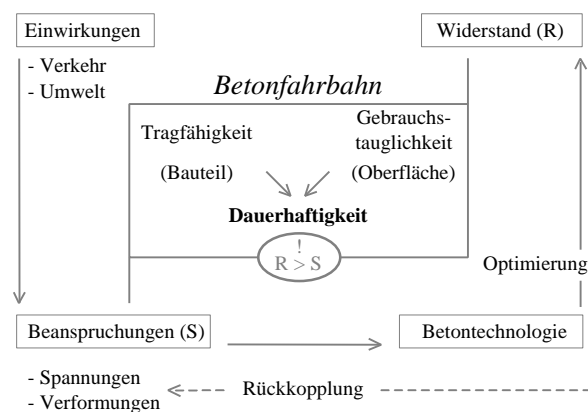


Bild 1-2: Einfluss der Betontechnologie auf die Dauerhaftigkeit einer Betonfahrbahn (schematisch)

<sup>2</sup> und einer (bereits erhöhten) angenommenen mittleren Biegezugfestigkeit von 6,75 N/mm<sup>2</sup>



*'Stil'*  
ist einer der schwierigsten Begriffe in diesem Buch  
[Chrystal: Enzyklopädie der Sprache]  
'Nullspannungstemperaturgradient' einer der längsten [Beckhaus]  
... und einer der am schwersten begreifbaren! [Schießl]

## 2 Grundlagen für den Hochleistungs-Straßenbeton

### 2.1 Hochfester Beton

Beton der Festigkeitsklassen B65 bis B115 wird in Deutschland als *hochfester Beton* (HFB) bezeichnet. Beton der Festigkeitsklassen bis B55 wird zur Unterscheidung *normalfester Beton* genannt. Die Grenzen bleiben auch in der neuen Normengeneration mit C55/67 und C100/115 etwa die gleichen; während „alt“ die Mindestdruckfestigkeit vom „200er“ Würfel die Klasseneinteilung bestimmt hat, sind dies „neu“ die Mindestdruckfestigkeit vom „150er“ Zylinder (h/d = 2) oder vom „150er“ Würfel [8, 9, 10, 11].

Für hochfesten Beton muss der Wassergehalt deutlich geringer als 40% des Zementgehaltes sein. Durch den niedrigeren Wassergehalt ist der Wasserfilm zwischen den Partikeln dünner und die Lagerungsdichte der Zementkörner im Frischbeton höher. Es resultiert eine geringere Porosität und damit verbunden eine höhere Festigkeit. Bei beginnender Hydratation „verkleben“ die einzelnen Körner schneller miteinander und führen zu höheren Frühfestigkeiten. Wegen des niedrigen w/z-Wertes wird planmäßig keine vollständige Hydratation des Zements mehr erreicht. Der unhydratisierte Zementkern wirkt quasi als hochfester Zuschlag. Als Zement für hochfesten Beton muss nicht zwingend reiner Portlandzement verwendet werden (wie bei Straßenbeton bisher üblich). Durch einen teilweisen Ersatz von Zement durch Flugasche ist bei ausreichendem Feuchteangebot (kein Austrocknen) mit etwa der gleichen Endfestigkeit zu rechnen. Zwar ist die Frühfestigkeit kleiner, aber auch die Wärmeentwicklung und damit die Rissempfindlichkeit sind geringer. Zudosierungen von puzzolanischen Stoffen können wie Zumahlungen behandelt werden, also dem Bindemittel zugeordnet werden, womit der Bindemittelgehalt als Summe aus Zement und reaktiven Zusatzstoffen definiert ist [12].

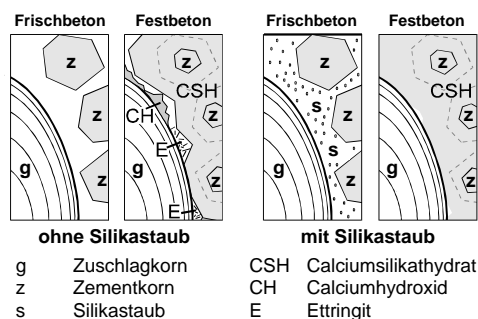


Bild 2-1: Im Festbeton verbleiben wegen des geringen w/z-Wertes unhydratisierte Zementkerne, die Zugabe von Silikastaub verbessert die Verbundzone Zuschlag – Zementstein; nach [13]

Eine Zugabe von Silikastaub, der mit einer mittleren Korngröße von etwa 0,1 µm etwa 100-mal feiner als

Zement ist, bewirkt eine weitere Steigerung der Matrixfestigkeit durch eine noch höhere Packungsdichte in der Bindemittelmatrix, indem es die sonst mit „Zwischenwasser“ gefüllten Zwischenräume der Zementkörner ausfüllt. Neben dieser Füllerwirkung bewirkt Silikastaub eine Verbesserung der Verbundzone Zuschlag - Zementstein, indem durch puzzolanische Reaktion das vom Zementklinker abgespaltene und an den Zuschlag gedrängte Calciumhydroxid in festigkeitsbildendes Calcium-Silikat-Hydrat umgewandelt wird [13], siehe Bild 2-1.

### 2.2 Biegezugfestigkeit

#### 2.2.1 Betontechnologische Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit

Beton für Verkehrsflächen hat einen Luftporengehalt von üblicherweise rd. 4,5 Vol.-% und somit eine niedrigere Zug- und Biegezugfestigkeit als ein Vergleichsbeton ohne künstlich eingeführte Luftporen [14].

Mit dem höheren Luftporengehalt wird auch der E-Modul des Betons geringer. Nach [15] ist die Biegezugfestigkeit streng von dem E-Modul des Betons abhängig, und damit von den einzelnen E-Moduln des Zuschlags, der Zementsteinmatrix und der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Matrix. Bei Verwendung eines steiferen Zuschlags (mit 1,8-fachem E-Modul) wurde eine 1,9-fache Biegezugfestigkeit festgestellt.

Durch Zugabe von Silikastaub kann eine deutliche Steigerung der Druckfestigkeit erreicht werden, wofür zum großen Teil der Füllereffekt verantwortlich zu machen ist. Auf die Zug- bzw. Biegezugfestigkeit müsste sich aber besonders die in Bild 2-1 dargestellte verbesserte Verbundzone günstig auswirken.

In gleicher Weise wird eine höhere erreichbare Biegezugfestigkeit dem quarzitären Zuschlag zugeschrieben – aufgrund der chemischen Affinität zwischen Quarz und Portlandzement und dem damit besseren Verbund mit dem Zementstein. [16, 17]

Eine wesentliche Steigerung der Biegezugfestigkeit wird bei normalfestem wie bei hochfestem Beton durch ein homogeneres Gefüge erzielt, d.h. durch sandreichere Zuschläge und ein kleineres Größtkorn. Die Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Bruchflächigkeit des Grobzuschlags ist bei hochfestem Beton aber offenbar nicht mehr gegeben, wenn ein so guter Verbund zwischen Matrix und Zuschlag erreicht wird, dass die „Verzahnung“ der Grobzuschläge nicht mehr erforderlich ist. Wenn durch das Brechen des Zuschlags aber eine größere Rauheit der Oberfläche entsteht, so dürfte dies auch für hochfesten Beton eine höhere Biegezugfestigkeit bewirken. [15, 17, 18, 19]

Bei unterschiedlichen Zementarten gelten die gleichen Gesetzmäßigkeiten wie für normalfesten Beton. Bei Zumahlung oder Zugabe von Hüttensand oder Flug-

asche steigt mit der Nacherhärtung die Biegezugfestigkeit weiter an. Zur Herstellung von hochfestem Beton reicht i.d.R. Zement der Festigkeitsklasse CEM 32,5. Die Verwendung eines Zements höherer Festigkeitsklasse bringt zwar höhere Frühfestigkeiten, ist aber im Fahrbahndeckenbau wegen der kürzeren Verarbeitungszeit und der höheren Hydratationswärme v.a. bei hohen Außentemperaturen nicht sinnvoll, zumal sich die Biegezugfestigkeit ohnehin deutlich schneller als die Druckfestigkeit entwickelt. [12, 14, 18]

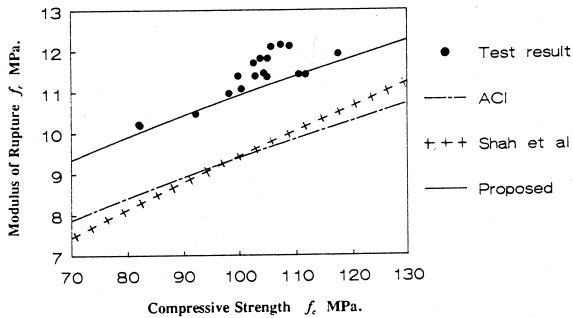


Bild 2-2: Verhältnis der Biegezugfestigkeit zur Druckfestigkeit nach verschiedenen Autoren, aus [20]

Die Biegezugfestigkeit wird von den vorgenannten betontechnologischen Parametern i.d.R. nicht im gleichen Maß wie die Druckfestigkeit beeinflusst. Unterschiedliche angegebene Verhältniszahlen zwischen der Biegezug- und Druckfestigkeit dürften v.a. durch die Verwendung unterschiedlicher Ausgangsstoffe zu erklären sein, vgl. Bild 2-2, wobei hier für die eingetragenen Einzelversuche z.B. ein sehr steifer Zuschlag verwendet worden war. Werden bei gleichen Ausgangsstoffen höhere Druckfestigkeiten nur durch die Verringerung des  $w/z$ -Wertes erreicht, ist eine unterproportional höhere Biegezugfestigkeit zu erwarten [20, 21, 22, 23].

Unter Biegeschwellbelastung zeigte hochfester Beton nach Versuchen von Lambotte und Taerwe [24] kein signifikant anderes Verhalten als normalfester Beton. Die Dauerfestigkeit nach  $n = 2 \cdot 10^6$  Lastwechseln bei einaxialer Beanspruchung betrug rd. 70 % der Kurzzeitfestigkeit.

### 2.2.2 Prüftechnische Einflüsse auf die Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit ( $\beta_{BZ}$ ) wird in Deutschland nach DIN 1048 [25] an Balken ( $l/h/b = 70/15/15$  cm) mit Belastung in den Drittpunkten senkrecht zur Betonierichtung geprüft. Nur für Straßenbeton sieht die DIN 1048 abweichend eine Belastung in Betonierichtung und eine mittige Einzellast an nur 10 cm hohen Balken vor. Bei Belastung in den Drittpunkten tritt der Bruch an der schwächsten Stelle des mittleren Drittels mit konstantem Moment ein und nicht wie bei mittiger Einzellast beim Maximalmoment in der Mitte.

Deshalb liefert die Drittpunktbelastung z.T. deutlich geringere, aber auch weniger streuende Festigkeitsergebnisse als bei mittiger Belastung. Die Prüfrichtung – bei den „10er“-Balken entspricht die Herstelleoberseite der Zugseite – dürfte bei Straßenbeton eher eine untergeordnete Rolle spielen, weil bei der steifen Konsistenz die Gefahr von Entmischungen gering ist. [18]

Die maßgebende Einflussgröße auf den Prüfwert der Biegezugfestigkeit neben der o.g. Lastanordnung ist die Querschnittshöhe des Biegebalkens. Die an Balken nach DIN 1048 ermittelte Biegezugfestigkeit kann dabei um mehr als 100 % über der zentrischen Zugfestigkeit liegen und ist bei einer kleineren Balkenhöhe höher, vgl. Bild 2-3. Als maßgebend für diese Abhängigkeit gilt der steilere Spannungsgradient, d.h. die größere Spannungsänderung bezogen auf die Querschnittshöhe, siehe Bild 2-4.

Während nach Bild 2-3 ab einer genügend großen Querschnittshöhe von hier 80 cm eine Biegezugfestigkeit gleich groß der Zugfestigkeit erwartet wird, bleibt nach neueren Versuchen die Biegezugfestigkeit bei unterschiedlich hohen Balken immer größer als die zentrische Zugfestigkeit. [26, 27, 28, 29, 30, 31, 32]

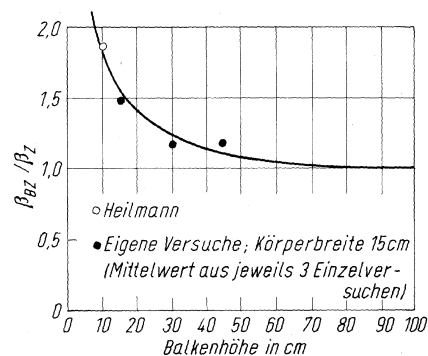


Bild 2-3: Abhängigkeit der Biegezugfestigkeit von der Balkenhöhe bei konstantem Verhältnis  $l/h$ , bezogen auf die mittige Zugfestigkeit, aus [30]

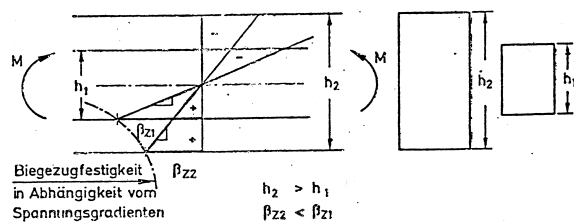


Bild 2-4: Einfluss des Spannungsgradienten auf die Biegezugfestigkeit von Beton, aus [28]

Bei der Berechnung der Biegezugfestigkeit wird davon ausgegangen, dass das Materialverhalten bis zum Bruch linear-elastisch ist. Tatsächlich bildet sich aber – im hohen Lastbereich unter der Annahme einer plastischen Verformung des Betons – eine „völlige“ Zugzone aus: in Bild 2-5 vereinfacht als Zugzone größerer Höhe mit konstanter Zugspannung. Bei einem Vergleich von Biegezugfestigkeitsergebnissen, die nach linear-elastischer und nach elastisch-plastischer Me-

thode ausgewertet wurden, ergab die Biegezugfestigkeit unter Berücksichtigung der plastischen Verformung Werte in der Größenordnung der zentrischen Zugfestigkeit [15].

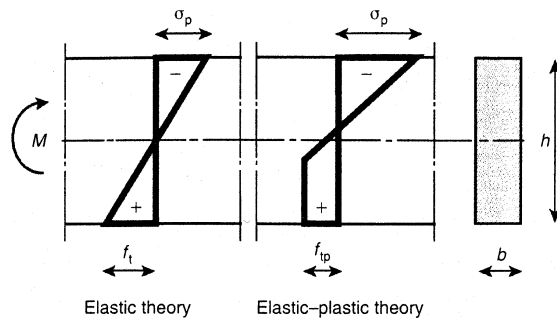


Bild 2-5: Spannungsverteilung über die Höhe eines Betonbalkens bei Biegebeanspruchung, linear elastisches und elastisch-plastisches Modell [15]

Der Zusammenhang zwischen der am Balken geprüften Biegezugfestigkeit und der Tragfähigkeit von Betonfahrbahnplatten dürfte alleine aufgrund der vielen prüftechnischen Einflussgrößen kaum eindeutig zu klären sein. Dazu kommt eine andere Auflagerung und v.a. eine i.d.R. zweiachsige Biegebeanspruchung der Platte gegenüber dem einachsigen Spannungszustand bei der Biegezugprüfung. Sie gibt dennoch – im Vergleich zur Prüfung der zentrischen oder der Spaltzugfestigkeit – am nächsten die reale Beanspruchung wider und erst durch diese Eignungsprüfung kann die Druckfestigkeit (in der Kontrollprüfung) ein Nachweis ausreichender Biegezugfestigkeit sein.

### 2.3 Biegebeanspruchung von Fahrbahndecken aus Beton

Bei der Bemessung von Verkehrsflächen aus Beton ist die zulässige Biegezugspannung infolge Verkehrslast zu  $\sigma_Q$  umso kleiner, je größer die wirksame Biegezugspannung  $\sigma_w$  infolge von Temperatur- und Feuchteeinwirkungen ist [33, 34].

Die im Biegezugversuch an dünnen Balken ( $h = 10$  cm) statisch bestimmte Biegezugfestigkeit  $\beta_{BZ}$  kann nicht voll ausgenutzt werden, u.a. aufgrund der geringeren Biegezugfestigkeit bei einer größeren Querschnittshöhe der Fahrbahndecke und aufgrund der tatsächlich dynamischen Dauerschwing- bzw. Schwellbeanspruchung ( $n$  Lastwechsel), vgl. folgende Gleichung:

$$\text{zuls}_Q = \beta_{BZ} \cdot \left[ (\log n - 2) \cdot \left( \frac{0,0875 \cdot s_w}{\beta_{BZ}} - 0,07 \right) + 0,8 \right] - s_w$$

#### 2.3.1 Systembedingte Einflüsse auf die Biegebeanspruchung

Die wirksame Biegezugspannung infolge Feuchte und Temperatur in der Betonfahrbahndecke ist abhängig vom Behinderungsgrad der zugrundeliegenden last-

unabhängigen Verformung und kann somit als eine Biegezugspannung bezeichnet werden. Eine unendlich lange Platte wird in ihrer Verkrümmung voll behindert und es entsteht eine Biegezugspannung nach folgender Gleichung:

$$\sigma_w = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E \cdot 1/(1-\mu)$$

$\alpha_T$  Wärmedehnzahl des Betons

$\Delta T$  wirksamer Temperaturunterschied an beliebiger Stelle im Querschnitt

$E$  E-Modul des Betons

$\mu$  Querdehnzahl des Betons

Wenn die Betonfahrbahndecke nach dem Reißen der Scheinfugen in kurze Platten unterteilt ist, wird i.d.R. davon ausgegangen, dass sich die Verformungsbehinderung in den Einzelplatten nur aus dem aktivierten Eigengewicht ergibt. Zur anschaulichen überschlägigen Bewertung von Plattenabmessungen kann für Einzelplatten auf starrem Untergrund eine theoretische „kritische Länge“  $l_{krit}$  berechnet werden. „Lange Platten“ ( $l > l_{krit}$ ) verhalten sich im mittleren aufliegenden Bereich wie die ungerissene Fahrbahndecke (voller Zwang), in „kurzen Platten“ ( $l < l_{krit}$ ) sind die Biegezugspannungen dagegen um den Anteil geringer, der in Verformungen umgesetzt wird [34].

Bei mehrschichtigen Aufbauten wird die Bemessung i.d.R. für eine idealisierte Fahrbahndecke mit „äquivalenter“ Dicke (errechnet aus den Einzelschichtdicken und ihren E-Moduln) und mit einer lastunabhängigen Biegebeanspruchung entsprechend einem „äquivalenten“ Temperaturgradienten durchgeführt [47].

Wenn jedoch ein Verbund zur Tragschicht verhindert wird, etwa durch das Zwischenlegen eines Geotextils, erlaubt das System einer von der Tragschicht getrennten Betondecke höhere Verformungen, alleine wegen der höheren Biegesteifigkeit und der damit geringeren Rückverformung infolge Eigengewicht.

Ebenso hat die Steifigkeit der Unterlage einen Einfluss auf die Biegebeanspruchung in Betondecken ohne Verbund mit der Tragschicht. Infolge eines Temperaturgradienten sind dabei höhere Verformungen der Betondecke und kleinere Biegespannungen bei weichen Unterlagen und bei einer teilweisen Plastifizierung der Unterlage zu erwarten. Der baupraktische Bereich elastischer Unterlagen liegt dabei im oberen Bereich der in [35] angenommenen Bettungsmoduln von  $0,01$  N/mm<sup>3</sup> für eine sehr weiche (etwa Boden) bis  $0,1$  N/mm<sup>3</sup> für eine annähernd starre Unterlage.

Oben wurde bereits darauf hingewiesen, dass die Betonfahrbahnplatten hinsichtlich ihrer Biegebeanspruchung i.d.R. als Einzelplatten betrachtet werden. Tatsächlich sind die Platten aber in den Scheinfugen verankert bzw. verdübelt, bzw. bei Verdrehungen der Plattenenden und gleichzeitig nur kleinen Fugenöffnungen ist hier eine Biegebehinderung infolge Platten-

kontakt zu erwarten. Ein solcher Biegezwang würde zwar eine Reduzierung der Bettungsbeanspruchung bedeuten, gleichzeitig aber eine Erhöhung der Biegebeanspruchung der Betondecke. [35, 36]

In den verankerten oder verdübelten Fugen ist ggf. eine unterschiedliche Behinderung der Biegeverformung zu erwarten, weshalb im Folgenden zwischen der Fahrbahn in Längs- und in Querrichtung unterschieden wird.

#### Fahrbahn in Längsrichtung

In Längsrichtung sind die Betonfahrbahnen üblicherweise in 5 m lange Platten unterteilt. Die verdübelten Querscheinfugen bilden die Sollrissstellen, in denen die Längsspannungen abgebaut werden, die in Längsrichtung der Fahrbahndecke v.a. infolge Abkühlung, aber zum Teil auch infolge Schwinden entstehen.

Die Tiefe des Fugenschnitts darf für die Querscheinfugen maximal etwa 30% der Deckendicke betragen. Große Schnitttiefen führen bei einer Druckbeanspruchung (im Sommer) zu einer deutlich außermittigen Druckkraft unter dem Fugenschnitt und zu einer starken Umlenkung der Spannungstrajektorien im fugenahen Bereich. Dadurch würde die Gefahr eines Ausknickens in Plattenmitte oder der Überbeanspruchung an der Fuge erhöht werden.

Die Aufgabe der Dübel in der Querscheinfuge ist die Querkraftübertragung. Die planmäßig waagrecht in Querschnittsmittige angeordneten Dübel übertragen keine Längskräfte und sind im Vergleich zu der Betondecke nur wenig biegesteif. Die Dübel bestehen aus glattem Rundstahl St 37-2 und müssen korrosionsschutzgeschützt sein, was i.d.R. durch eine mindestens 0,3 mm dicke Kunststoffbeschichtung gewährleistet wird [2].

#### Fahrbahn in Querrichtung

In Querrichtung wird die Betonfahrbahndecke durch Längsscheinfugen in Fahrstreifen unterteilt. Die Plattenbreiten sind entsprechend den Fahrstreifenbreiten unregelmäßig. Der Standstreifen mit einer Breite von i.d.R. etwa 2,50 m ist dabei vergleichsweise schmal gegenüber den Fahrstreifen (4,25 m - 5,25 m).

Im Vergleich zu den Querscheinfugen werden die Längsscheinfugen tiefer geschnitten (40 – 45 % der Deckendicke), um die Gefahr wilder Längsrisse v.a. infolge auftretender Biegespannungen zu vermeiden. Bei einer fehlenden zentrischen Zwangspannung (kein Verbund zur Tragschicht) hat in Untersuchungen die Biegezugspannung unter dem Fugenschnitt beim Aufschüsseln infolge abhebender Plattenenden aber dennoch nicht zum Reißen der Fugen ausgereicht.

Je Platte werden der drei bis fünf Anker ( $l = 80$  cm) eingebaut, die nach dem Reißen der Längsscheinfuge ein Abwandern der Randplatten und somit unzulässig große Fugenöffnungsweiten verhindern sollen. Durch die planmäßig außermittige Anordnung im unteren Drittpunkt der Querschnittshöhe können die Anker bei einer Biegebeanspruchung ggf. Zugkräfte aufnehmen und somit eine Behinderung der Biegeverformung

bewirken. In Feldversuchen gemessene Ankerkräfte bestätigen diese Annahme. Zudem wurden bereits vor dem Reißen der Fugen geringe Zugspannungen im Anker gemessen, offensichtlich infolge einer größeren Wärmedehnung des Ankers beim Abkühlen am Ende der Hydratationsphase zurückgeführt.

Die Anker müssen ebenfalls kunststoffbeschichtet sein, begrenzt auf den mittleren Bereich ( $l = 20$  cm), womit der Verankerungsbereich erst im Abstand von rd. 10 cm von der Fuge beginnen dürfte. [2, 37]

### 2.3.2 Lastunabhängige Einflüsse auf die Biegebeanspruchung – Allgemeines

Lastunabhängige Biegeverformungen entstehen bei einschichtigen Betondecken infolge von Feuchte- und Temperaturgradienten über die Querschnittshöhe. Bei zweischichtigen Betondecken führen auch gleichmäßige, aber in den einzelnen Schichten unterschiedlich große Verformungsanteile zu Biegeverformungen, vgl. Bild 2-6. Für diesen „Bimetalleffekt“ [38] sind alleine unterschiedliche Eigenschaften von Ober- und Unterbeton ausreichend, bei einem hochfesten Oberbeton ggf. also auch ein autogenes Schwinden.

Die üblichen Bandbreiten wichtiger Betonkennwerte sind in Bild 2-7 dargestellt.

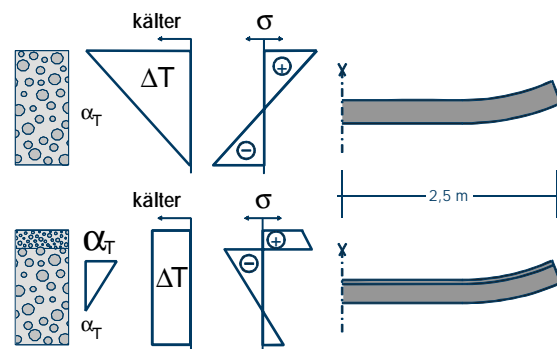


Bild 2-6: Biegebeanspruchung ein- und zweischichtiger Betondecken infolge Temperaturänderung [39]

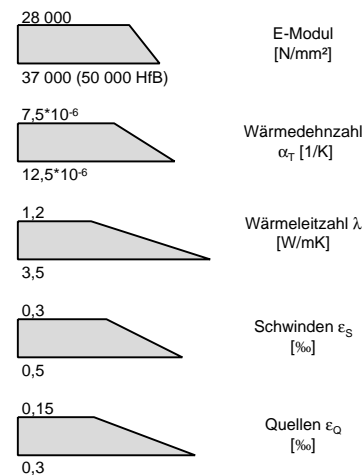


Bild 2-7: Bandbreite wichtiger Kennwerte von üblichem Straßenbeton, der angegebene hochfeste Beton (HfB) ist kein Luftporenbeton [40]



Zwar wird i.d.R. das Aufwölben (Abheben der Plattenmitte) als maßgebend für die lastunabhängige Biegebeanspruchung angesehen, weil die in Fahrbahndecken gemessenen positiven Temperaturgradienten (oben warm) häufiger und auch stärker geneigt sind. Praxisbeobachtungen zeigen aber ein sehr viel häufigeres Aufschüsseln (Abheben der Plattenränder) [41], was darauf schließen lässt, dass sich bei der Erhärtung ein ungünstiger Spannungsgradient einprägen kann, der bisher unterschätzt wurde. Viele Schäden an bestehenden Betonfahrbahndecken wären demnach auf eine Überbeanspruchung infolge Aufschüsseln (+ Verkehr) zurückzuführen, die sich dann v.a. durch Eckabbrüche und keilförmige, oben offene Risse zeigen.

Wegen der veränderlichen Umweltbedingungen ist in einer Betonfahrbahnplatte praktisch immer eine ungleichmäßige Feuchte- und Temperaturverteilung gegeben, die sich zwar deutlich unterschiedlich auf das Verformungsverhalten von Betonfahrbahndecken auswirken, aber dennoch i.d.R. durch einen gemeinsamen linearen „äquivalenten Temperaturgradienten“ berücksichtigt werden. Insbesondere im jungen Alter, wenn der Beton seine Eigenschaften noch entwickelt, spielt zusätzlich die Hydratationswärme eine große Rolle. Resultierende Zwangsspannungen in einer Betonplatte können allgemein in (zentrische) Normalspannungen, in Biegespannungen und in Eigenspannungen unterteilt werden. Hinsichtlich der zentrischen Normalspannungen sei hier angemerkt, dass nach dem Reißen der Scheinfugen zwar praktisch keine Zugspannungen mehr auftreten können, eine zentrische „Druckvorspannung“ Längsrichtung hingegen die Biegebeanspruchung maßgeblich beeinflussen kann. [42, 43, 44]

### 2.3.3 Einfluss der Feuchte auf die Biegebeanspruchung

Die größte Biegeverformung infolge hygrischer Einwirkungen ist zu erwarten, wenn ein Bauteilrand trockener Umgebung ausgesetzt ist, der andere Wasser saugen kann. In [45] wird gezeigt, dass so bei Bauteilhöhen ab etwa 25 cm am oberen Rand mit größeren Eigenzugspannungen als Biegezugspannungen<sup>3</sup> zu rechnen ist.

Im Labor wird die Biegebeanspruchung infolge hygrischer Einwirkungen meist bei stetigen Umgebungsbedingungen untersucht. Die maximale Biegeverformung bei einseitigem Austrocknen ist nach [46] bei geringen Querschnittshöhen von 5 cm bis 8 cm zu erwarten. Bei Querschnittsdicken von 18 bis 26 cm wurden an Balken mit 5 m Länge und an Platten (5,5 · 7,9 m<sup>2</sup>) wurden übereinstimmend Biegeverformungen gemessen, die einem äquivalenten Temperaturgradienten von

<sup>3</sup> berechnet für vollen Zwang mit einem E-Modul von 30.000 N/mm<sup>2</sup> und einer Relaxation von 50%

0,1 K/mm, bei gleichzeitigem Wassersaugen an der Unterseite sogar bis 0,16 K/mm entsprechen und einem Abheben der Plattenränder von mehreren Millimetern. [47, 48, 49]

Stetig trockene Laborbedingungen beim Aufschüsseln von Betonfahrbahnplatten kommen alleine wegen der Tag-/Nachtschwankungen der relativen Luftfeuchte in der Praxis nicht vor und stellen deshalb eine sehr ungünstige Einwirkung dar. Hinzu kommt, dass das Austrocknen der Oberfläche vergleichsweise sehr langsam abläuft, eine zwischenzeitliche kapillare Wasseraufnahme aber bereits nach wenigen Stunden eine deutliche Rückverformung zur Folge hat. Auch erreichen Betonbalken, wenn die Oberseite vor dem Austrocknen intermittierend befeuchtet worden war, nach wiederum langem Austrocknen nur ein geringeres Aufschüsseln. Im Vergleich zu den für stetige Umgebungsbedingungen angegebene Temperaturgradienten dürfte deshalb für reale Umweltbedingungen die Annahme eines maximal halb so großen äquivalenten Temperaturgradienten für das Austrocknen ausreichend sein. [48, 50]

Gesondert zu beachten ist das frühe Austrocknen nach Fertigstellung der Betondecke (bei trockenen Bedingungen und unzureichender Nachbehandlung), da zu diesem Zeitpunkt die Zugfestigkeit des Betons noch klein ist. Bei einer Biegebeanspruchung (z.B. Biegezugprüfung) können v.a. die resultierenden Eigenzugspannungen am Balkenrand zu einer um bis zu 50 % kleineren aufbringbaren Lastspannung und Biegezugfestigkeit führen.

Ein sehr frühzeitiges Austrocknen kann insbesondere bei hochfestem Beton zu einer Unterbrechung der Hydratation und zu entsprechend verminderten Festigkeiten führen. [22, 27, 51]

### Austrocknungsschwinden von hochfestem Beton

Das Schwinden von Beton setzt sich aus dem Schwinden von Zementstein und Zuschlag zusammen. Da die hygrischen Verformungen hauptsächlich durch den Zementstein bewirkt werden, ist das Schwinden des Betons umso kleiner, je mehr Zuschlag enthalten ist und je höher der E-Modul des verwendeten Zuschlags ist. Gleichzeitig entstehen bei größerer innerer Behinderung der Verformungen höhere Gefügespannungen. [52, 53, 58]

Maßgebend für die Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung ist die Feuchteverteilung im Betonbauteil. Diese wiederum hängt neben den Umgebungsbedingungen von der Feuchtspeicherfähigkeit des Betons ab, die von dem kapillaren Saugverhalten und dem Diffusionsverhalten bestimmt wird [54].

Hochfester Beton mit seinem niedrigen w/z-Wert von deutlich unter 0,40 weist praktisch keine Kapillarporen auf. Deshalb ist im Vergleich zum normalfesten Beton der leistungsstarke Kapillartransport beim hochfesten

Beton vernachlässigbar klein. Eine dem Kapillartransport ähnliche Wasseraufnahme wäre über vorhandene Mikrorisse (am Bauteilrand) denkbar, die bei hochfesten Betonen z.B. durch eine Trocknung bei hohen Temperaturen  $> 50^\circ\text{C}$  entstehen können. Es kommt beim hochfesten Beton mit seinem sehr dichten Gefüge also vornehmlich zur Diffusion. Der Diffusionskoeffizient von Beton wird grundsätzlich mit geringeren w/z-Werten kleiner. [55, 56, 57]

Der Diffusionskoeffizient eines hochfesten Betons ( $\beta_D = 85 \text{ N/mm}^2$ ) wird in [55] mit einem Zehntel des Wertes für einen normalfesten Beton ( $\beta_D = 45 \text{ N/mm}^2$ ) angegeben.

Für einen hochfesten Zementstein mit w/z-Wert 0,30 zeigt Bild 2-8 die Verformungen infolge Wasseraufnahme bei unterschiedlichen Bauteildicken, überlagert durch das autogene Schwinden.

Bei einem Querschnitt von  $2 \times 2 \text{ cm}^2$  wird noch ein deutliches Quellen (in Längsrichtung) durch Wasseraufnahme festgestellt. Bei einem Querschnitt von  $4 \times 4 \text{ cm}^2$  wurde bereits ein sehr viel kleineres Quellen gemessen. Bei dem Querschnitt von  $10 \times 10 \text{ cm}^2$  überwiegt schließlich das autogene Schwinden [58], d.h. die Rate des Eindiffundierens von Wasser ist kleiner als die Rate der Selbstaustrocknung.

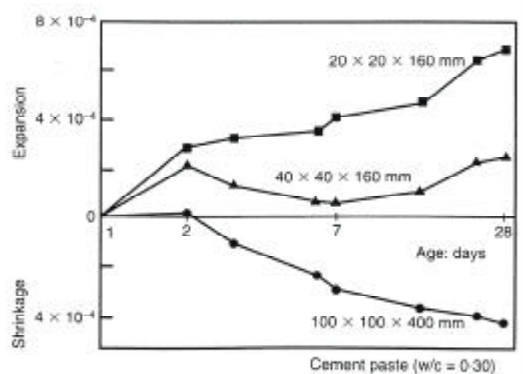


Bild 2-8: Zeitliche Entwicklung der hygrischen Dehnungen von hochfestem Zementstein bei unterschiedlicher Dicke, Lagerung unter Wasser [58]

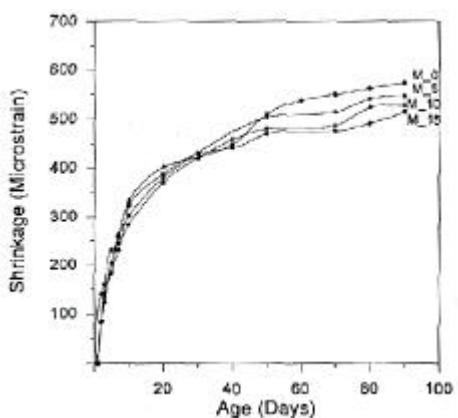


Bild 2-9: Zeitliche Entwicklung des Schwindens von Betonen mit unterschiedlichen Silikastaubgehalten bei 50% r.F. ab dem Alter von 24 Stunden [60]

Der Einsatz von Silikastaub verdichtet das Gefüge und erhöht den Widerstand gegen Austrocknungsschwinden. Nach 28-tägiger Vorlagerung unter Wasser hat ein vergleichbarer Beton mit Silikastaub einen deutlich geringeren Masseverlust und auch ein deutlich geringeres Endschwindmaß [59] infolge Austrocknen. Auch bei einem frühen Austrocknungsbeginn, z.B. ab dem Ausschalen nach 24 Stunden, ist ein zumindest geringfügig kleineres Schwinden des Betons mit höherem Silikastaubanteil zu erwarten, vgl. Bild 2-9 [60].

### 2.3.4 Einfluss der Temperatur auf die Biegebeanspruchung

In einer Betonfahrbahndecke treten die größten Temperaturgradienten i.d.R. im Sommer auf, wenn die Oberfläche durch hohe Lufttemperaturen und zusätzlich Sonneneinstrahlung im Tagesverlauf aufgeheizt bzw. durch eine starke Abkühlung in der Nacht abgekühlt wird. Da sich die Temperatur an der Oberfläche entsprechend oft und schnell ändert, und da sich gleichzeitig die Temperatur an der Unterseite nur langsam ändert, ist quasi immer ein geneigter Temperaturgradient im Querschnitt „wirksam“, der die Betonfahrbahndecke auf Biegung beansprucht [61].

Bei üblichen Dicken der Betonfahrbahndecken wird i.d.R. ein etwa gleich großer Temperaturunterschied mit konstanter Neigung des Gradienten zwischen Ober- und Unterseite angenommen. Der wirksame Temperaturgradient muss deshalb dickenabhängig angegeben werden. Der Bemessung von Betondecken wird im Straßenbau ein ungünstiger Temperaturgradient zugrunde gelegt, der für 5 % der Nutzungsdauer angenommen wird. Dieser wird für das Aufwölben (oben warm) nach [47] mit etwa 18 Kelvin über die Querschnittshöhe angegeben, d.s. für Decken mit 22 cm Höhe rd.  $0,08 \text{ K/mm}$ . Der zu berücksichtigende negative Temperaturgradient (oben kalt) ist nach [34] für eine gleich dicke Betondecke nur mit  $-0,035 \text{ K/mm}$  anzunehmen, entsprechend einer Abkühlung von 8 K über die Deckendicke. Durchaus steilere Temperaturgradienten sind bei einer schockartigen Abkühlung der Oberfläche infolge eines plötzlichen Schlagregens (auf eine warme Betonoberfläche) oder bei einem plötzlichen Wärmeentzug infolge Aufstreuen von Tausalz (auf eine vereiste Betondecke) zu erwarten [62, 63].

Während bei den angegebenen positiven Temperaturgradienten bereits der mögliche Einfluss einer ungünstigen Erhärtungstemperatur berücksichtigt ist, beruht die Annahme des negativen Temperaturgradienten noch auf aktuell gemessenen Temperaturgradienten. Wenn bei der Erhärtung eine ungleichmäßige Temperaturverteilung im Querschnitt vorhanden ist und der Temperaturengleich erst bei inzwischen hohem E-Modul des Betons stattfindet, entstehen Zwangsspannungen, die sich in das Bauteil „eingepprägten“ können. Bei einer Erhärtungstemperatur, die am Rand um rd. 15 Kelvin niedriger war als im Kern, wurde infolge

einer eingepprägten Eigenspannung mit Druck außen eine erhöhte Biegezugfestigkeit festgestellt, umgekehrt eine verringerte, wenn die Erhartungstemperatur am Rand höher war, vgl. Bild 2-10 [64].

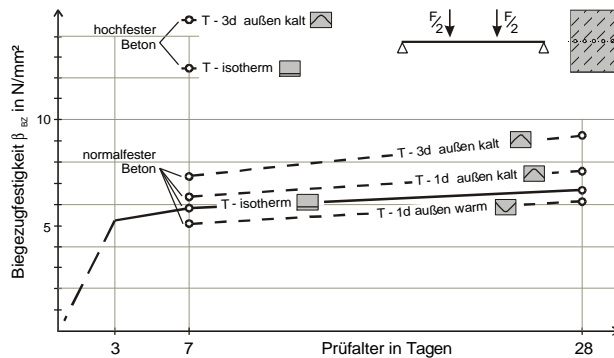


Bild 2-10: Einfluss eines gekrümmten Temperaturgradienten während der Erhärtung auf die Biegezugfestigkeit [64]

Die als Nullspannungstemperatur bezeichnete „wirksame“ Erhartungstemperatur ist maßgebend für den späteren Spannungszustand. Neben der Hydratationswarmenentwicklung des Betons, die i.d.R. zu einem gekrümmten Verlauf der Erhartungstemperatur führt, wird die Erhartungstemperatur in einer Betonfahrbahndecke v.a. durch die Einflüsse von außen (incl. Wirkung der Nachbehandlung) bestimmt.

Ungünstige und steile Temperaturgradienten in Betonfahrbahndecken während der Erhärtung sind – ebenso, wie bei der aktuellen Temperatur – v.a. bei der Fertigung im Sommer und besonders bei zusätzlicher Sonneneinstrahlung zu erwarten, vgl. Bild 2-11, weil bereits bei Temperaturengleich mit einer Biegezugspannung im Querschnitt (oben) zu rechnen ist. Günstig hinsichtlich einer späteren Biegebeanspruchung wäre dagegen das Betonieren auf eine kühle Unterlage bei gleichzeitiger Abkühlung von oben, da mit Temperaturengleich eine günstige Druckvorspannung an Ober- und Unterseite der Platte entsteht. [61, 65]

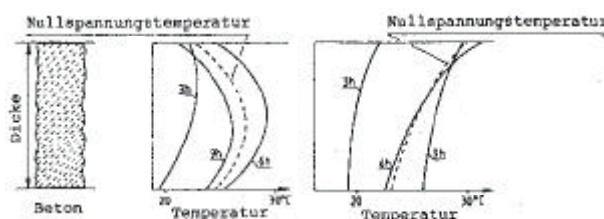


Bild 2-11: Temperaturverlauf und Nullspannungstemperatur (gestrichelt) in einer Betonfahrbahnplatte nach dem Betonieren auf einen kühlen Untergrund bei Abkühlung bzw. Erwärmung von oben – im Alter von 3 bis 9 Stunden [65]

### Wärmedehnung von hochfestem Beton

Die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  des Betons kann von 7,5 bis  $12,5 \cdot 10^{-6} /K$  variieren, wobei für diese große Bandbreite v.a. die Zuschläge verantwortlich sind.

Allgemein ergibt sich die aktuell wirksame Wärmedehnung als Summe der wahren und der scheinbaren Wärmedehnung. Die „wahre Wärmedehnung“  $\alpha_{TW}$  ergibt sich aus der Überlagerung der thermischen Wärmedehnung und der mechanischen Dehnung infolge innerer Gefügespannungen. Die „scheinbare Wärmedehnung“  $\alpha_{TS}$  entsteht in teilgesättigten Porensystemen wie Zementstein infolge der Wasserumlagerung durch adsorptive und kapillare Kräfte. Ein trockener Zementstein weist hier einen kleineren Wert auf als wassergesättigter Zementstein.

Die Wärmedehnzahl des hochfesten Zementsteins mit bis zu  $20 \cdot 10^{-6}/K$  (im trockenen Zustand) ist im Vergleich zu der des normalfesten Zementsteins zwar um etwa 30 % höher, und auch ist das Zementsteinvolumen von hochfestem Beton i.d.R. etwas höher als bei normalfestem Beton, der Einfluss auf die Wärmedehnzahl des Betons ist aber gering. Viel stärker geht die Wärmedehnzahl der verwendeten Zuschläge und der Feuchtegehalt des Zementsteins in die Berechnung der Wärmedehnzahl des Betons ein. [66, 67]

### Thermische Eigenschaften

Der aktuelle Zustand der Temperaturverteilung im Querschnitt einer Betondecke infolge einer thermischen Einwirkung wird maßgebend von dem Warmenubergang zwischen dem Beton und der an die Oberfläche angrenzenden Luftschicht (selten auch Wasser), und natürlich von der Wärmeleitzahl und der spezifischen Wärmekapazität des Betons beeinflusst.

Der Warmenubergang von der Luft in den Beton ist umso langsamer, je trockener die angrenzende Luftschicht ist, je weniger diese bewegt wird, je kleiner der Temperaturunterschied ist und je weniger Strahlung<sup>4</sup> einwirkt. Der Warmenubergangskoeffizient liegt bei einer Windgeschwindigkeit von 1 m/s im Bereich von rd.  $10 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$  [68]; bei höheren Windgeschwindigkeiten, z.B. auf Betondecken von Autobahnen (Verkehrssog), kann der Warmenubergangskoeffizient mehr als den 3-fachen Wert erreichen.

Die Wärmeleitzahl  $\lambda$  wird für normalfesten Beton im erhärteten Zustand mit einer Bandbreite zwischen 1,2 und  $4,0 \text{ W}/(\text{m} \cdot \text{K})$  angegeben. Wie bei der Wärmedehnzahl ist auch hier der Zuschlag maßgebend für die Größe der Wärmeleitzahl des Betons; so kann z.B. Beton mit kalzitischen Zuschlägen eine um mehr als 50% höhere Wärmeleitzahl aufweisen als Beton mit Basaltzuschlag. [69]

Die spezifische Wärmekapazität  $c_B$  von Festbeton mit einem durchschnittlichen Feuchtegehalt beträgt 0,9 bis  $1,0 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$ . Da Wasser mit  $4,2 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$  eine im Vergleich sehr hohe Wärmekapazität aufweist, erhöht sich die spezifische Wärmekapazität bei Wassersättigung auf 1,0 bis  $1,15 \text{ kJ}/(\text{kg} \cdot \text{K})$  [69]. Die spezifische Wärmekapazität von hochfestem Beton dürfte für

<sup>4</sup> Durch die Strahlungswärme ist nach [47] die Oberfläche des Betons im Jahresmittel um etwa 2 K wärmer als die Luft.

trockene Umweltbedingungen etwa gleich groß der von Normalbeton sein, da der Einfluss eines (um etwa  $20 \text{ l/m}^3$ ) geringeren Wassergehalts des hochfesten Betons durch den eines (um ca.  $100 \text{ kg/m}^3$ ) höheren Zementgehalts kompensiert wird. Relevante Unterschiede in der spezifischen Wärmekapazität  $c_B$  werden demnach nur infolge unterschiedlicher Feuchteaufnahme oder -abgabe bewirkt.

#### Hydratationswärme

Die insgesamt freigesetzte Hydratationswärme zu einem Zeitpunkt  $t$  ist direkt proportional zur hydratisierten Zementmenge. Bei  $w/z$ -Werten von 0,40 und darunter wird keine vollständige Hydratation erreicht. Bezogen auf den Zementgehalt wird daher in einem hochfesten Beton weniger Wärmeenergie freigesetzt als in einem normalfesten Beton.

Bei den üblicherweise deutlich höheren Zementgehalten von hochfestem Beton entwickelt sich aber dessen Hydratationswärme im Vergleich zum normalfesten Beton schneller und auch mit einem höheren Temperaturmaximum. In massigen Bauteilen kann die Temperatur im hochfesten Beton sogar bis zu  $80^\circ\text{C}$  erreichen, vgl. Bild 2-12. [14, 55]

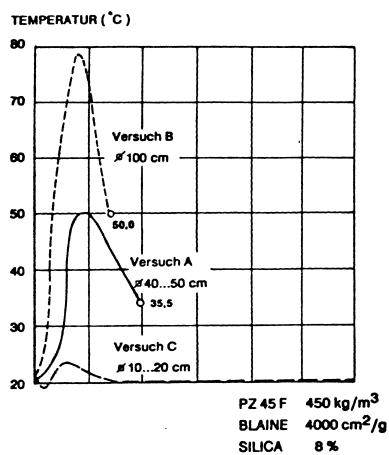


Bild 2-12: Temperaturentwicklung eines hochfesten Betons bei unterschiedlichen Bauteildicken

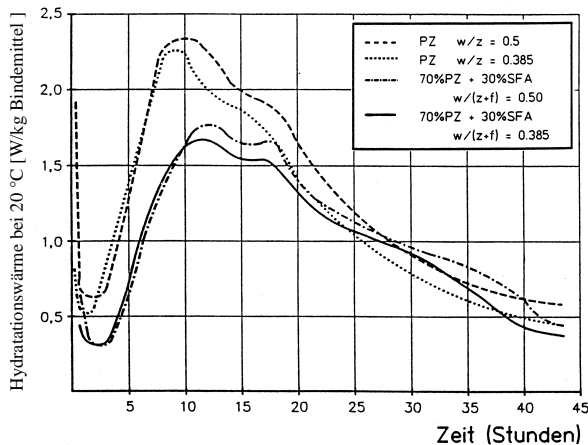


Bild 2-13: Vergleich der Hydratationswärmeentwicklung von Zementleim mit und ohne Flugasche bei Wasser/Bindemittel-Werten von 0,50 und 0,38 [71]

Ein solcher Beton ist sehr rissgefährdet, wenn er unter Zwang erhärtet, weil in der Erwärmungsphase nur wenig Druckspannungen aufgebaut werden, in der Abkühlphase mit inzwischen höherem E-Modul aber vergleichsweise hohe Zugspannungen entstehen [70].

Wie beim normalfesten Beton kann aber auch bei hochfestem Beton eine geringere Wärmefreisetzung erreicht werden, wenn ein Teil des Zements durch Flugasche ersetzt wird, siehe Bild 2-13 [71].

#### 2.4 Autogenes Schwinden von hochfestem Beton

Bei der Hydratation von Portlandzement haben die Hydratationsprodukte ein kleineres Volumen als die Reaktionspartner Zement und Wasser. Mit dieser Volumenverringerung, die als chemisches Schwinden bezeichnet wird, entstehen die Schrumpfporen. Bei  $w/z$ -Werten deutlich unter 0,40 führt die fortschreitende Hydratation dazu, dass dem Porenraum immer mehr Wasser entzogen wird. In der Folge entsteht eine innere Selbstaustrocknung [72], die einen Unterdruck im Porensystem bzw. Zugspannungen im Porenwasser erzeugt und zum „Selbstaustrocknungsschwinden“ führt. So kommt es in Betonbauteilen auch ohne einen Wasserverlust nach außen und bei konstanter Temperatur zum „Autogenen Schwinden“, das u.a. in [73] als (außen) messbare Verformungsänderung eines Betonkörpers definiert ist, die mit dem Erstarren beginnt und mit vollständiger Hydratation endet.

Der zeitliche Verlauf des chemischen Schwindens ist an den Hydratationsverlauf gekoppelt. Dementsprechend entwickelt sich bei Proben mit kleinen Wasser/Zement-Werten wie die Hydratation auch das autogene Schwinden ab dem Alter von etwa ein bis zwei Tagen deutlich langsamer und in kleinerem Maße, siehe Bild 2-14.

Auf die Größe des autogenen Schwindens und auch auf den zeitlichen Verlauf haben der Wasser/Zement-Wert und der Gehalt an Silikastaub einen entscheidenden Einfluss. Ein Beton mit dem  $w/b$ -Wert von 0,30 und einem Silikastaubanteil von 8% am Bindemittel weist im Alter von 21 Tagen mit 0,5 ‰ ein doppelt so großes autogenes Schwinden auf wie der Beton mit  $w/b = 0,40$  bei gleichem Silikastaubgehalt, Bild 2-14 oben. Auffällig ist hier insbesondere der bereits sehr hohe Verformungsanteil des Betons mit dem geringen  $w/z$ -Wert nach einem Tag.

Bei konstantem  $w/b$ -Wert von 0,35 ist das freie autogene Schwinden des Betons mit 8% Silikastaub nach 21 Tagen rd. 3mal so groß wie beim Beton ohne Silikastaub, Bild 2-14 unten. Dieser Beton ohne Silikastaub und der Beton mit 4% Silikastaubgehalt zeigten hier sogar eine anfängliche Ausdehnung; erst bei höheren Silikastaubgehalten wurde von Beginn an ein kontinuierliches Schwinden festgestellt [74].

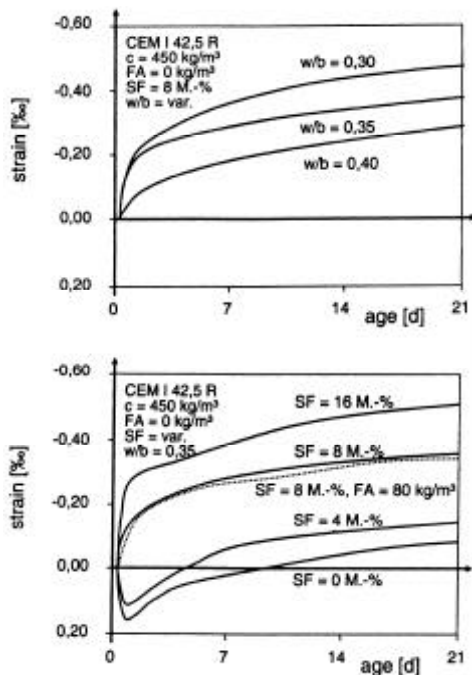


Bild 2-14: Zeitliche Entwicklung des autogenen Schwindens von Betonen mit unterschiedlichen w/b-Werten und Silikastaubgehalten [74]

Das autogene Schwinden von Betonen mit ausschließlich Portlandzement als Bindemittel ist offensichtlich schnell abgeschlossen. An Zementsteinproben ohne Silikastaub war bei einem w/z-Wert von 0,35 bereits nach rd. zwei Tagen praktisch keine weitere Verkürzung zu messen, vgl. Bild 2-15 [72]. Unter Zugabe von Silikastaub dagegen war ab etwa 10 bis 20 Stunden nach dem Abbinden des Zements eine umso ausgeprägtere Zunahme des autogenen Schwindens feststellbar, je mehr Silikastaub dem Beton zugegeben wurde, offensichtlich als Folge der fortschreitenden chemischen (Sekundär-) Reaktion des Silikastaubs mit Wasser und dem Calciumhydroxid, das bei der Hydratation des Zements gebildet wird.

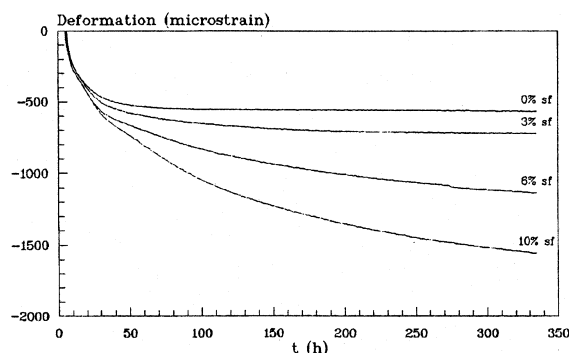


Bild 2-15: Zeitliche Entwicklung (ab dem Erstarren) des autogenen Schwindens von Zementstein mit w/z = 0,35 und Silikastaubanteilen bis 10 % [72]

Das Selbstaustrocknungsschwinden wird wie das Austrocknungsschwinden teilweise durch den Zuschlag behindert, wodurch die Längenänderung – abhängig u.a. von der Zuschlagart und dem Größtkorn – um tlw.

mehr als die Hälfte kleiner werden kann [75]. Im Gegenzug führt eine solche Verformungsbehinderung durch den Zuschlag zu inneren Gefügespannungen. Bei einer äußeren Verformungsbehinderung kann das autogene Schwinden zu großen zentralen Zwangsspannungen im Bauteil führen, siehe Bild 2-16. [58,76]

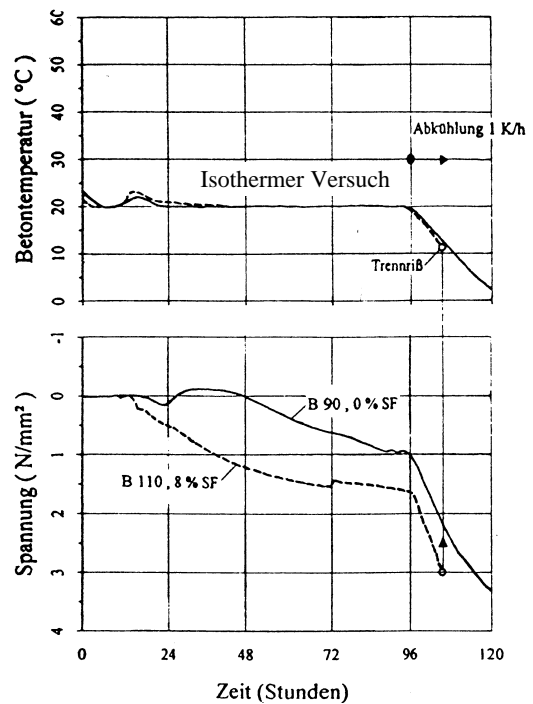


Bild 2-16: Zeitlicher Verlauf der zentralen Zwangsspannung infolge des autogenen Schwindens bei hochfestem Beton mit einem w/b-Wert von 0,30 mit und ohne Silikastaub [77]

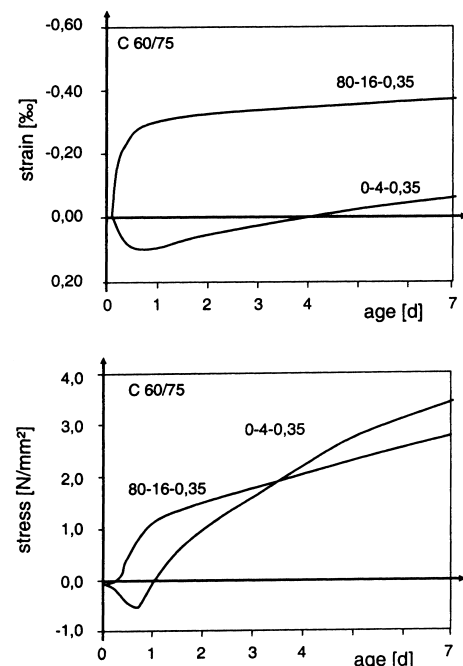


Bild 2-17: Zeitlicher Verlauf des freien autogenen Schwindens und der Zwangsspannungen zweier hochfester Betone (w/b = 0,35 und b = 450 kg/m³)

Die Größe dieser entstehenden Zwangsspannungen kann aber nicht ohne weiteres aus dem Endmaß des freien autogenen Schwindens abgeleitet werden [74]. Das Beispiel in Bild 2-17 zeigt vielmehr, dass v.a. der zeitliche Verlauf des autogenen Schwindens maßgebend ist: Ein Beton, der am ersten Tag ein hohes autogenes Schwinden aufweist, danach aber kaum noch schwindet, wird nach wenigen Tagen in der Zwangsspannungsentwicklung von einem Beton „überholt“, dessen autogenes Schwinden sich erst nach etwa einem halben Tag entwickelt, von da an aber mit einer größeren Steigung. Das autogene Schwinden am ersten Tag leistet demnach nur einen geringen Zwangsspannungsbeitrag [74].

### 2.5 Kriechen und Relaxation des hochfesten Betons

Das Kriechen ist als zeit- und lastabhängige Verformungszunahme unter Dauerlast definiert, die Relaxation als zeitabhängiger Spannungsverlust in einem infolge Zwang verformten Bauteil. Beide Vorgänge sind auf das viskoelastische Verhalten des Betons zurückzuführen. Ein Beton mit einer kleineren Kriechzahl (= Gesamtdehnung / elastische Dehnung) weist somit auch ein geringeres Relaxationsvermögen auf.

Hauptsächlich wird das Kriechen durch Wasserumlagerungen im Zementstein und durch interkristallines Gleiten verursacht [78]. Hochfester Beton mit seinen geringen w/z-Werten und seiner hohen Zementsteinfestigkeit weist deshalb grundsätzlich ein deutlich geringeres Kriechvermögen als normalfester Beton auf.

Das bereits kleinere Grundfließen des hochfesten Betons wird mit dem infolge des planmäßig geringeren Hydratationsgrades kleineren Volumen der Hydratationsprodukte des hochfesten Betons erklärt [79]. Der mit kleineren w/z-Werten gleichzeitig auch sehr dichte Zementstein hat auch ein kleineres Trocknungsfließen des hochfesten Betons zur Folge, das ab einer Druckfestigkeit von etwa 100 N/mm<sup>2</sup> sogar praktisch vollständig unterdrückt wird [80].

Mit höheren Festigkeiten nimmt daher die Abhängigkeit des Kriechverhaltens von der Lagerung und damit auch von den Bauteilabmessungen ab, was zudem ein im Vergleich zum normalfesten Beton schnelleres Erreichen des Endkriechmaßes bedeutet [55].

Unter der Voraussetzung gleicher Ausgangsstoffe kann das Kriechvermögen festigkeitsbezogen betrachtet werden. Im Vergleich zu einem B45 beträgt z.B. die Endkriechzahl eines B65 nur etwa 75 %. Bei einer weiteren Abminderung des w/z-Wertes sind die Kriechzahlen für höhere Festigkeitsklassen in Bezug auf die Endkriechzahl eines B65 weiter abzumindern, nach [8] um den Faktor  $(65/\beta_{WN})^{0,7}$ . Innerhalb einer Festigkeitsklasse hat aber der E-Modul des Zuschlags einen ebenso hohen Einfluss auf das

Kriechen. So erhöhen weiche Zuschläge das Kriechvermögen deutlich [81]. Die Zugabe von Silikastaub bewirkt dagegen ein weiter verringertes Kriechvermögen (kleineres Grund- und Trocknungsfließen) und somit eine noch geringere Abhängigkeit von der Lagerungsart des Betons, siehe Bild 2-18.

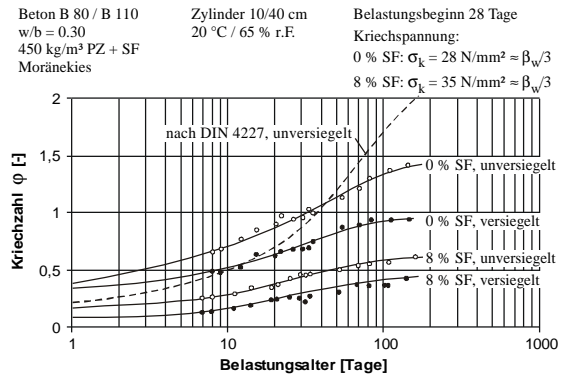


Bild 2-18: Zeitliche Entwicklung der Kriechzahl von hochfestem Beton in Abhängigkeit von Silikastaubgehalt und Lagerungsart [80]

Auch für hochfesten Beton gilt, dass ein Belastungsbeginn in jüngerem Alter deutlich höhere Kriechzahlen und somit auch eine stärkere Relaxation zur Folge hat. Genauso bewirkt auch ein höheres Verhältnis der aufgebrauchten Spannung zur Festigkeit ein größeres Kriechen bzw. eine größere Relaxation, wobei insbesondere bei der Zugbeanspruchung eine ggf. einsetzende Mikrorissbildung beachtet werden muss, die zu einer „Aufweichung“ des Betonquerschnitts führen würde. Bild 2-19 zeigt den Einfluss des Belastungsalters auf den Abbau von Zugspannungen durch Relaxation für normalfesten Beton [82].

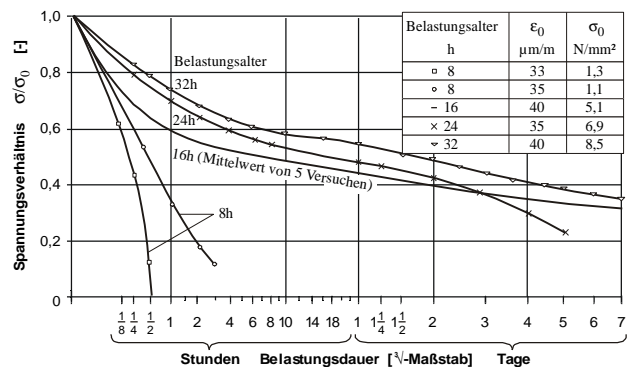


Bild 2-19: Zeitlicher Verlauf des Zugspannungsabbaus durch Relaxation im jungen Alter [nach 82]

### 2.6 Duktilität von Beton

Die Duktilität von Beton beschreibt die Fähigkeit, Spannungen durch plastische Verformungen abzubauen bzw. Kräfte umzulagern. Die Duktilität ist vor allem im Grenzzustand der Tragfähigkeit von Bedeutung, wenn im System Energiereserven durch das Umlagern von Kräften mobilisierbar sind (Redundanz).

Bei unbewehrten Betonstraßen wird das „bruchzähe“ Verhalten des Betons im Allgemeinen nicht in Ansatz gebracht, weil die für den Gebrauchszustand zulässigen rechnerischen Biegezugspannungen weit unterhalb der (statischen) Biegezugfestigkeit sind [34]. Planmäßig erreicht und überschritten wird die Betonfestigkeit aber in den Scheinfugen, so dass hier, im Beton unter dem Fugenschnitt, ein möglicherweise duktileres Nachbruchverhalten beachtenswert erscheint.

2.6.1 Nachbruchverhalten von Beton

Mithilfe der Bruchmechanik, bei der im Wesentlichen ein Gleichgewicht zwischen der für neues Risswachstum erforderlichen Energie und der beim Risswachstum freiwerdenden Energie vorausgesetzt wird, kann das Nachbruchverhalten von Beton beschrieben und mit materialspezifischen Kennwerten quantifiziert werden. Danach entsteht im Fall eines „scharfen Risses“ in einer gekerbten, zugbeanspruchten Betonscheibe am Kerbgrund nicht eine für linear-elastische Werkstoffe theoretisch unendlich hohe Spannung, sondern es können noch Zugspannungen im Riss übertragen werden, vgl. Bild 2-20. [83, 84, 85, 86]

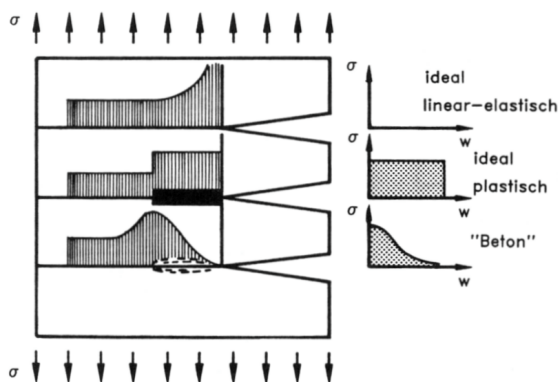


Bild 2-20: Spannungsverteilung unter einer Kerbe bei einer äußeren Zugspannung  $\sigma$  in Abhängigkeit der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung ( $\sigma$ - $w$ ) [aus 84]

Neben dieser Fähigkeit des Betons, auch nach Überschreiten der Zugfestigkeit (in einer im Vergleich zur Risslänge kleinen plastischen Zone) noch Spannungen zu übertragen, muss zusätzlich eine Plastifizierung vor der Risswurzel, also bereits vor dem Entstehen bzw. Fortschreiten eines Risses berücksichtigt werden. Das Entstehen dieser plastischen Zone wird im Allgemeinen auf eine beginnende Mikrorissbildung infolge einer äußeren Last zurückgeführt, die sich bei steigender Last fortsetzt; erst bei großen Verformungen bildet sich dann ein einzelner (großer) Riss aus. Die bei einer bereits relativ großen Rissaufweitung noch zu beobachtende Kraftübertragung wird dagegen mit einer Rissverzahnung erklärt.

Die Kenntnis des bruchmechanischen Verhaltens von Beton führte zu dem in Bild 2-21 dargestellten einfachen fiktiven Rissmodell (Fictitious Crack Model).

Die Spannungs-Rissöffnungsbeziehung hat demnach nach Überschreiten der Zugfestigkeit in der Prozesszone einen nichtlinearen Verlauf, der vereinfacht auch durch eine idealisierte bilineare Beziehung simuliert werden kann Bild 2-22. [87, 88]

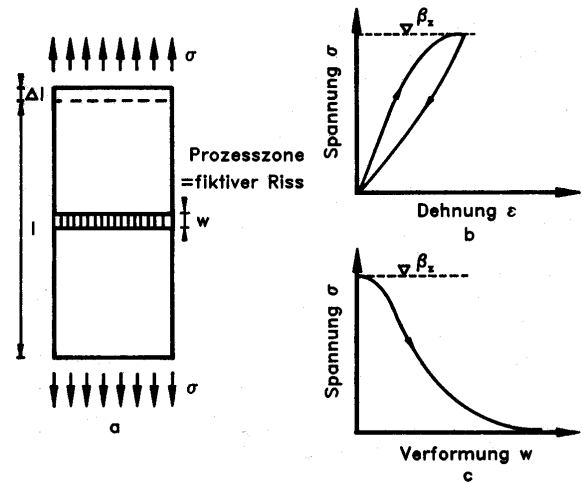


Bild 2-21: Fiktives Rissmodell [entnommen aus 84]  
 a: Modellvorstellung mit fiktivem Riss der Weite  $w$   
 b: Stoffgesetz gültig außerhalb der Prozesszone  
 c: Stoffgesetz gültig für die Prozesszone

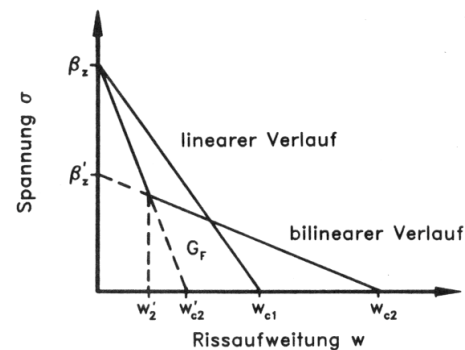


Bild 2-22: Kraft-Rissöffnungsbeziehung in vereinfachter bilinearer Darstellung [aus 84]

Zyklische Biegebeanspruchung

In Betonfahrbahndecken herrscht keine statische, sondern – insbesondere bei Verkehrsbeanspruchung – eine zyklische Biegebeanspruchung vor. Untersuchungen zum bruchmechanischen Verhalten von Beton unter statischer und zyklischer Biegezugbeanspruchung zeigen, dass im Vergleich zum statischen oder niederzyklischen Versuch zwar bei höherzyklischen Versuchen von einer kleineren aufbringbaren Maximallast (rd. 80 %) ausgegangen werden muss, siehe Bild 2-23, die vereinfachte bilineare Beziehung entsprechend Bild 2-22 aber ebenso anwendbar ist [89]. Zudem ergibt sich bei einer idealisierten bilinearen Darstellung nach grafischer Auswertung der „Knick“ sowohl bei den statischen wie auch bei den zyklischen Versuchen bei einer ähnlich großen bezogenen Kraft von rd. 20 % der Maximallast (750/3500 bzw. 600/2900 [N]).

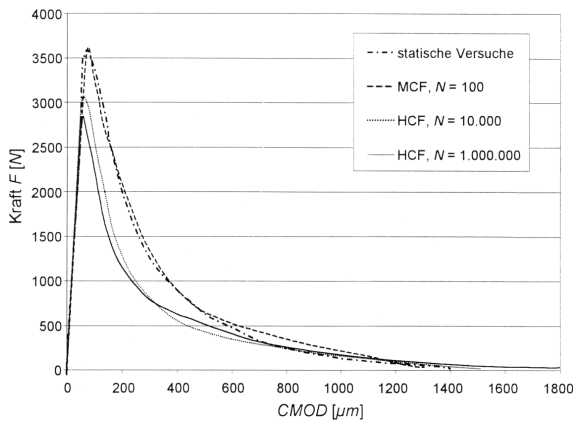


Bild 2-23: Kraft-Rissöffnungsbeziehung für statische und zyklische Ermüdungsversuche mit  $n$  Belastungszyklen (Medium- und High-Cycle-Fatigue) an Biegebalken aus Beton [89]

### 2.6.2 Kerbempfindlichkeit

Der Fugenschnitt in einer Betonfahrbahndecke wirkt als Kerbe, die bei einer Zug- oder Biegebeanspruchung i.d.R. zu einer geringeren maximalen Beanspruchung bis zum Aufreißen der Fuge führt. Die Kerbempfindlichkeit  $k$  von Beton wird als Verhältniswert der Netto-Biegezugfestigkeit des gekerbten Betonbalkens im Vergleich zur Biegezugfestigkeit des ungekerbten (höheren) Balkens ermittelt werden:

$$k = \beta_{BZ,N} / \beta_{BZ}$$

und ist proportional zur Bruchzähigkeit  $K_{Ic}$  [90]:

$$K_{Ic} = (E \cdot G_{Ic})^{1/2},$$

$G_{Ic}$ : kritische Energiefreisetzungsrate, entspricht der Fläche unter dem 1. abfallenden Ast in der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung ( $1/2 \cdot \beta_Z \cdot w_{C1}$  in Bild 2-22)

Die Kerbempfindlichkeit ist nach bruchmechanischen Überlegungen in großem Maße von der Bauteildicke abhängig. Nach Untersuchungen von Brameshuber [84] ist eine Kerbempfindlichkeit bei Beton erst ab Bauteilhöhen über 200 mm gegeben. Bei dieser Balkenhöhe und einer Kerbtiefe von  $a_0/d = 0,25$  wurde eine Kerbempfindlichkeit von  $k = 0,75$  festgestellt. Bei größeren Balkenhöhen von etwa 400 mm lag die Kerbempfindlichkeit bei gleicher bezogener Kerbtiefe bei etwa  $k = 0,85$ . Demnach ist bei kleineren Deckendicken offensichtlich mit einer größeren Kerbwirkung zu rechnen.

### 2.6.3 Bruchzähigkeit von hochfestem Beton

Betone höherer Festigkeiten verhalten sich im Vergleich zu normalfestem Beton „spröde“. Im Spannungs-Dehnungs-Diagramm (i.d.R. integriert über die Probekörperhöhe) zeichnet sich dieses Verhalten ab:

- im geringeren plastischen Verformungsanteil vor Erreichen der Höchstlast und
- durch einen steileren Abfall im Entlastungsast.

Das veränderte Bruchverhalten spiegelt sich nach der Festigkeitsprüfung in den Bruchflächen wider. Während beim normalfesten Beton der Riss i.d.R. an den „schwachen“ Grenzflächen zwischen Matrix und Zuschlag umgeleitet wird, weist hochfester Beton i.d.R. eine relativ glatte Bruchfläche mit durchgebrochenen Zuschlägen auf.

Maßgebend für das oben beschriebene Nachbruchverhalten von Beton ist aber v.a. das Risswachstum selber, welches z.B. durch die Bruchzähigkeit quantifiziert werden kann. Die Bruchzähigkeit  $K_{Ic}$  ist bei hochfestem im Vergleich zu normalfestem Beton üblicherweise größer, weil zum einen der E-Modul deutlich höher ist und auch i.d.R. die kritische Energiefreisetzungsrate  $G_{Ic}$  – ausgehend von einer höheren Zugfestigkeit – höher ist.

In [91] wurden eine um ca. 30% höhere Bruchzähigkeit  $K_{Ic}$  und Bruchenergie  $G_f$  für einen hochfesten Beton mit rd. 100 N/mm<sup>2</sup> Druckfestigkeit im Vergleich zu einem normalfesten Beton gefunden, in [84] für einen Beton mit einem w/z-Wert von 0,33 und einer Druckfestigkeit von 85 N/mm<sup>2</sup> eine um rd. 40% höhere Bruchenergie als für einen Vergleichsbeton mit einem w/z-Wert von 0,48 und einer Druckfestigkeit von 60 N/mm<sup>2</sup>. Entsprechend wurde die Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom w/z-Wert ebenso für die Bruchenergie nachgewiesen [92]. Die Bruchenergie kann dabei näherungsweise als Fläche unter der gesamten bilinearen Spannungs-Rissöffnungsbeziehung angenommen werden, weil der (elastische) ansteigende Ast einen nur geringen Anteil an der Gesamtfläche hat.

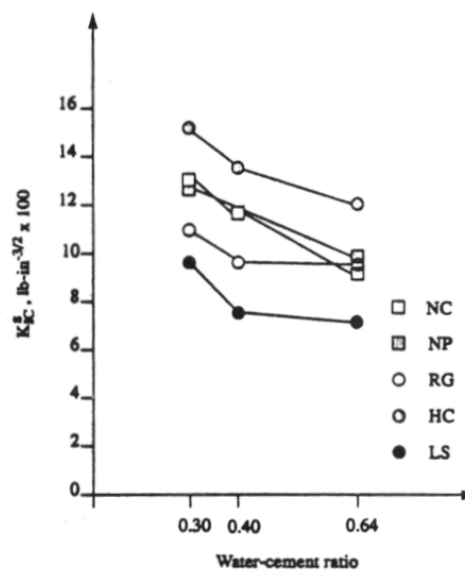


Bild 2-24: Die Bruchzähigkeit ( $K_{Ic}$ ) steigt mit niedrigerem w/z-Wert und ist abhängig vom verwendeten Zuschlag: z.B. Flusskies RG: O (unten) bzw. quarzitischer Splitt HC: O (oben) [93]



In [93] wird aber gezeigt, dass die Zuschlagart einen größeren Einfluss auf die Bruchzähigkeit ( $K_{Ic}$ ) ausüben kann als der w/z-Wert und außerdem die Änderung von  $K_{Ic}$  bei gleichem w/z-Wert auch nicht mit der Druckfestigkeit korreliert. Beton mit Portlandzement und einem w/z-Wert von 0,30 zeigte die höchste Bruchzähigkeit und auch die höchste Bruchenergie ( $G_f = 167 \text{ N/m}$ ) bei Verwendung von gebrochenem und quarzitischem Zuschlag (vgl. Bild 2-24). Bei dem gleichen Beton wurde eine um 30 % geringere Bruchenergie ( $G_f = 117 \text{ N/m}$ ) festgestellt, wenn er nicht gekerbt, sondern durch einen Riss vorgeschädigt war.

## 2.7 Oberflächeneigenschaften

Seit einigen Jahren werden vermehrt Anstrengungen unternommen, die Oberflächen von Fahrbahndecken aus Beton vor allem „griffiger“ und „leiser“ zu gestalten. Durch den Einsatz von hochfestem Straßenbeton wird erwartet, dass solche optimierten Oberflächeneigenschaften im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton dauerhafter zu gewährleisten sind. Bild 2-25 zeigt beispielhaft eine nach mechanischer Beanspruchung (Prüfanlage Wehner/Schulze, vgl. Anhang A - 4) optisch kaum veränderte Oberfläche eines hochfesten Straßenbetons. Auch bestehende Strecken zeigen z.T. sogar nach z.B. 20 Jahren Nutzungsdauer noch gut erkennbar ihre ursprüngliche Textur. [94, 95, 96].

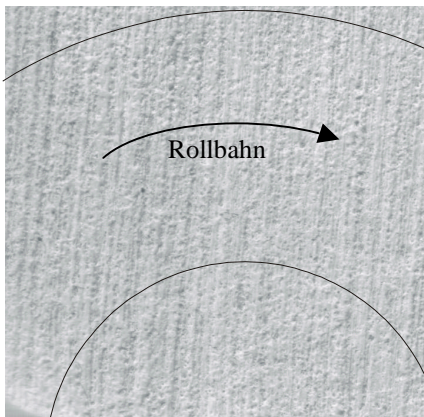


Bild 2-25: Die texturierte Oberfläche eines „hochfesten“ Straßenbetons nach 90.000 Überrollungen

Maßgebend für die Gebrauchstauglichkeit ist aber nicht der optische Zustand der Oberfläche, maßgebend sind die von der geometrischen Gestalt der Oberfläche, von ihrer „Textur“ (primäre Größe) abgeleiteten Gebrauchseigenschaften.

Die unumstritten wichtigste Gebrauchseigenschaft einer Betonfahrbahndecke ist dabei ihre Griffigkeit, – vor allem bei Nässe – maßgebend für eine ausreichende Verkehrssicherheit. Daneben nimmt der von Straßen ausgehende Lärm einen immer größeren Stellenwert im Verkehrswesen ein, welcher zum Großteil – insbesondere bei hohen Fahrgeschwindigkeiten (> 50 km/h) – in der Kontaktfläche von Reifen und Fahrbahn entsteht [97, 98, 99, 100, 101, 102].

### 2.7.1 Textur

Die Textur einer Fahrbahnoberfläche beschreibt ihre geometrische Gestalt als die Abweichung von einer planen Oberfläche. Gleichbedeutend mit dem Begriff Textur ist im Betonstraßenbau die Rauheit [103].

Die Textur wird i.d.R. unmittelbar nach dem Einbau, Verdichten und Glätten durch Ziehen oder Schleppen von geeigneten Hilfsmitteln in den frischen Beton eingepägt. Zur Zeit wird der frische Oberflächenmörtel üblicherweise mit einem nachgezogenen Juteuch (längs) texturiert, sonst mit Besen oder Kunstrasen. Die erzielbare Textur wird dabei aus beton-technologischer Sicht v.a. von der Konsistenz und der Dicke des Oberflächenmörtels beeinflusst [103].

Eine Oberfläche mit einem charakteristischen Texturprofil kann mit frequenzanalytischen Methoden beschrieben werden; die horizontalen Abmessungen der Unregelmäßigkeiten werden als Texturwellenlängen und die vertikalen Abweichungen (von einer willkürlichen Ebene) als Amplituden dargestellt. Eine Zerlegung des Texturprofils in ein Wellenlängenspektrum (vgl. Bild 2-26) ermöglicht damit eine eindeutige Beschreibung der Oberfläche [104].

Die Textur von Betonfahrbahndecken wird nach ihren Wellenlängenbereichen in die drei Spektren Mikro-, Makro- und Megatextur unterteilt [103].

Die Mikrottextur schließt den kleinsten Wellenlängenbereich ( $\Delta\lambda$ ) bis 0,5 mm ein, die Makrottextur umfasst Wellenlängen von 0,5 bis 50 mm und die Megatextur Wellenlängen oberhalb von 50 mm bis zu einer Wellenlänge von 500 mm. Im nächst höheren Wellenlängenbereich beginnt die Unebenheit. Bild 2-27 zeigt Profillinien mit den genannten Grenzwellenlängen ( $\lambda$ ) und willkürlichen Amplituden A als Sinuskurven im Maßstab 1:1.

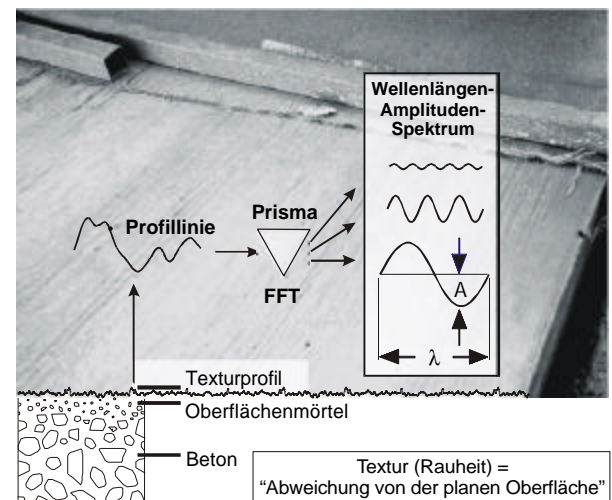


Bild 2-26: Zerlegung eines Texturprofils in sein Wellenlängenspektrum. Das Foto zeigt die Texturierung mit einem nachgezogenen Juteuch, das für eine höhere Texturtiefe zusätzlich beschwert wurde

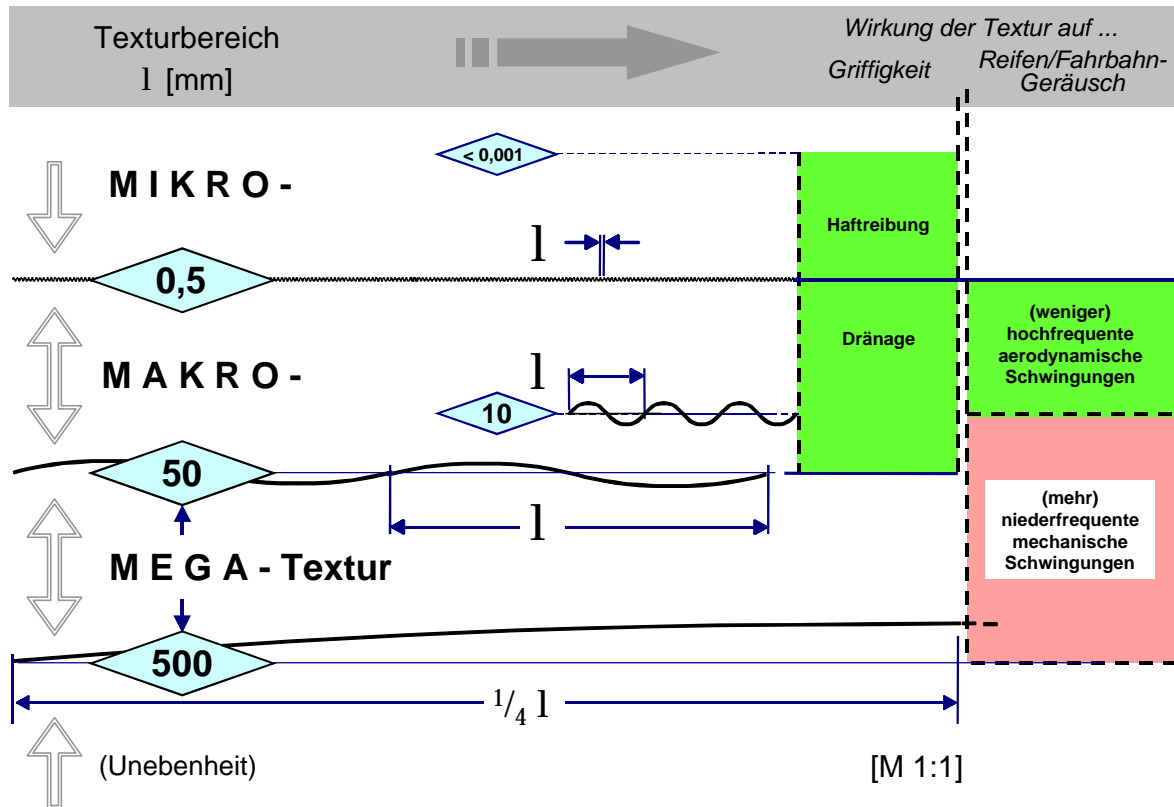


Bild 2-27: Einteilung der Textur nach Wellenlängen ( $l$ ) und ihre Wirkung auf die Griffigkeit und das Reifen/Fahrbahn-Geräusch: unterhalb der Wellenlänge von etwa 10 mm wirken sich höhere Amplituden günstig aus, oberhalb soll die vertikale Ausprägung der Wellen möglichst klein sein, nach [103]

### 2.7.2 Einfluss der Textur auf Griffigkeit und Lärmemission

In Bild 2-27 sind die Wirkungen der Textur und der Unebenheit auf die Griffigkeit und Lärmemission qualitativ dargestellt. Demnach ist die Textur der Fahrbahnoberfläche bis zu einer Wellenlänge von  $\lambda = 10$  mm als „notwendig“, der Wellenlängenbereich darüber als „nicht erwünscht“ zu bewerten [103]. Vertikale Abweichungen im Bereich der Megatextur und Unebenheit sind grundsätzlich ungünstig, da sie die Fahrmechanik des Systems Reifen – Fahrzeug beeinträchtigen, sich somit auch auf Griffigkeit und Lärmemission negativ auswirken [97, 105].

#### Griffigkeit

Die Makrotextur ist für die Drainage des Oberflächenwassers und die Mikrotextur für den Kraftschluss zwischen Reifen und Fahrbahn maßgebend [103]. Die Makrotextur hat bei Nässe die Aufgabe, das Oberflächenwasser aus der Kontaktfläche Reifen/Fahrbahn abzuführen, um vor allem bei hohen Geschwindigkeiten (zusammen mit dem Reifenprofil) die Gefahr von Aquaplaning zu verringern. Ein dünner verbleibender Wasserfilm kann dann vom Fahrzeugreifen durchstoßen werden und es entsteht Haftreibung, indem quasi trockene Berührungspunkte des Reifens mit den

Profilsitzen der Mikrotextur entstehen, siehe Bild 2-28. Angaben über eine erforderliche Rautiefe im Mikrotextrbereich sind aber nicht bekannt.

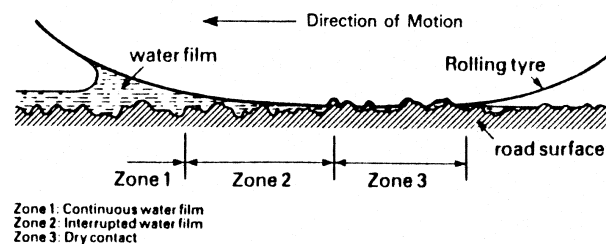


Bild 2-28: Abbau des Wasserfilms unter dem Fahrzeugreifen in Zone 2 v.a. durch die Makrotextur und Durchstoßen zu den Texturspitzen in Zone 3, entnommen aus [106]

Bild 2-29 zeigt den geschwindigkeitsabhängigen Einfluss der Textur auf die Griffigkeit, hier den Gleitbeiwert am blockierten Rad, gemessen mit dem Stuttgarter Reibungsmesser, vgl. Anhang A - 1 [111]. Grundsätzlich wird eine geringere Griffigkeit bei höheren Geschwindigkeiten festgestellt. Günstigere Griffigkeitseigenschaften bei Nässe zeigen die sowohl mikro- als auch makrorauen Oberflächen, die bei anwachsenden Geschwindigkeiten den geringsten Abfall der Griffigkeit aufweisen.

In [107] wird eine geschwindigkeitsabhängige Funktion für die Griffigkeit aufgestellt. Darin geht als Parameter für das Maß der Griffigkeitsabnahme bei höheren Geschwindigkeiten die mittlere Profiltiefe der Makrotextur ein („MPD“, vgl. Abschnitt 2.7.3), während die absolute Höhenlage dieser geschwindigkeitsabhängigen Funktion aber von der Mikrotextur bestimmt wird [97].

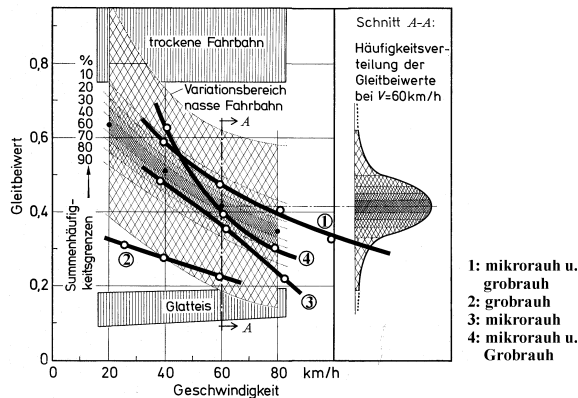


Bild 2-29: Ergebnisse von Griffigkeitsmessungen nach dem Verfahren mit dem blockierten Schlepprad (SRM) auf mikro- und makro- (grob-) rauhen, nassen Oberflächen, [entnommen 106]

Nach der ZTV Beton-StB 01 [2] muss die Griffigkeit einer Betonfahrbahndecke nachgewiesen werden. Geprüft wird die nasse Oberfläche i.d.R. mit der „SCRIM“, ein im Vergleich zum SRM leistungsfähigeres Verfahren, dass vor allem über den Messabschnitt kontinuierlich die Griffigkeitswerte bestimmt, vgl. Anhang A - 1.

Als Grenzwerte einer Fahrbahndecke gelten für die Abnahme der SCRIM-Wert  $\mu_{SCRIM} = 0,46$  und am Ende der Verjährungsfrist  $\mu_{SCRIM} = 0,43$  (Messgeschwindigkeit jeweils 80 km/h). Wird der festgelegte Grenzwert unterschritten, sind griffigkeitsverbessernde Maßnahmen zu ergreifen, wie z.B. Sandstrahlen oder (rau) Schleifen [4].

Die o.g. Verfahren SCRIM und SRM sind instationär arbeitende und damit relativ aufwendige Verfahren. Unter bestimmten Voraussetzungen kann die Griffigkeit einer nassen Fahrbahn auch indirekt (und stationär) mit dem „Skid Resistance Test“ (SRT) in Kombination mit einer Ausflussmessung abgeleitet werden [112] (vgl. Anhang A - 1).

Eine linearer Zusammenhang zwischen dem SRT-Wert und der Griffigkeit besteht nur bei niedrigen Messgeschwindigkeiten, z.B. beim blockierten Schlepprad bei 40 km/h [112]. Insbesondere bei Oberflächen, die ausschließlich Mikrotextur bzw. nur sehr vereinzelt Makrotexturelemente aufweisen, ist der Gleitbeiwert am blockierten Rad sehr geschwindigkeitsabhängig und ein hoher SRT-Wert täuscht eine zu hohe Griffigkeit vor. Auch bei der kombinierten Prü-

fung gibt es keine eindeutige Abhängigkeit. Es kann lediglich ein Mindest-Gleitbeiwert angenommen werden, wenn bestimmte Grenzen des SRT-Wertes und parallel der Ausflusszeit eingehalten werden.

Auf der sicheren Seite liegend z.B. kann bei der Kontrollprüfung (relevant für die Abnahme) der o.g. Nachweis mit der SCRIM entfallen, wenn mit der kombinierten Messmethode SRT-Pendel / Ausflussmessung ein SRT-Wert  $\geq 65$  und eine Ausflusszeit  $\leq 30$  Sekunden nachgewiesen werden [2].

### Lärmemission

Ab Geschwindigkeiten von etwa 50 km/h dominieren bei einem Pkw nicht mehr die Antriebsgeräusche, sondern die Rollgeräusche.

Eine möglichst geringe Schallemission beim Rollen der Fahrzeuge ist deshalb abgesehen vom Einfluss des Reifens (Größe und Breite, Profilierung, Reifendruck, Gummimischung) maßgeblich von der Oberflächen-textur der Fahrbahn abhängig. Die in der Kontaktfläche entstehende Lärmemission wird entsprechend der beiden beteiligten Partner Reifen/Fahrbahn-Geräusch genannt, wobei die Einflüsse infolge Reifenvibration und „Air Pumping“<sup>5</sup> zu unterscheiden sind. [97, 103, 100, 108]

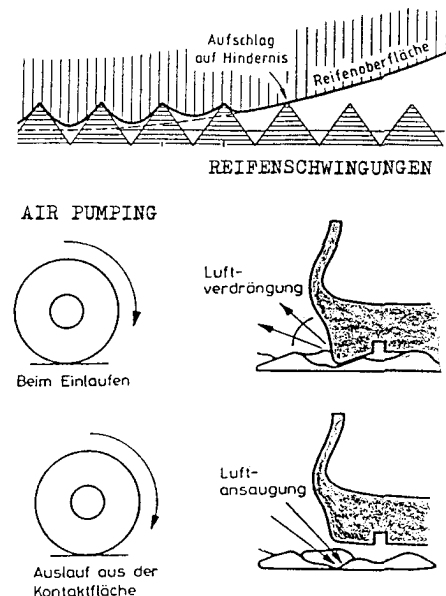


Bild 2-30: Schallanregung durch das Abrollen des Fahrzeugreifens auf der Fahrbahnoberfläche [entnommen aus 108]

Bei der mechanischen Schallanregung durch die Schwingungsanregung der Reifendecke wird diese entsprechend der Textur deformiert, vgl. Bild 2-30 oben. Bei der anschließenden Rückverformung strahlt der Reifen Luftschall ab, zum größten Teil im niederfrequenten Bereich unter 1000 Hz.

<sup>5</sup> „Komprimierung und Dekomprimierung von Luft“

Die Ursache der aerodynamischen Schallanregung durch Luftbewegungen in der Kontaktfläche Reifen/Fahrbahn ist eine beim Ein- und Auslaufen aus der Kontaktfläche abwechselnd konkave und konvexe Verkrümmung des Reifenquerschnitts. Hierdurch wird die Luft beim Einlaufen des Reifens auf die Fahrbahn entsprechend verdrängt und beim Auslaufen des Reifens angesaugt, vgl. Bild 2-30 unten.

Wellen im Megatexturbereich und Wellen der Makrotextur mit einer Länge von mehreren Zentimetern regen mechanische, niederfrequente Schwingungen an, die ein zusätzliches „Dröhnen“ (Bild 2-31, oben) und damit ein höheres Reifen/Fahrbahn-Geräusch bewirken [103]. Eine glatte Oberfläche (Bild 2-31, Mitte) regt zwar keine Schwingungen des Reifens an; aber die Luft, die unter dem Reifen komprimiert wird, kann nicht ausreichend schnell entweichen. Eine raue Textur im Bereich bis etwa 10 mm Wellenlänge unterstützt nach Bild 2-31 die „Entlüftung“ und erzeugt damit geringere Reifen/Fahrbahn-Geräusche.

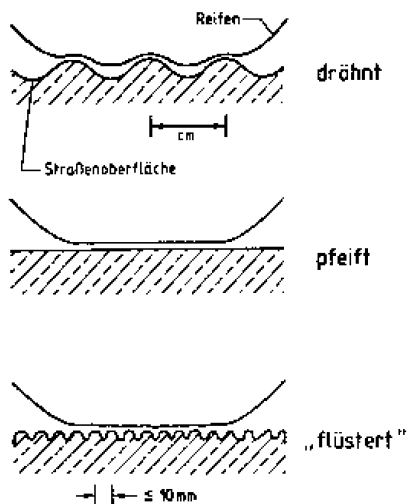


Bild 2-31: In Abhängigkeit der Geometrie der Fahrbahnoberfläche entstehen unterschiedliche Reifen/Fahrbahn-Geräusche [109]

Neuere Forschungsergebnisse sehen das größte Lärm-minderungspotential in Fahrbahnoberflächen in einer isotropen Textur wie etwa der einer gewalzten Asphaltfläche, die als „Plateau mit Schluchten“ ausgebildet ist [110]; im Gegensatz zu einer Textur mit „Spitzen und Tälern“. Der offenporige Beton bietet diese günstige Textur, absorbiert zusätzlich einen Teil des entstehenden Reifen/Fahrbahn-Geräusches [94], ist aber zur Zeit noch wenig erprobt.

### 2.7.3 Textur-Kennwerte

Die einfachen Praxisverfahren zur Ermittlung von Textur-Kennwerten der Fahrbahnoberfläche liefern jeweils einen integralen Kennwert der Oberflächenbeschaffenheit und erlauben deshalb keinen gesicherten Rückschluss auf Gebrauchseigenschaften.

Das Sandflächenverfahren und der Ausflussmesser nach Moore, vgl. A - 3, liefern Kennwerte vor allem für die Makrotextur [111]. Die Kombination der Ausflussmessung mit dem Pendelgerät (SRT-Wert), vgl. Abschnitt 2.7.2, erlaubt aber in bestimmten Grenzen eine Korrelation zur Griffigkeit [112], weil die SRT-Messung maßgeblich von der Mikrotextur abhängt.

Strenggenommen beschreiben das Sandflächenverfahren und die Ausflussmessung bereits Sekundäreigenschaften, die etwa als „Sandhaltevolumen“ und „Drainvermögen“ bezeichnet werden könnten.

Primäre Kennwerte erfordern eine messtechnische (Linien- oder Flächen-) Aufnahme der Oberfläche und müssen aus dem Profilverlauf abgeleitet werden. Wegen der in Bild 2-27 gezeigten unterschiedlichen Auswirkungen der feinrauen und grobrauen Profilanteile der Textur auf die Griffigkeit und das Reifen/Fahrbahn-Geräusch sollten Textur-Kennwerte zum einen nicht nur die Amplituden der Texturwellen, sondern auch den Abstand der Texturspitzen berücksichtigen. Wegen der z.T. unterschiedliche Einflüsse auf die Sekundäreigenschaften sollten die Kennwerte zum zweiten bereichsweise bestimmt werden d.h. getrennt für die Mikrotextur mit  $\lambda < 0,5$  mm und die Makrotextur.

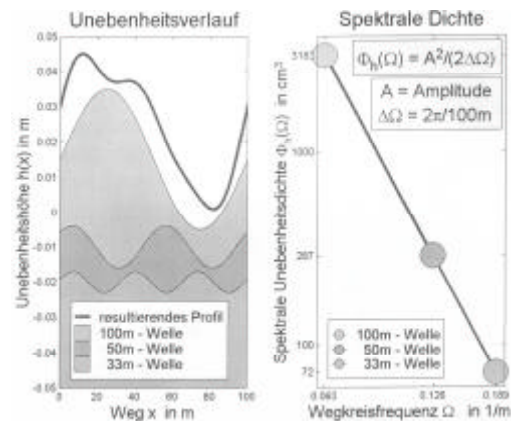


Bild 2-32: Die spektrale Dichte (hier der Unebenheit) wird über die Wegkreisfrequenz aufgetragen; Sie ergibt sich entsprechend der Amplituden und Wellenlängen der (hier drei) Wellen, aus denen das betreffende Längsprofil zusammengesetzt ist [113]

Entsprechend der Annahme, dass sich ein Texturprofil aus periodischen Anteilen zusammensetzt, kann dieses durch sein Wellenlängen-Amplituden-Spektrum beschrieben werden, vgl. Abschnitt 2.7.1 und Bild 2-26. Aus einem solchen Spektrum ermittelte Informationen werden bereits zur Beurteilung der Längsunebenheit von Fahrbahndecken verwendet. Aus Ihnen werden charakteristische Kenngrößen abgeleitet, die es durch die Implementierung sowohl der Wellenlängen- als auch der Amplitudeninformationen ermöglichen, auf sekundäre Eigenschaften bzw. Beanspruchungen der Fahrbahnoberfläche zu schließen, bei der Unebenheit z.B. auf die dynamischen Radlastschwankungen. Die

Allgemeine Unebenheit (AUN) ist dabei ein Maß für die Größe der Unebenheit und die Welligkeit (w) gibt die Verteilung der Unebenheitshöhen über das gesamte Spektrum an, vgl. auch Anhang A - 3. [113]

Die „Umrechnung“ des Primärprofils in seine spektralen Dichten ist beispielhaft für einen 100 m langen Messabschnitt in Bild 2-32 dargestellt, der hier in seiner Unebenheit vereinfacht aus 3 unterschiedlich hohen und langen Wellen besteht [114]. Die 3 diskreten Spektralanteile werden über ihre zugehörigen Wegkreisfrequenzen aufgetragen und sind im „Verlauf“ charakteristisch für das Fahrprofil.

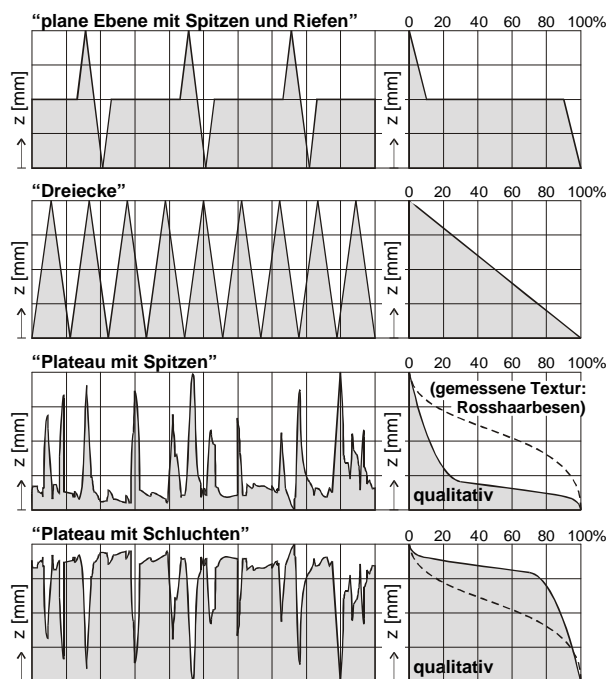


Bild 2-33: Abbott-Kurven für unterschiedliche Profile mit gleicher maximaler Texturtiefe

Die Abbott-Kurve enthält zwar keine Informationen über Texturwellenlängen, ist aber insbesondere für mechanisch hoch beanspruchte Flächen von Bedeutung, u.a. für Maschinenbauteile [115]. In der Abbott-Kurve, oder „Materialanteilkurve“, sind Informationen sowohl über die Rautiefe als auch über die Profilform enthalten, vgl. auch Anhang A - 3. Insbesondere können Texturprofile etwa gleicher Rautiefe, aber mit unterschiedlichem „Profilverlauf“ unterschieden werden, vgl. Bild 2-33: für das unten dargestellte „materialgeschlossene“ Profil ist z.B. im Vergleich zu dem darüber abgebildeten „materialoffenen“ Profil ein höherer Abriebwiderstand zu erwarten, da hier dem Fahrzeugreifen mehr Material entgegensteht.

## 2.8 Oberflächendauerhaftigkeit

Beansprucht wird die Oberfläche maßgeblich durch mechanischen (v.a. rollenden) Angriff, durch Frost-Tau-Wechsel bei gleichzeitiger Tausalzeinwirkung und durch lösenden Angriff. Die Oberflächendauer-

haftigkeit, d.h. die zeitliche Entwicklung der Oberflächeneigenschaften, wird sowohl von der Größe dieser Beanspruchung als auch vom Widerstand der Oberfläche bestimmt.

Aus betontechnologischer Sicht wird die Oberflächendauerhaftigkeit maßgeblich von dem Widerstand des Oberflächenmörtels, d.h. anteilig von den Eigenschaften des Zementsteins, des Zuschlags und vom Verbund zwischen Zementstein und Zuschlag beeinflusst [116]. Anforderungen der ZTV Beton-StB [2] betreffen den w/z-Wert ( $\leq 0,45$ ), ein künstlich eingeführtes Luftporensystem (i.d.R.  $\geq 4\%$ ) und polierresistenten Splitt (i.d.R.  $PSV^6 \geq 50$ ) mit einem Mindestanteil am Gesamtzuschlag von 35 % und am Zuschlag über 8 mm Korngröße von 50 %.

### 2.8.1 Mechanische Beanspruchung durch die Fahrzeugreifen

Die Fahrzeugreifen beanspruchen die Betonfahrbahndecken in Deutschland i.d.R. nicht durch Ketten oder Spikes, sondern vornehmlich durch das Abrollen der Fahrzeugreifen inclusive dem Antriebs- und Bremschlupf und ggf. vertikalen Schwingungen [102]. Diese vornehmlich polierende Beanspruchung der Fahrbahnoberfläche wird höher durch eine größere Anzahl der Überrollungen, bei höheren Achslasten bzw. höherem Reifendruck, bei einer härteren Gummimischung der Fahrzeugreifen, bei höheren Geschwindigkeiten und größerer Unebenheit.

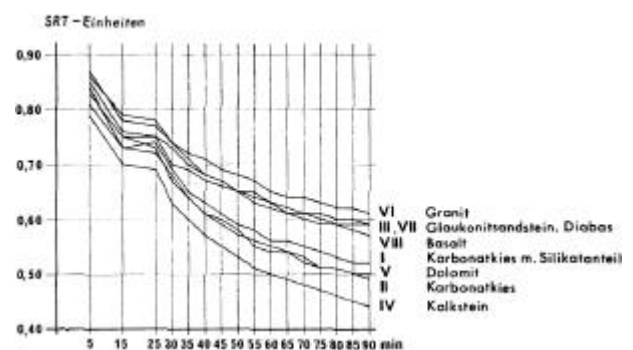


Bild 2-34: Abnahme der Griffigkeit<sup>7</sup> von Betonoberflächen abhängig von der Gesteinsart des Grobzuschlags. Die durch Stahlkugelbeschuss entmörtelten Oberflächen wurden anschließend durch „Prallabrieb“ mit Gummikugeln beansprucht.

Durch Simulation der Verkehrsbeanspruchungen im Labor können z.B. betontechnologische Einflüsse auf die Abriebbeanspruchung von Fahrbahnoberflächen untersucht werden. Bild 2-34 zeigt den Abriebwiderstand von Betonoberflächen mit Splitten unterschiedli-

<sup>6</sup> PSV = Polish Stone Value, nach British Standard BS 812

<sup>7</sup> SRT-Einheiten können vereinfacht als ein Maß für die Griffigkeit angesehen werden, vgl. Anhang A - 1

cher Gesteinsarten, wobei die Oberflächen in den ersten 25 Minuten durch Stahlkugelbeschuss entmörtelt wurden. Die „neuen“ Betonoberflächen zeigten hier bereits sehr unterschiedliche SRT-Werte und nach der Prallabriebbeanspruchung mit Gummikugeln den geringsten SRT-Wert bei Kalksteinsplitt und den höchsten bei Granitsplitt. [155]

Der für Betonfahrbahndecken verwendete Edelsplitt mit hohem Polierwiderstand kann aber grundsätzlich erst dann poliert werden, wenn der Feinmörtel über diesen Körnern abgefahren und/oder abgewittert ist. In [103] wird deshalb auf die Bedeutung des Sandes für die Oberflächeneigenschaften hingewiesen und polierresistenter Sand empfohlen.

Im gleichen Maße hat die Zementsteifigkeit Einfluss auf die Oberflächendauerhaftigkeit. Mit höheren Druckfestigkeiten des Betons ist deshalb auch ein deutlich höherer Widerstand gegen mechanische Beanspruchung zu erreichen, vgl. Bild 2-35. Ein Beton mit einem w/z-Wert von 0,30 und Silikastaub wies demnach einen etwa gleich großen Verschleißwiderstand wie Granitgestein auf. [117, 118]

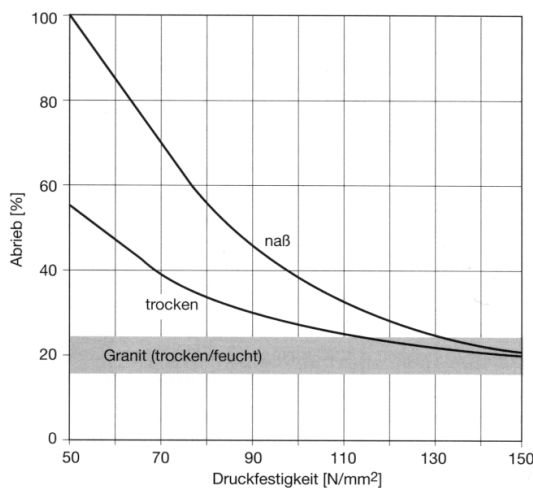


Bild 2-35: Bezogener Abrieb von trockenem und feuchtem Beton ab einer Druckfestigkeit von 50 N/mm<sup>2</sup> und von Granit [118]

### 2.8.2 Frost-Tausalz-Beanspruchung

Bei einem Frostangriff in Gegenwart von Taumitteln dominiert i.d.R. die Oberflächenschädigung über die innere Schädigung [119]. Die Oberflächenschädigung zeigt sich hierbei i.d.R. durch Abwitterungen, d.h. durch das Ablösen von Bestandteilen des Feinmörtels an der Oberfläche, also von Zementstein und Sand.

Im Straßenwesen wird als Taumittel fast ausschließlich Tausalz (NaCl) verwendet. Die i.d.R. auf Flugbetriebsflächen einwirkenden flüssigen Taumittel bzw. Enteisungsmittel verursachen im Wesentlichen die gleichen Schadensmechanismen im Beton.

Die physikalischen und chemischen Mechanismen, die zu einem Angriff und ggf. zu einer Schädigung führen, sind bis heute wissenschaftlich nicht endgültig und

übereinstimmend geklärt. Sicher ist aber, dass die entstehenden Schäden mit der steigenden Anzahl der Frost-Tau-Wechsel und vor allem mit einer höheren Porensättigung zunehmen.

Abhängig von den Umgebungsbedingungen und vom vorherrschenden Transportmechanismus (Kapillarttransport oder Diffusion) werden die Poren mit Wasser gefüllt, wobei höhere Porensättigungsgrade erreicht werden, wenn Taumittel im Wasser enthalten sind. Wenn mehrmaliges Gefrieren und Auftauen aufeinanderfolgt, wird die Porensättigung während der Frost-Tau-Zyklen weiter erhöht, weil beim Gefrieren das Wasser infolge des höheren Dampfdrucks aus den kleinen Poren zu den großen Poren diffundiert und in den Auftauphasen der Beton zusätzliches Wasser von außen aufnimmt. [120, 121, 122]

Mechanische Gefügespannungen, die zu Schädigungen insbesondere im oberflächennahen Bereich führen können, entstehen vor allem infolge Eiswachstum in den größeren Kapillarporen mit Durchmessern von über 0,2 µm. Schädigungen des Betons können dabei alleine durch die Ausdehnung beim Gefrieren des Wassers um rd. 9 % und die daraus resultierenden hydraulischen Drücke entstehen. Hinzu kommen weitere physikalische Schadensmechanismen, z.B. unterschiedliche Temperaturdehnungen der Eiskristalle und des Zementsteins und der „Eissprung“, aber auch chemische Reaktionen im Porengefüge werden mitverantwortlich gemacht. [119, 123, 124, 125, 126]

Entsprechend den vorgenannten Einflüssen sind bei Straßenbeton v.a. die Zementart, der w/z-Wert, die Mikroluftporen und der Abstandsfaktor für den Frost-Tausalz-Widerstand maßgebend.

Mit der Steigerung des Hydratationsgrades nimmt die Menge der für den Frost-Tausalz-Widerstand ungünstigen Kapillaren und Mikrokapillaren zugunsten der Meso- und Mikroporen ab [127]. Zusätzlich ist der Kapillarporenanteil im Beton bei kleineren w/z-Werten geringer. Hochfeste Betone mit w/z-Werten deutlich unter 0,40 weisen praktisch keine Kapillarporen mehr auf und werden deshalb mit geringeren w/z-Werten in ihrem Frost-Taumittel-Widerstand kaum mehr durch die Zugabe von Luftporenbildnern verbessert [u.a. 128]. Untersuchungen von Nischer [17] zeigen erst durch Zugabe von Silikastaub einen guten Frost-Tausalz-Widerstand - auch bei einem w/z-Wert von 0,35. Mit zusätzlich 4 % Silikastaub wurde nach [129] auch für einen flugaschehaltigen Beton (w/b = 0,30, f = 20 %) ohne Luftporen ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand festgestellt.

In Deutschland wird ein ausreichender Frost-Tausalz-Widerstand von (Straßen-) Beton i.d.R. nicht geprüft („performance concept“), sondern über die Anforderungen an die Ausgangsstoffe und die Mischungszusammensetzung, hier v.a. w/z-Wert und Luftporenhalt, als erreicht angesehen („design concept“).

### 2.8.3 Lösende Beanspruchung

Wenn verdünnte Säuren oder „saure Wässer“ mit Betonflächen in Berührung kommen und in den Beton eindringen, wird durch chemische Reaktion  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  im Beton gelöst und ggf. abtransportiert, d.h. der Beton wird von außen nach innen korrodiert. Die Geschwindigkeit der Auflösung nimmt mit der Stärke der Säure, ihrer Menge und Erneuerung und mit der Temperatur zu. Bild 2-36 zeigt eine Betonoberfläche nach lösendem Angriff mit verschiedenen Abtragstiefen. Qualitativ ist die Veränderung einer gerichteten Textur hin zu einer isotropen, waschbetonähnlichen Oberfläche zu erkennen. [130,131, 136]

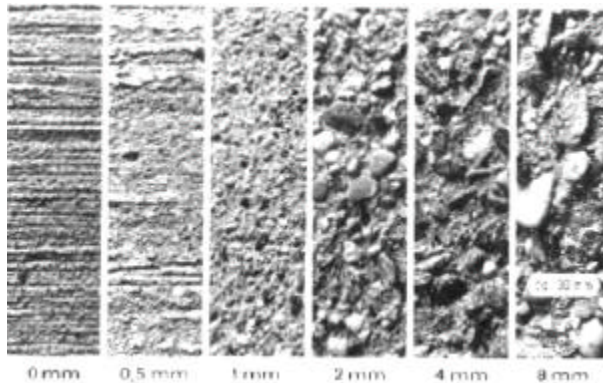


Bild 2-36: Oberflächenansichten eines Betons mit Abtragstiefen bis 8 mm [131]

Die betonangreifende Wirkung von Wasser wird in DIN 4030 [132] unter anderem nach den Gehalten an kalklösender Kohlensäure, Sulfat, Ammonium und Magnesium und nach dem pH-Wert in drei Angriffsgrade von schwach bis sehr stark angreifend eingeteilt. Natürliches Wasser, das i.d.R. so stark gepuffert ist, dass sich sein Angriffsvermögen nicht – etwa durch ein „Abreagieren“ – vermindert, wird gilt hier als „stark angreifend“, wenn der pH-Wert zwischen 4,5 bis pH 5,5 liegt (die EN 206-1 [10] bewertet den gleichen Angriffsgrad als „mäßig“). Der pH-Wert des Niederschlagswassers in Deutschland liegt bei etwa pH 4,0 bis pH 4,6 [133]. Diese Übersäuerung wird v.a. auf den Gehalt von Schwefel- und Salpetersäure zurückgeführt, die sich in der Atmosphäre als Folgen der Schwefeldioxid- und Stickstoffoxidbelastungen bilden. Das auf Fahrbahnoberflächen einwirkende Regenwasser enthält aber nur eine geringe Säuremenge und beansprucht die Oberfläche nicht stetig, sondern intermittierend. Allerdings regnet es in Deutschland häufig und relativ viel: im Jahr 2000 lag die Niederschlagsmenge lt. Deutschem Wetterdienst bundesweit bei 759 mm (durchschnittlich 2 mm/Tag!).

Untersuchungen zur Einwirkungsdauer und -menge von Regenwasser auf Betonfahrbahnen fehlen. Qualitativ kann aber davon ausgegangen werden, dass der größte Teil des Regenwassers oberflächlich auf der bereits feuchten Straße abfließt, ohne lösend wirken zu

können. Auch wird die Wirkung der angreifenden Menge mit fortschreitender chemischer Reaktion durch eine teilweise Neutralisation der Säure schwächer. Andererseits bewirkt „frisches“ Regenwasser bei jedem Regenereignis auf eine trockene Betonfläche einen neuen lösenden Angriff – auch innerhalb eines Regentages, wenn die Oberfläche durch den Verkehrsog in den Fahrspuren zwischenzeitlich abtrocknet.

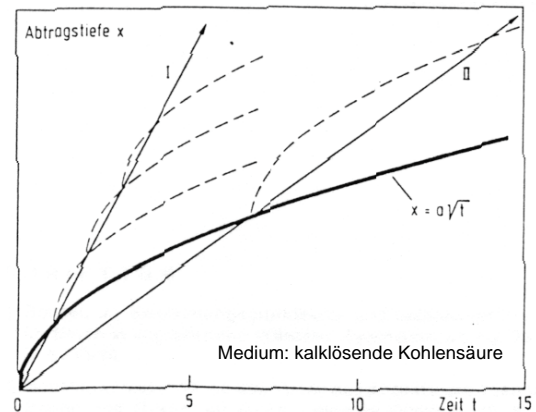


Bild 2-37: Bei zwischenzeitlicher mechanischer Beanspruchung entwickelt sich die Abtragstiefe eines Mörtels nicht nach dem „ $\sqrt{t}$ “-Gesetz, sondern entsprechend Gerade I, schematisch [136]

Oberflächenschädigungen von Betonfahrbahndecken werden i.d.R. auf den Frost-Tausalz-Angriff zurückgeführt. Es ist aber bekannt, dass frei bewitterte Oberflächen (ohne Salz) teilweise erhebliche Abtragstiefen aufweisen. Für eine auf der Standspur beobachtete nahezu gleich starke Abwitterung wie auf den Fahrspuren einer Betonfahrbahndecke wurde von Springenschmid der lösende Angriff als Hauptursache angesehen. Eine gleichzeitig wirkende mechanische Beanspruchung verstärkt dabei zusätzlich den lösenden Angriff, vgl. Bild 2-37. [134, 135, 136]

Für einen hohen Widerstand gegen lösenden Angriff von Beton müssen sowohl der Zuschlag als auch der Zementstein möglichst widerstandsfähig sein.

Da wegen der Anforderungen an die Polierresistenz im Betonstraßenbau kaum Zuschläge mit hohen Kalkgehalten für den Oberbeton verwendet werden, wird selten der Zuschlag, sondern vielmehr der Zementstein angegriffen. Beim Zementstein ist dabei vor allem die Dichtheit maßgebend [131], da die angreifenden Stoffe v.a. über die Kapillarporen in den Beton eindringen.

Der Widerstand gegen lösenden Angriff wird demnach umso höher, je dichter der (Portland-) Zementstein ist. Daher ist ein niedriger w/z-Wert bei gleichzeitig weitgehender Hydratation günstig. Silikastaub hat zwei gegenteilige Einflüsse auf den Widerstand gegen den lösenden Angriff: Einerseits verdichtet er das Gefüge, andererseits führt der resultierende geringere Gehalt an Calciumhydroxid zu tieferen korrodierten Schichten [137].

*Nobody's perfect  
... what did you expect, I'm doing my best  
[Madonna]*



### 3 Versuchs- und Messeinrichtungen

Im Folgenden werden kurz die im Rahmen der eigenen Untersuchungen eingesetzten Versuchs- und Messeinrichtungen beschrieben.

#### 3.1 Reißrahmen: Messung hydratationsbedingter Zwangsspannungen

Im Reißrahmen erhärtet der Beton unter definierter Verformungsbehinderung. So kann junger Beton hinsichtlich seiner Reißneigung infolge hydratationsbedingter Zwangsspannungen untersucht werden [14].

Im „Regelversuch“ wird eine vorgegebene Betonzusammensetzung verwendet (nur das verwendete Bindemittel ist variabel) und der Beton erhärtet teiladiabatisch wie in einem etwa 50 cm dicken Bauteil. Nach seiner Eigenerwärmung infolge Hydratation kühlt er langsam wieder auf seine Ausgangs- und Umgebungstemperatur von 20 °C ab und wird nach 96 Stunden künstlich um 1 K/h bis zum Erreichen der Risstemperatur abgekühlt. Die Risstemperatur entspricht der aktuellen Temperatur im Betonbalken zum Zeitpunkt des plötzlichen Spannungsabfalls in den Längsholmen bzw. im Betonbalken.

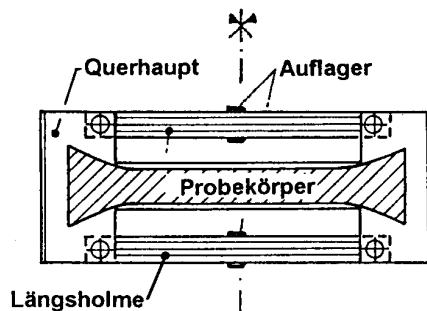


Bild 3-1: Starrer Reißrahmen (schematisch), aus [42]

Der Reißrahmen besteht im Wesentlichen aus den zwei Querhäuptern und den Längsholmen, welche die Querhäupter verbinden und in deren Symmetrieachse der Rahmen aufliegt, vgl. Bild 3-1.

Der Betonbalken ist in den Querhäuptern durch eine schwalbenschwanzförmige Aufweitung im Winkel von 20° zur Längsachse eingespannt. Damit bei einer kleinen Verformung (Öffnung) des Querhauptes der Betonbalken keinen Schlupf erfährt und Zwangsspannungen nicht abgebaut werden, sind an der Innenseite über die Balkenhöhe Zapfen angeschweißt, die den Balken zusätzlich halten.

Die Längsdehnung des Betonbalkens wird durch die starren Längsholme zu Beginn vollständig, im erhärteten Zustand zu etwa 75% behindert [14]. Die Verformungsbehinderung wird kleiner mit höherem E-Modul und geringerem Relaxationsvermögen des Betons. Die tatsächliche Verformungsbehinderung  $\delta_i$  im Zeitintervall  $i$  wird wie folgt berechnet [14]:

$$\delta_i = 1 - (1,5 \cdot \Delta\sigma_{b,i} \cdot A_b) / (E_s \cdot A_s \cdot \alpha_{T,b} \cdot \Delta T_i)$$

- $\Delta\sigma_{b,i}$ : gemessene Zwangsspannungsdifferenz im Zeitintervall  $i$
- $\Delta T_i$ : Temperaturänderung im Zeitintervall  $i$
- $\alpha_{T,b}$ : Wärmedehnzahl des Betons
- $A_b$ ,  $A_s$  und  $E_s$ : Querschnittsflächen des Betonbalkens und der Stahllängsholme und deren E-Modul

In den Querhäuptern erfährt der Beton kaum Temperaturänderungen, da diese hier nicht wärmedämmend sind und die Wärme somit über den Stahl mit seiner großen Wärmekapazität schnell abfließt. Entsprechend erfährt der Beton im Querhaupt üblicherweise keine nennenswerte Verkürzung in Querrichtung (Querkontraktion). Hochfester Beton weist mit seinem autogenen Schwinden aber eine solche Querkontraktion auf, welche nach theoretischen Überlegungen den Kraftschluss zum Querhaupt aufheben und damit eine Verkürzung in Längsrichtung des Balkens (bis zum erneuten Kraftschluss) zulassen würde.

Spannungssprünge, die nur bei hochfestem Beton aufgetreten sind [76], können dann vom autogenen Schwinden verursacht werden, wenn diese Dehnung – nach überschlägiger Berechnung – einen Wert von rd. 0,5 ‰ erreicht, vgl. Anhang A - 5. Daher müssen für solche hochfesten Beton zusätzliche Maßnahmen für die Verankerung im Querhaupt getroffen werden. Eine Bewehrung, die im schwalbenschwanzförmigen Verankerungsbereich in Querrichtung eingebaut wird, behindert die Verkürzung in Querrichtung teilweise und verringert damit den Schlupf in Längsrichtung, vgl. Bild 3-2 und Anhang A - 5.



Bild 3-2: Schichtweiser Einbau der Bewehrungslagen in das Querhaupt des Reißrahmens

#### 3.2 Prallabtriebsgerät: mechanische Beanspruchung von Oberflächen

Im Prallabtriebsgerät werden Oberflächen durch den Beschuss mit Gummi- oder Stahlkugeln in einer Prallkammer mechanisch beansprucht, vgl. Bild 3-3 [155].

Eine Betonscheibe wird auf der horizontalen Grundplatte des Prallabtriebsgerätes befestigt und mit einem (Aluminium-) Deckel gegen Probe und Grundplatte verspannt. Die Prallkammer zwischen Probenoberfläche und Deckel wird mit einer definierten Menge an Kugeln (Bild 3-4) gefüllt und über einen Kurbeltrieb in vertikale Schwingungen mit einer Frequenz von 750 pro Minute und einem Hub von 25 mm gebracht.

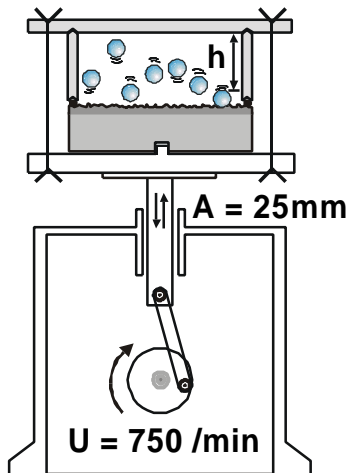


Bild 3-3: Das Prallabtriebsgerät des MPA BAU - Abteilung Baustoffe der TU München „schüttelt“ die zylindrische Probe mit der Amplitude  $A$  und der Frequenz  $U$ . Die Kugeln beprallen die Oberfläche im Prallkasten mit der Prallhöhe  $h$ .



Bild 3-4: Ansicht der zu beprallenden Straßenbeton-Oberfläche mit Gummikugeln

Die Beanspruchung der Oberfläche ist von dem Material und Durchmesser der Kugeln und hier zusätzlich von der Prallhöhe  $h$  abhängig. An Betonschnittflächen mit freigelegtem Grobkorn wurde die höchste Polierwirkung bei einer Prallhöhe entsprechend dem 3fachen Kugeldurchmesser festgestellt [155].

In diesen früheren Untersuchungen wurde die Polierresistenz der Grobzuschläge für Betonfahrbahndecken untersucht. Die Polierwirkung der Gummireifen auf Fahrbahnoberflächen wurde durch ein „Feinpolieren“ mit Gummikugeln ( $\varnothing 20$  mm) simuliert, die in 13 Abschnitten je 5 Minuten die Oberfläche beprallt haben. Vorher wurden die Oberflächen mit Stahlkugeln „aufgeraut“ ( $\varnothing 12$  mm) und „grob poliert“ ( $\varnothing 2$  mm).

### 3.3 CDF-Test: Frost-Tausalz-Beanspruchung

CDF steht für „Capillary Suction of De-icing Chemicals and Freeze-Thaw“. In der CDF-Truhe werden mineralisch gebundene Werkstoffe auf ihren Frost- oder Frost-Tausalz-Widerstand geprüft. Der zugehörige CDF-Test [138] zeichnet sich durch eine hohe Präzision und damit geringe Prüf- und Wiederholstreuung aus.

Betonproben lagern nach ihrer Herstellung 7 Tage unter Wasser und dann bis zum Alter von 28 Tagen im Klima  $20^\circ\text{C}$  und 65 % r.F. Anschließend werden die seitlich abgedichteten Proben 7 Tage lang mit ihrer Prüfseite 5 mm tief in einer Taumittellösung (i.d.R. 3%ige NaCl-Lösung) vorgelagert, bevor sie den 28 Frost-Tau-Zyklen ausgesetzt werden. Die Edelstahlbehälter mit den Proben und der Taumittellösung werden in der CDF-Truhe von einer Kühlflüssigkeit umgeben, über die der Boden der Behälter in einem 12-Stunden-Rhythmus innerhalb von 4 Stunden von  $+20^\circ\text{C}$  auf  $-20^\circ\text{C}$  abgekühlt und nach 3 Stunden innerhalb von 4 Stunden wieder auf  $+20^\circ\text{C}$  erwärmt wird.

Gemessen wird die Entwicklung der Abwitterung und die Massezunahme durch das kapillare Saugen während der Vorlagerung und ggf. nach den Frost-Tau-Zyklen.

### 3.4 Verfahren mit pH-konstanter Pufferlösung: Lösende Beanspruchung

Das grundlegende Prinzip des am MPA BAU – Abteilung Baustoffe der TU München entwickelten und hier verwendeten Laborverfahrens ist es, die Betonproben mit einer Lösung zu beanspruchen, die über den gesamten Versuchszeitraum einen konstanten pH-Wert aufweist. Dies wird durch eine Pufferlösung mit hoher Kapazität erreicht [139].

Die lösende und gleichzeitig puffernde Wirkung wird durch die Essigsäure ( $\text{CH}_3\text{COOH}$ ) erreicht, die nur teilweise dissoziiert und so im Laufe des Reaktionsprozesses stetig  $\text{H}^+$ -Ionen nachliefern kann. Der pH-Wert wird i.d.R. durch eine Natriumacetat-Lösung gesteuert. Während der gesamten Zeitdauer wird eine Abweichung von höchstens 0,1 vom pH-Sollwert toleriert. Die Homogenität der Lösung von etwa 10 Liter Volumen wird durch die stetige Zirkulation (8 l/min) der Lösung in dem Edelstahlbehälter gewährleistet, so dass an den Oberflächen der Probe keine Abschwächung des lösenden Angriffs auftritt, indem der Beton  $\text{H}^+$ -Ionen verbraucht.

### 3.5 3D-Oberflächen-Scanner: messtechnische Erfassung der Textur ( $\lambda \leq 10$ mm)

Mit dem für die Texturmessungen verwendeten 3D-Oberflächen-Scanner, vgl. Bild 3-5, kann die Oberfläche einer Texturprobe mit einer Auflösung von lateral  $30\ \mu\text{m}$  und vertikal  $0,3\ \mu\text{m}$  aufgenommen werden. Mit

den im Datensatz abgespeicherten  $x$ - $y$ - $z$ -Koordinaten können dann geometrische Kennwerte der Textur rechnerisch bestimmt werden.

Die Probe mit der zu vermessenden Oberfläche wird auf einem „ $x$ - $y$ -Tisch“ fixiert, der in der horizontalen Ebene mit einem Schrittmotor bewegt wird. Dessen Aktionsbereich begrenzt das (quadratische) Messfeld der Oberfläche auf maximal  $10 \times 10 \text{ cm}^2$ .

Der Laserkopf für die Messung der vertikalen  $z$ -Koordinaten ist oberhalb des  $x$ - $y$ -Tisches an einem „Galgen“ starr befestigt. Dieser Messkopf, vgl. Bild 3-6, arbeitet nach dem (Doppel-) Triangulationsmessprinzip mit zwei symmetrisch angeordneten positionsempfindlichen Detektoren, die auf einen Messbereich von  $\max \Delta z = 3 \text{ mm}$  kalibriert sind.

Bei jeder Inbetriebnahme des Gerätes fährt der  $x$ - $y$ -Tisch zur Kalibrierung in eine äußere Ecke seines maximalen Messbereichs und setzt diese Position zu seinem Koordinatenursprung, so dass mit orttreuen Koordinaten gearbeitet werden kann.

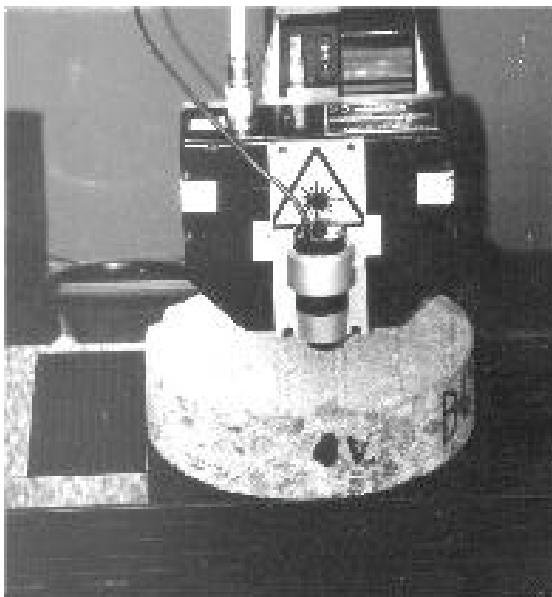


Bild 3-5: 3D-Oberflächen-Scanner mit Bohrkernscheibe ( $h/d = 4/15 \text{ [cm]}$ ); unten:  $x$ - $y$ -Tisch, oben: Messkopf für die Bestimmung der  $z$ -Koordinaten mit davor angebrachter Kamera

Der Messvorgang muss aus Sicherheitsgründen in einer lichtdichten Kammer durchgeführt werden. Bedingt durch diese Kammer und den Galgen des Lasers sind die Proben für die Messung im 3D-Oberflächen-Scanner in ihren Dimensionen auf etwa  $20 \text{ cm}$  Kantenlänge und  $10 \text{ cm}$  Höhe beschränkt.

An die Messdurchführung wird die Forderung gestellt, dass die zu vermessende Oberfläche einer solchen Betonprobe (bei zwischenzeitlichem Aus- und Einbau) mehrmals in dem gleichen Messfeld gescannt werden kann. Um bestimmte  $x$ - $y$ -Koordinaten genau ansteuern zu können, wird die Probe definiert positioniert:

Zur Fixierung der Betonproben wurde eine Grundplatte auf den  $x$ - $y$ -Tisch fest montiert, auf dem zwei zylindrische Zapfen angeschraubt sind. In die Betonscheiben werden (leicht konische) Führungshülsen direkt einbetoniert oder, wenn sie von hohen Betonzylindern oder Bohrkernen abgesägt werden, nachträglich eingeklebt. Nach dem Einbau der Probe wird das jeweilige Messfeld über einen im PC gespeicherten Datensatz und in einem definierten Abstand unter den Sensor positioniert.

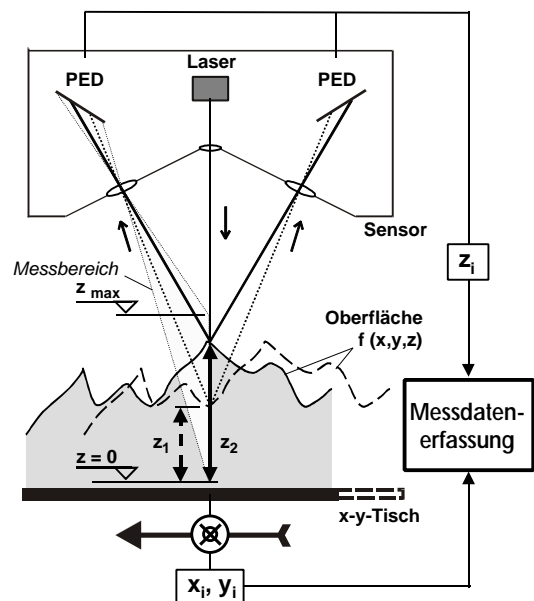


Bild 3-6: Funktionsweise des 3D-Oberflächen-Scanners. Die Oberfläche wird vom  $x$ - $y$ -Tisch geführt, die  $z$ -Koordinaten werden über den Laserstrahl mittels positionsempfindlichen Detektoren (PED) bestimmt

*Wenn man von beliebig vielen Punkten  
zu beliebig vielen Punkten beliebig viele Striche zieht,  
entsteht ein beliebig großes Durcheinander  
[geometrische Weisheit]*

## 4 Eigene Untersuchungen

### 4.1 Ziel der Arbeit

Um höhere Anforderungen sowohl an die Tragfähigkeit der Fahrbahndecke als auch an die Gebrauchstauglichkeit der Fahrbahnoberfläche zu erfüllen, ist im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton sowohl eine erhöhte Biegezugfestigkeit des „Hochleistungs-Straßenbetons“ (HLStrB) als auch eine erhöhte Beständigkeit der Oberflächentextur erforderlich. Hierfür müssen geringere Wasser/Bindemittel-Werte einge-

setzt werden. Grenzen der Anwendbarkeit dürften infolge der gleichzeitig veränderten technologischen Eigenschaften wie z.B. der erschwerten Verarbeitbarkeit erreicht werden.

In Laborversuchen soll geklärt werden, ob Hochleistungs-Straßenbeton gegenüber normalfestem Straßenbeton eine höhere Lebensdauer einer Fahrbahndecke bewirken kann. Zusätzlich soll das Praxisverhalten im Rahmen einer Versuchsstrecke beobachtet werden, vgl. Bild 4-1.

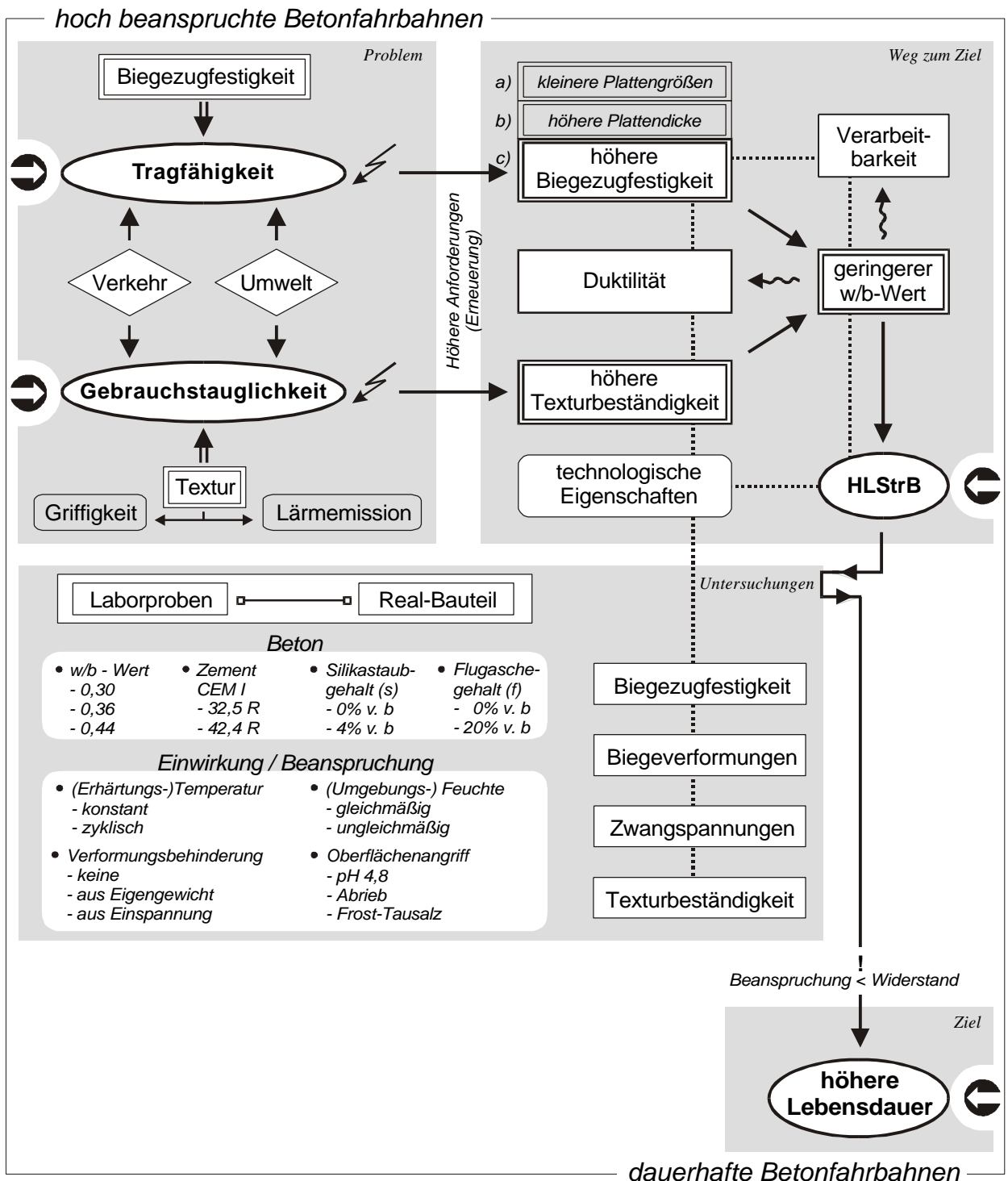


Bild 4-1: Schaubild zum Aufbau der vorliegenden Arbeit

## 4.2 Untersuchungen zur Tragfähigkeit

### 4.2.1 Konzeption der Untersuchungen zur Tragfähigkeit

Neben den erforderlichen Frischbetoneigenschaften muss ein Hochleistungs-Straßenbeton v.a. eine sehr hohe Biegezugfestigkeit aufweisen, gleichzeitig aber keine oder nur unterproportional erhöhte (Biege-) Beanspruchungen infolge veränderter Verformungseigenschaften verursachen. Zudem ist aufgrund der schnelleren Hydratationsentwicklung und des autogenen Schwindens bei hochfesten Betonen die Rissgefahr im jungen Alter zu beachten.

Sowohl hinsichtlich der Biegezugfestigkeit als auch der Biegeverformung werden infolge Feuchte- und/oder Temperatureinwirkungen ungünstige Erhärtungsbedingungen untersucht. Im Rahmen einer „Sommerbaustelle“ wird ferner der Einfluss realer, sommerlicher Witterungsbedingungen beobachtet.

Ob im Vergleich zum normalfestem Straßenbeton beim Hochleistungs-Straßenbeton eine erhöhte Biegebeanspruchung zu erwarten ist, wird ergänzend zu den Laboruntersuchungen rechnerisch untersucht.

Im Bauteil unterscheidet sich der Verformungs- und Spannungszustand von dem im Labor dabei nicht nur aufgrund der Plattenabmessungen und der Bettung, sondern auch aufgrund der Kopplung der verdübelten oder verankerten Fahrbahnplatten.

### 4.2.2 Beton für die Laborproben (Laborbeton)

#### Ausgangsstoffe

##### Zement (z)

In der Regel ist nach [2] für das Herstellen von Fahrbahndecken aus Beton ein Zement CEM I 32,5 R nach DIN 1164-1 [140] zu verwenden. Im Straßenbau gelten über die DIN 1164-1 hinausgehende Regelungen für die Verwendung an die „Straßenbauzemente“, welche die hier verwendeten Zemente CEM I 32,5 R und CEM I 42,5 R (des Herstellwerkes „A“ für die Laborversuche) erfüllt haben, vgl. Anhang B - 1.

##### Silikastaub (s)

Silikastaub wurde in Form einer Suspension mit je 50 Gew.-% Feststoff- und Wassergehalt verwendet.

##### Flugasche (f)

In einigen Versuchen wurde Steinkohlenflugasche (mit allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung) vom Heizkraftwerk München Nord verwendet.

##### Fließmittel (FM) und Luftporenmittel (LP)

Zur Regelung der Konsistenz werden für hochfesten Beton im Hochbau meist spezielle Fließmittel verwen-

det, die sogenannte „Entschäumer“ enthalten, um eine ungewollte Bildung von Luftporen zu verhindern. Diese Mittel sind für Hochleistungs-Straßenbeton, der mit Luftporen hergestellt werden soll, nicht geeignet.

Für einen ausreichenden Frost-Tausalz-Widerstand ohne Luftporen ist nach eigenen Untersuchungen auch für hochfesten Beton mit einem w/z-Wert von 0,30 die Zugabe von Silikastaub (rd. 4 % bezogen auf den Bindemittelgehalt) erforderlich; eine ausschließliche Abhängigkeit vom w/z-Wert ist zumindest nicht gerechtfertigt [141, 16]. Auch die Auswirkung einer ggf. verminderten Duktilität infolge geringerer Luftporengehalte müsste geklärt werden. Bis eindeutige Erkenntnisse vorliegen, sollte auch Hochleistungs-Straßenbeton nicht grundsätzlich ohne künstliche Luftporen hergestellt werden. HIStrB enthält daher für diese Arbeit Luftporen im üblichen geforderten Umfang.

Bei den Untersuchungen zum HIStrB kamen auf ihre Wirksamkeit überprüfte Kombinationen von FM und LP zum Einsatz, jeweils auf Naturharzbasis.

##### Zuschläge (g)

Für den Zuschlag des Straßenbetons (bzw. nur des Oberbetons) wird ein Mindestanteil an Splitt mit hohem Polierwiderstand gefordert.

In den Labor-Untersuchungen wurde für den Hochleistungs-Straßenbeton ausschließlich Basalt als Edelsplitt in den Korngruppen 2/16 bzw. 2/22 und Natursand 0/2a verwendet. Der normalfeste Referenzbeton wurde mit feinstteilreichem Sand (0/4), Kies in den Fraktionen 4/8 und 8/16 und mit Basaltsplitt 2/32 hergestellt (Korngrößenverteilung vgl. Anhang B - 3).

#### Zusammensetzungen der Betone (Laborbeton)

Der Hochleistungs-Straßenbeton, vgl. Bild 4-4, wurde in Anlehnung an das „Ausgangsrezept für hochfesten Beton“ [142] entwickelt, mit dem eine Druckfestigkeit von rd. 100 N/mm<sup>2</sup> und (bei Verwendung von Basaltsplitt) ein E-Modul von rd. 50.000 N/mm<sup>2</sup> erreicht wird:

- Basaltsplitt 4/16 mm und rd. 35 % feinstteilarmer Sand 0/2a mm (Sieblinie A, DIN 1045)
- Portlandzement und ca. 8% Silikastaub von gesamt 450 kg Bindemittel
- Wasser/Bindemittel-Wert:  $w/(z+s) = 0,30$ ;
- Fließmittel für Konsistenz KF.

Abweichend von diesem Ausgangsrezept wurde für die hochfesten Straßenbetone neben einer Konsistenz KS entsprechend der ZTV Beton-StB [2] ein Luftporengehalt von etwa 5 % angestrebt. Die puzzolanischen Zusatzstoffe Silikastaub und Flugasche wurden für die Berechnung des w/b-Werts jeweils zu 100% dem Bindemittel zugerechnet und ersetzen den gleichen Masseanteil Zement. Die einzelnen Mischungsanteile sind im Bild 4-2 dargestellt.

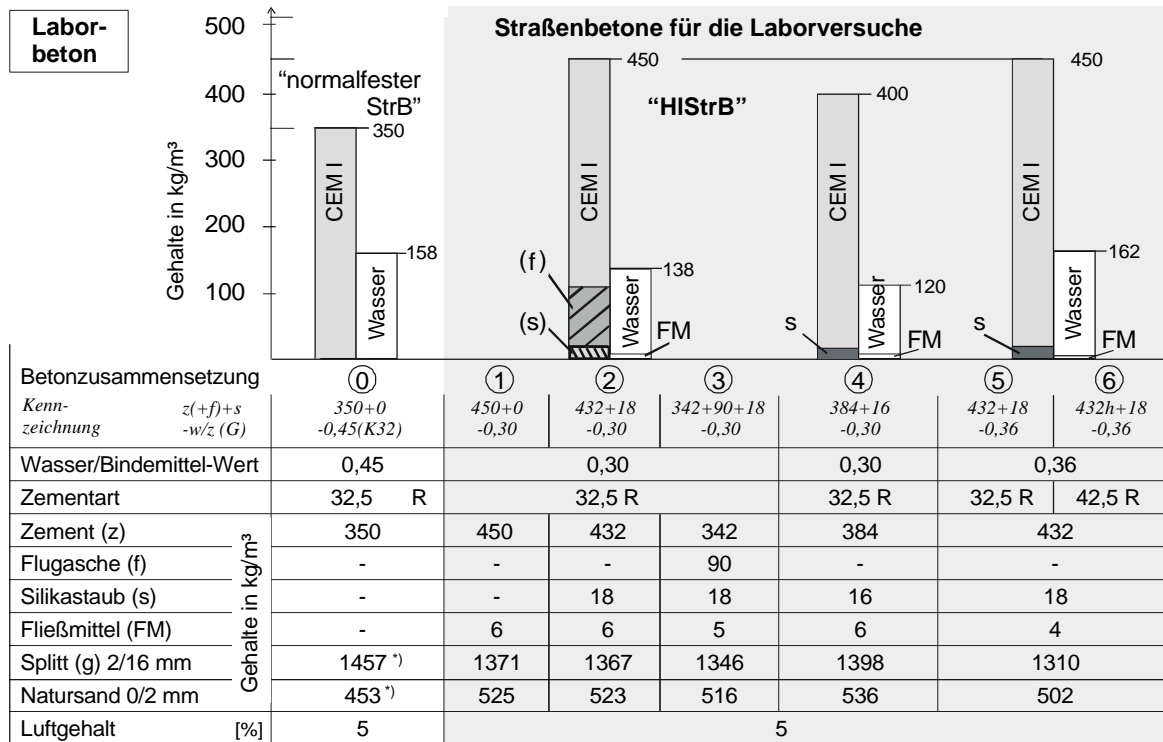


Bild 4-2: Betonzusammensetzungen der Laborbetone

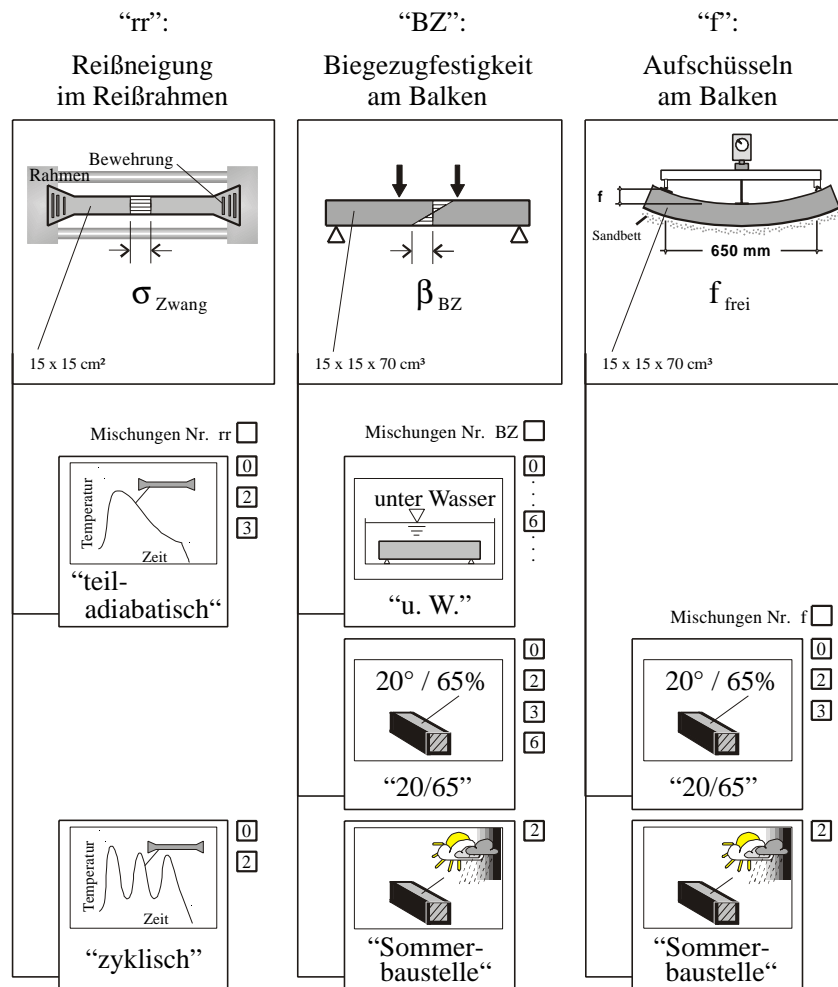


Bild 4-3: Laborversuche zur Tragfähigkeit mit Angabe der Randbedingungen (schematisch) und der jeweils untersuchten Mischungen (Ziffern nach Bild 4-4)

Die untersuchten Hochleistungs-Straßenbetone mit mehr Bindemittel, aber weniger Wasser als der normalfeste Vergleichsbeton „350-0,45“ haben mit 520 bis 550 l/m<sup>3</sup> ein größeres Feinmörtelvolumen (< 2mm) gegenüber dem normalfesten Vergleichsbeton mit 490 l/m<sup>3</sup>. Damit wird hier neben dem kleineren Größtkorn auch dem ausschließlich gebrochenen Zuschlag Rechnung getragen.

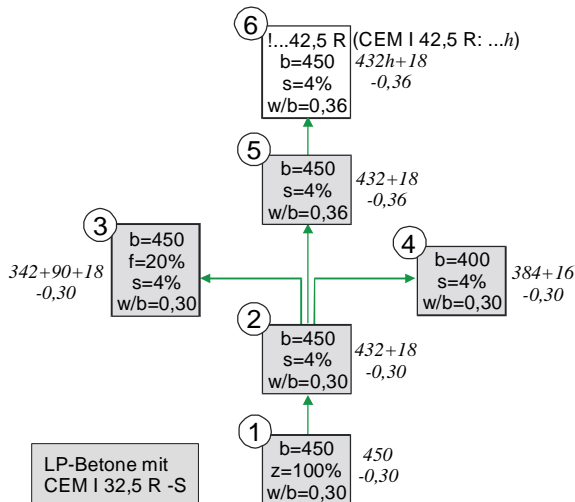


Bild 4-4: Entwicklung der (Labor-) Betonrezepturen für die Hochleistungs-Straßenbetone

### Betonherstellung (Laborbeton)

Hochfester Beton erfordert teilweise sehr lange Mischzeiten, insbesondere wenn hohe Fließmitteldosierungen erforderlich sind.

Der Hochleistungs-Straßenbeton wurde im Labor-Tellermischer mit rd. 2 Minuten Mischzeit hergestellt. Sand, Zement und Grobzuschlag wurden 10 bis 20 Sekunden lang vorgemischt, anschließend wurde ggf. die Silikastaubsuspension zugegeben, dann das Wasser und das mit einem Teil des Anmachwassers verdünnte Luftporenmittel. Zum Schluss wurde das Fließmittel mit dem restlichen Anmachwasser zudosiert.

Bis zur Verarbeitung wurde der Beton mit feuchten Jute-Tüchern vor Feuchteverlust geschützt.

### Frischbetonprüfung und -verarbeitung

Alle Mischungen wurden in ihren Frischbetoneigenschaften auf Temperatur, Frischbetonrohichte, Luftporengehalt und Konsistenz nach DIN 1048 geprüft.

Die Frischbetoneigenschaften wurden i.d.R. 10 bis 15 Minuten nach Wasserzugabe und ggf. nach etwa 45 Minuten geprüft.

Der Beton wurde in der Regel rd. 45 Minuten nach Wasserzugabe verarbeitet. Der Beton in den Balken-, Würfel-, und Zylinderschalungen wurde i.d.R. auf einem Rütteltisch verdichtet. Nur bei den Betonbalken der „Sommerbaustelle“, außerdem im Reißrahmen ist mit Innenrüttlern verdichtet worden.

### 4.2.3 Versuche zur Tragfähigkeit (Laborbeton)

In den Labor-Versuchen zur Tragfähigkeit wurden folgende Kenngrößen untersucht:

- Druckfestigkeit und orientierend E-Modul,
- Reißneigung im Reißrahmen („rr“),
- Biegezugfestigkeit am Balken („BZ“) und
- Aufschüsseln am Balken („f“).

Bild 4-3 zeigt eine Übersicht der untersuchten Laborversuche zur Tragfähigkeit mit Angabe der jeweils untersuchten Betonmischungen nach Bild 4-2.

Die Versuche im Laborklima („u.W.“ – „20/65“ – „teiladiabatisch“) zeichnen sich durch konstante Umgebungsbedingungen aus. Die Lufttemperatur betrug 20 °C und die verschiedenen Oberflächen der Proben waren gleichbleibend nass, dicht oder trocken.

Im Rahmen der „Sommerbaustelle“ waren die Betonbalken (oben) hochsommerlichen Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Die Lufttemperatur im Freien betrug über den Versuchszeitraum von nachts 10 °C bis tagsüber 30 °C und die relative Feuchte der Außenluft war zwischen 40 und 95 % (bei Regen).

Im Reißrahmenversuch wurde ersatzweise die reale („zyklische“) Temperaturentwicklung einer im Hochsommer betonierten Betonfahrbahndecke nachgestellt.

### Druckfestigkeit und E-Modul

Die Probekörper für die Druckfestigkeitsprüfung waren Würfel mit der Kantenlänge 15 cm, die für die E-Modul-Prüfung waren Zylinder mit  $d = 10$  cm und  $h = 20$  cm. Lagerung und Prüfungen wurden nach DIN 1048 [25] durchgeführt.

### Zwangsspannungen im Reißrahmen

Der Beton wurde ca. 20 Minuten nach Wasserzugabe in den Reißrahmen eingebaut. Nach dem Verdichten mit dem Innenrüttler und dem Glätten der Oberfläche ist diese mit einer PE-Folie abgeklebt und mit einem Schalungs-Deckel geschlossen worden. Im Folgenden wird kurz der Versuchsablauf für den „teiladiabatischen“ und den „zyklischen“ Versuch beschrieben. Die Definitionen der Kennwerte zur Beurteilung der Reißneigung enthält Anhang B - 6.

#### „teiladiabatischer“ Versuch

Im teiladiabatischen Versuch entwickeln sich die Temperatur und die Zwangsspannung entsprechend dem in Bild 4-5 dargestellten zeitlichen Verlauf.

Vor dem Betoneinbau wurde die Versuchseinrichtung und der Versuchsraum auf eine Temperatur von 20 °C eingestellt. Die Temperatur des Frischbetons (entspricht:  $T_{N0}$  = Einbautemperatur) wird ebenfalls auf 20 °C eingestellt. Ab dem Alter von 96 Stunden wird der Beton über die temperierbare und bis dahin wärmedämmende Schalung um 1 Kelvin je Stunde abgekühlt. Der Versuch endet zum Zeitpunkt des Risses bei



der zugehörigen Risstemperatur  $T_R$  und der zugehörigen Rissspannung  $\sigma_R$ .

„zyklischer“ Versuch

Um die Reißneigung des hochfesten Betons infolge praxisnaher Erhärtungsbedingungen beurteilen zu können, wurden Reißrahmenversuche mit „zykli-

schem“ Temperaturverlauf durchgeführt, vgl. Bild 4-5. Die Temperatur des Betons im Reißrahmen wurde über die temperierbare Schalung entsprechend einem vorgegebenen (realen) Temperaturzyklus geregelt, der dem Verlauf der mittleren Temperatur im 26 cm hohen Querschnitt von im Hochsommer betonierten Straßenbetonbalken entsprach.

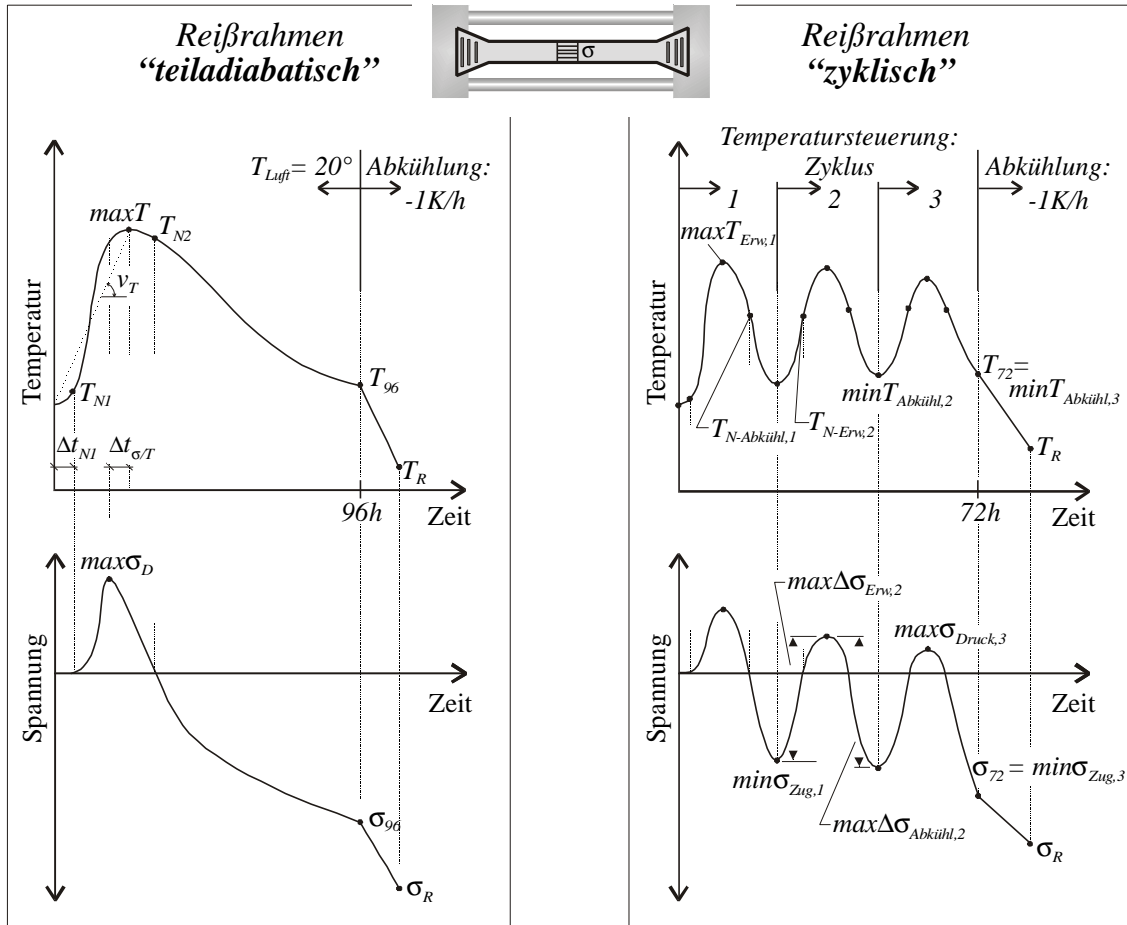


Bild 4-5 und Bild 4-6: Zeitliche Entwicklung der Betontemperatur und der Zwangspannungen im „teiladiabatischen“ und „zyklischen“ Reißrahmen-Versuch, schematisch

Biegezugfestigkeit am Balken

Standardmäßig wurden Biegebalken der Abmessungen  $15 \cdot 15 \cdot 70 \text{ cm}^3$  mit Drittpunktbelastung geprüft. Die Balken der Versuchsreihe BZ-„u.W.“ waren bis zur Prüfung unter Wasser gelagert und wurden normgerecht quer zur Herstellrichtung geprüft. Für Balken, die an der Oberfläche anderen Umgebungsbedingungen ausgesetzt waren, entsprach bei der Prüfung die beanspruchte Seite der Biegezugseite.

Aufschüsseln am Balken

Das Aufschüsseln von kleinen Betonbalken mit 15 cm Höhe und 70 cm Länge wird als Stichmaß in Balkenmitte angegeben, siehe Bild 4-7. Für die Auflagerung des Messbalkens wurden im Abstand von 650 mm auf die Oberseite des Balkens ein Stahlwinkel und ein Glasplättchen appliziert, für den Taststift des indukti-

ven Messgebers ein Glasplättchen in Balkenmitte. Bei den verwendeten „kurzen“ Balken, die im Sandbett oder auf einer ungebundenen Tragschicht lagerten (Sommerbaustelle), kann von einer vollkommen unbehinderten Biegeverformung ausgegangen werden. Die Nullmessung erfolgte jeweils zum Zeitpunkt der Umlagerung in das entsprechende Laborklima bzw. bei der „Sommerbaustelle“, sobald die Oberfläche des Betons genügend getrocknet war.

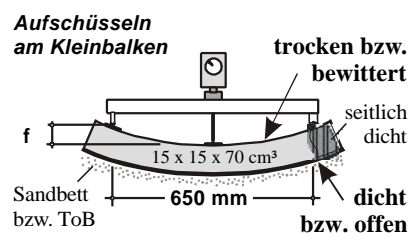


Bild 4-7: Versuchsaufbau zum Messen des Aufschüsselns von Betonbalken

### 4.3 Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit

#### 4.3.1 Konzeption der Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit

Mit einem neuen Prüf- und Auswerteverfahren wird die Texturbeständigkeit von Straßenbeton-Oberflächen quantitativ und objektiv bewertet.

Zum einen müssen die realen Beanspruchungen aus lösendem, Frost-Tausalz- und mechanischem Angriff im Labor praxisnah und zeitraffend simuliert werden. Die Einzelbeanspruchungen dürfen dabei aber nicht als voneinander unabhängige Einflussparameter auf die Veränderung der Textur gesehen werden.

Zum anderen müssen die Veränderungen der Textur als Änderung geometrischer Kennwerte dargestellt werden. Bei der Auswahl der „Textur-Indizes“ (TI) steht dabei die Aussagekraft hinsichtlich der Wirkung der Textur auf die Gebrauchseigenschaften Griffigkeit und Reifen/Fahrbahn-Geräusch im Vordergrund..

Auch wenn in den nächsten Jahren eine Kalibrierung insbesondere der Laborbeanspruchungen erforderlich sein wird, wird davon ausgegangen, dass eine Textur, die sich im hier vorgestellten Laborprüfverfahren als beständiger erweist, auch in der Praxis eine höhere Dauerhaftigkeit zeigt. Entsprechend wird im Folgenden die Texturbeständigkeit eines Hochleistungs-Straßenbetons und eines normalfesten Straßenbetons (in Abhängigkeit des w/z-Wertes) untersucht.

#### 4.3.2 Beton für die Labor-Texturproben

Die untersuchten Betone sind ein normalfester Straßenbeton (w/z = 0,43) und ein Hochleistungs-Straßenbeton (w/b = 0,36) mit 4 % Silikastaub bezogen auf den Bindemittelgehalt.

Tabelle 4-1: Feinmörtelmenge des Ausgangsbetons und des „Feinbetons“ für die Labor-Texturproben

„Feinbeton“	Name:	„tx_w/z“	tx_0,43	tx_0,36
	Kennzeichnung:	z(+s) -w/b		410 -0,43
Ausgangsbeton	Bindemittel	[kg/m <sup>3</sup> ]	350	450
	Feinmörtel < 2 mm	[l/m <sup>3</sup> ]	520	540
	Zuschlag 2/16 mm		480	460
Feinbeton für Texturproben	Bindemittel	[kg/m <sup>3</sup> ]	410	490
	Feinmörtel < 2 mm	[l/m <sup>3</sup> ]	650	670
	Zuschlag 2/8		350	330

tx: Texturprobe

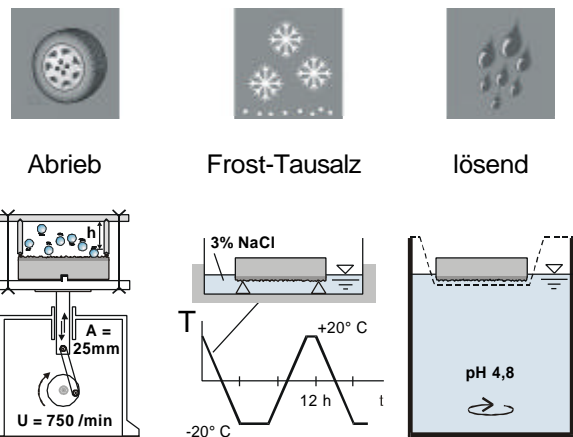
Weil für die üblichen Texturen, die in den frischen Beton eingepreßt werden, der Oberflächenmörtel für die Texturbeständigkeit maßgebend ist, wurde die Feinmörtelmenge im Beton bezogen auf den eigentlichen Ausgangsbeton (350-0,45 und 432+18-0,36) erhöht, vgl. Tabelle 4-1. Weiter wurden wegen der Vergleichbarkeit beider Betone der gleiche Sand und Splitt (8 mm Größtkorn) verwendet und aus herstellungstechnischen Gründen der normalfeste Straßenbeton mit einem geringeren w/z-Wert hergestellt.

#### 4.3.3 Laborbeanspruchungen der Texturproben

Die Praxisbeanspruchungen werden im Labor zeitraffend simuliert, vgl. Bild 4-8.

Im Vordergrund steht hierbei die Reproduzierbarkeit der Beanspruchung, d.h. über den jeweiligen definierten Zeitraum eine konstante Einwirkungsgröße. Die in der Praxis integrale Beanspruchung wird hier durch eine Kombination der Einzelbeanspruchungen in geeigneter Reihenfolge und „Intensität“ qualitativ berücksichtigt.

##### • Praxis-Beanspruchungen



##### • Labor-Beanspruchungen zeitraffend

Bild 4-8: Die realen Beanspruchungen der Betonfahrbahndecke sollen im Labor praxisnah und zeitraffend simuliert werden

##### Mechanische Beanspruchung

Die gewählte mechanische Beanspruchung im Prallabriebgerät entspricht etwa dem „Polierzyklus“ aus früheren Untersuchungen [155], d.h. die Oberfläche wird durch das Aufprallen von Gummikugeln (Shore-Härte 85) beansprucht. Der Durchmesser der Kugeln (d = 30 mm), die Prallhöhe (3 · d = 90 mm), die Schüttelfrequenz (750 min<sup>-1</sup>) und die Versuchsdauer (4 x 15 Minuten) wurden vorgegeben. Nach jeweils 15 Minuten Prallabriebbeanspruchung wurde die Oberfläche mit Wasser gereinigt und die Textur im 3D-Oberflächen-Scanner gemessen.

Die Proben wurden grundsätzlich trocken und ohne Zugabe von Schmirgel beansprucht. Beides hat sich in orientierenden Vorversuchen als nicht zielführend er-

wiesen; die Zugabe von Wasser vermindert die Beanspruchung, die Zugabe von quarzitischem Feinstsand hat eine Aufrauung der Textur bewirkt, die so in der Praxis nicht vorkommen dürfte. Eine solche Einwirkung soll aber ggf. – wie in der Praxis – nur durch aus der Oberfläche gelöste (eigene!) Bestandteile erfolgen.

#### Lösende Beanspruchung

Für den lösenden Angriff wurde das Verfahren mit pH-konstanter Pufferlösung, vgl. Abschnitt 3.4, wie folgt spezifiziert: Der pH-Wert wurde auf pH 4,5 eingestellt, was etwa dem Mittelwert für Regenwasser in Deutschland entspricht. Infolge der gewählten starken Einwirkung (keine Neutralisation an der Oberfläche) kann mit einer „mäßigen“ Schädigung bereits nach kurzer Einwirkungsdauer gerechnet werden, so dass in allen Versuchen die „kurze“ Prüfzeit von 1 Stunde eingehalten wurde ( $T = 20\text{ °C}$ ).

Bevor der lösende Angriff einen Oberflächenabtrag, d.h. einen Volumenverlust bewirken kann, müssen festigkeitsbildende Hydratphasen durch Herauslösen der kalzischen Anteile entsprechend so geschwächt werden, dass „direkt“ der Zementstein oder „indirekt“ der (unlösliche) Zuschlag aus dem Beton herausgetrennt werden. Zwar soll in diesen Versuchen zur Texturbeständigkeit v.a. in Abhängigkeit des w/z-Wertes beurteilt werden, da aber der verwendete Sand 10 % Kalk enthält, ist auch hier mit einem geringfügigen Angriff zu rechnen.

#### Frost-Tausalz-Beanspruchung

Die Proben durchlaufen 6 Frost-Tau-Zyklen entsprechend dem CDF-Test [119], d.h. während der Beanspruchung sind die Oberflächen in die Tausalzlösung (3 %ige NaCl-Lösung) eingetaucht. Auf ein vorgeschaltetes kapillares Saugen und die damit verbundene höhere Porensättigung wird verzichtet, um eine zu hohe Beanspruchung zu vermeiden. Gerechtfertigt erscheint diese Abweichung u.a. dadurch, dass die oberen 1 bis 2 Millimeter gezielt angegriffen werden sollen, der tieferliegende Bereich aber kaum Einfluss auf die Oberflächendauerhaftigkeit haben dürfte, sofern von einem frost-tausalz-beständigen Beton ausgegangen wird, vgl. [143].

#### Kombination der Beanspruchungen

Aus der Erfahrung anderer Untersuchungen in Ergänzung durch Vorversuche wird dem lösenden und dem Frost-Tausalz-Angriff pauschal jeweils eine – zumindest im Mikrotextrbereich – aufrauende Wirkung an der Oberfläche und gefügestörende Wirkung im Oberflächenmörtel zugeschrieben. Der mechanische Angriff (Prallabrieb) wirkt auf grobe Zuschläge zwar vornehmlich polierend, bei einem durch vorgeschaltete Umweltbeanspruchungen ggf. gestörten Gefüge im Oberflächenmörtel können aber z.B. auch Sandkörner herausgebrochen werden.

Folgende Reihenfolge wurde für die kombinierte Beanspruchung gewählt:

- |                               |        |
|-------------------------------|--------|
| - Lösende Beanspruchung       | „pH“   |
| - Prallabriebbeanspruchung    | „PA 1“ |
| - Frost-Tausalz-Beanspruchung | „FTS“  |
| - Prallabriebbeanspruchung    | „PA 2“ |

Der lösende Angriff wurde an den Anfang der Beanspruchungsreihe gesetzt, weil hier eine über die Prüffläche gleichmäßige Erhöhung der Rauheit zu erwarten ist, bewirkt v.a. durch das „Aufbrechen“ des oberflächlichen Zementsteinfilms.

#### Beanspruchungsvariante „PWS“

Der normalfeste Straßenbeton tx\_0,45 und der Hochleistungs-Straßenbeton tx\_0,36 wurden parallel zu der kombinierten Beanspruchung in der Prüfanlage Wehner/Schulze an der TU Berlin, Fachgebiet Straßenbau untersucht. In der Poliermaschine wurden Verkehrssimulationen durchgeführt, vgl. Anhang A - 4. Vor und nach der Beanspruchung wurde jeweils die Laborgriffigkeit gemessen, vgl. Anhang A - 1.

#### 4.3.4 Messung der Texturproben

Als Probekörperform wurden zylindrische „Beton-scheiben“ mit einem Durchmesser von 15 cm und einer Höhe von 4 cm gewählt (entspricht der Minstdicke für Oberbeton [2]). Damit war die Masse der Texturprobe ausreichend gering, um eine Beschädigung der Rollenlager des x-y-Tisches zu vermeiden.

Im 3D-Oberflächen-Scanner (vgl. Abschnitt 3.5) wurde die Textur jeweils vor und nach den Einzelbeanspruchungen gemessen. Jeweils in der Mitte der zylindrischen Proben ( $d = 15\text{ cm}$ ) wurde ein Messfeld von 2048 Punkten in x-Richtung (quer zur Texturrichtung) und 512 Punkten in y-Richtung mit einem Messraster von  $\Delta x = \Delta y = 30\text{ }\mu\text{m}$  gescannt. Die gemessene Fläche hatte damit eine Breite von 61,44 mm und eine Länge (in Texturrichtung) von 15,36 mm, vgl. Bild 4-9.

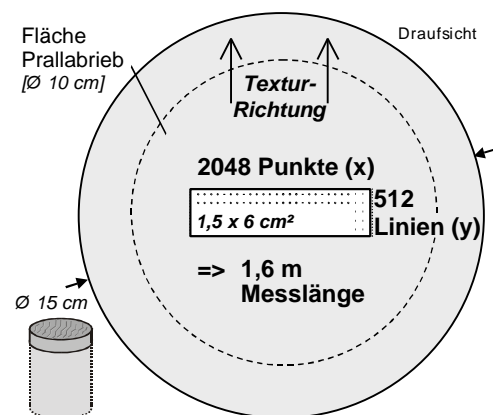


Bild 4-9: Messfeld auf der Oberfläche des Zylinders in der Mitte der beanspruchten Fläche

Bei den „Berliner“ Proben konnte wegen ihres großen Durchmessers von 22 cm erst nachträglich an einem

Teilstück ein beanspruchter und ein benachbarter Referenzbereich gescannt werden. Die Messfläche war hier ebenfalls 61,44 mm breit und (in Richtung der Textur) 7,68 mm lang (2048 · 256 Punkte).

- für das Spektrum der Mikrotextr die Kennamplitude „ $A_{\mu 0,5}$ “ zu der Bezugswellenlänge  $\lambda = 0,5$  mm und
- für die Makrotextr die Kennamplitude „ $A_{M 5,0}$ “ zu der Bezugswellenlänge  $\lambda = 5$  mm liefert.

### 4.3.5 Bewertung der Texturbeständigkeit

Da der Mikrotextr und der Makrotextr z.T. unterschiedliche Sekundäreigenschaften zugeschrieben werden, vgl. Abschnitt 2.7.2, und evtl. sehr unterschiedliche Textur-Indizes diese Eigenschaften relevant beschreiben, werden

- die Texturänderungen bereichsweise betrachtet, d.h. getrennt für die Mikrotextr mit  $\lambda < 0,5$  mm und die Makrotextr bis 10 mm Wellenlänge,
- zwei unterschiedliche Auswertemethoden verwendet.

### Wellenlängen-Amplituden-Spektrum

Entsprechend der Annahme, dass sich ein Texturprofil aus periodischen Anteilen zusammensetzt, und mit Kenntnis der Zusammenhänge aus Bild 2-27 ermöglicht die Betrachtung des Wellenlängen-Amplituden-Spektrums eine Beurteilung der Veränderungen der Textur in Hinblick auf die Sekundäreigenschaften Griffigkeit und Reifen/Fahrbahn-Geräusch.

In Bild 4-10 werden die Auswerteschritte für ein Verfahren gezeigt, bei der die Wellenlängen-Amplituden-Spektren getrennt voneinander für die Mikro- und für die Makrotextr bis  $\lambda = 10$  mm betrachtet werden.

Zuerst wird das Profil gekippt und vertikal verschoben, so dass Anfangs- und Endpunkt die gleiche Höhe („0“) besitzen. Anschließend wird mittels der Fast-Fourier-Transformation das Wellenlängen-Amplituden-Spektrum ermittelt, wobei hier die Amplitudenwerte im linearen Maßstab über die zugehörigen Wellenlängen aufgetragen sind.

Aus der linearen Regressionsanalyse ergibt sich eine Ausgleichsgerade mit der Steigung  $w$ , die als Textur-Indizes Kennamplituden liefert:

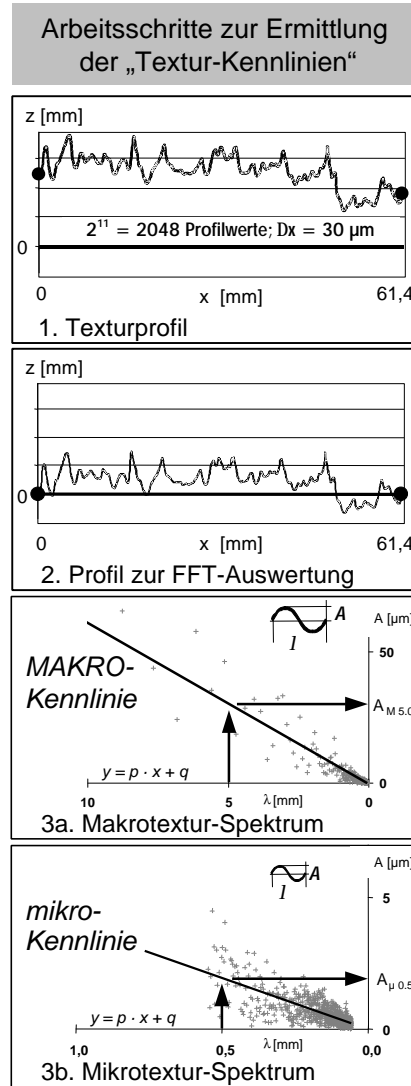


Bild 4-10: Ermittlung der „MAKRO“- und „mikro“-Kennlinien und der Kennamplituden

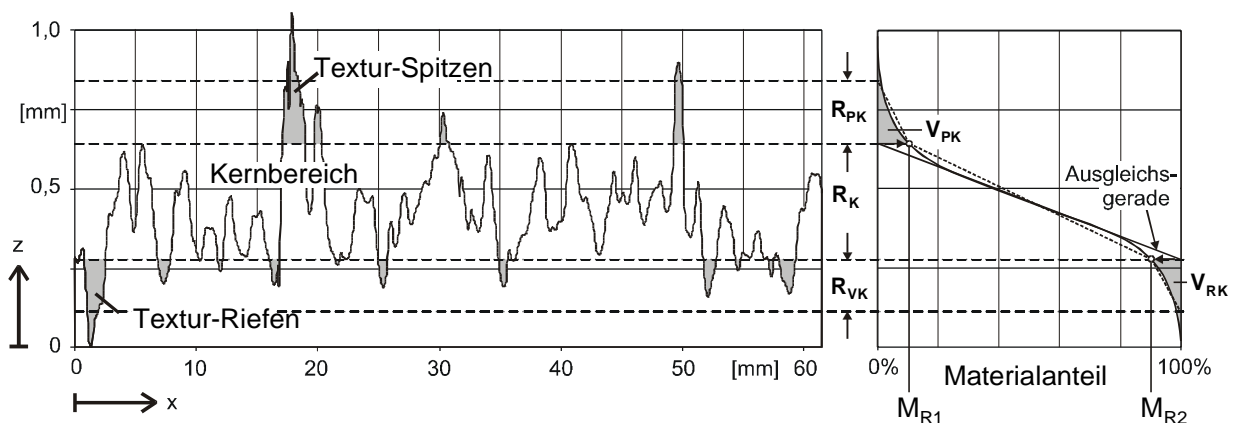


Bild 4-11: Profillinie einer texturierten Straßenbeton-Oberfläche und Abbott-Kurve mit Kennwerten, vgl. auch Anhang A - 3

Abbott-Kurve (Materialanteilkurve)

Bild 4-11 zeigt eine gemessene Profillinie texturierten Straßenbeton-Oberfläche und deren Abbott-Kurve. Die Textur-Indizes dieser Materialanteilkurve sind hier grafisch dargestellt. Die Ableitung der Kennwerte ist in Anhang A - 3 beschrieben, wobei hier zusätzlich die Volumina der Texturspitzen und der Texturriefen angegeben werden. Die Textur-Indizes der Abbott-Kurve sind somit:

- die Kernrautiefe  $R_K$ ,
- die reduzierte Spitzenhöhe  $R_{PK}$ ,
- die reduzierte Riefentiefe  $R_{VK}$ ,
- das Volumen der Texturspitzen  $V_{PK} = M_{R1} \cdot R_{PK}$ ,
- das Volumen der Texturriefen  $V_{VK} = (1 - M_{R2}) \cdot R_{VK}$

Die Abbott-Kurve wird – ebenso wie die Kennlinien – nach der Messung des Primärprofils (Rohdaten) getrennt für die Makro- und Mikrotextr berechnet.

Im Gegensatz zur Auswertung des Wellenlängen-Amplituden-Spektrums ist hier aber eine Rücktransformation des Texturspektrums in den jeweiligen Teilbereich der Mikrotextr bzw. Makrotextr erforderlich, d.h. die Primärdaten müssen „gefiltert“ werden. Hierzu wird ein Profilfilter der Grenzwellenlänge  $\lambda_C = 0,5 \text{ mm}$  bzw.  $10 \text{ mm}$  verwendet, der die Daten des Primärprofils in einem Übergangsbereich mit einer Sinusfunktion von 0 bis 1 überlagert und so die langwelligen Profilanteile abtrennt, vgl. Bild 4-12.

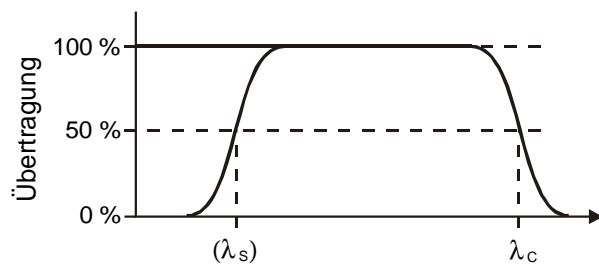


Bild 4-12: Übertragungscharakteristik von Profilfiltern mit Amplitudendämpfung im Bereich der Grenzwellenlänge  $\lambda_C$  ( $\lambda_s$  entfällt hier)

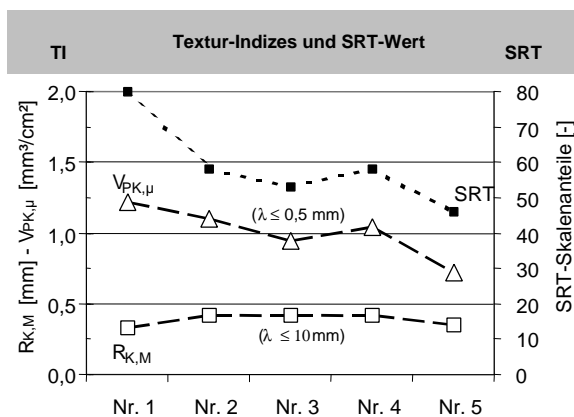


Bild 4-13: An fünf Parallelproben mit etwa gleicher Kernrautiefe der Makrotextr wurde eine gute Korrelation der SRT-Werte mit dem Volumen der Texturspitzen im Mikrotextrbereich festgestellt

Bild 4-13 beweist, dass das Volumen der Texturspitzen im Mikrotextrbereich „ $V_{PK,\mu}$ “ offenbar den maßgebenden Einfluss auf die SRT-Werte (als Maß für die Griffigkeit) von Betonproben mit etwa gleicher Kernrautiefe (der Makrotextr) hat.

4.4 Versuchsstrecke

Im März 1999 wurde im Rahmen einer streifenweisen Erneuerung (in einem Autobahnabschnitt der A44 bei Soest/NRW) eine „Versuchsstrecke“ ausgeführt, bei der u.a. ein Hochleistungs-Straßenbeton zum Einsatz kam. Im Rahmen dieser Baumaßnahme stand die Überprüfung der Einbaufähigkeit von Hochleistungs-Straßenbeton mit dem Gleitschalungsfertiger im Vordergrund. Weiter sollten hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit im Labor vergleichende Untersuchungen zwischen Hochleistungs-Straßenbeton und normalfestem Straßenbeton durchgeführt werden:

- zur Biegezugfestigkeit an ausgebauten Betonbalken,
- zu den hygrischen Verformungen an entnommenen Bohrkernen, und zusätzlich
- zur Biegeverformung bei frühem Austrocknen an mit Original-Ausgangsstoffen hergestellten Balken.
- zur Texturbeständigkeit an Bohrkern-Oberflächen aus der neuen Fahrbahndecke, einschließlich einer vergleichenden Betrachtung der Textur-Indizes von „real“ beanspruchten Oberflächen aus der 2 Jahre unter Verkehr stehenden Fahrbahndecke.

4.4.1 Bau der Versuchsstrecke – Allgemeines

Die Versuchsstrecke wurde auf eine Länge von rd. 600 m mit einem Beton erhöhter Biegezugfestigkeit („A44\_B65“) hergestellt. In einem weiteren, etwa 100 Meter langen Abschnitt wurden „Viertel-Platten“ mit engerem Fugenraster und einem „A44\_B45“ hergestellt. Diese beiden Varianten wurden als Ersatz des geschädigten Fahrstreifens in gleicher Deckendicke von 22 cm auf Asphalttragschicht ausgeführt. Im übrigen Streckenabschnitt mit einer 30 cm dicken Betondecke auf einer ungebundenen Tragschicht wurde normalfester Straßenbeton („A44\_B35“) hergestellt. Während des Einbaus der Betondecke herrschten relativ gleichmäßige Umgebungsbedingungen mit verhältnismäßig geringen Tag-/ Nachtschwankungen in Temperatur und Luftfeuchte.

4.4.2 Beton der Versuchsstrecke (Praxisbeton)

Die Praxisbetone wurden in der Eignungsprüfung gemäß der ZTV Beton-StB auf ihre Biegezugfestigkeit geprüft ( $\beta_{BZ,E}$ ) und zeigten an 10 cm hohen Balken bei mittiger Einzellast folgende Werte:

- „A44\_B35“:  $\beta_{BZ,E}$  6 N/mm<sup>2</sup> (~5)
- „A44\_B45“:  $\beta_{BZ,E}$  7 N/mm<sup>2</sup> (~6)
- „A44\_B65“:  $\beta_{BZ,E}$  8 N/mm<sup>2</sup> (~7)

Wegen des maßgebenden Einflusses sowohl der Belastungsanordnung als auch der Balkenhöhe muss hier darauf hingewiesen werden, dass bei der Prüfung an 15 cm hohen Balken und mit Belastung in den Drittelpunkten die Biegezugfestigkeit um 10-20 % (d.h. grob um 1 N/mm<sup>2</sup>) geringer gewesen wäre.

Ausgangsstoffe

Zement (z)

Der für alle drei Praxisbetone verwendete Zement CEM I 32,5 R (Herstellwerk „B“) erfüllte die Anforderungen an Straßenbauzemente, vgl. Anhang B - 1.

Silikastaub (s)

Silikastaub wurde in Form einer Suspension wie für die Laborbetone verwendet.

Fließmittel (FM) und Luftporenmittel (LP)

Die Zusatzmittel für die Betone der „A44“ waren vom gleichen Hersteller wie für die Laborbetone, in diesem Fall aber synthetische Zusatzmittel.

Zuschläge (g)

Die beiden Betone A44\_B65 und A44\_B45 wurden aus Diabas-Splitt (etwa 15 % Kalkanteil) mit einem Größtkorn von 22 mm hergestellt, der normalfeste Straßenbeton A44\_B35 mit einem („Hart“-) Kalksteinsplitt. Beide Betone wurden mit einem feinstteilarmen und fast ausschließlich quarzitischem Natursand 0/2a (Weser / Rhein) hergestellt.

Zusammensetzung der Praxisbetone

Für die beiden Betone „A44\_B35“ und „A44\_B65“ sind die Zusammensetzungen in Bild 4-14 dargestellt. Hierbei ist v.a. zu beachten, dass der normalfeste Straßenbeton im Gegensatz zur Eignungsprüfung mit einem deutlich geringeren w/z-Wert hergestellt wurde. Der „A44\_B45“ wurde wie der „A44\_B65“ mit Diabassplitt hergestellt, sein w/z-Wert von 0,40 war dem des eingebauten (!) „A44\_B35“ vergleichbar. Rechts im Bild ist der Entwicklungsschritt von den Laborbeton-Rezepturen zum „A44\_B65“ mit einem w/b-Wert von 0,34 und 4 % Silikastaub aufgezeigt.

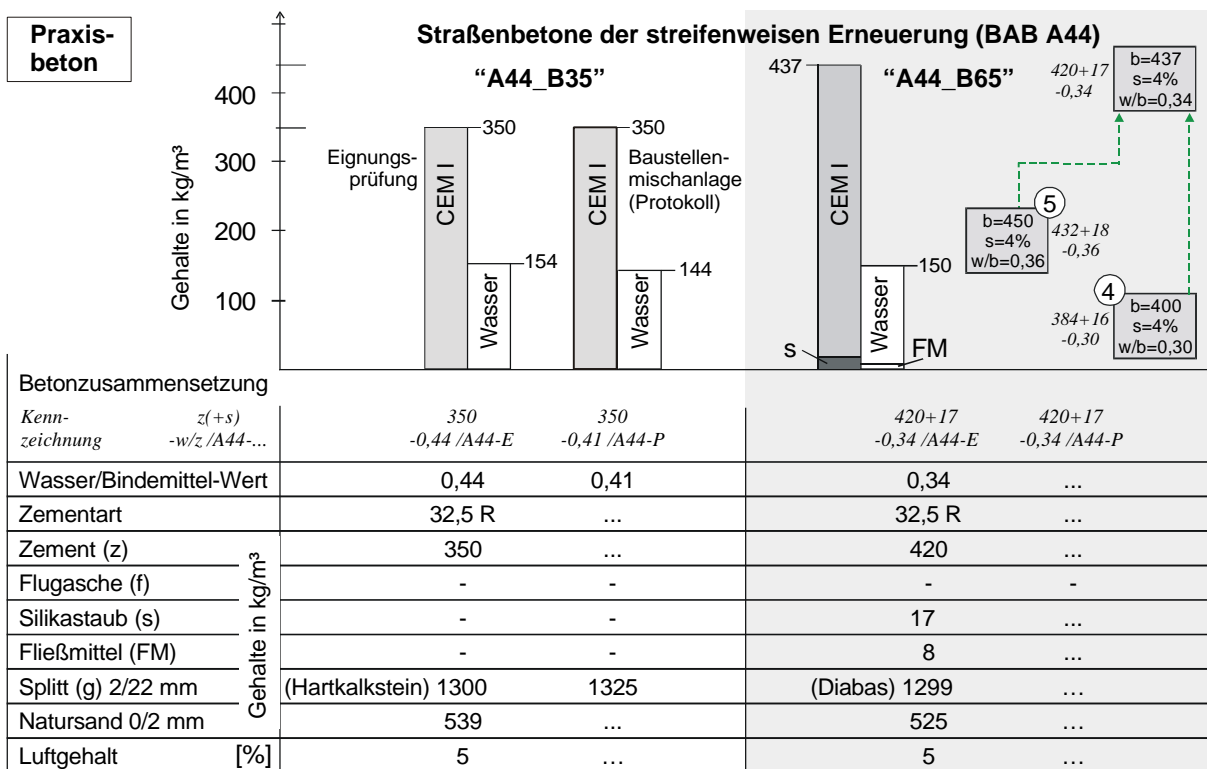


Bild 4-14: Zusammensetzungen der Praxisbetone „A44\_B35“ und „A44\_B65“, rechts mit dem Entwicklungsschritt aus den Laborbeton-Rezepturen, vgl. Abschnitt 4.2.2

Betonherstellung (Praxisbeton)

Die Praxisbetone wurden in einem Zwangsmischer in Chargen á 2,75 m<sup>3</sup> hergestellt. Für den normalfesten Straßenbeton „A44\_B35“ betrug die Mischzeit 50 Sekunden, wobei das Luftporenmittel etwa 5 Sekunden nach dem Vormischen von Zuschlag, Zement und Wasser zugegeben wurde. Für den „A44\_B65“ war eine Mischzeit von knapp 3 Minuten erforderlich. Hier

wurde dem Zuschlag zuerst der Silikastaub (als Suspension) zugegeben, „um ihn gleich an die ‘richtige’ Stelle zu positionieren!“ Nach 50 Sekunden wurde der Zement und nach weiteren 30 Sekunden das restliche Anmachwasser inklusive Fließmittel zugegeben. Das Luftporenmittel wurde – nochmals knapp 30 Sekunden später – mit einer Restmischzeit von wiederum etwa 50 Sekunden untergemischt. Je 4 Chargen wurden auf Stahlmulden-Kippern i.d.R. offen bis zur Einbaustelle

transportiert. An dem sehr trockenen und sonnigen Einbautag des „A44\_B65“ wurden die Ladeflächen auf der etwa 20minütigen Fahrt (mehrheitlich) abgedeckt.

### Frischbetonprüfung und –verarbeitung

Rohdichte und Luftporengehalt wurden während des Einbaus stündlich geprüft. An der am Einbautag ersten Betonmischung wurde zusätzlich mittels Darren der Wassergehalt festgestellt und ggf. korrigiert.

Der Beton der Versuchsstrecke „A44“ wurde mit den am Gleitschalungsfertiger befestigten und etwa in Querschnittsmitte der Fahrbahn mitgeführten Innenrüttlern verdichtet, wobei die Rüttelfrequenz für den hochfesten Beton „A44\_B65“ im Vergleich zu dem normalfesten „A44\_B35“ erhöht werden musste.

#### 4.4.3 Vergleichende Untersuchungen

##### Druckfestigkeit und E-Modul

Es wurden parallel zur Versuchsstrecke 15er Würfel hergestellt, die ebenfalls nach DIN 1048 gelagert und geprüft wurden.

Bohrkerne wurden im Alter von knapp zwei Jahren auf ihre Druckfestigkeit und ihren E-Modul geprüft. Die Bohrkerne lagerten bis etwa 2 Wochen vor der Prüfung im Freien und dann im Klima 20/65.

Die Prüfungen (nicht die Lagerung) wurden nach DIN 1048 [25] durchgeführt.

##### Biegezugfestigkeit

Etwa 2 bis 3 Tage nach Herstellung der jeweiligen Abschnitte des „A44\_B35“ und des „A44\_B65“ wurden Balken aus der Betonfahrbahndecke herausgesägt. Als Bereiche kamen nur die hinter der Tagesendfuge in Betracht, so dass hier etwa 2 m über die eigentliche Tagesleistung hinaus gefertigt wurde – inklusive Texturierung und Nachbehandlung (flüssiges Nachbehandlungsmittel). Nach dem Heraussägen wurden die Biegebalken unter Wasser gelagert.

##### Aufschüsseln am Balken

Die „20/65“-Balken der Versuchsstrecke wurden aus Original-Ausgangsstoffen im Labor hergestellt und (an den Oberflächen) bis zum Prüfbeginn vor Feuchtverlust geschützt. Nach dem Ausschalen unmittelbar vor Prüfbeginn nach einem Tag wurden die Seitenflächen abgedichtet. An ihrer Unterseite wurden jeweils zwei Balken ebenfalls abgedichtet und zwei blieben offen und konnten während der Lagerung im feuchten Sandbett Wasser saugen.

##### Hygrische Verformungen zylindrischer Proben

Im Alter von 2 Jahren wurden aus bis dahin im Freien gelagerten Bohrkerne der Versuchsstrecke mit einem

Durchmesser von 22,5 cm gleichzeitig „Vollzylinder“ mit einem Durchmesser von 15 cm und ringförmige „Hohlzylinder“ mit einer Wandstärke von 3,5 cm herausgesägt.

Die „Hohlzylinder“ wurden auf ihren (ringförmigen) Stirnflächen mit jeweils drei Messmarken beklebt und in ihrer hygriisch bedingten Längenänderung beobachtet. Die Hohlzylinder wurden im Referenz-Klima bei 50 % r.F. gelagert, bis keine Längenänderungen mehr festzustellen waren. Die Hohlzylinder wurden dann entsprechend Bild 4-15 umgelagert. Hier wird davon ausgegangen, dass über die Wanddicke von nur 3,5 cm eine quasi konstante Feuchteverteilung vorherrscht.

Die Vollzylinder wurden seitlich abgedichtet und anschließend in ihrer radialen Dehnungsänderung beobachtet. Für die radialen Abstandsmessungen wurden auf die Mantelflächen gegenüberliegend Messmarken (auf den Beton) im Abstand von jeweils 0,5 cm ab der Ober- bzw. Unterkante aufgeklebt. Die offenen Stirnflächen der „Vollzylinder“ waren der Referenz-Umgebungsfeuchte von 50 % r.F. ausgesetzt, bis keine radialen Dehnungsänderungen mehr festzustellen waren. Danach wurden die Stirnflächen der Vollzylinder für rd. 5 Wochen anderen Feuchten ausgesetzt, vgl. Bild 4-15. Wegen des sich über die Querschnittshöhe ausbildenden Feuchtegradienten ist mit einer (durch den Kern) behinderten Dehnung zu rechnen.

Die hygriischen Längenänderungen bzw. radialen Dehnungen wurden bezogen auf einen kalibrierten Messstab mit einem induktiven Wegaufnehmer gemessen.

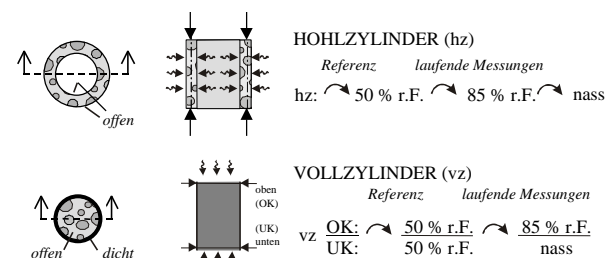


Bild 4-15: Hygriische Einwirkungen und Messung der 2 Jahre alten Hohlzylinder und Vollzylinder

##### Texturbeständigkeit am Bohrkern

An Texturproben der Versuchsstrecke (die oberen 4 cm der o.g. Bohrkerne) wurden im Alter von 2 Jahren Untersuchungen zur Texturbeständigkeit durchgeführt. Im gleichen Alter wurden Vergleichsproben aus der inzwischen 2 Jahre unter Verkehr stehenden Betonfahrbahndecke entnommen.

Für alle „A44-Proben“ wurde entsprechend der in Abschnitt 0 beschriebenen Vorgehensweise die Beanspruchung, die Messung und Auswertung durchgeführt.

*Du willst bei Fachgenossen gelten?  
Das ist verlor'ne Liebesmüh.  
Was Dir missglückt, verzeih'n sie selten.  
Was Dir gelingt, verzeih'n sie nie  
[O. Blumenthal]*



## 5 Bauteil-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Tragfähigkeit

### 5.1 Frischbetonwerte, Druckfestigkeit und E-Modul

#### Frischbetonwerte

Während bei dem untersuchten normalfesten Straßenbeton ( $w/z = 0,45$ ) eine Fließmittel-Zugabe nicht erforderlich war, mussten bei den hochfesten Straßenbetonen mit Wasser-/Bindemittel-Werten von 0,36 und 0,30 i.d.R. zwischen 4 und 6 Liter (je  $m^3$ ) Fließmittel zugegeben werden, um einen praxisgerecht<sup>8</sup> verarbeitbaren Laborbeton zu erreichen.

Die Neigung zum „Gummibeton“ wird dabei durch die als Kugellager wirkenden künstlich erzeugten Luftporen relativ klein gehalten. Aber auch der Luftporenbildner musste beim hochfesten Straßenbeton vergleichsweise hoch und zwar etwa dreimal höher als beim normalfesten Straßenbeton dosiert werden, um gleichermaßen etwa 5% Luftporen im Frischbeton zu erzeugen.

Die erforderliche kombinierte Zugabe der Zusatzmittel bringt mit sich, dass nicht nur mit höheren Luftporengehalten die Konsistenz weicher wird, vgl. Bild 5-1, sondern dass die Wirkung bzw. die Dosierung des Fließmittels den Luftporengehalt empfindlich beeinflussen kann, vgl. Bild 5-2. Die bekannte Wirkung der Flugasche auf den Luftporengehalt war auch beim Hochleistungs-Straßenbeton festzustellen: ein Ersatz von 20% Zement durch Flugasche machten z.B. 60% mehr LP-Mittel erforderlich.

Den erwarteten positiven Eigenschaften von Silikastaub im Festbeton müssen auch Nachteile gegenübergestellt werden. Neben erhöhten Kosten, zum einen für den Silikastaub selbst, zum anderen für die ggf. aufwendigere Logistik an der Mischanlage entscheiden v.a. die Frischbetoneigenschaften über eine mögliche Zugabe. Ebenfalls höhere Stoffkosten verursacht hier, dass eine Silikastaubzugabe die erforderliche Zusatzmittelmenge erhöht: bei einer Ersatzrate von 4% wurde für eine vergleichbare Verarbeitbarkeit etwa 1 Liter mehr FM je  $m^3$  Beton benötigt bzw. war ansonsten der Luftporengehalt zu gering, vgl. oben. Bei einem Ersatz von 8% Zement durch Silikastaub hat sich der Beton trotz ausreichender Verdichtbarkeit („Entlüftung“) sehr klebrig, „gummiähnlich“ verhalten. Neben der höheren erforderlichen Verdichtungsenergie (längere Rüttelzeit) für die Herstellung der Laborprobekörper in der erforderlichen steifen Konsistenz war vor allem das Glätten bzw. das „Ebnen“

<sup>8</sup> Für den Einbau mit dem Gleitschalungsfertiger wird i.d.R. eine Konsistenz von  $v = 1,20$  und steifer eingestellt – zumindest für den Unterbeton bei zweischichtiger Bauweise auch über 1,30.

der Oberfläche deutlich erschwert. Für die Gleitschalungsfertigung erscheint diese Ersatzrate von 8% daher zu hoch, insbesondere in Hinblick auf die erforderliche plane Megatextur und Längsebenheit: Die Glättbohle, die den Beton auf die Soll-Höhe „drückt“, könnte hier den schon geglätteten Beton wieder „hochpumpen“.

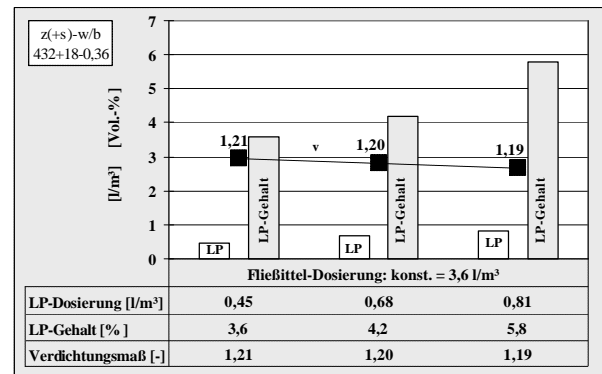


Bild 5-1: Einfluss der LP-Mittel-Dosierung (Konzentration) auf den Luftporengehalt bei sonst gleicher Zusammensetzung und konstantem FM-Gehalt

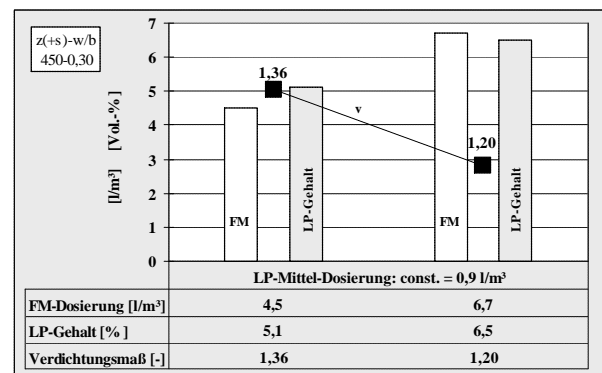


Bild 5-2: Einfluss der FM-Dosierung auf den Luftporengehalt bei sonst gleicher Zusammensetzung und konstantem LP-Mittel-Gehalt

#### Druckfestigkeit und E-Modul

Die Druckfestigkeit und der E-Modul sind in ihrer Größe stark abhängig vom Luftporengehalt (LP). Bei um 1% höheren Luftgehalten sind im Mittel etwa um 10% niedrigere Druckfestigkeiten festgestellt worden, vgl. beispielhaft Bild 5-3. Um einen Vergleich der unterschiedlichen Mischungen zu erleichtern, sind die Druckfestigkeits-Werte der Mischungen x0 bis x6 mit von 5% abweichenden LP-Gehalten entsprechend normiert worden [144]:

$$b_{D,LP 5\%}^i = (1 + 0,1 \cdot (LP_{45}^i [\%] - 5[\%])) \cdot b_D^i$$

Diese rechnerische Festigkeitsnormierung – ausschließlich über den tatsächlichen LP-Gehalt im Frischbeton – gilt nur für Laborbetone mit vergleichbarer Verdichtung bzw. einem etwa gleichen Verdichtungsmaß (von 1,15 bis 1,25).

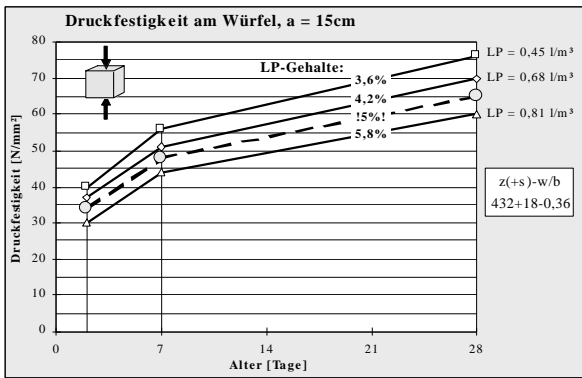


Bild 5-3: Luftporengehalt und Druckfestigkeit

Die bei einer unzureichenden Verdichtung des Betons entstehende verminderte Druckfestigkeit zeigt beispielhaft Bild 5-4. Der Beton mit dem im LP-Topf festgestellten geringeren Luftporengehalt und sehr steifer Konsistenz wies hier eine quasi identische Druckfestigkeit auf wie der weichere Beton, der entsprechend den Festbetonrohrichten gleichzeitig einen geringeren Gehalt an Verdichtungs-poren aufwies. Aufgrund dieser Ergebnisse wurden die Labor-Betone für die weiteren Versuche mit einer Obergrenze des Verdichtungsmaßes von  $v = 1,25$  hergestellt.

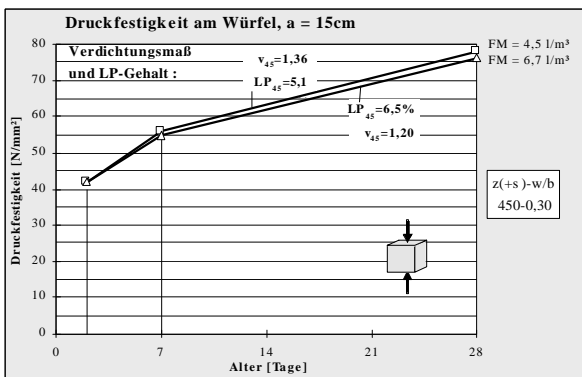


Bild 5-4: Auswirkung einer ungenügenden Verdichtung auf die Druckfestigkeit der Probewürfel

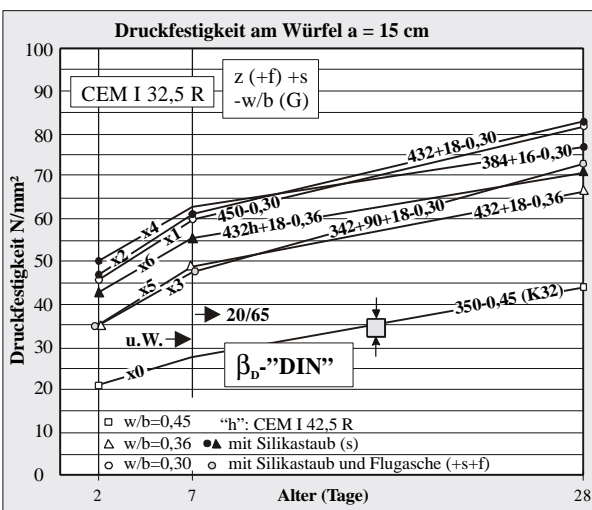


Bild 5-5: Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit der Betonmischungen x0 bis x6

Die Druckfestigkeitsentwicklung der Laborbetone x0 bis x6 für die Versuche zur Biegezugfestigkeit, zum Aufschüsseln, zum Schwinden und zur Reißneigung sind Bild 5-5 zu entnehmen.

Die Festigkeiten der Mischungen mit einem Wasser/Bindemittel-Wert  $w/b = 0,30$  ausgenommen dem Beton mit  $90 \text{ kg/m}^3$  Flugasche liegen zwischen 77 und  $83 \text{ N/mm}^2$ . Der Beton x3 mit  $w/b = 0,30$  und mit Flugasche ( $w/z = 0,375$ ) und die Betone mit  $w/b = 0,36$  hatten Druckfestigkeiten zwischen 67 und  $73 \text{ N/mm}^2$ . Im Folgenden sind kurz die Ergebnisse zur Druckfestigkeit zusammengefasst:

- Bezogen auf den normalfesten Beton x0 mit  $w/b = 0,45$  und einer 28-Tage-Druckfestigkeit von  $44 \text{ N/mm}^2$  waren die Druckfestigkeiten der hochfesten Straßenbetone um rd. 60% bis 80% höher.
- Der Beton mit einem Zement höherer Festigkeitsklasse (x6) hat im Alter von 2 Tagen eine deutlich höhere Druckfestigkeit als der Vergleichsbeton mit CEM I 32,5 R (x5). Bis zum Alter von 28 Tagen verringert sich der Abstand aber bereits.
- Der Beton x3 mit 20% ( $90 \text{ kg/m}^3$ ) Flugascheanteil am Bindemittel zeigte eine erwartungsgemäß langsamere Festigkeitsentwicklung, aber im Alter von 28 Tagen nur noch eine um etwa 10% geringere Druckfestigkeit als der Vergleichsbeton x2; im Alter von 2 und 7 Tagen waren es rd. 25%.
- Abweichungen beim Luftporengehalt von 5 auf 6% und beim Wasser/Bindemittel-Wert von 0,30 auf 0,36 (+24  $\text{l/m}^3$  Wasser) hatten jeweils eine um rd. 10% geringere Druckfestigkeit zur Folge.

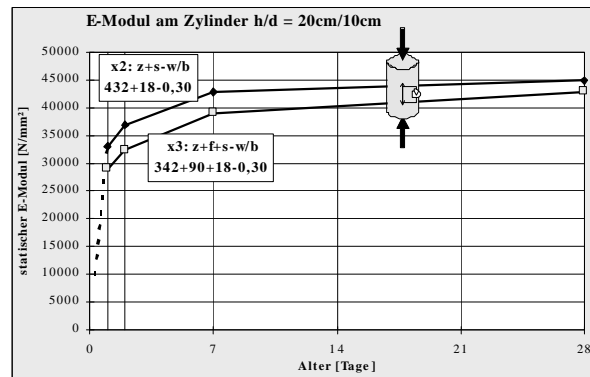


Bild 5-6: Zeitliche Entwicklung des E-Moduls der Mischungen x2 und x3

Die an den Betonen x2 und x3 ermittelten E-Modul-Werte sind in Bild 5-6 dargestellt. Der Beton x3 mit Flugasche, aber sonst gleicher Zusammensetzung hatte – wie bei der Druckfestigkeit – auch eine langsamere E-Modul-Entwicklung und im Alter von 28 Tagen noch einen um  $2.000 \text{ N/mm}^2$  geringeren E-Modul.

Im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton mit einem E-Modul von üblicherweise unter  $35.000 \text{ N/mm}^2$  ist bei hochfestem Straßenbeton demnach mit einem deutlich höheren E-Modul zu rechnen, wobei aber der Zuschlag-Einfluss dominant bleibt.

## 5.2 Zwangspannungen im Reißrahmen

Im Reißrahmen erhärtet der Beton unter Zwang, wobei die Spannungen infolge von Temperaturänderungen entstehen. Die Zwangspannungen werden u.a. maßgeblich von der Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  des Betons bestimmt. Die Wärmedehnzahl des hochfesten Betons war um etwa 20% größer als die des normalfesten Betons (rechnerisch, vgl. Anhang B - 5). Demnach waren bei dem hochfesten Straßenbeton je spannungswirksamer Temperaturänderung größere Zwangspannungen zu erwarten. Vor allem aber wirken sich die Entwicklung der Temperatur und der mechanischen Eigenschaften des Betons (E-Modul und Relaxation) auf die Reißneigung aus.

### 5.2.1 Zwangspannungen bei „teiladiabatischem“ Temperaturverlauf

In den „teiladiabatischen“ Reißrahmen-Versuchen entwickelt sich die Temperatur- und Zwangbeanspruchung im Betonbalken unter konstanten Randbedingungen in Anlehnung an den Regelversuch, vgl. Bild 5-7. Es wurden der normalfeste Straßenbeton rr0 ( $z+w/z = 350-0,45$ ) und die hochfesten Straßenbetone rr2 und rr3 ( $z+f+s-w/b = 432-18-0,30$  und  $z+f+s-w/b = 342+90+18-0,30$ ) untersucht, wobei sich die beiden hochfesten Straßenbetone nur im Ersatz von 90 kg Zement durch Flugasche (rr3) unterscheiden.

Den wesentlichen Beitrag zur Wärme- und Festigkeitsentwicklung in dem hier betrachteten jungen Alter liefert der Zement und beim hochfesten Beton zusätzlich der Silikastaub. Die Flugasche im hochfesten Straßenbeton rr3 wird hier vernachlässigt und der „effektive Wasser/Bindemittel-Wert“ wird ohne den Flugascheanteil berechnet, so dass der  $w/(z+s)$ -Wert der Mischung rr3 mit 0,375 genau zwischen denen des hochfesten Betons rr2 ( $w/b = 0,30$ ) und des normalfesten Vergleichsbetons rr0 ( $w/z = 0,45$ ) liegt.

Die Zwangspannungen haben sich für die untersuchten Betone im Druck- und Zugbereich jeweils bei den angegebenen (mittleren) Verformungsbehinderungen  $\delta_D$  und  $\delta_Z$  entwickelt, Formel siehe Abschnitt 3.1:

- rr0,  $w/z = 0,45$ :  $\delta_D = 89 \%$ ,  $\delta_Z = 79 \%$ ,
- rr3,  $w/z+s = 0,375$ :  $\delta_D = 93 \%$ ,  $\delta_Z = 77 \%$ .
- rr2,  $w/z+s = 0,30$ :  $\delta_D = 93 \%$ ,  $\delta_Z = 75 \%$ ,

Der geringere  $w/(z+s)$ -Wert und der Silikastaubgehalt bewirkten zunächst eine schnellere Wärmeentwicklung, die aufgrund der langsamen Wärmeabgabe nach außen zu einer insgesamt höheren Erwärmung führte, vgl. Bild 5-8.

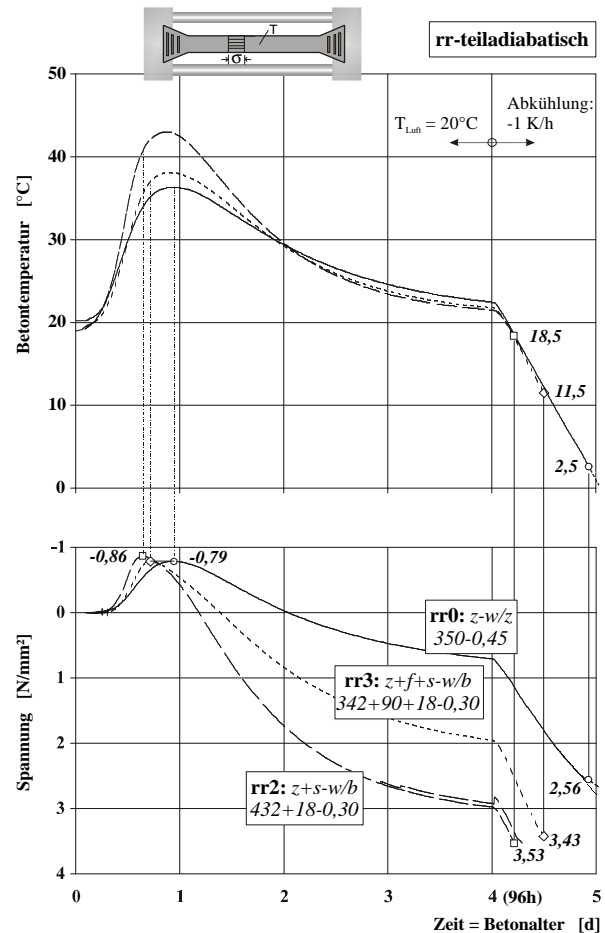


Bild 5-7: Teiladiabatischer Temperaturverlauf und Zwangspannungsentwicklung im Reißrahmen für die Betone rr0, rr2 und rr3

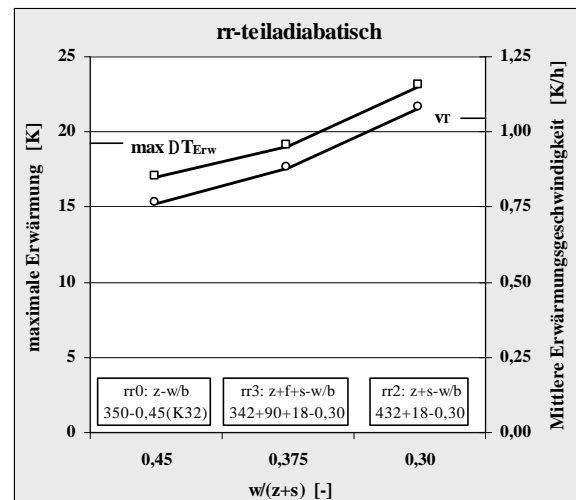


Bild 5-8: Erwärmungsgeschwindigkeit und maximale Erwärmung waren v.a. beim hochfesten Straßenbeton rr2 (ohne Flugasche) höher

Obwohl die hochfesten Betone einen höheren E-Modul und eine geringere Relaxation aufweisen als normalfeste Betone (und trotz der größeren Wärmedehnzahl des hochfesten Straßenbetons) konnte sich nur eine geringere spezifische Druckspannung, d.h. eine geringere Umsetzung von Temperaturverformungen in

<sup>9</sup> Wegen des der Erwärmung „entgegenwirkenden“ autogenen Schwindens wird hier die tatsächliche Verformungsbehinderung nicht ermittelt werden (rechnerisch: 93 %).

Druckspannungen entwickeln (Bild 5-9). Die Begründung liegt hier im autogenen Schwinden der hochfesten Straßenbetone, das den Druckspannungsaufbau bei der Erwärmung bremst. Dieser Effekt zeigt sich auch in der ausgeprägten Phasenverschiebung bei den hochfesten Straßenbetonen: Obwohl sich der Beton noch weiter erwärmt, werden beim hochfesten Straßenbeton bereits Druckspannungen abgebaut.

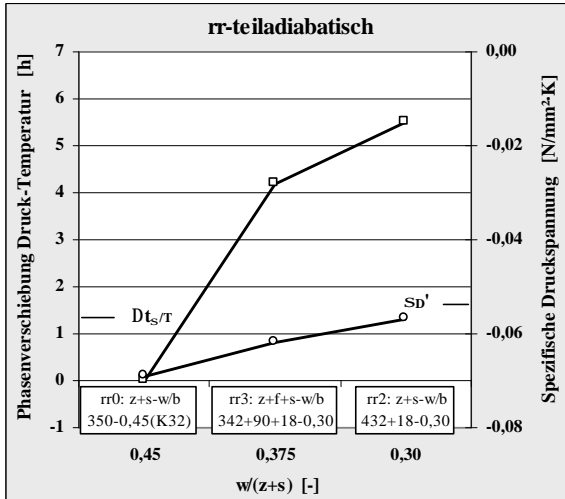


Bild 5-9: Phasenverschiebung zwischen maximaler Temperatur und Druckspannung und spezifische Druckspannung

Der verhältnismäßig geringe Druckspannungsaufbau des hochfesten Straßenbetons hat für die Abkühlphase unmittelbar zur Folge, dass der hochfeste Straßenbeton bereits bei geringer Abkühlung die Druckspannung aufgezehrt hat und so die „Start“-Temperatur ( $T_{N2}$ ) für den Spannungsaufbau bei den hochfesten Straßenbetonen deutlich höher war, vgl. Bild 5-10. Das autogene Schwinden hat auch im Zugbereich zu einem ungünstigeren Verhalten der hochfesten Straßenbetone geführt, in diesem Fall in die „gleiche“ Richtung wie die Abkühlung wirkend. Zusätzlich haben der höhere E-Modul, das geringere Relaxationsvermögen und die größere Wärmedehnzahl zu der höheren spezifischen Zugspannung geführt. Die resultierende Risstemperatur war demnach beim normalfesten Straßenbeton deutlich niedriger als bei den beiden hochfesten Straßenbetonen, auch wenn deren Rissspannungen um rd. 1 N/mm<sup>2</sup> höher waren (Bild 5-11).

Die geringe spezifische Druckspannung bei der Erwärmung und die hohe spezifische Zugspannung bei Abkühlung führten zu einem vergleichsweise hohen und ungünstigen Zug-Druck-Verhältnis der hochfesten Straßenbetone, die so zu Beginn der künstlichen Abkühlung nach 96 Stunden bereits eine im Vergleich zum normalfesten Beton (0,7 N/mm<sup>2</sup>) rd. 3-fach (rr3) bis 4-fach (rr2) höhere Zugspannung aufwiesen. Deshalb konnten die hochfesten Straßenbetone auch trotz der deutlich höheren Zugfestigkeiten nicht die niedrige Risstemperatur des normalfesten Betons erreichen.

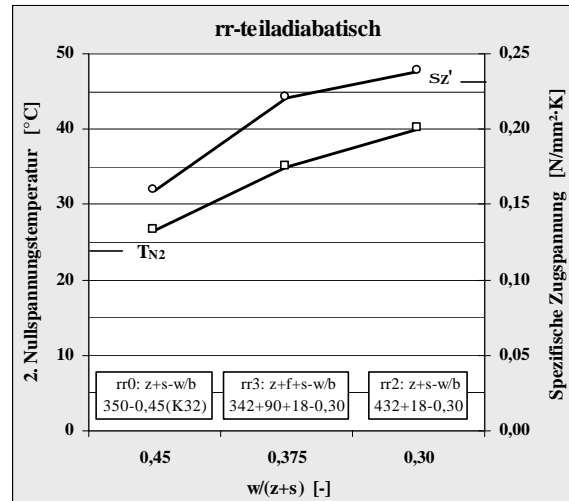


Bild 5-10: Die hochfesten Straßenbetone haben eine höhere 2. Nullspannungstemperatur und im Folgenden eine höhere spezifische Zugspannung

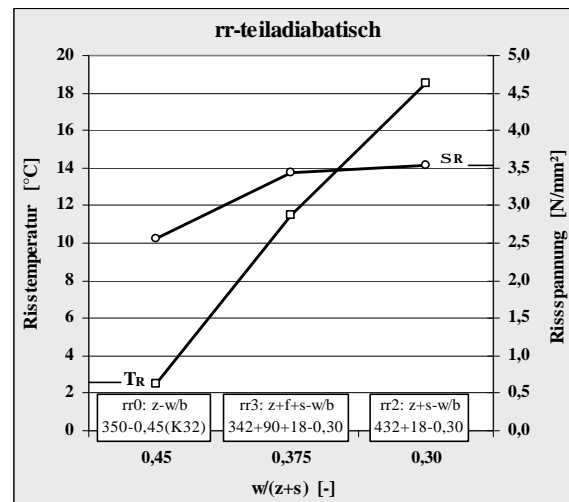


Bild 5-11: Die hochfesten Straßenbetone wiesen zwar eine höhere Risstemperatur, aber auch eine deutlich höhere Rissspannung auf

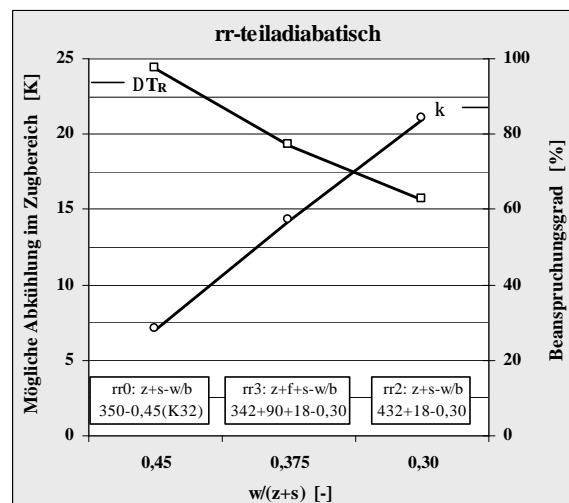


Bild 5-12: Mögliche Abkühlung und der Beanspruchungsgrad im „teiladiabatischen“ Versuch zeigen das günstigere Verhalten des normalfesten Betons

Das insgesamt günstigere Verhalten des normalfesten Straßenbetons hinsichtlich der Reißneigung resultierte in einer deutlich höheren möglichen Abkühlung im Zugbereich bzw. in einem entsprechend geringeren Beanspruchungsgrad (als Anteil der Rissspannung, der bereits nach dem Abkühlen auf Ausgangstemperatur aufgezehrt war), vgl. Bild 5-12. Mit der annähernd gleichen Rissspannung, aber geringeren Risstemperatur hatte der Ersatz von 20 % des Zements durch Flugasche allerdings einen vergleichsweise geringen Beanspruchungsgrad zur Folge.

### 5.2.2 Zwangspannungen bei „zyklischem“ Temperaturverlauf

In den mit zyklischem Temperaturverlauf gesteuerten Reißrahmen-Versuchen sind die zwei Betonmischungen rr0 (normalfest: 350-0,45) und rr2 (hochfest: 432+18-0,30) untersucht worden, vgl. Bild 5-13.

Die Temperatur des Reißrahmens wurde so gesteuert, dass sich die Temperatur wie die mittlere gemessene Temperatur in einer realen Betonfahrbahnplatte (h = 26 cm) entwickelt, die nach der Herstellung am Morgen in den ersten Tagen der Erhärtung hochsommerlichen Temperaturbedingungen ausgesetzt ist, d.h. tagsüber durch hohe Außentemperaturen und Sonneneinstrahlung erwärmt wird und über Nacht abkühlt.

Im Folgenden werden die wichtigsten Versuchsdaten und die abgeleiteten charakteristischen Kennwerte der „zyklischen“ Reißrahmen-Versuche dargestellt, wobei ihnen übertragbare Werte aus den „teiladiabatischen“ Versuchen gegenübergestellt sind.

Mit Ausnahme des Temperaturverlaufs im 1. Zyklus haben sich die Zwangspannungen der beiden Betone bei den gleichen Temperaturverläufen entwickelt, vgl. Bild 5-13.

Die erste Erwärmungsphase ist aber sehr bedeutend für die Reißneigung des Betons, so dass hier speziell für den 1. Zyklus festzuhalten ist, dass bei der von außen aufgezwungenen Erwärmung die zusätzliche „eigene“ Erwärmung infolge Hydratation beim hochfesten Straßenbeton nur zu einer geringfügig höheren Maximaltemperatur und Erwärmungsgeschwindigkeit führte als beim normalfesten Beton. Weiter erreichte der hochfeste Beton seine maximale (1.) Erwärmung etwas früher als im teiladiabatischen Versuch und blieb um 4,5 Kelvin unter der Maximaltemperatur bei rr2-teiladiabatisch. Dagegen stieg die Temperatur im normalfesten Beton bezogen auf dessen teiladiabatischen Versuch durch die von außen zugeführte Wärme deutlich schneller an und die maximale (1.) Erwärmung war gleich groß.

Bei beiden Betonen begann der Druckspannungsaufbau im zyklischen Versuch etwas früher als im teiladiabatischen Versuch und endete auch früher mit Beginn der aufgezwungenen Abkühlung. Auch war bei beiden Betonen die durch die 1. Erwärmung bedingte maxi-

male 1. Druckspannung im zyklischen Versuch kleiner als im teiladiabatischen Versuch. Im Gegensatz zum teiladiabatischen Versuch wies im zyklischen Versuch der hochfeste Straßenbeton aber eine größere maximale (1.) Druckspannung auf als der normalfeste Straßenbeton.

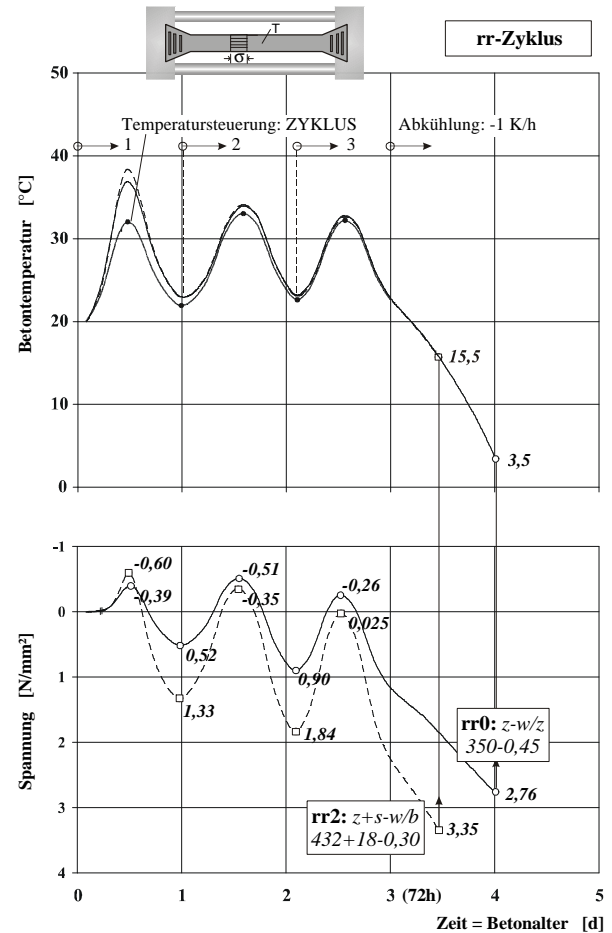


Bild 5-13: Aufgezwungener „zyklischer“ Temperaturverlauf und Zwangspannungsentwicklung im Reißrahmen der Betone rr0 und rr2

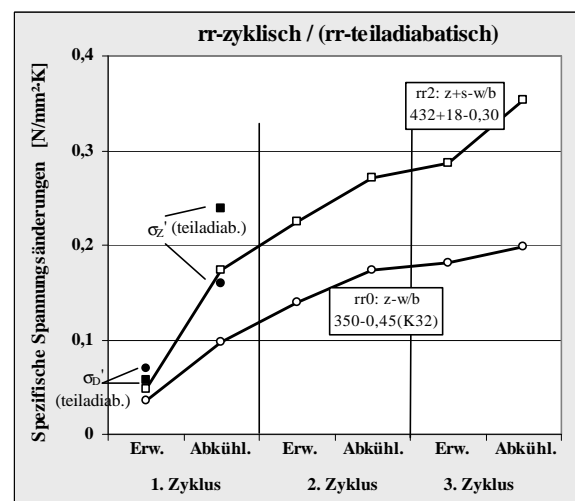


Bild 5-14: Spezifische Spannungsänderungen von rr0 und rr2 über die Erwärmungs- und Abkühlphasen der zyklischen Versuche

Infolge der sehr frühen (1.) Erwärmung wiesen beide Betone (beim Aufbau der 1. Druckspannung) offenbar ein ausgeprägteres plastisches Verformungsverhalten bzw. höheres Relaxationsverhalten auf als im teiladiabatischen Versuch, vgl. Bild 5-14. Während beim hochfesten Beton der aufgezwungene Temperaturverlauf nicht sehr von dem „teiladiabatischen“ abweicht und sich damit auch die Druckspannung ähnlich entwickelte, sind die Auswirkungen der Temperatursteuerung bei dem normalfesten Straßenbeton vergleichsweise groß: bezogen auf den teiladiabatischen Versuch hatte die sehr frühe und kurze (1.) Erwärmung eine nur halb so große (1.) maximale Druckspannung bewirkt, beim hochfesten war die (1.) maximale Druckspannung nur um  $\frac{1}{4}$  kleiner als im teiladiabatischen Versuch.

Beim hochfesten Straßenbeton wurde – wie im teiladiabatischen Versuch – der Druckspannungsaufbau durch das gleichzeitig ablaufende autogene Schwinden gebremst. Die hier im Vergleich zum normalfesten Straßenbeton dennoch größere spezifische (1.) Spannungserhöhung bei Erwärmung ist v.a. mit der sehr viel schnelleren E-Modul-Entwicklung infolge des geringen w/b-Wertes zu erklären.

Die jeweils größeren spezifischen Spannungsänderungen beim hochfesten Beton zeigen qualitativ die „zeitliche“ Entwicklung des Verformungsmoduls unter den gegebenen Versuchsbedingungen, wobei neben dem ansteigenden E-Modul auch die Relaxation und ggf. das autogene Schwinden enthalten sind, die mit der Zeit abnehmen. Beim autogenen Schwinden muss beachtet werden, dass es bei der Erwärmung die spezifische Druckspannung verringert, bei der Abkühlung die spezifische Zugspannung erhöht.

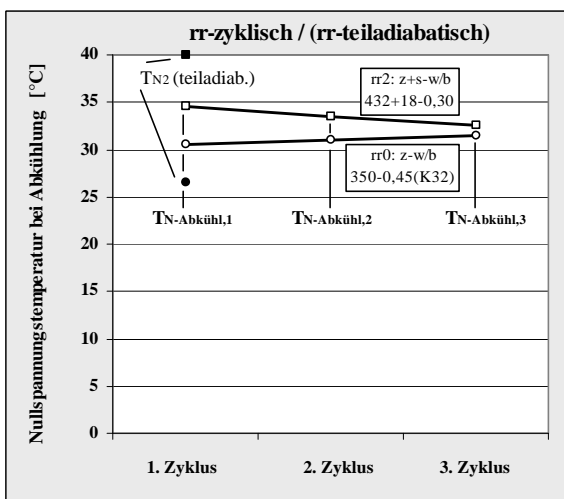


Bild 5-15: Nullspannungstemperaturen der Abkühlphasen im zyklischen Reißrahmen-Versuch, verglichen mit der 2. Nullspannungstemperatur des teiladiabatischen Versuchs

Bild 5-15 zeigt die Temperaturen in den Abkühlphasen, bei denen der Beton jeweils spannungsfrei war (Nullspannungstemperaturen). Auffällig ist, dass diese

Werte bei dem normalfesten Beton je Zyklus um 0,5 K höher waren, beim hochfesten Beton je Zyklus um 1,0 K niedriger, wobei sich die Werte annäherten und im 3. Zyklus nur noch 1 K auseinander lagen. Im Vergleich zu der entsprechenden Nullspannungstemperatur der teiladiabatischen Versuche lag hier die Nullspannungstemperatur der ersten Abkühlphase beim normalfesten Beton um 4,0 K höher, beim hochfesten um 5,5 K niedriger.

Die mit jedem Zyklus niedrigere Nullspannungstemperatur des hochfesten Straßenbetons und die jeweils höhere Nullspannungstemperatur des normalfesten Straßenbetons können nur mit einem unterschiedlichen mechanischen Verhalten des Betons im Zug- und Druckbereich erklärt werden. Das beim hochfesten Straßenbeton zusätzliche autogene Schwinden hätte sogar eigentlich eine Erhöhung der Nullspannungstemperatur mit der Zeit erwarten lassen.

Der hochfeste Straßenbeton wies integriert über die Zeit sehr viel mehr Zug- als Druckspannungen auf (siehe Bild 5-13). In den Phasen der Zugbeanspruchung dürfte demnach ein größerer Anteil der Spannung relaxiert sein als in den Druckspannungsphasen.

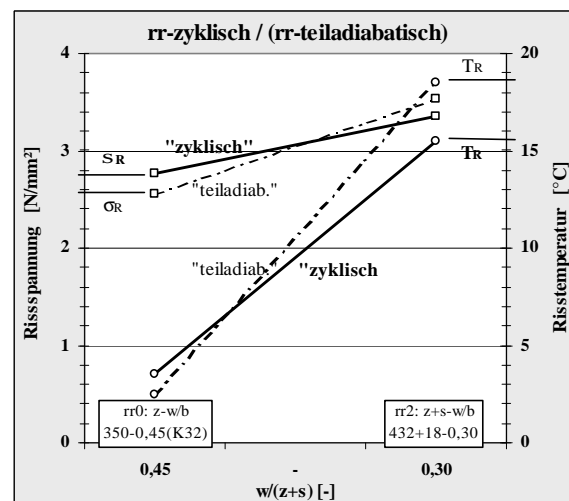


Bild 5-16: Rissspannungen und -temperaturen im zyklischen und teiladiabatischen Versuch

Am Ende der Temperaturzyklen wies der hochfeste Straßenbeton bereits 2,2 N/mm<sup>2</sup> Zugspannung auf, der normalfeste Beton erst 1,2 N/mm<sup>2</sup>. Auch bei diesen „zyklischen“ Versuchen war folglich die Risstemperatur beim normalfesten Beton deutlich geringer als beim hochfesten Straßenbeton, vgl. Bild 5-16. Der hochfeste Beton ist aber bei einer 3,0 K niedrigeren Temperatur als im teiladiabatischen Versuch gerissen, der normalfeste bei einer 1,0 K höheren, obwohl die Rissspannung beim hochfesten Beton sogar um 0,2 N/mm<sup>2</sup> niedriger und beim normalfesten um 0,2 N/mm<sup>2</sup> höher war als im teiladiabatischen Versuch.

Trotz der (im Vergleich zum teiladiabatischen Versuch) größeren möglichen Abkühlung und dem einem geringeren Beanspruchungsgrad des hochfesten Stra-

Benbetons verhielt sich zwar auch beim zyklischen Temperaturverlauf der normalfeste Beton deutlich günstiger, vgl. Bild 5-17. Dennoch war der Hochleistungs-Straßenbeton bei dieser ungünstigen zyklischen Temperaturbeanspruchung nicht rissgefährdet.

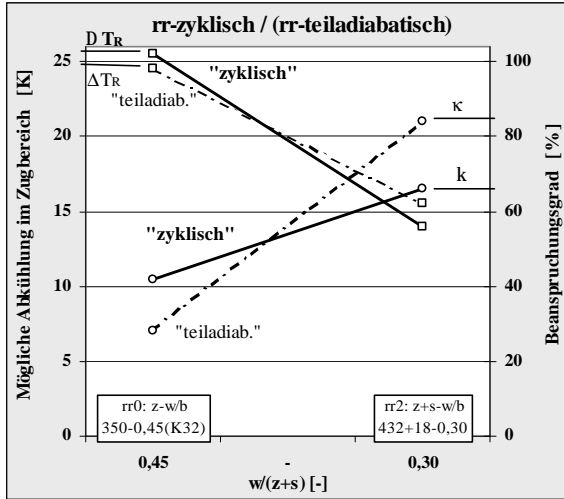


Bild 5-17: Beanspruchungsgrad und mögliche Abkühlung im zyklischen und teiladiabatischen Versuch

### 5.3 Biegezugfestigkeit

#### 5.3.1 Biegezugfestigkeit nach Lagerung unter Wasser

Die Biegezugfestigkeit wird wie die Druckfestigkeit vom LP-Gehalt des Betons beeinflusst, allerdings im kleineren Maß. Nach Vorversuchen liegt die erforderliche Erhöhung zur Normierung der Biegezugfestigkeit bei einem um 1% höheren Luftporengehalt bei etwa 0,2 N/mm<sup>2</sup>, das entspricht etwa 2%:

$$b_{BZ,LP 5\%}^i = (1 + 0,02 \cdot (LP_{45}^i [\%] - 5[\%])) \cdot b_{BZ}^i$$

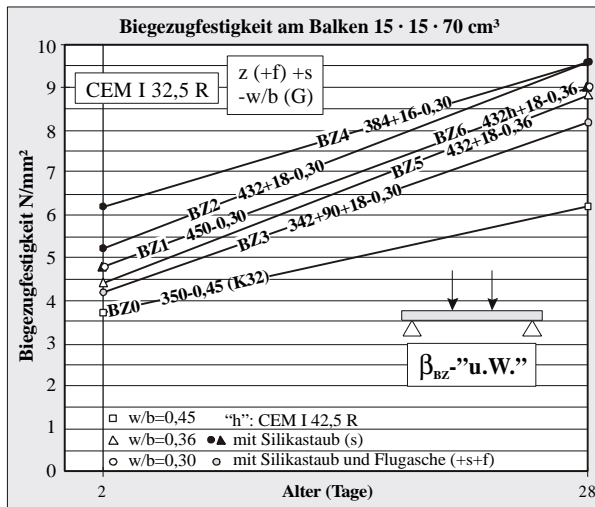


Bild 5-18: Biegezugfestigkeit der Betone BZ0 bis BZ6 nach Lagerung unter Wasser

Die mittleren Biegezugfestigkeiten der Betone BZ0 bis BZ6 nach 2 und 28 Tagen sind in Bild 5-18 aufgeführt. Im Vergleich zum normalfesten Vergleichsbeton mit 3,7 N/mm<sup>2</sup> nach 2 Tagen erreichten die hochfesten Straßenbetone im gleichen Alter um 14-68%, nach 28 Tagen um 32-55% höhere Biegezugfestigkeiten.

Abweichend von der hier verwendeten Standardprüfung (Belastung in den Drittelpunkten, b·h·l = 15·15·70 cm<sup>3</sup>) ist die Biegezugprüfung orientierend für den Beton BZ2 mit Belastung in Feldmitte an 10 cm hohen Balken (Herstelloberseite = Zugseite) geprüft worden. Im Vergleich zum Ergebnis der Standardprüfung lagen hier die Ergebnisse beim Beton BZ2 sowohl im Alter von 2 als auch 28 Tagen um 1 N/mm<sup>2</sup> höher – das sind nach 28 Tagen etwa +10%. Bei einer größeren Querschnittshöhe von 20 cm statt der sonst verwendeten 15 cm, aber ebenso mit Belastung in den Drittelpunkten, hat sich beim gleichen Beton (BZ2) eine um rd. 1 N/mm<sup>2</sup> geringere 28-Tage-Biegezugfestigkeit ergeben.

Für die Bewertung der Ergebnisse zur Biegezugfestigkeit werden im Folgenden einzelne Betone in Gruppen gegenübergestellt und verglichen:

Der maßgebliche Einfluss auf die Biegezugfestigkeit in betontechnologischer Hinsicht ist der Wasser-/ Bindemittel-Wert w/b, vgl. Bild 5-19. Bereits nach 2 Tagen zeigen die beiden hochfesten Straßenbetone eine im Mittel um rd. 1 N/mm<sup>2</sup> höhere Biegezugfestigkeit als der normalfeste Vergleichsbeton, bezogen auf dessen Biegezugfestigkeit von 6,2 N/mm<sup>2</sup> nach 28 Tagen lagen die Werte der beiden hochfesten Betone um etwa die Hälfte darüber. Der noch kleinere w/b-Wert von 0,30 statt 0,36 hatte nur noch eine um knapp 10% höhere Biegezugfestigkeit zur Folge.

Beide hochfesten Straßenbetone „gewinnen“ im Alter von 2-28 Tagen um fast 2 N/mm<sup>2</sup> mehr an Biegezugfestigkeit dazu als der normalfeste Straßenbeton, d.h. auch bei den hochfesten Straßenbetonen ist die Hydratation nach 2 Tagen bei weitem noch nicht beendet.

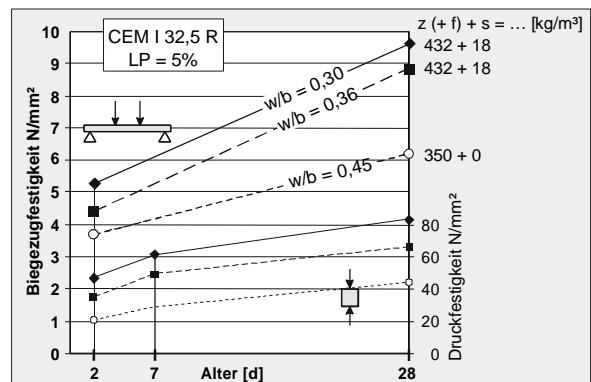


Bild 5-19: Einfluss des Wasser/ Bindemittel-Wertes auf die Biegezugfestigkeit (BZ0, BZ2 und BZ5)

Höhere Frühfestigkeiten sind bei Verwendung eines „schnelleren“ Zements zu erwarten, vgl. Bild 5-20. Die Festigkeitsklasse 42,5 R statt 32,5 R hatte demnach im Alter von 2 Tagen eine um rd. 10%, im Alter von 28 Tagen aber nur noch eine um 2% höhere Biegezugfestigkeit zur Folge. Die höhere Zementfestigkeitsklasse hatte hier auf die Druckfestigkeit einen größeren Einfluss als auf die Biegezugfestigkeit.

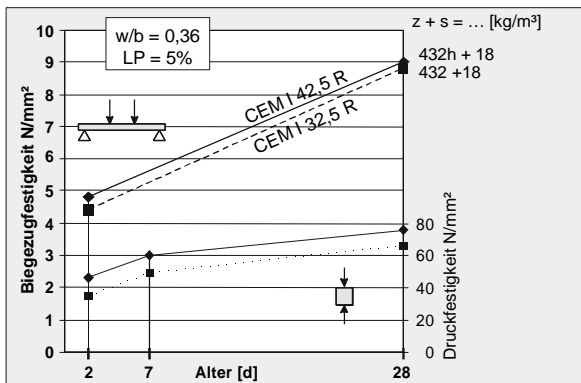


Bild 5-20: Einfluss der Zementfestigkeitsklasse auf die Biegezugfestigkeit (BZ5 u. BZ6, „h“: 42,5 R)

Deutlichere Unterschiede bei den Biegezugfestigkeiten sind bei einem teilweisen Ersatz von Zement durch Flugasche oder Silikastaub festgestellt worden, wobei der Festigkeitszuwachs im Alter von 2-28 Tagen jeweils etwa gleich groß war, vgl. Bild 5-21.

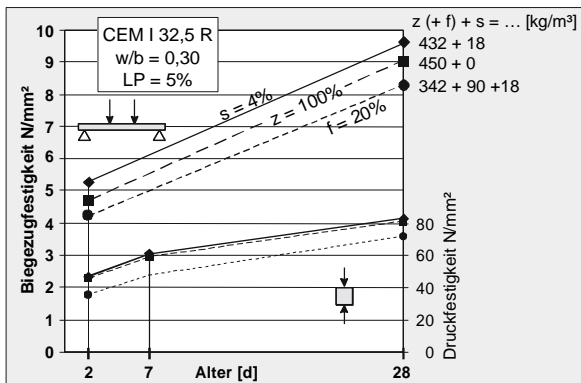


Bild 5-21: Einfluss des teilweisen Ersatzes von Zement durch Flugasche (f) und/oder Silikastaub (s) auf die Biegezugfestigkeit (BZ1, BZ2, BZ3)

Im Vergleich zum Beton mit ausschließlich Zement waren die Biegezugfestigkeiten des Betons mit 4 % Silikastaub um knapp 10 % größer, die des Betons mit 20 % Flugasche etwa im gleichen Maß kleiner. Der teilweise Ersatz des Zements durch Silikastaub hatte auf die Biegezugfestigkeit einen deutlich größeren Einfluss als auf die Druckfestigkeit, während dieses Verhältnis beim Flugasche-Beton etwa gleich war. Für den hochfesten Straßenbeton BZ2 mit 4 % Silikastaub und einem w/b-Wert von 0,30 wurde im Alter von 90 Tagen eine Nacherhärtung von knapp 15% festgestellt. Die Nacherhärtung des Betons mit einem Ersatz von 20 % des Zements durch Flugasche wurde

hier nicht untersucht, bei ausreichendem Wasserangebot ist aber ebenfalls mit einer deutlichen Festigkeitssteigerung zu rechnen.

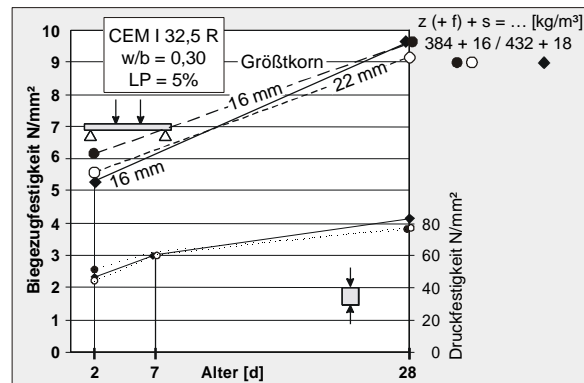


Bild 5-22: Einfluss des Bindemittelgehalts und des Größtkorns auf die Biegezugfestigkeit (BZ2, BZ4 und BZ4.a)

In Bild 5-22 sind die Ergebnisse der Versuche mit einem Bindemittelgehalt von nur 400 statt 450 kg/m<sup>3</sup> gezeigt. Hier wurde durch die Reduzierung des Bindemittelgehalts (bei gleichem Größtkorn von 16 mm) im Alter von 2 Tagen eine um 20% höhere Biegezugfestigkeit erreicht, im Alter von 28 Tagen war die Biegezugfestigkeit aber dann etwa gleich groß.

Der Beton mit einem Größtkorn von 22 mm und ebenfalls reduziertem Bindemittelgehalt hatte nur nach 2 Tagen eine höhere Biegezugfestigkeit zur Folge. Im Alter von 28 Tagen war die Biegezugfestigkeit im Vergleich zu beiden Betonen mit 16 mm Größtkorn deutlich geringer.

Der infolge des kleineren Matrixvolumens größere Zuschlaganteil und damit verbunden die höhere Packungsdichte der Gesteinskörnungen hat offensichtlich eine verbesserte Kornverzahnung bewirkt, was bei dem hochfesten Straßenbeton im jungen Alter zu einer höheren Biegezugfestigkeit geführt hat. Im Alter von 28 Tagen hat aber der hochfeste Straßenbeton mit dem w/b-Wert von 0,30 infolge des inzwischen sehr hohen Hydratationsgrads eine hohe Zementsteifigkeit, so dass sich Matrix und Zuschlag in ihrer Festigkeit nicht mehr deutlich unterscheiden. Folglich ist ab einer bestimmten „Grenzfestigkeit“<sup>10</sup> die Packungsdichte (als Funktion der Volumenanteile von Zuschlag und Matrix und bei gleicher Sieblinie des Zuschlags) zweitrangig. Stattdessen gilt hier auch für hochfesten Straßenbeton, dass ein kleineres Größtkorn und somit ein homogeneres Betongefüge einen günstigen Einfluss auf die Biegezugfestigkeit hat.

<sup>10</sup> Ähnlich wie sich der Zementstein beim Leichtbeton zunächst dem Leichtzuschlag annähert (dann aber die Zuschlagfestigkeit überholt und alleine maßgebend für die Festigkeit des Betons wird).



Zum Einfluss des Fugenreißen unter Biegebeanspruchung wurden orientierend (normalfeste) Betonbalken mit und ohne Fugenschnitt (auf der Zugseite) mit einer mittigen Einzellast auf Biegung beansprucht. Die Schnitttiefe betrug wie in den Querscheinfugen 1/3 der Balkenhöhe von hier 10 cm. Bezogen auf die Balken ohne Schnitt ( $\beta_{BZ} = 6,5 \text{ N/mm}^2$ ) ergab sich für den Restquerschnitt (bei einem halb so großen Bruchmoment) eine um 20 % höhere Netto-Biegezugfestigkeit. Zwar war nach bruchmechanischen Gesichtspunkten infolge der Kerbwirkung des Fugenschnitts eine geringere Nettobiegezugfestigkeit zu erwarten, allerdings war zum einen die Balkenhöhe mit 100 mm im Verhältnis zum Größtkorn des Zuschlags mit 22 mm vergleichsweise klein, zum anderen war der rd. 5 mm breite Sägeschnitt nicht „scharf“. Offenbar hat sich hier der gegenteilige Einfluss des mit der geringeren effektiven Balkenhöhe steileren Spannungsgradienten ausgewirkt. Außerdem wurde aber in den zugehörigen Bruchflächen der Balken festgestellt, dass die angeschnittenen groben Zuschläge durchgerissen waren, während die übrigen Zuschläge aus dem Verbund herausgeschält waren. Demnach hat der Fugenschnitt den Biegeriss durch die angeschnittenen groben Zuschlagkörner „gezwungen“, so dass bei der Biegezugbeanspruchung im Kerbgrund die Zuschlagfestigkeit einen größeren Einfluss auf die Netto-Biegezugfestigkeit gehabt haben dürfte als die Verbundfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag.

Wird das o.g. Verhalten auch bei einer z.B. 200 mm dicken Decke unterstellt, besteht dennoch die Gefahr der Rissbildung außerhalb der geschnittenen Fugen nur bei einem sehr viel höheren Biegemoment im ausreichenden Abstand der Fuge, vgl. Bild 5-23. Wenn das Biegemoment konstant ist (und bei einer zentrischen Zugbeanspruchung), besteht ohnehin keine Gefahr der wider Risse, weil das Widerstandsmoment des Fahrbahndeckenquerschnitts mindestens doppelt so hoch ist wie im Fugenschnitt.

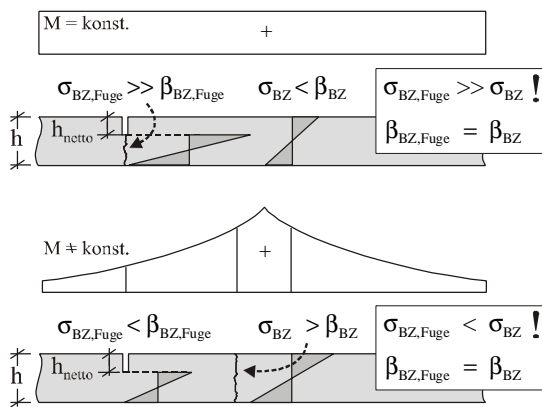
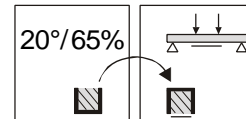


Bild 5-23: Bei konstantem Biegemoment wird der Riss unter der Scheinfuge erzwungen, bei einem sehr viel größeren Moment neben der Fuge besteht die Gefahr eines wilden Risses, wenn die Netto-Biegezugfestigkeit in der Fuge zu groß ist (=  $\beta_{BZ}$ ).

### 5.3.2 Biegezugfestigkeit nach stetigem, einseitigem Austrocknen

Balken aus normalfestem und aus hochfestem Straßenbeton wurden nach ihrer Herstellung bis zum Alter von 3 Tagen mit einer Kunststoffolie versiegelt; bei einem hochfesten Straßenbeton wurde orientierend ein Nachbehandlungsmittel verwendet. Alle Balken dieser Serie „20/65“ lagerten bis zur Prüfung im Klima 20°C/65% r.F., wobei die „ausgetrocknete“ Seite auf Zug beansprucht wurde:



Die Ergebnisse der Biegezugprüfungen nach 28 Tagen und ggf. nach 2 und/oder 270 Tagen sind für den untersuchten normalfesten Beton BZ0 (350-0,45) in Bild 5-24 und für die beiden hochfesten Straßenbetone BZ2 (432+18-0,30) und BZ3 (342+90+18-0,30) in Bild 5-25 und Bild 5-26 zusammen mit den jeweiligen 2- und 28-Tage-Werten der unter Wasser gelagerten Balken („u.W.“) dargestellt.

In Hinblick auf den Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Biegezugfestigkeit – infolge Austrocknen der Zugzone – hat sich gezeigt, dass die Biegezugfestigkeit infolge Austrocknen der Zugzone nach 28 Tagen um 3 bis 4 N/mm<sup>2</sup> niedriger war als die jeweilige Referenz-Biegezugfestigkeit der unter Wasser gelagerten Balken. Dabei zeigten die (mit Folie bis zum Alter von 3 Tagen abgedeckten) Balken einen umso höheren absoluten Festigkeitsverlust, je höher die Referenz-Biegezugfestigkeit war. Relativ zur „Festigkeit unter Wasser“ verhielten sich jedoch die „ausgetrockneten“ Balken mit niedrigeren Wasser/Bindemittel-Werten günstiger, vgl. Bild 5-27.

An dem hochfesten Straßenbeton BZ2 (Bild 5-25) wird im Folgenden die Wirkung einer „Versiegelung“ in den ersten drei Tagen und die eines Nachbehandlungsmittels miteinander verglichen:

Die mit einer Folie vor Feuchteverlust geschützten Balken zeigten nach 2 Tagen trotz dieser „Versiegelung“ eine geringfügig kleinere Biegezugfestigkeit als die Referenz-Biegezugfestigkeit der unter Wasser gelagerten Balken. Die mit einem Nachbehandlungsmittel besprühten und (sofort) dem Klima 20/65 ausgesetzten Balken hatten im Vergleich zum unter Wasser gelagerten Balken nach 2 Tagen bereits eine um 20% niedrigere Biegezugfestigkeit. Das aufgesprühte Nachbehandlungsmittel konnte demnach bei diesen als sehr ungünstig einzustufen, dauernd (!) trockenem Umgebungsbedingungen von 65 % relativer Feuchte keinen ausreichenden Widerstand gegen ein Austrocknen über die Oberfläche bieten.

Der Festigkeitszuwachs nach 2 Tagen bis zum Alter von 28 Tagen war bei den „nachbehandelten“ Balken

und den Balken, die bis zum 3. Tag mit Folie versiegelt waren, vergleichbar. Bezogen auf die 28-Tage-Biegezugfestigkeit der unter Wasser gelagerten Balken ist der „Verlust“ an Festigkeit der zeitweise mit Folie versiegelten Balken ( $\Delta\beta_{BZ} = 38\%$ ) und der Balken mit Nachbehandlungsmittel ( $\Delta\beta_{BZ} = 45\%$ ) ähnlich hoch.

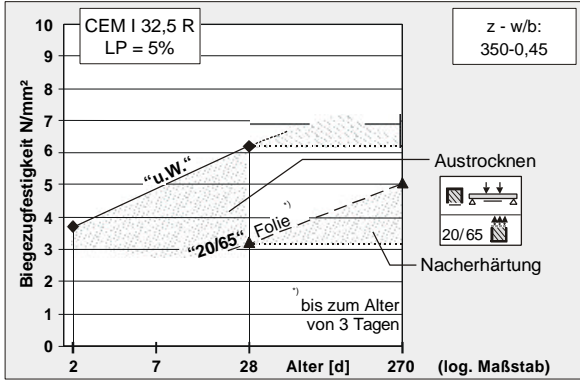


Bild 5-24: Auswirkung des Austrocknens der Zugseite auf die Biegezugfestigkeit nach 28 und 270 Tagen beim normalfesten Straßenbeton (BZO)

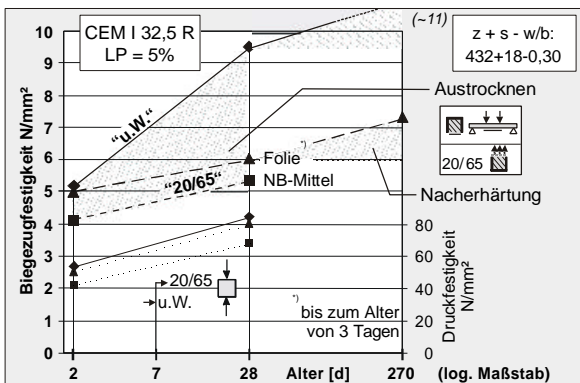


Bild 5-25: Auswirkung des Austrocknens der Zugseite auf die Biegezugfestigkeit nach 2, 28 und 270 Tagen beim hochfesten Straßenbeton mit Silikastaub und einem w/b-Wert von 0,30 (BZ2)

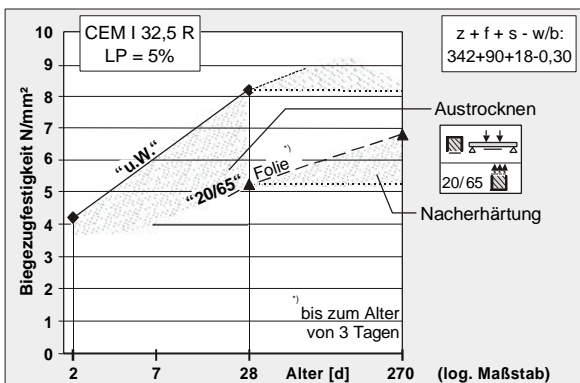


Bild 5-26: Auswirkung des Austrocknens der Zugseite auf die Biegezugfestigkeit nach 28 und 270 Tagen beim hochfesten Straßenbeton mit Flugasche und Silikastaub und einem w/b-Wert von 0,30 (BZ3)

Die in ihrer Zugzone austrockneten Balken wiesen im Alter von 270 Tagen mit um 1,3 bis 1,8 N/mm<sup>2</sup>

höheren Biegezugfestigkeiten eine deutliche Nacherhärtung auf, vgl. Bild 5-27. Erwartungsgemäß machte der normalfeste Straßenbeton den größten Sprung ab dem zugehörigen 28-Tage-Wert und ebenso erwartungsgemäß wies der hochfeste Straßenbeton mit Flugasche einen deutlich höheren Festigkeitszuwachs auf als der vergleichbare Beton ohne Flugasche.

Bezogen auf die 28-Tage-Biegezugfestigkeit nach Lagerung unter Wasser betrug die Biegezugfestigkeit nach 270 Tagen Austrocknen im Mittel etwa 80 %.

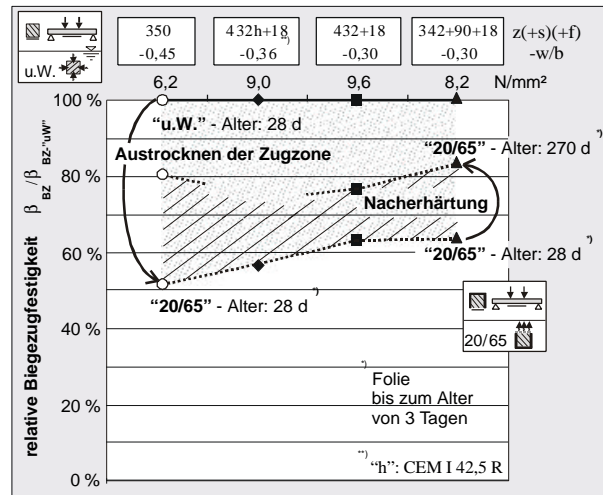


Bild 5-27: Auf die 28-Tage-Biegezugfestigkeit der unter Wasser gelagerten Balken bezogene Biegezugfestigkeiten nach Austrocknen der Zugseite.

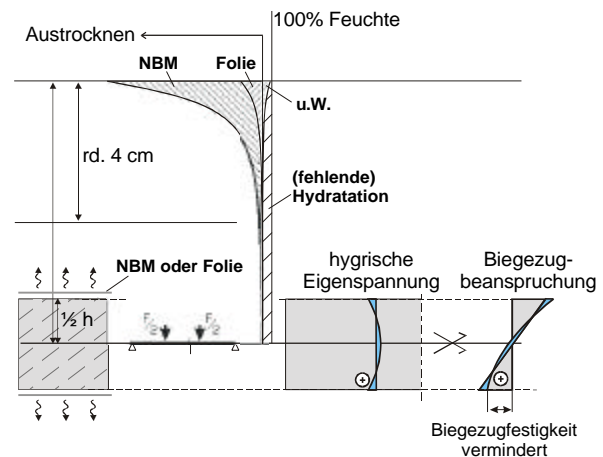


Bild 5-28: Überlagerung des Spannungszustandes bei der Biegezugprüfung durch eine Eigenspannung infolge Austrocknen. Oberfläche mit Nachbehandlungsmittel (NBM) besprüht oder zeitweise mit Folie abgedeckt

Der gemessene Festigkeitsverlust durch das Austrocknen der Biegezugseite dürfte hauptsächlich auf den entsprechenden Feuchtgradienten zurückzuführen sein. In Bild 5-28 ist eine Modellvorstellung zum qualitativen Einfluss eines solchen Feuchtgradienten skizziert. Neben dem entstehenden Feuchtgradienten könnte der absolute Wasserverlust allerdings zusätzlich einen verminderten Hydratationsgrad im äußeren

Randbereich zusammen mit einer erhöhten Porosität bewirken.

Ein solcher Festigkeitsverlust in der Zugfaser müsste sich bei dem hochfesten Beton – wegen des kleinen Wasser/Bindemittel-Wertes von 0,30 oder 0,36 und seinem somit geringen relativen Wassergehalt zwar stärker auswirken als beim normalfesten Beton (mit „Überschuss“-Wasser), andererseits gibt der hochfeste Beton – eben wegen seines geringen w/b-Wertes – auch nur wenig Wasser ab.

Es ist zu bedenken, dass in der Laborprüfung nur der nichtlineare Anteil des Feuchtegradienten – durch die daraus entstehende Eigenspannung – die Biegezugfestigkeit vermindert<sup>11</sup>. Deshalb ist auch zwischen der Austrocknung des noch plastischen Betons, wenn Verformungen nicht spannungswirksam werden, und der Austrocknung im erhärtenden Beton zu unterscheiden, die z.B. bei den mit Folie nachbehandelten Balken ab dem 3. Tag „einwirkt“ und sich entsprechend (erst) bei der Biegezugprüfung im Alter von 28 Tagen negativ auswirkt.

Genauso muss ein entgegengesetzter Feuchtegradient angenommen werden, wenn die Balken unter Wasser gelagert waren, weil im Kern des Balkens eine geringere Feuchte (Selbstaustrocknung) besteht als im saugenden Randbereich, so dass im oberflächennahen Bereich eine „Druckvorspannung“ entstehen muss.

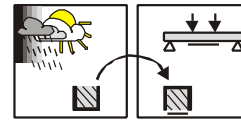
Die günstige Nacherhärtung flugaschehaltiger Betone ist bekannt. Der hier untersuchte hochfeste Straßenbeton mit Flugasche (BZ3) zeigte trotz seines geringen bezogenen Wassergehalts und trotz der stetig trockenen Umgebungsbedingungen eine 30 %ige Nacherhärtung. Dies bedeutet, dass der Feuchtegehalt im Porensystem offenbar für die erforderliche chemische Reaktion ausreicht.

Zusätzlich kann davon ausgegangen werden, dass sich die Eigenspannung bis zum Alter von 270 Tagen verringert hat: zum einen konnte die im Alter von 28 Tagen (noch) vorhandene Eigenspannung teilweise relaxieren, zum anderen dürfte der Feuchtegradient im Randbereich inzwischen etwas weniger steil sein.

### 5.3.3 Biegezugfestigkeit nach Lagerung im Freien

Im Rahmen der „Sommerbaustelle“ wurden am Morgen eines heißen Sommertages im Außengelände des Baustoffinstituts der Technischen Universität München Balken aus dem hochfesten Straßenbeton BZ2 (432+18-0,30) auf eine ungebundene Kiesschicht betoniert und waren seitlich wärmedämmend und abgedichtet. Die Oberflächen der Balken waren den

realen Umgebungsbedingungen im Freien ausgesetzt und entsprachen bei der Biegezugprüfung nach 28 Tagen<sup>12</sup> der Zugseite:



In Hinsicht auf die Biegezugfestigkeit sind hier insbesondere die Austrocknungsbedingungen der späteren Zugzone von Bedeutung. Zwei der vier Balken waren an ihren Oberflächen bis zum Alter von 5 Tagen mit einer Folie vor Feuchteverlust geschützt, die anderen zwei waren ohne jegliche Nachbehandlung von Beginn an den äußeren Umgebungsbedingungen ausgesetzt. Ab dem Alter von 5 Tagen waren alle Balken der gleichen Witterung ausgesetzt, wobei ab diesem Zeitpunkt die äußeren Bedingungen sehr regelmäßig waren; mit tagsüber rd. 25° C und 40% r.F. und nachts rd. 15° C und 80% r.F. Zeitweise waren die Oberflächen am frühen Morgen mit Tau bedeckt, was somit als eine günstige natürliche Nassnachbehandlung die weitere Hydratation (in der Zugzone) begünstigt haben muss.

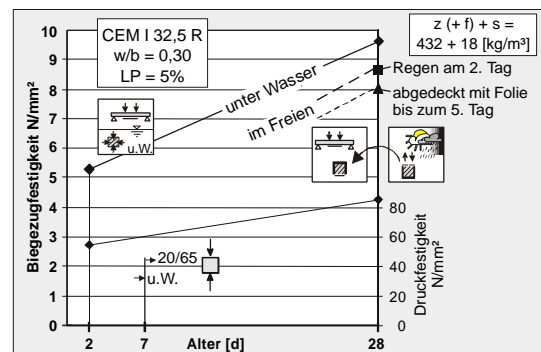


Bild 5-29: Einfluss der Lagerung im Freien während der Erhärtung auf die Biegezugfestigkeit von hochfestem Straßenbeton (BZ2)

In Bild 5-29 werden die Ergebnisse der Biegezugprüfung nach 28 Tagen mit den Biegezugfestigkeiten der unter Wasser erhärteten Balken verglichen. Die Balken der Sommerbaustelle hatten im Alter von 28 Tagen eine im Mittel nur um 10% niedrigere Biegezugfestigkeit als die unter Wasser gelagerten Balken (9,6 N/mm<sup>2</sup>). Im Vergleich zu den stetig bei 65 % r.F. ausgetrockneten Balken wiesen die real bewitterten Balken nach 28 Tagen im Mittel eine um 3 N/mm<sup>2</sup> höhere Biegezugfestigkeit auf.

Trotz der tagsüber sehr geringen Luftfeuchten von etwa 40 % r.F. reichten die nachts relativ hohen Luftfeuchten von etwa 80 % und ggf. die o.g. zeitweise Nassnachbehandlung am frühen Morgen offensichtlich für das Fortschreiten der Hydratation aus und haben

<sup>11</sup> Der lineare Anteil eines Feuchtegradienten führt bei den kurzen Balken zu einer freien Verformung und beeinflusst nicht die Biegezugfestigkeit..

<sup>12</sup> Ein Tag vor der Prüfung wurden die Balken ausgebaut, an der Unterseite durch einen Sägeschnitt geebnet und im Klima 20°C/65% r.F. gelagert.

ein nur kleines Austrocknen am oberen Rand bewirkt. Auch die Zugeigenspannung an der Oberfläche der Balken dürfte infolge dieser realen zyklischen Umgebungsbedingungen deutlich geringer gewesen sein als infolge des stetigen Austrocknens bei 20/65.

Die Biegezugfestigkeit der Balken ohne Nachbehandlungsmaßnahme war höher als die der Balken, die für die Dauer der ersten 5 Tage mit einer Folie abgedeckt erhärteten, vgl. Bild 5-29. Für die Balken ohne Nachbehandlung wurde ein relevanter Wasserverlust nur in den ersten rd. 8 Stunden gemessen<sup>13</sup>. Demnach dürften diese Balken aus hochfestem Straßenbeton zumindest einen großen Teil des Wassers in der noch plastischen Phase abgegeben haben, und Eigenspannungen infolge Austrocknens haben sich nur begrenzt aufbauen können. Zudem konnten die Balken ohne Nachbehandlung bei Regenereignissen am 2., 3. und 4. Tag Wasser aufnehmen, während die Balken mit Folie erst nach dem Abnehmen der Folie nach 5 Tagen Wasser aufnehmen oder abgeben konnten. In der Folgezeit (ohne Regen) dürften diese Balken dann im oberen Bereich einen gekrümmten Feuchtegradienten infolge Austrocknens erfahren haben, der wegen der inzwischen sehr hohen Reife zu einem vergleichsweise hohen Anteil in Eigenspannungen umgewandelt werden konnte und zudem nur wenig relaxieren konnte.

Eine „thermische Vorspannung“, die durch einen gekrümmten Temperaturgradienten während der Erhärtung erzeugt werden kann, dürfte auf das Ergebnis der Biegezugprüfung keinen Einfluss gehabt haben, weil die über die Querschnittshöhe gemessene Temperatur eine zwar stark geneigte, aber vorwiegend lineare Verteilung aufwies. Der nichtlineare Anteil dürfte (bei Temperaturengleich) hier nur eine vernachlässigbar kleine Eigenspannung erzeugt haben und die Biegeverformung infolge eines wirksamen linearen Temperaturgradienten wird bei den Balken der Biegezugprüfung nicht behindert und deshalb als Zwangspannung nicht aktiv. Bei den Fahrbahnplatten (mit Eigengewicht) muss dieser Einfluss aber berücksichtigt werden.

## 5.4 Verformungen

### 5.4.1 Aufschüsseln am Balken nach stetigem, einseitigem Austrocknen

Die unten und seitlich abgedichteten Balken konnten ab dem Alter von zwei Tagen bei 20 °C und 65 % r.F. (20/65) stetig nach oben austrocknen.

Für die Auswertung der Versuchsergebnisse wird davon ausgegangen, dass im unverformten Balken vor der Umlagerung ins Klima 20°C / 65% r.F. (20/65)

über die Querschnittshöhe eine konstante Feuchteverteilung vorhanden war, der sich dann einstellende Feuchtegradient bewirkte das Aufschüsseln.

Untersucht wurden Balken aus normalfestem Straßenbeton ( $f_0$ : 350-0,45) und aus hochfestem Straßenbeton mit einem w/b-Wert von 0,30 und dem teilweisen Ersatz von Zement durch Silikastaub ( $f_2$ : 432+18-0,30) bzw. auch durch Flugasche ( $f_3$ : 342+90+18-0,30). In Bild 5-30 ist das Aufschüsseln im Alter von 7, 28 und 270 Tagen vergleichend dargestellt. Im Vergleich zum Balken aus normalfestem Beton zeigten die beiden Balken aus hochfestem Straßenbeton nur eine etwa halb so große Biegeverformung (Aufschüsseln) infolge des einseitigen Austrocknens. Der Ersatz von 20 % Zement durch Flugasche hatte keinen Einfluss auf das Maß und die zeitliche Entwicklung des Aufschüsselns, vgl. auch Anhang C - 1. Demnach hat hier nicht die Bindemittelzusammensetzung, sondern der Wasser/Bindemittel-Wert das Aufschüsseln bestimmt.

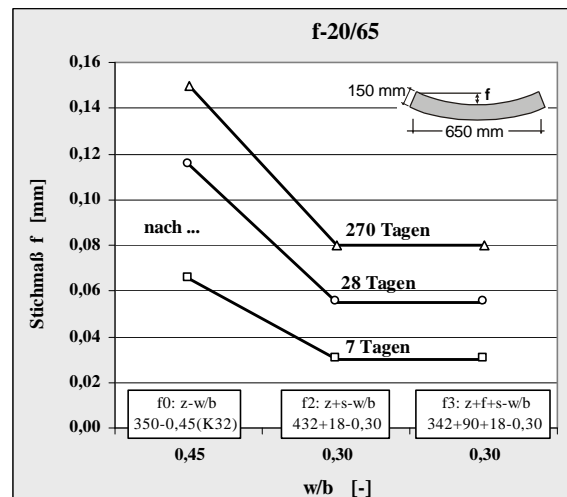


Bild 5-30: Aufschüsseln der Balken  $f_0$ ,  $f_2$  und  $f_3$  aufgrund Austrocknen im Klima 20/65

Maßgebend für das zeitliche Austrocknungs- und Verformungsverhalten der Balken war hier neben dem w/z-Wert sicher auch der Austrocknungsbeginn im Alter von 2 Tagen.

Zum einen enthielten die beiden hochfesten Betone bei der Herstellung 20 l/m<sup>3</sup> weniger Wasser als der normalfeste Straßenbeton. Zum anderen hatten die beiden hochfesten Betone bis zum Austrocknungsbeginn sehr viel mehr Wasser in die Hydratationsprodukte eingebunden als der normalfeste Beton, der demnach auch ein größeres Verformungspotential aufweisen musste. Zwar hat auch der hochfeste Straßenbeton nach 2 Tagen noch ungebundenes Wasser in seiner Matrix, das er an die Umgebung abgeben kann, der kapillare Wassertransport ist aber bei dem w/z-Wert von 0,30 quasi unterbunden.

<sup>13</sup> Der Wasserverlust wurde absolut, d.h. über die Balkenhöhe integriert gemessen, vgl. Abschnitt 5.4.2

5.4.2 Aufschüsseln bei Lagerung im Freien

Im Rahmen der „Sommerbaustelle“ wurden Balken aus dem hochfesten Straßenbeton f2 (432+18-0,30) untersucht. Die morgens um 6 Uhr hergestellten Balken waren insbesondere während der ersten rd. 12 Stunden einer hohen Temperatur, niedrigen Luftfeuchte und der Sonneneinstrahlung ausgesetzt. Die Balken „ohne Nachbehandlung“ waren dabei den Umgebungsbedingungen seit ihrer Herstellung direkt ausgesetzt, die Balken „mit Folie“ waren nach der Herstellung bis zum Alter von 5 Tagen durch eine Folie vor Feuchteverlust bzw. Feuchteaufnahme (beim Regen am 2., 3. und 4. Tag) geschützt.

Die Entwicklung der umgebenden Außentemperatur und Luftfeuchte während der ersten 6 Tage ist zusammen mit der mittleren Temperatur im Balkenquerschnitt in Bild 5-31 dargestellt. Die Balken mit der aufliegenden Folie erwärmten sich demnach infolge der Hydratation und der zeitgleich hohen Außentemperatur mit Sonneneinstrahlung schneller und maximal um rd. 5 Kelvin mehr als die Balken ohne Nachbehandlung. Im weiteren Verlauf zeigten die Balken jedoch annähernd den gleichen (mittleren) Temperaturverlauf.

Die resultierende Biegeverformung ist hier nicht – wie bei den Versuchen im Labor – ausschließlich hygrysch bedingt, sondern im erheblichen Maß vom linearen Temperaturgradienten im Balkenquerschnitt  $\Delta T'$  abhängig. Der Masseverlust des Balkens „ohne Nachbehandlung“, die linearen Temperaturgradienten  $\Delta T'$  und das resultierende Aufschüsseln der beiden Balken sind in ihrer Entwicklung der ersten 6 Tage Bild 5-32 zu entnehmen, ebenso der Versuchsaufbau (schematisch) mit dem Temperaturgradienten bei Verformungsbeginn.

Eine Zuordnung der Verformungen z.B. zu einem bestimmten Temperaturgradienten ist wegen der zeitgleichen Feuchteeinwirkung nur qualitativ möglich.

Die ersten Biegeverformungen konnten ab einem Betonalter von 7 Stunden gemessen werden, d.h. die vorher wirksamen Feuchte- und Temperaturänderungen haben nur zu plastischen Verformungen geführt. Unmittelbar vor den ersten gemessenen Biegeverformungen hatten die Balken mit Folie eine Temperaturdifferenz zwischen oben und unten von 19 K, die Balken ohne Nachbehandlung nur von 7 K.

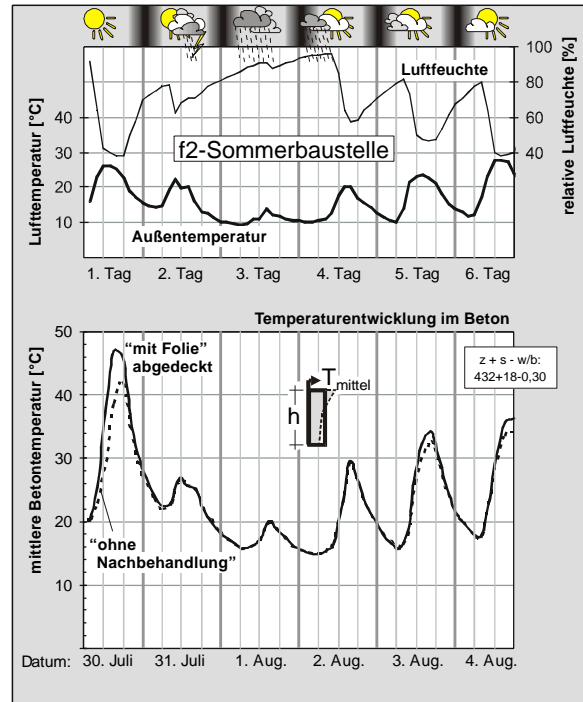


Bild 5-31: „Sommerbaustelle“ - Zeitliche Entwicklung der mittleren Betontemperatur (oben) und des anteiligen linearen Temperaturgradienten (unten)

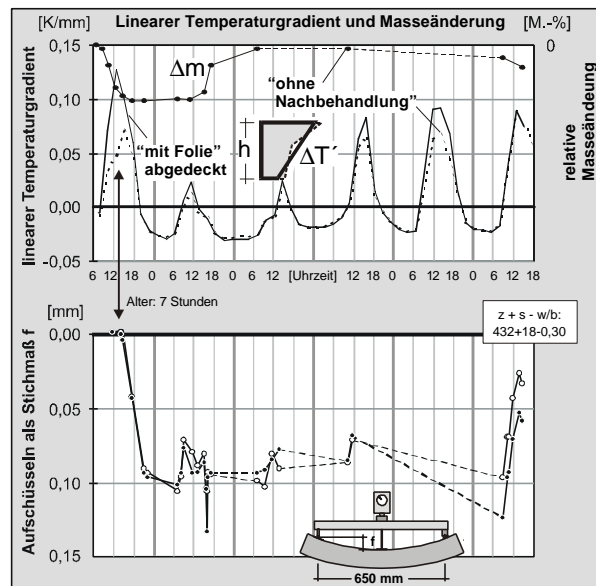
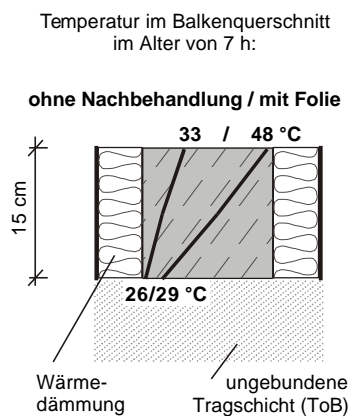


Bild 5-32: Zeitliche Entwicklung des Temperaturgradienten und des Aufschüsseln der Balken im Freien

Die Balken zeigten zu Beginn bei weiterer Erwärmung an der Oberseite tendenziell ein (kleines) Aufwölben. Mit der nachfolgenden Abkühlung am ersten Abend haben sich beide Balken annähernd gleich verformt, wobei das Stichmaß sogar größer war als beim gleichen Beton nach 270 Tagen stetigem Austrocknen.

Im Alter von rd. 5 Tagen zeigte der Balken ohne Nachbehandlung, der folglich zusätzlich austrocknen konnte, ein höheres Stichmaß auf als der mit Folie versiegelte Balken. Trotz des sehr steilen positiven Temperaturgradienten (oben warm) am 6. Tag nach der Herstellung zeigten alle Balken kein Aufwölben, sondern nur ein kleineres Aufschüsseln.

Die Balken ohne Nachbehandlung konnten zwar hygrisch bedingt aufschüsseln, hatten aber den Großteil ihres Masseverlustes bereits vor Verformungsbeginn erreicht. Demnach konnte das Austrocknen der ersten Stunden kein Aufschüsseln aktivieren, wodurch dem Austrocknungsbeginn eine große Bedeutung zukommt. Während der Regentage hatten die (offenen) Balken annähernd den vorherigen Masseverlust wieder ausgeglichen, womit das hier tendenziell etwas geringere Aufschüsseln dieser Balken gegenüber den Balken mit Folie zu erklären ist. Im weiteren zeitlichen Verlauf zeigte sich wieder ein leichter Anstieg des Masseverlustes des Balkens ohne Nachbehandlung und dann auch ein höheres Stichmaß im Vergleich zu den Balken mit Folie, siehe 6. Tag in Bild 5-32.

Am 6. Tag herrschte in den Balken ein positiver Temperaturgradient von knapp 0,1 K/mm, d.h. ein aktueller (linear verteilter) Temperaturunterschied von 15 K zwischen Ober- und Unterseite.

Für eine vollständige Rückverformung in den Ausgangszustand (des 1. Tages) wäre im Balken ohne Nachbehandlung ein weiterer linearer Anteil von rd. 9 K, d.h. insgesamt ein Temperaturgradient von 24 K über die Querschnittshöhe erforderlich gewesen. Im Alter von 7 Stunden betrug diese Differenz aber nur 7 K. Demnach wäre hier durch das Austrocknen an der Oberfläche ein sehr hoher äquivalenter Temperaturgradient von 17 K / 150 mm wirksam gewesen.

Bei dem Balken „mit Folie“ wäre zu dem aktuellen Temperaturgradienten ein weiterer linearer Anteil von rd. 5 K über die Querschnittshöhe erforderlich gewesen. Die Summe von 20 Kelvin entspricht dann etwa dem oben angenommenen bei Verformungsbeginn „eingepprägten“ Temperaturgradienten von etwa 19 Kelvin ( $t = 7$  h).

Die ab dem Alter von 7 Stunden entstehenden Biegeverformungen entsprachen offensichtlich den Temperatur- und Feuchteänderungen im Querschnitt bezogen auf den im Alter von 7 Stunden eingepprägten Zustand. Der eingepprägte Temperaturgradient des 150 mm hohen Balkens mit Folie betrug somit 0,13 K/mm (oben warm), der des Balkens ohne Nachbehandlung war deutlich kleiner ( $\Delta T' = 0,05$  K/mm). Das nicht temperaturbedingte Aufschüsseln des Balkens ohne

Nachbehandlung, das also durch Austrocknen entstanden sein muss, entsprach nach 6 Tagen einem äquivalenten Temperaturgradienten von -0,11 K/mm, wobei der Großteil dieses Aufschüsseln durch das „erste“ Austrocknen am ersten Tag bewirkt worden sein muss.

Etwa eine Stunde nach dem Beginn der abkühlenden Wirkung des Regens am 2. Tag wurde ein kurzzeitiges zusätzliches Aufschüsseln ( $\Delta f$ ) von 0,05 mm des Balkens ohne Nachbehandlung gemessen. Unter der Annahme einer Wärmedehnzahl (vgl. Anhang B - 5) von rd.  $10 \cdot 10^{-6} / K$  ergibt sich rechnerisch ein aktueller linearer Temperaturgradient von -0,09 K/mm alleine durch die schnelle Abkühlung des Gewitterregens, über die Querschnittshöhe von 150 mm. Im Gegensatz zu den übrigen Verformungen, die in einer großen Fahrbahnplatte durch Kriechen abgemindert würden, dürfte eine solche „schnelle“ Biegebeanspruchung im vollen Ausmaß zu elastischen Verformungen bzw. bei Zwang zu Spannungen führen.

## 5.5 Versuchsstrecke

### 5.5.1 Frischbeton und Herstellung (Versuchsstrecke)

Bei der Herstellung des hochfesten Straßenbetons der Versuchsstrecke „A44\_B65“ wurden 8 l Fließmittel je  $m^3$  Beton zugegeben, während für den normalfesten Straßenbeton „A44\_B65“ keine Zugabe erforderlich war – im Gegenteil: für die erforderliche Einbaukonsistenz wurde im Vergleich zur Eignungsprüfung der Wassergehalt um  $10 \text{ l/m}^3$  und damit der w/z-Wert von 0,44 auf 0,41 reduziert.

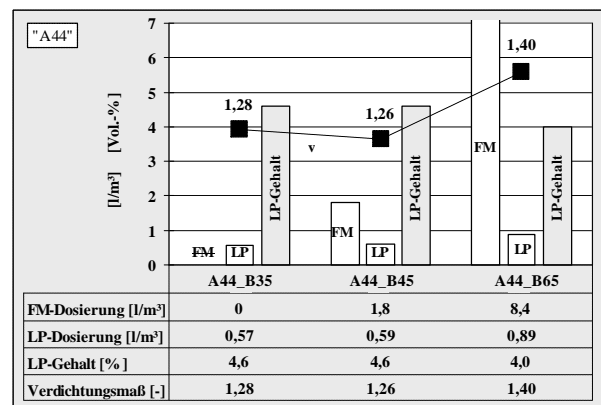


Bild 5-33: Zusatzmitteldosierungen und Luftporengehalte der Straßenbetone der Versuchsstrecke A44<sup>14</sup>

Die Dosierung des LP-Mittels war für den hochfesten Straßenbeton um über 50 % höher, der Luftporengehalt allerdings etwas kleiner als bei den normalfesten Straßenbetonen, vgl. Bild 5-33. Das zugehörige Ver-

<sup>14</sup> hier ist zusätzlich der mit einem w/z-Wert von 0,40 hergestellte „A44\_B45“ aufgeführt (Beton für „Viertelplatten“)

dichtungsmaß ( $v$ ) lag bei dem hochfesten Straßenbeton mit etwa 1,40 zwar sehr hoch und deutlich über den Werten für die normalfesten Betone (rd. 1,25), allerdings erwies sich die Konsistenz des Betons für den Einbau geeignet – er verhielt sich sogar etwas günstiger als der A44\_B45. Im Vergleich zu dem normalfesten Straßenbeton der Versuchsstrecke erforderte der hochfeste Straßenbeton A44\_B65 mit rd. 4 % Silikastaub aber eine höhere Verdichtungsenergie und beim Zureiben der Oberfläche im Anschlussbereich zum bestehenden Fahrstreifen einen erhöhten Kraftaufwand der Arbeiter. Die Frischbetoneigenschaften konnten durch die laufenden (stündlichen) Überprüfungen [2] ggf. frühzeitig korrigiert werden und waren über die Einbauzeit sehr gleichmäßig.

Hinsichtlich der Herstellung von Fahrbahndecken aus hochfestem Straßenbeton kann demnach gefolgert werden, dass Straßenbeton mit 4 % Silikastaub (des Bindemittelgehalts) und einem Wasser/Bindemittelwert von 0,34 mit praxisüblichen Methoden einbaufähig ist, ein solcher hochfester Straßenbeton aber bei der Herstellung vom Mischen bis zum Texturieren einen im Vergleich zum normalfesten Straßenbeton einen deutlich höheren Aufwand erfordert.

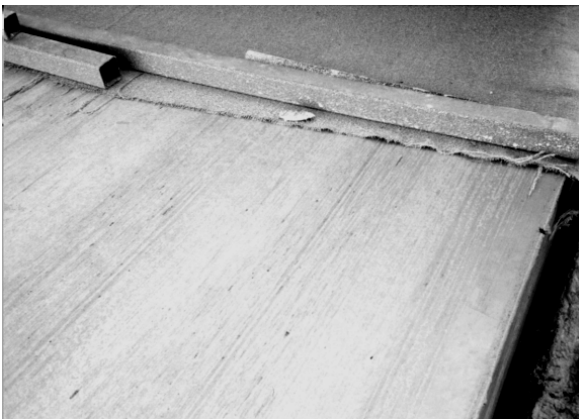


Bild 5-34: Beim Texturieren der Oberfläche des hochfesten Straßenbetons A44\_B65 musste das nachgeschleppte Jutetuch beschwert werden

### 5.5.2 Druckfestigkeit und E-Modul (Versuchsstrecke)

In Bild 5-35 sind die Druckfestigkeiten von Original-Bohrkernen aus der (einschichtigen!) Versuchsstrecke im Alter von rd. einem Jahr und die jeweiligen 28-Tage-Werte aus der Eignungsprüfung dargestellt. Zum Vergleich ist ebenfalls die am ersetzten „alten“ Beton ermittelte Druckfestigkeit angegeben.

Nach einem Jahr Lagerung im Freien wiesen die Bohrkerne des hochfesten Straßenbetons etwa die gleiche Druckfestigkeit wie die Würfel der Eignungsprüfung auf (knapp 75 N/mm<sup>2</sup>). Die Bohrkern-Festigkeiten der normalfesten Straßenbetone (A44\_B35 und A44\_B45) waren aber höher als die Werte der Eig-

nungsprüfung. Die im Vergleich zur Eignungsprüfung um fast 20 N/mm<sup>2</sup> größere Druckfestigkeit bei dem A44\_B35 ist hier neben der Nacherhärtung (zwischen 28 Tagen und 1 Jahr) v.a. auf den deutlich reduzierten w/z-Wert (0,41 statt 0,44) des eingebauten Betons zurückzuführen.

Die im Vergleich zum hochfesten Straßenbeton A44\_B65 sehr hohe Druckfestigkeit des eingebauten normalfesten Straßenbetons A44\_B35 und im Vergleich zum A44\_B45 deutlich höhere Druckfestigkeit kann aber nicht mit der Mischungszusammensetzung erklärt werden, sondern nur mit den verwendeten Ausgangsstoffen: Die Ausgangsstoffe für die eingesetzten Betone der streifenweisen Erneuerung unterscheiden sich nur im Grobzuschlag; für den A44\_B35 wurde ein sehr dichter Kalksteinsplitt verwendet, während die anderen beiden Betone mit einem Diabas-Splitt hergestellt wurden. Da die Druckfestigkeit i.a. gut mit dem E-Modul korreliert, liefert Bild 5-36 ein Erklärungsmodell für die unterschiedlichen Festigkeiten. Hier sind die gemessenen E-Moduln der Betone in Abhängigkeit von den E-Moduln des Zementsteins und der Gesteinsstoffe dargestellt.

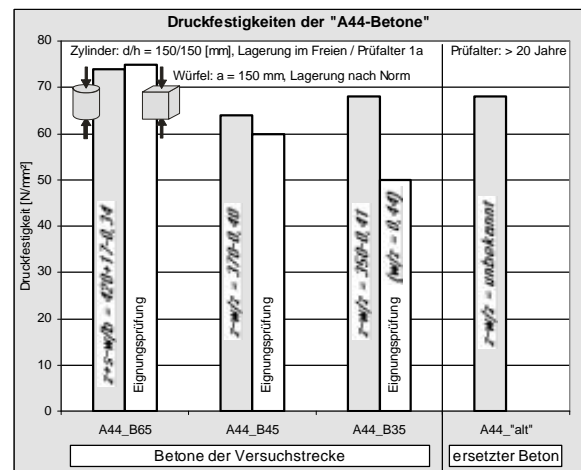


Bild 5-35: Druckfestigkeiten der A44-Betone nach rd. einem Jahr Lagerung im Freien im Vergleich zur Druckfestigkeit in der Eignungsprüfung

Für den Kalksteinsplitt wurde ein E-Modul von 80.000 N/mm<sup>2</sup> angenommen, für den Diabas-Splitt ein E-Modul von 70.000 N/mm<sup>2</sup> [145]. Demnach ergibt sich bei dem normalfesten Straßenbeton „A44\_B35“ erwartungsgemäß ein E-Modul des Zementsteins, der etwas niedriger als beim „A44\_B45“ ist, und deutlich niedriger als beim „A44\_B65“ ist (w/b = 0,34). Zusätzlich sind die E-Moduln der beiden hochfesten Straßenbetone aus den Labor-Versuchen eingetragen, für deren Zuschlag (hauptsächlich Basaltsplitt) ein E-Modul von 90.000 N/mm<sup>2</sup> angenommen wird.

Dieser E-Modul dürfte gleichzeitig die obere Grenze für die Zuschlagsteifigkeit in Straßenbetonen gelten. Für die untere Grenze von Zuschlag (für Oberbeton) kann, z.B. für Granitsplitt, etwa 60.000 N/mm<sup>2</sup> angenommen werden [145]. Als Erwartungswerte für die

Steifigkeit des Zementsteins gibt Bonzel einen Bereich von 5.000-20.000 N/mm<sup>2</sup> an. Zementstein von normalfestem Straßenbeton dürfte aufgrund seines Luftporengehaltes die obere Grenze zwar nicht erreichen, gleichzeitig aber aufgrund seiner relativ geringen w/z-Werte (0,40 bis 0,45) im oberen Bereich liegen. Hochfester Straßenbeton weist zwangsläufig höhere Werte auf, entsprechend Bild 5-36 zwischen 19.000 bis 21.000 N/mm<sup>2</sup>.

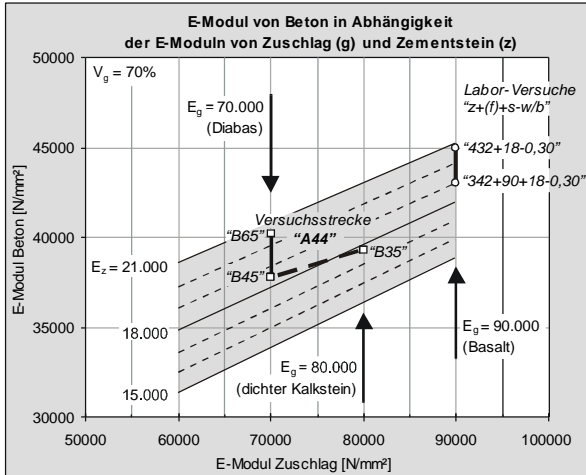


Bild 5-36: In Abhängigkeit von Zuschlag und Zementstein berechnete E-Moduln [nach 146] und an Zylindern der Labor-Versuche und an Bohrkernen der Versuchsstrecke geprüfte E-Moduln

Auch wenn hier der hochfeste Straßenbeton der Versuchsstrecke (A44\_B65) mit rd. 40.000 N/mm<sup>2</sup> nur einen wenig höheren E-Modul aufwies als der normalfeste Straßenbeton (A44\_B35) mit 39.000 N/mm<sup>2</sup> aufgrund seines vergleichsweise steifen Zuschlags, dürften die allgemein zu erwartenden E-Moduln von Straßenbetonen für normalfesten Straßenbeton bei etwa 35.000 N/mm<sup>2</sup> liegen, für hochfesten Straßenbeton bei 40.000 N/mm<sup>2</sup>. Durch Verwendung sehr steifer Zuschläge können die E-Moduln um bis zu 5.000 N/mm<sup>2</sup> höher sein. Der oftmals für normalfesten Straßenbeton angegebene E-Modul von 30.000 N/mm<sup>2</sup> erscheint aber zu niedrig.

### 5.5.3 Biegezugfestigkeit nach Lagerung unter Wasser (Praxisbeton)

Die aus dem Originalbeton im Zuge der Baumaßnahme gefertigten Betonbalken wurden bis zur Prüfung im Alter von 7, 28 und 91 Tagen unter Wasser gelagert. Alle Betone wiesen nach 91 Tagen höhere Biegezugfestigkeiten auf als die aus dem ersetzten Fahrstreifen herausgesägten Balken, vgl. Bild 5-37.

Die Versuche zur Biegezugfestigkeit am Originalbeton der Versuchsstrecke A44 bestätigen demnach die Ergebnisse am Laborbeton, dass der Wasser/Bindemittel-Wert maßgebend die Biegezugfestigkeit bestimmt. Allerdings weisen hier insbesondere die im Vergleich zum A44\_B35 geringeren ermittelten Biegezugfestig-

keiten des A44\_B45 auf den großen Einfluss des E-Moduls vom Zuschlag hin.

Der hochfeste Straßenbeton A44\_B65 mit dem „weiche“ Zuschlag wies aber mit 6,8 N/mm<sup>2</sup> im Alter von 28 Tagen eine um 1,5 N/mm<sup>2</sup> (fast 30 %) höhere Biegezugfestigkeit auf als der normalfeste Straßenbeton A44\_B35. Im Vergleich der Betone mit gleichen Ausgangsstoffen erreichte der hochfeste Straßenbeton mit Silikastaub und dem w/b-Wert von 0,34 sogar eine um 40 % höhere 28-Tage-Biegezugfestigkeit als der normalfeste Beton mit w/z = 0,40. Bis zum Alter von 3 Monaten betrug die Nacherhärtung aller Praxisbetone bei der Biegezugfestigkeit rd. 15 %.

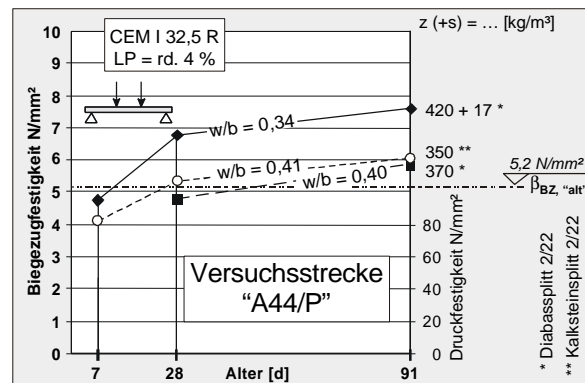


Bild 5-37: Biegezugfestigkeiten von gesondert hergestellten Betonbalken aus der Versuchsstrecke "A44" (P: Praxisbeton, vor Ort entnommen)

### 5.5.4 Aufschüsseln am Balken nach stetigem, einseitigem Austrocknen (A44-Labor)

Das Aufschüsseln wurde an Balken gemessen, die an ihrer Oberseite austrocknen konnten und an ihrer Unterseite abgedichtet waren oder Wasser saugen konnten. Mit den Original-Ausgangsstoffen der Versuchsstrecke wurden im Labor Betonbalken (entsprechend der Eignungsprüfung A44\_B35/E, A44\_B45/E und A44\_B65/E) hergestellt und ab dem frühen Austrocknungsbeginn im Alter von 22 bis 24 Stunden einer (stetig) trockenen Umgebung mit 65 % r.F. ausgesetzt. Nach etwa 45 Tagen wurden die Balken, die zusätzlich durch das „Fußbad“ im unteren Randbereich quellen konnten, an ihrer Oberseite befeuchtet und die Rückverformung wurde gemessen.

Die zeitlichen Verläufe der Biegeverformungen sind in Anhang C - 4 dargestellt. In Bild 5-38 ist das hygrysch bedingte Aufschüsseln der Balken für verschiedene Zeitpunkte vergleichend zusammengefasst. Insgesamt waren die Unterschiede im Verformungsverhalten zwischen den untersuchten Praxisbetonen sehr gering. Nach 3 Tagen Austrocknen zeigten aber die Balken umso höhere Biegeverformungen, je geringer der w/b-Wert war. Die Verformungszunahme bis zum Alter von 28 Tagen war aber dann bei den beiden normalfesten Betonen höher als beim A44\_B65.

Das zusätzliche Stichmaß infolge gleichzeitigem Was-



sersaugen an der Balkenunterseite war bei den Betonen mit Diabassplitt signifikant größer als beim normalfesten Straßenbeton A44\_B35 mit Kalksteinsplitt.

Eine 2-tägige (Wieder-) Befeuchtung der ausgetrockneten Balkenoberseite führte zu einer sehr schnellen Rückverformung des Aufschüsseln, aber in keinem Fall zu einer vollständigen Rückverformung des über mehrere Wochen aufgeschüsselten Balkens.

Die Rückverformung nach Befeuchtung zeigte im Vergleich der drei Betone ebenfalls den offensichtlichen Einfluss des Grobzuschlags. So war die Biegeverformung infolge Befeuchtung der ausgetrockneten Oberseite beim A44\_B45 am größten, im Balken des A44\_B65 aber nicht mehr größer als beim A44\_B35.

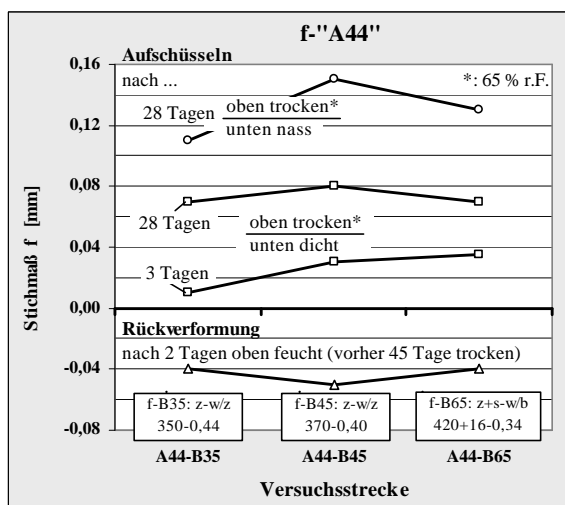


Bild 5-38: Biegeverformung von Betonbalken aus Originalausgangsstoffen der Versuchsstrecke "A44" (Austrocknen ab dem Alter von einem Tag)

Die Feuchteentwicklung im Beton kann qualitativ über die Messwerte des elektrischen Widerstands abgelesen werden, vgl. Bild 5-39, die hier für den normalfesten Straßenbeton A44\_B35 und den hochfesten Straßenbeton A44\_B65 mittels in den frischen Beton eingebauter Multiringelektroden (MRE) gemessen wurden. Neben der Verteilung der Feuchte über die Querschnittshöhe kann auch der Hydratationsfortschritt abgelesen werden. Dafür kann angenommen werden, dass etwa 5 cm unterhalb der Oberfläche die elektrischen Widerstände vor allem infolge fortschreitender Hydratation und ggf. infolge innerer Austrocknung (beim hochfesten Straßenbeton) ansteigen.

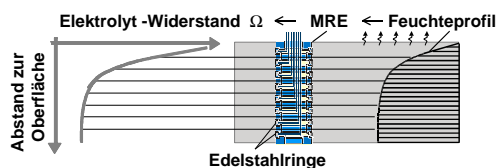


Bild 5-39: Messprinzip der Multiringelektrode. Der Verlauf des elektrischen Widerstands im Beton entspricht qualitativ dem Feuchteprofil im Beton (oben trocken: hoher Widerstand  $W$ )

Nach drei Tagen Austrocknen wiesen die gemessenen Widerstände im oberen Randbereich für beide Betone auf einen vergleichbaren Feuchtegradienten im Randbereich hin, vgl. Bild 5-40. In diesem jungen Alter wurde der lineare Anteil dieser Feuchteänderungen entsprechend dem kleineren Aufschüsseln beim normalfesten Straßenbeton offensichtlich in plastische Formänderungen umgewandelt, bzw. die Biegeverformungen wurden in diesem jungen Alter noch durch Kriechen abgemindert, während sie beim hochfesten Straßenbeton bereits in höherem Maße verformungswirksam waren. Bis zum Alter von 28 Tagen ist dann im oberflächennahen Bereich beim normalfesten Straßenbeton erwartungsgemäß ein deutlich steilerer Feuchtegradient abzulesen (Bild 5-40). Allerdings führt nur der über die Querschnittshöhe lineare Anteil zu den gemessenen Biegeverformungen, so dass infolge dieser hygrischen Beanspruchung v.a. eine hohe Zugeigenspannung am oberen Rand zu erwarten ist.

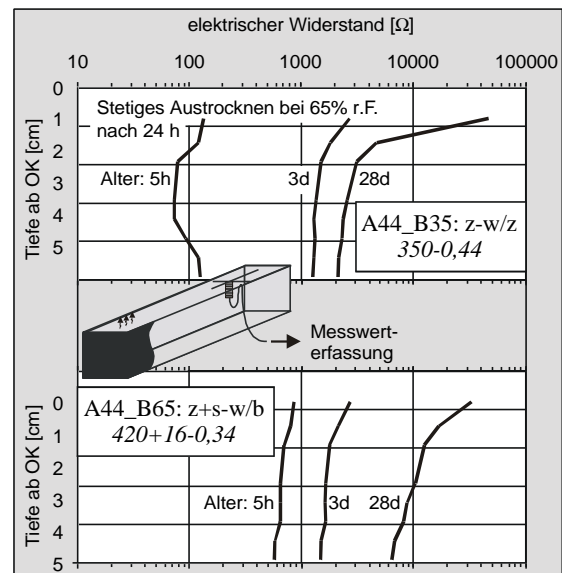


Bild 5-40: Elektrische Widerstände im oberen Randbereich der Betonbalken aus normalfestem und hochfestem Straßenbeton (A44\_B35, A44\_B65)

Die Rückverformung der Balken infolge einer Wasseraufnahme an der ausgetrockneten Oberseite verläuft bei allen Balken sehr schnell, vgl. zeitlicher Verlauf in Anhang C - 4. Die Begründung für die – trotz seines im Vergleich zum hochfesten Straßenbeton A44\_B65 ausgeprägteren Kapillarporengefüges – nur gleich große Rückverformung des normalfesten Straßenbetons „A44\_B35“ weist wiederum auf den Zuschlageinfluss hin, hier auf ein vermutlich größeres Eigenquellen des Diabassplitts im hochfesten Straßenbeton. Im Verhältnis zum Stichmaß nach 28 Tagen Lagerung oben trocken / unten nass ist allerdings die Rückverformung verhältnismäßig größer als für die beiden Betone mit geringerem w/b-Wert.

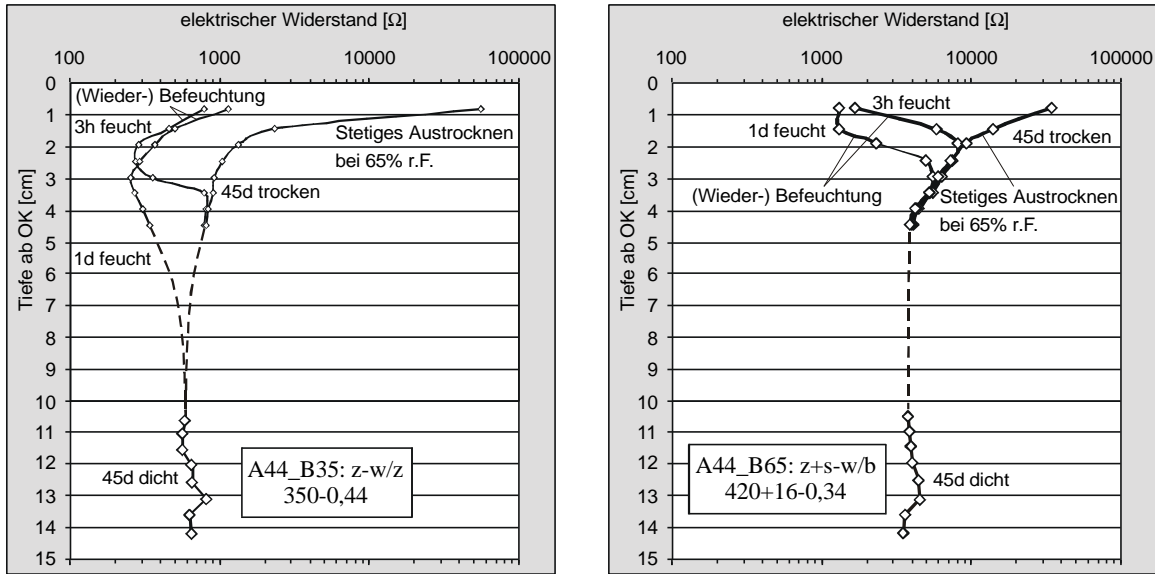


Bild 5-41: Gemessene elektrische Widerstände im oberen und unteren Randbereich des Betonbalkens aus normalfestem Straßenbeton A44\_B35 (links) und aus hochfestem Straßenbeton A44\_B65 (rechts) nach mehrwöchigem Austrocknen und nach Befeuchtung von oben (gestrichelt: geschätzter Verlauf)

In Bild 5-41 sind die gemessenen elektrischen Widerstände für den normalfesten Straßenbeton A44\_B35 und den hochfesten Straßenbeton A44\_B65 vor und während der Befeuchtung der Oberfläche nach vorherigem Austrocknen (unten waren die Balken über die gesamte Versuchsdauer abgedichtet) dargestellt.

Unabhängig vom Austrocknen des Betons nach außen sind die gemessenen elektrischen Widerstände an der versiegelten Balkenunterseite des hochfesten Straßenbetons infolge des inneren Austrocknens höher als beim normalfesten Straßenbeton.

Bei der Befeuchtung des oben ausgetrockneten Betons wiesen beide Straßenbetone eine schnelle Änderung in der Feuchteverteilung der oberflächennahen Randzone auf. Während die Wasseraufnahme des hochfesten Straßenbetons A44\_B65 auf einen Randbereich von etwa 3 cm beschränkt war, saugte der normalfeste Straßenbeton A44\_B35, entsprechend dem höheren Kapillarporengehalt, das Wasser in eine deutlich größere Tiefe (> 4 cm).

### 5.5.5 Hygrische Verformungen von Bohrkernen der Versuchsstrecke im Alter von 2 Jahren

Die Vollzylinder konnten nur über die Stirnflächen oben und unten Wasser aufnehmen bzw. abgeben, so dass eine ungleichmäßige Feuchteverteilung über die Höhe entsteht und die Verformung am Rand durch den Kern teilweise behindert wird. Für die Hohlzylinder wird über die Wandstärke von 3,5 cm eine konstante Feuchte<sup>15</sup> im Beton angenommen (Messung in ihrer Längsachse). Da es sich hier bei allen Flächen um gesägte Oberflächen handelt und so die Zuschlagkör-

ner unmittelbar der Feuchteänderung ausgesetzt sind, kann hier eine hygrische Formänderung der Zuschläge selbst stärker ins Gewicht fallen als bei geschalteten Zylindern mit „Randeffekt“.

Die hygrischen Verformungen wurden ausgehend von einer Lagerung bei 50 % r.F. gemessen, so dass die Zylinder im Ausgangszustand der Messungen als ausgetrocknet gelten konnten. Ein gemessenes „Quellen“ etwa nach der Umlagerung in feuchtere Umgebungsluft mit 85 % r.F. bzw. in Wasser könnte folglich auch als Rückverformung betrachtet werden.

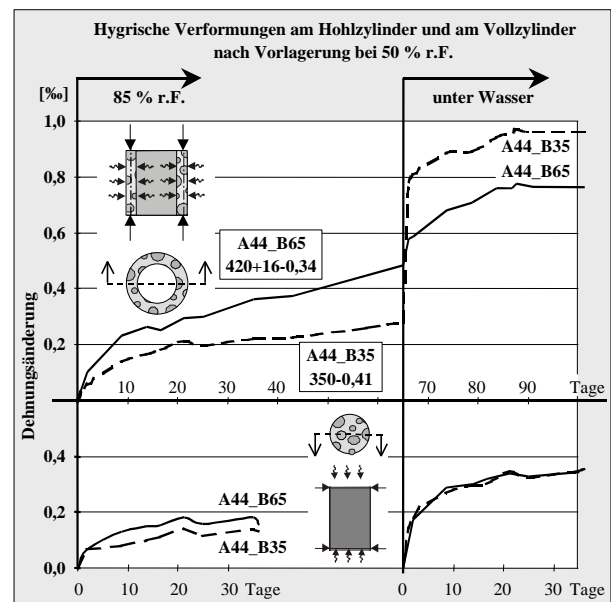


Bild 5-42: Längsdehnung des Hohlzylinders und Dehnung am Rand des Vollzylinders 2 Tage nach Umlagerung (aus 50 % r.F.) in 85 % r.F. bzw. unter Wasser; Betonalter: ~ 2 Jahre

<sup>15</sup> Der Feuchteausgleich läuft symmetrisch über die innere und die äußere Mantelfläche ab.

Bild 5-42 zeigt im oberen Teil die Verformungen der Hohlzylinder und unten die Verformungen der Vollzylinder am Rand (Abstand von der Oberfläche 0,5 cm). Ungeachtet eines möglicherweise unterschiedlichen Eigenquellens des Diabas-Splitts beim hochfesten Straßenbeton A44\_B65 und des Kalksteinsplitts beim normalfesten Straßenbeton A44\_B35 zeigen die beiden Betone ein deutlich unterschiedliches hygri-sches Verformungsverhalten. Infolge Feuchteaufnahme in 85 % r.F. war die Längsdehnung des Hohlzylinders aus hochfestem Straßenbeton (A44\_B65) deutlich größer als die des normalfesten. Dies könnte darauf zurückzuführen sein, dass der hochfeste Beton mit seinem feineren Gelporensystem bei dieser Umgebungsfeuchte bereits eine hohe Poren-sättigung erreichen kann, während im normalfesten Beton die größeren Poren noch leer sind. Beim nachfolgenden Wasserausaugen durch die Kapillaren überholt dann der normalfeste Straßenbeton sehr schnell den hochfesten Straßenbeton, der zu diesem Zeitpunkt ja bereits weitgehend wassergesättigt war.

Während bei der „freien“ hygri-schen Dehnung am Hohlzylinder große Unterschiede zwischen den beiden Betonen festzustellen war, zeigte sich bei den gemessenen Dehnungen am Rand der Vollzylinder zum einen kaum ein Unterschied zwischen den Verformungen des normalfesten und hochfesten Straßenbetons, zum anderen waren aber die Dehnungen am wasserausaugenden Rand des Vollzylinders sehr viel niedriger als bei gleicher hygri-scher Einwirkung am Hohlzylinder. Der nichtlineare Anteil bei stark geneigten Feuchtegradienten in der Randzone wurde offensichtlich beim Vollzylinder nur zu einem sehr geringen Anteil in Formänderungen umgesetzt, d.h. zu einem hohen Anteil in Eigenspannungen. Entsprechend der Differenzen muss bei der geringeren Beanspruchung mit 85 % r.F. eine nur geringe Eigenspannung, bei der Lagerung unter Wasser eine deutlich höhere Eigenspannung vorhanden gewesen sein.

### 5.6 Wirksame Biegebeanspruchung von Beton-fahrbahndecken infolge hygri-scher und thermischer Einwirkungen

Die für die lastunabhängige Biegebeanspruchung zu berücksichtigende Biegeverformung resultiert aus den thermischen und hygri-schen Einwirkungen auf die Betonfahrbahndecke und wird in ihrer Größe v.a. von den Verformungseigenschaften des Betons bestimmt. Bei zweischichtiger Bauweise mit hochfestem Oberbeton kann zusätzlich das autogene Schwinden des Oberbetons zu einer Biegebeanspruchung führen, das hier aber – wie auch die sonstigen Bimetall-Effekte (z.B. infolge unterschiedlicher Wärmedehnzahlen von Ober- und Unterbeton) – nicht untersucht werden. Die wirksame Biegebeanspruchung infolge thermischer Einwirkungen wird im Folgenden durch einen „wirksamen Temperaturgradienten“  $\Delta T'_w$  berücksich-

tigt, die gemeinsame Wirkung von Temperatur und Feuchte durch den „äquivalenten Temperaturgradienten“  $\Delta T'_{TF}$ .

#### Aufwölben

Für das Aufwölben werden der Bemessung bereits äquivalente Temperaturgradienten zugrunde gelegt. Für eine 20 cm dicke Decke wird z.B. ein äquivalenter Temperaturgradient von 0,09 K/mm angegeben, für Decken bis zu einer Dicke von über 44 cm gelten schrittweise kleinere Werte bis zu 0,04 K/mm [47]. Unabhängig von der Deckendicke entsprechen diese Werte rd. 18 K Temperaturdifferenz zwischen oben und unten, womit eine sehr hohe Biegebeanspruchung infolge Aufwölben abgedeckt ist.

#### Aufschüsseln

Für das Aufschüsseln wird bisher auf der Basis aktueller (!) Temperaturmesswerte ein negativer Temperaturgradient von lediglich -0,035 K/mm (oben kalt) als ungünstig angenommen, das entspricht bei einer Deckendicke von 200 mm einer Temperaturdifferenz zwischen unten und oben von 7 Kelvin.

Beim Aufschüsseln muss aber ebenso wie beim Aufwölben der Temperaturgradient bei der Erhärtung berücksichtigt werden. Ein ungünstiger positiver Nullspannungstemperaturgradient (oben warm) wird bereits bei Temperaturengleich als negativer Temperaturgradient wirksam bzw. erhöht bei einer nachfolgenden Abkühlung von oben das Aufschüsseln. Der wirksame Temperaturgradient ergibt sich demnach entsprechend Bild 5-43 als Differenz des aktuellen Temperaturgradienten und des Nullspannungstemperaturgradienten:

$$\Delta T'_w = \Delta T'_{akt} - \Delta T'_N \quad [K/mm]$$

- $\Delta T'_w$ : „wirksamer“ Temperaturgradient für die Biegeverformung (linear)
- $\Delta T'_{akt}$ : aktueller Temperaturgradient im Querschnitt (linear)
- $\Delta T'_N$ : Nullspannungstemperaturgradient (linear)

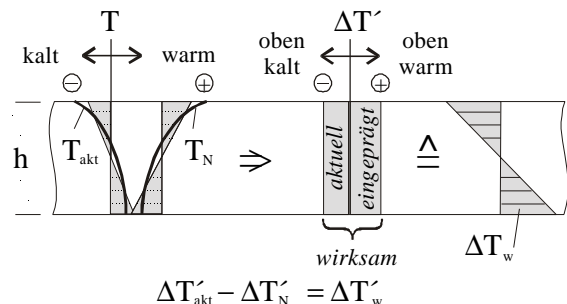


Bild 5-43: Der wirksame Temperaturgradient  $\Delta T'_w$  [K/mm] über die Querschnittshöhe h bei einer aktuellen Abkühlung  $T_{akt}$  und einer während der Erhärtung eingetragenen Temperaturverteilung  $T_N$

Bei den Untersuchungen der „Sommerbaustelle“ wurde ein linearer Gradient der Nullspannungstemperatur von  $+7 \text{ K} / 150 \text{ mm}$  ( $0,05 \text{ K/mm}$ ) abgeschätzt<sup>16</sup>. Die kurzzeitige und damit voll wirksame schnelle Abkühlung von oben bei dem Gewitterregen auf die warme Oberfläche führte beim  $150 \text{ mm}$  hohen Balken zu einem aktuellen Temperaturunterschied von  $-13,5 \text{ K}$  zwischen Ober- und Unterseite des Balkens (entspricht einem aktuellen Temperaturgradienten von  $-0,09 \text{ K/mm}$ ). Hinsichtlich der aktuellen Biegebeanspruchung aus Temperatur dürfte diese beobachtete Temperatureinwirkung (Gewitterregen am Nachmittag eines sonnigen Sommertages) den ungünstigen Extremfall darstellen.

Für den äquivalenten Temperaturgradienten muss der für die Biegeverformung wirksame hygrische Anteil berücksichtigt werden:

$$\Delta T'_{TF} = \Delta T'_{akt} - \Delta T'_N + \Delta T'_F \text{ [K/mm]}$$

- $\Delta T'_{TF}$ : äquivalenter Temperaturgradient im Querschnitt infolge Feuchte- und Temperatureinwirkung (linear)
- $\Delta T'_F$ : äquivalenter Temperaturgradient im Querschnitt infolge Feuchteeinwirkung (linear)

Das lang andauernde Schwinden im oberen Randbereich und ggf. das gleichzeitige Quellen an der Unterseite haben in den Laboruntersuchungen sehr hohe Biegeverformungen (Aufschüsseln) bewirkt, die alleine einem äquivalenten Temperaturgradienten von bis zu  $-0,10 \text{ K/mm}$  entsprechen.

Bild 5-44 zeigt die in den Untersuchungen am Kleinbalken festgestellten linearen Temperaturgradienten infolge Erhärtung ( $\Delta T'_N$ ), infolge Abkühlung ( $\Delta T'_{akt}$ ) und infolge hygrischer Einwirkungen ( $\Delta T'_F$ ). Eine einfache Addition dieser Anteile kann aber selbstverständlich nicht durchgeführt werden.

Der Nullspannungstemperaturgradient wird beim Erhärten, d.h. in einem sehr jungen Alter des Betons eingepreßt und ergab sich aus Beobachtungen am Kleinbalken, d.h. ohne nennenswerte Einflüsse aus Kriechen bzw. Relaxation. In realen Betonfahrbahnplatten dürfte die Relaxation den wirksamen Nullspannungstemperaturgradienten aber (auch des hochfesten Straßenbetons) deutlich verringern, kann ihn aber nicht aufheben. Bei der als sehr ungünstig einzustufenden Abkühlung von oben infolge eines Gewitterregen ist zu beachten, dass gleichzeitig mit dem Regen ein oberflächennahes Quellen eingesetzt haben dürfte. Anders als hier dürfte bei dickeren Balken der maximal wirksame Anteil des Temperaturgradienten erst später erreicht werden, vgl. auch Anhang C - 6, d.h. die sehr ungünstige Überlagerung der Abkühlung mit einem

ggf. vorherigen Austrocknen dürfte nicht vorkommen. Die hygrischen Biegeverformungen waren in einem jungen Alter und unter stetig trockenen Umgebungsbedingungen entstanden, so dass auch diese Biegebeanspruchung infolge Kriechen und Relaxation deutlich kleiner gewesen wäre bzw. bei realen Feuchtebedingungen nicht in diesem Maß entstanden wäre. Andererseits erscheint der Temperaturgradient von nur  $-0,035 \text{ K/mm}$  für eine als ungünstig anzunehmende Biegebeanspruchung bei weitem zu niedrig.

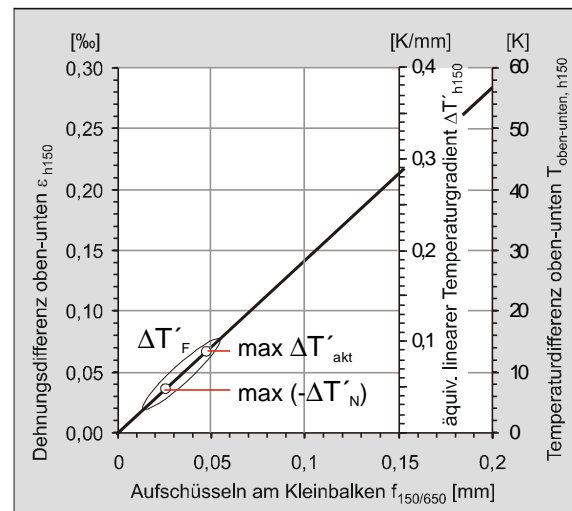
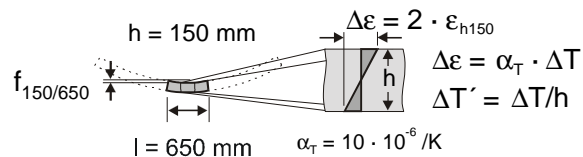


Bild 5-44: Beziehung zwischen dem Aufschüsseln am Kleinbalken und der zugehörigen Dehnungsdifferenz, der Temperaturdifferenz und dem linearen Temperaturgradienten bei einer angenommenen Wärmedehnzahl ( $\alpha_T$ ) von  $10 \cdot 10^{-6} / \text{K}$

#### Umrechnung der Biegebeanspruchung von Kleinbalken auf einzelne Betonfahrbahnplatten

Die an den Balken mit  $150 \text{ mm}$  Höhe beobachtete schnelle Abkühlung von oben wurde im FE-Programm (FEMMASSE, Fa. Intron) an Kleinbalken mit unterschiedlichen Deckendicken und konstanter Ausgangstemperatur über den Querschnitt simuliert, wobei die Balken nach unten in die Tragschicht und den Boden ggf. Wärme weiterleiten konnten. Alle Balken wurden an ihrer Oberfläche innerhalb von 1 bis 3 Stunden um  $15 \text{ Kelvin}$  abgekühlt (mit nachfolgend konstanter Oberflächentemperatur). Die Temperaturänderungen in den Betonbalken mit Höhen von  $200$  bis  $450 \text{ mm}$  ergaben dabei jeweils etwa den gleichen maximalen linearen Anteil von nahezu  $15 \text{ Kelvin}$ , nur der zugehörige Zeitpunkt verschiebt sich mit größerer Querschnittshöhe nach hinten, beispielhaft in Bild 5-45 für einen  $26 \text{ cm}$  hohen Betonbalken gezeigt, der nach  $2$  Stunden den maximal wirksamen Temperaturgradienten erreichte (siehe auch Anhang C - 6).

<sup>16</sup> Gilt für die nicht mit Folie versiegelten Balken.

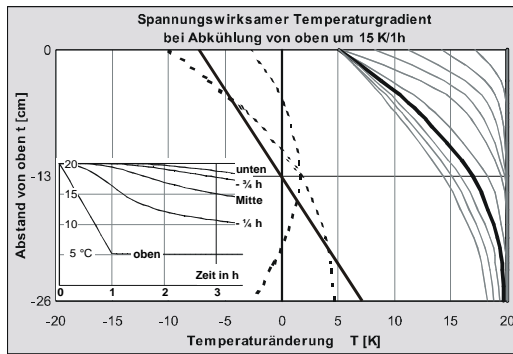


Bild 5-45: Schnelle Abkühlung der Oberfläche um 15 Kelvin bewirkt einen maximal wirksamen Temperaturgradienten von etwa -15 K / 260 mm

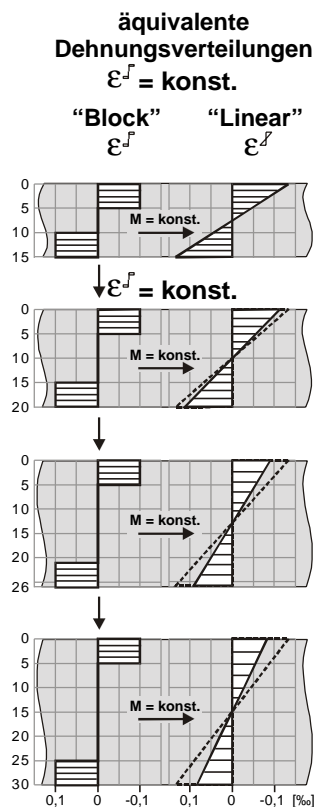


Bild 5-46: Unter der Annahme einer nicht linearen Feuchteverteilung über die Balkenhöhe wirkt sich die gleiche Dehnungsverteilung im Randbereich bei größeren Deckendicken weniger auf den linearen Verformungsanteil aus.

Das Schwinden und Quellen beschränkt sich auf eine oberflächennahe Randzone des Balkens, d.h. die hygriisch bedingte Biegeverformung ist unter gleichen Randbedingungen bei größeren Balkendicken kleiner. Bild 5-46 zeigt ausgehend von den untersuchten Balken mit 150 mm Höhe den bei größeren Höhen geringeren Einfluss der hygriischen Verformungsanteile auf den äquivalenten linearen Dehnungsgradienten. Auf der ungünstigen Seite liegend wurde hier die vereinfachte Annahme der Dehnungen infolge Schwinden oder Quellen im „Block“ mit 5 cm Höhe getroffen.

Die Biegeverformung der in den Laboruntersuchungen verwendeten 150 mm hohen Kleinbalken (Messlänge = 650 mm) kann auf Balken unterschiedlicher Höhe mit einer Länge von 5 m (üblicher Querfugenabstand) umgerechnet werden. In Bild 5-47 ist der rechnerische (linearelastische) Zusammenhang des am Kleinbalken gemessenen Aufschüsseln und der Biegebeanspruchung am Balken mit einer Länge von 5 m und Höhen von 150, 200, 260 und 300 mm dargestellt.

Im oberen Diagramm von Bild 5-47 ist das unbehinderte Aufschüsseln eines 5-m-Balkens in Abhängigkeit des Aufschüsseln am Kleinbalken dargestellt wobei die zwei Dehnungsverteilungen „Block“ für ein vorwiegend hygriisch bedingtes und „Linear“ für ein vorwiegend thermisch bedingtes Aufschüsseln berücksichtigt werden können. Dem jeweiligen rechnerischen Stichmaß kann bei Kenntnis der Wärmedehnzahl des Betons ein linearer „äquivalenter Temperaturgradient“ zugeordnet werden.

Im mittleren Diagramm von Bild 5-47 wird die Rückverformung des abhebenden Balkenendes infolge Eigengewicht eingerechnet. Unterhalb der kritischen Länge (bei kleinen wirksamen Temperaturgradienten) wird das Aufschüsseln unter Eigengewicht überproportional größer mit größeren wirksamen Temperaturgradienten. Bei großen wirksamen Temperaturgradienten „überschreitet“ die kritische Länge die Plattenlänge von 5 m: zwischen freier und behinderter Biegeverformung besteht eine lineare Abhängigkeit.

Die berechneten Spannungen in Abhängigkeit der Biegeverformung sind dem unteren Diagramm von Bild 5-47 zu entnehmen. Die Biegezugspannung in Plattenmitte ist größer, je länger das abhebende Balkenende ist. Erst wenn der Temperaturgradient so groß ist, dass der Balken punktförmig in der Mitte aufliegt ( $l_{krit} > l$ ), bleibt auch bei einer weiteren Verformung des Betonbalkens die Biegezugspannung konstant, vgl. auch Anhang C - 7.

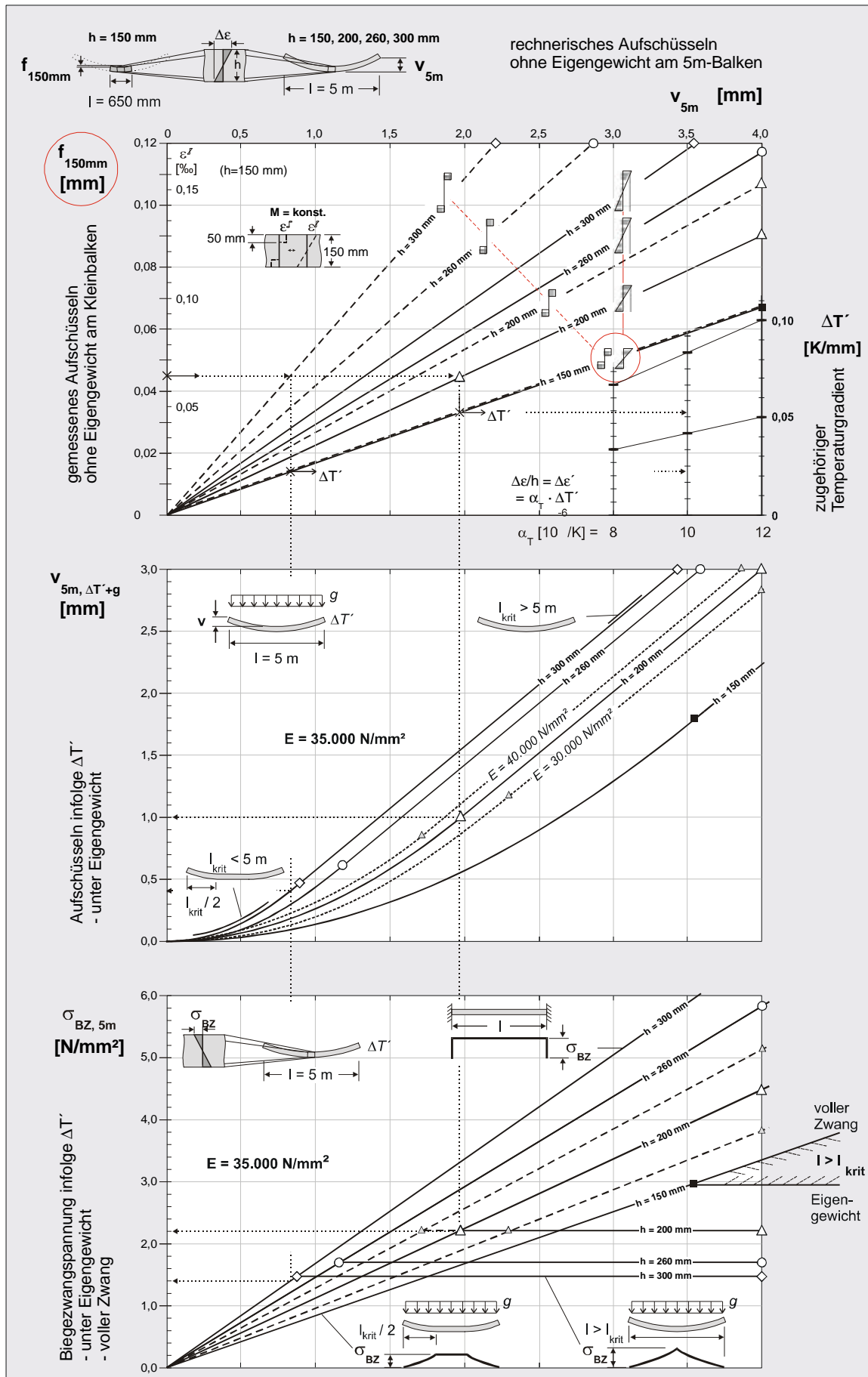


Bild 5-47: Zusammenhang zwischen der am Kleinbalken gemessenen Biegeverformung und Biegebeanspruchung eines 5m-Balkens, der infolge Eigengewicht nicht frei aufschüsseln kann

### 5.7 Rechnerische Untersuchungen zur last-unabhängigen Biegebeanspruchung von Straßenbeton-Balken

Entsprechend Bild 5-47 sind Betonfahrbahnplatten aus hochfestem Straßenbeton bei hohen Temperaturgradienten, wenn die Platten theoretisch punktförmig aufliegen, zwar mit höheren Biegeverformungen bei höherem E-Modul des hochfesten Straßenbetons zu rechnen, für die Biegezugspannung ist aber dann alleine das Eigengewicht verantwortlich, vgl. auch Anhang C - 7.

Im Folgenden werden Überlegungen und Berechnungen zu den Biegebeanspruchungen von Betonfahrbahndecken vorgestellt, bei denen die systematischen Einflüsse der Kopplung der üblicherweise einzeln betrachteten Fahrbahnplatten und die Auswirkung auf die Biegebeanspruchung – und damit auf die Tragfähigkeit – bei Verwendung von hochfestem (statt normalfestem) Straßenbeton untersucht werden.

#### 5.7.1 Überlegungen zur Biegebeanspruchung von gekoppelten Biegebalken

Der in Verformungen bzw. in Spannungen umgesetzte Anteil der „freien“ Biegeverformung wird zum einen durch das Eigengewicht behindert, wobei die Aktivierung des Eigengewichts auch von der Bettung der Betonfahrbahndecke abhängt, zum anderen kann durch die Kopplung der Einzelplatten in den Scheinfugen ein Biegezwang entstehen. Die maximale Biegebeanspruchung infolge einer Vorverformung wäre unter vollem Zwang erreicht, d.h. wenn jegliche Biegeverformung der Betondecke verhindert würde (Einspannung).

#### „Fahrbahn längs“ - verdübelte Querscheinfugen

Wenn planmäßig jede Querscheinfuge durchreißt und sich (weit) öffnet, können Betonfahrbahnplatten vereinfacht als Einzelplatten betrachtet werden, deren freie Biegeverformung nur durch die Wirkung des Eigengewichts und ggf. der Dübel behindert wird, vgl. Bild 5-48 a) und b). Bei fehlender Verkürzung der Balken wird aber die Knotenverdrehung in den Scheinfugen behindert, und die Biegeverformung wird zusätzlich behindert, Bild 5-48 c).

#### „Fahrbahn quer“ - verankerte Längsscheinfugen

Bei einer Biegebeanspruchung wird der Betonquerschnitt bis zum Reißen der Fugen als (gekerbter) Biegebalken beansprucht. Bis dahin ist die Betonfahrbahndecke in Querrichtung als ein langer Balken zu betrachten.

Mit dem Aufreißen der Fugen entstehen – entsprechend der Fahrstreifenaufteilung – unterschiedlich breite Balken, im Beispiel in Bild 5-49 drei Balken (Standstreifen, Haupt- und Überholfahrstreifen) mit ihrer jeweils zugehörigen Biegeverformung

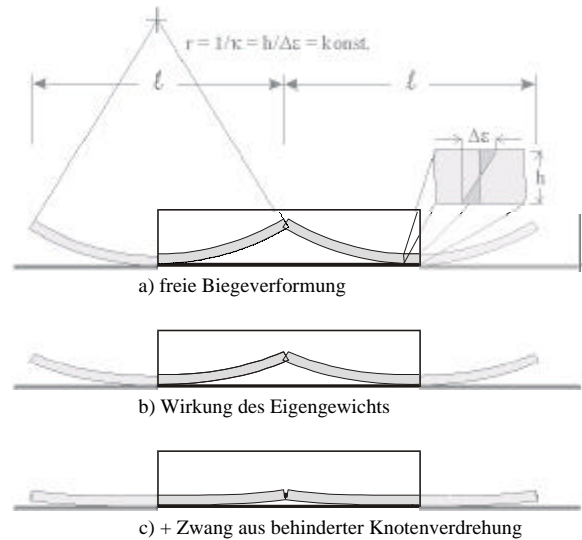


Bild 5-48: Biegeverformung (schematisch) in Fahrbahn-längsrichtung a) infolge eines negativen Temperaturgradienten, b) unter Berücksichtigung des Eigengewichts und c) unter der Annahme einer biegesteifen Kopplung in der Querscheinfuge

Überholfahrstreifen	Hauptfahrstreifen	Standstreifen

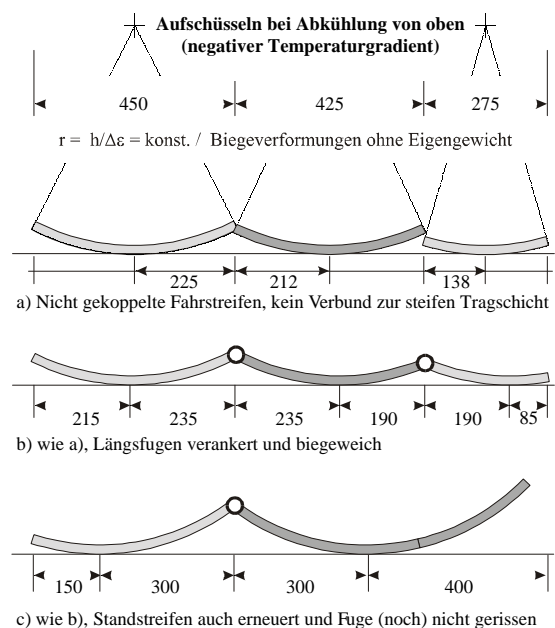


Bild 5-49: Biegeverformung in Fahrbahnquerrichtung infolge eines negativen Temperaturgradienten (oben kalt) bei unterschiedlichen Randbedingungen (ohne Eigengewicht), Abmessungen der Versuchsstrecke A44

Die Balken können sich durch die Kopplung in den verankerten Fugen aber nicht voneinander unabhängig verformen, Bild 5-49 a). Vielmehr entsteht in der „Balkenkette“ eine systemabhängige Biegeverformung, Bild 5-49 b). In diesem unsymmetrischen System kann infolge Eigengewicht alleine aufgrund größerer Kraglängen eine höhere Biegezugspannung als für die einzelnen Balken entstehen.

Durch eine zusätzlich behinderte Knotenverdrehung in der Fuge kann die Biegebeanspruchung zusätzlich erhöht werden. Im Extremfall wäre die Scheinfuge zwischen Hauptfahr- und Standstreifen noch nicht durchgerissen und (bei einer angenommenen starren Unterlage) würde der gesamte Standstreifen abheben, was an der Plattenoberseite des Hauptfahrstreifens zu einer entsprechend sehr hohen Biegezugspannung führen, Bild 5-49 c).

**Biegezwang durch Übertragung eines Biegemoments in der Scheinfuge**

An gerissenen, aber geschlossenen Fugen werden Biegeverformungen in dem Maße behindert, dass die Forderung nach geometrischer Verträglichkeit erfüllt bleibt. Um diese Verformungsbehinderung bewirken zu können, muss in der Fuge ein Biegemoment übertragen werden.

Unterschieden wird hier

- nach verankerten und verdübelten Scheinfugen in „Fahrbahn quer“ und „Fahrbahn längs“ (s.o.) und
- nach der Richtung der Biegeverformung in „Aufwölben“ und „Aufschüsseln“.

Im System „Fahrbahn quer“ kann die Reibung i.d.R. vernachlässigt werden, so dass die Biegebeanspruchung in Querrichtung unabhängig von einer mittleren Verkürzung oder Ausdehnung des Systems ist.

Das System „Fahrbahn längs“ wird dagegen in Längsrichtung in seiner Biegebeanspruchung von einer mittleren Ausdehnung oder Verkürzung beeinflusst, vgl. Bild 5-50.

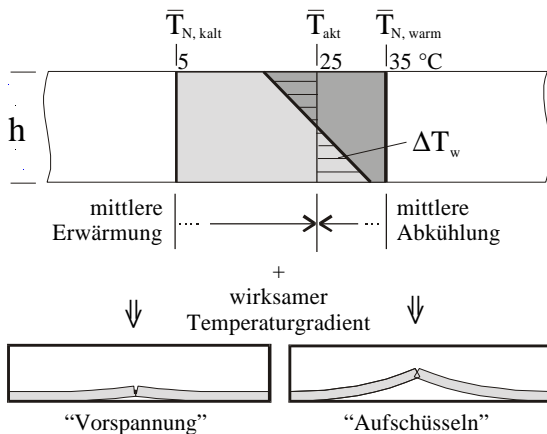


Bild 5-50: Auswirkung einer niedrigen und hohen Nullspannungstemperatur ( $T_N$ ) auf die Biegebeanspruchungen bei einer Abkühlung von oben

Bei einem Öffnen der Querscheinfugen kann die Fahrbahnplatte höher (und ggf. wie eine Einzelplatte) aufschüsseln. Umgekehrt wird die Querscheinfuge bei einer Gesamtausdehnung des Systems überdrückt und es entstehen mit der Druckvorspannung kleinere Biegezugspannungen.

Für die rechnerischen Untersuchungen zur Biegebeanspruchung wird im Weiteren v.a. der ungünstige Fall einer reinen Biegeverformung betrachtet, die günstige Wirkung einer mittleren Erwärmung oder Abkühlung nur orientierend.

In Bild 5-51 sind schematisch die o.g. vier Varianten der Biegebeanspruchung gekoppelter Betonbalken dargestellt, wobei hier zunächst angenommen wird, dass der Betonquerschnitt in der gerissenen Scheinfuge keine relevante Zugkraft übertragen kann.

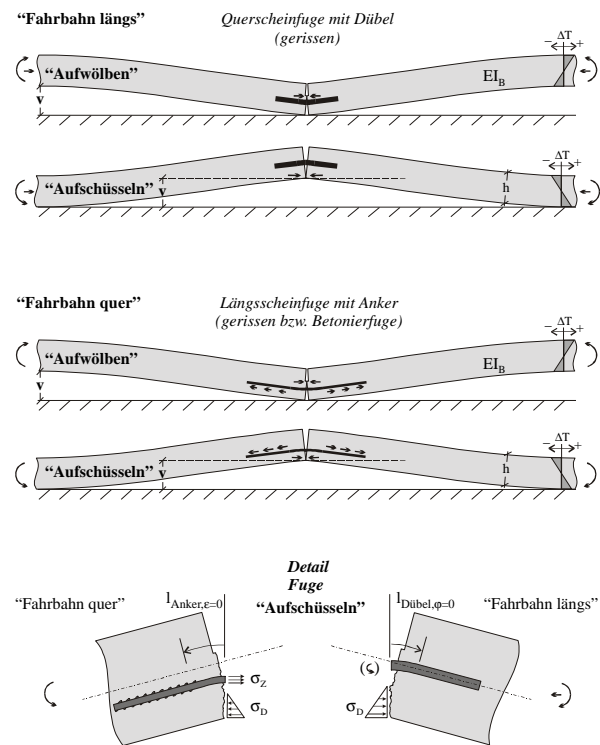


Bild 5-51: Behinderung des Aufwölbens und Aufschüsseln der „Fahrbahn längs“ und der „Fahrbahn quer“ durch Biegemomente in der Scheinfuge infolge behinderter Knotenverdrehung (schematisch)

In Fahrbahnquerrichtung mit den verankerten Längsscheinfugen ist analog zum bewehrten Biegeträger der innere Hebelarm zwischen der Achse des Stahlankers und der Schwerachse der Druckzone maßgebend für die effektive Biegebehinderung, d.h. um ein Biegemoment zu erzeugen, muss ein Kräftepaar aus Druckkraft im Beton und Zugkraft im Anker bestehen.

In Fahrbahn längsrichtung wird die Mitte der Plattenlänge als unverschieblich angesehen (lange Plattenreihe), so dass bei einer Biegeverformung die zugehörige Längsausdehnung im Abstand von der Schwerachse (beim Aufschüsseln am unteren Plattenrand) behindert



wird. Der Biegezwang infolge behinderter Knotenverdrehung kann somit alleine durch exzentrische Druckkräfte im Beton entstehen – unabhängig von der Eigensteifigkeit der Dübel. Diese exzentrische Druckspannung entspricht also einem „reinen“ Biegemoment und einer zentrischen Druckspannung.

Entsprechend seinem duktilen „Nachbruchverhalten“ kann der Beton bis zum kompletten Durchreißen unter dem Fugenschnitt noch Zugkräfte (im Riss) übertragen und so das übertragbare Biegemoment erhöhen.

Die Differenzierung zwischen dem Aufwölben und Aufschüsseln ist nicht nur wegen anderer zu berücksichtigender Temperaturgradienten (Erwärmung oder Abkühlung von oben) und der unterschiedlichen Wirkung des Eigengewichts im verformten Zustand erforderlich. Zusätzlich ist der Querschnitt in der geschnittenen Quer- bzw. Längsscheinfuge nicht symmetrisch. In der verdübelten Querscheinfuge („Fahrbahn längs“) ist die mögliche Exzentrizität der Druckkraft beim Aufwölben sehr klein. Ein größeres Biegemoment ist infolge Kontakt der unteren Plattenquerschnitte, also beim Aufschüsseln zu erwarten. Der Dübel selbst beeinflusst das Aufwölben bzw. Aufschüsseln ggf. in gleichem Maß.

In der verankerten Längsscheinfuge („Fahrbahn quer“) ist für den Biegezwang der wirksame Hebelarm entscheidend. Trotz der Ankerlage im unteren Drittelpunkt dürfte bei der Fugenschnitttiefe von 40 bis 45 % der Querschnittshöhe beim Aufschüsseln ein größeres Biegemoment entstehen als beim Aufwölben, da die Querschnittshöhe unter dem Anker mit 0,33 h größer ist als die „Resthöhe“ oberhalb des Ankers und unter dem Fugenschnitt ( $< 0,27 h$ ).

### 5.7.2 Fragestellung für die rechnerischen Untersuchungen

Aus den vorgenannten Überlegungen ergeben sich die folgenden Fragen zur Biegebeanspruchung von Betonfahrbahndecken:

- In welchem Maß ist bei gekoppelten Balken im Vergleich zu ungekoppelten Balken mit einer systematisch höheren Biegebeanspruchung zu rechnen?
- Welche Biegebeanspruchungen sind in Abhängigkeit der Betoneigenschaften und Deckendicke im System gekoppelter Balken bei elastischer Bettung (ohne Verbund zur Tragschicht) zu erwarten?
- Welchen Einfluss hat eine mögliche Zugkraftübertragung im Beton unter den gerissenen Scheinfugen (Nachbruchverhalten) auf die Biegebeanspruchung?
- Ist die Änderung der Biegebeanspruchung unter Berücksichtigung der Kopplung in den Scheinfugen proportional zur Änderung der Wärmedehnung oder des E-Moduls?

Mit der Methode der Finiten Elemente werden die Biegeverformungen und die Biegespannungen infolge von wirksamen Temperaturgradienten bei Variation der betontechnologischen und der systembedingten Einflussgrößen an zweidimensionalen Ersatzsystemen berechnet. Für die Berechnungen wurde ein am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der TU München vorhandenes FE-Programm verwendet, mit dem die Spannungsentwicklung in Betonbauteilen insbesondere infolge von Temperaturfeldern berechnet werden kann (FEMMASSE, Modul: HEAT) und in deren Datenbank Betonparameter einfach variiert werden können.

### 5.7.3 Berücksichtigte Randbedingungen und Betoneigenschaften

#### Tragschicht

Als Auflagerung der Betonbalken wird eine elastische Bettung mit unterschiedlichen Bettungsmoduln  $k$  modelliert:

- $k = 0,01 \text{ N/mm}^3$
- $k = 0,04 \text{ N/mm}^3$
- $k = 0,10 \text{ N/mm}^3$

Der Bettungsmodul  $k = 0,01 \text{ N/mm}^3$  simuliert eine sehr weiche Bettung und  $k = 0,1 \text{ N/mm}^3$  eine sehr steife Bettung (eine 20 cm hohe Betondecke drückt infolge Eigengewicht die steife Tragschicht gleichmäßig um ca. 0,05 mm zusammen, die weiche um ca. 0,5 mm). Kleinere Bettungsmoduln (und eine mögliche Plastifizierung der Tragschicht) verringern den Biegezwang und erhöhen die Biegeverformung. Der Bettungsmodul  $k = 0,04 \text{ N/mm}^3$  steht für den häufig verwendeten Kennwert für eine hydraulisch gebundene Tragschicht.

Ein ggf. temperatur- oder feuchteabhängiges Verhalten oder plastische Verformungen der Tragschicht werden hier nicht berücksichtigt.

In den rechnerischen Untersuchungen wird vereinfachend angenommen, dass zwischen Betondecke und Tragschicht kein Verbund besteht und die Reibung vernachlässigbar ist<sup>17</sup>. Der fehlende (bzw. zerstörte) Verbund wird durch eine auf Zug nachgiebige Bettung ( $k = 0,001 \text{ N/mm}^3$ ) modelliert.

#### Abmessungen der Betonbalken

Die verwendeten Abmessungen der Betonbalken wurden in Anlehnung an die Versuchsstrecke auf der A44 gewählt, vgl. auch Bild 5-49.

Die Stablängen für das verankerte System „Fahrbahn quer“ sind 4,50 m und 4,25 m für den zweiten und den

<sup>17</sup> ... wie dies bei einer Zwischenlage aus Geotextil zwischen Betondecke und Tragschicht zu erwarten ist.



Die effektive Verbundlänge des Ankers in der Betondecke ab Fugenmitte (vgl.  $l_{\text{Anker}, \epsilon=0}$  in Bild 5-51) wird mit 100 mm angenommen<sup>20</sup>.

Die in der gerissenen Querscheinfuge mittig eingebauten Dübel können aufgrund ihrer Eigensteifigkeit die gegenseitige Verdrehung der benachbarten Plattenenden theoretisch zwar behindern. Dazu wäre aber eine sehr kleine Einspannlänge des Dübels im Beton erforderlich, ab der ein vertikaler Kraftschluss zwischen Dübel und Beton besteht und keine relative Verdrehung zwischen Dübel und Beton mehr möglich wäre (vgl.  $l_{\text{Dübel}, \varphi=0}$  in Bild 5-51). Bei der angenommenen Einspannlänge von 50 mm kann die Wirkung der Dübel im zweidimensionalen Ersatzsystem vernachlässigt werden, vgl. Bild 5-53 und Anhang C - 5.

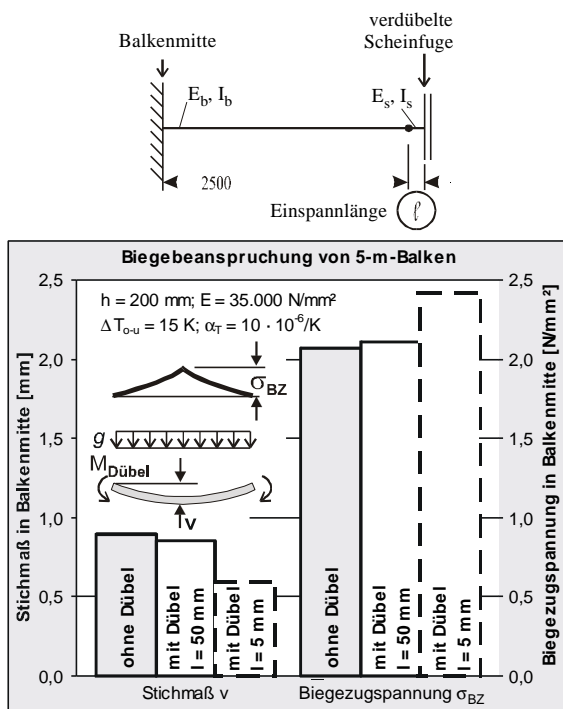


Bild 5-53: Bei einer angenommenen Einspannlänge von 50 mm ist der Einfluss der Eigensteifigkeit des Dübels auf die Biegebeanspruchung einer Betonfahrbahnplatte vernachlässigbar klein

### Wirksamer Temperaturgradient für die rechnerischen Untersuchungen

Für die rechnerischen Untersuchungen wurde für alle Querschnittsdicken einheitlich eine (äquivalente) Temperaturdifferenz zwischen Balkenober- und -unterseite von -15 Kelvin angenommen.

Die entsprechenden analytisch berechneten „kritischen Längen“ (für gelenkig gelagerte Betonbalken, Defini-

<sup>20</sup> Im mittleren Bereich von 200 mm ist der Anker mit einer mindestens 0,3 mm dicken Kunststoffbeschichtung zu versehen [2]

tion vgl. 2.3.1) sind für die fünf Modell-Betone in Abhängigkeit der Balkenhöhe in Bild 5-54 dargestellt. Bei einer Querschnittshöhe von 200 mm hat bei diesem hohen Temperaturgradienten demnach nur der Balken mit dem Beton „nf6\_E35-α08“ noch eine kritische Länge unter 5 m, womit alle anderen Betonbalken die gleiche Biegezugspannung infolge Eigengewicht aufweisen würden, vgl. auch Anhang C - 7. In Bild 5-55 sind für den hochfesten Straßenbeton „hl\_E40-α10“ die zugehörigen Stichmaße und Biegezugspannungen beim Aufschüsseln dargestellt. Im Vergleich zu der Annahme, dass die Betonfahrbahnplatte auf einer unendlich starren Tragschicht gelagert ist und zwischen den Einzelplatten keinerlei Kopplung besteht („Eigengewicht“, s. auch Anhang C - 8), wäre eine reale weiche Bettung hinsichtlich der Verformung bei kleineren, ein äußerer Biegezwang hinsichtlich der Biegezugspannung bei größeren Balkendicken maßgebend.

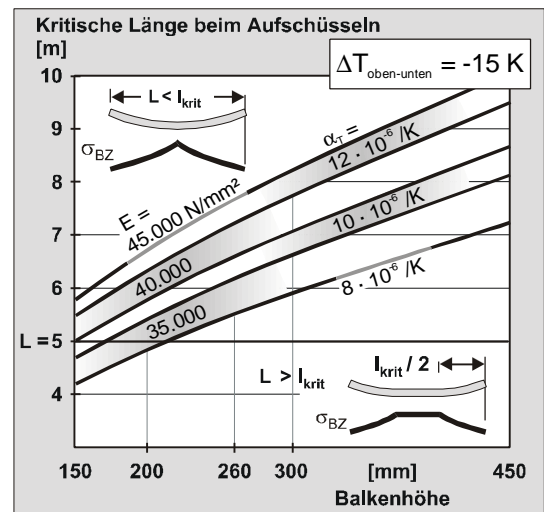


Bild 5-54: „Kritische Längen“ für einen wirksamen Temperaturgradienten von -15 K zwischen Ober- und Unterseite bei Balkenhöhen von 15 bis 45 cm

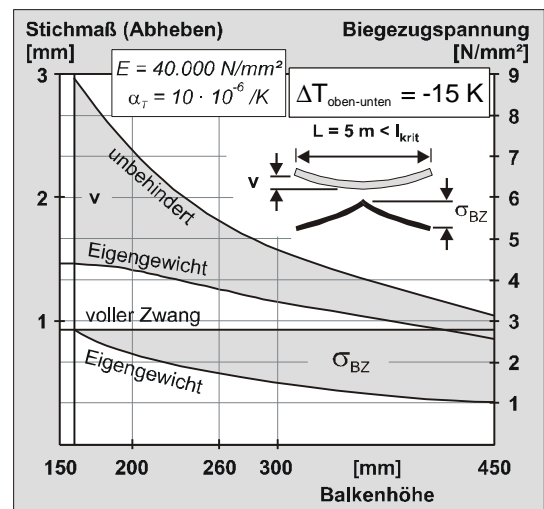


Bild 5-55: Stichmaße v und Biegezugspannungen  $S_{BZ}$  in Abhängigkeit von der beim Abheben des Balkens von der starren Unterlage; rechnerisch nach [34]

5.7.4 Zweidimensionale Ersatzsysteme

System „Fahrbahn längs“ - verdübelte Fugen

Das für die FE-Berechnungen verwendete statische System „Fahrbahn längs“ ist in Bild 5-56 dargestellt, die Übertragung in das Rechenprogramm in Bild 5-58. Nach dem Reißen der Fugen kann unter dem Fugenschnitt (Querschnitt um 30% reduziert) ein Biegemoment durch eine außermittige Druckkraft übertragen werden, in Abhängigkeit des Nachbruchverhaltens auch zusätzlich durch eine Zugkraftübertragung im Beton bei fortschreitender Rissöffnung.

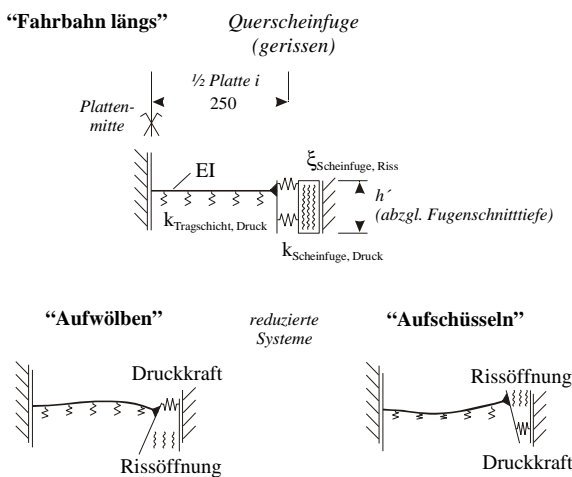


Bild 5-56: Statisches System für die FEM-Modelle der „Fahrbahn längs“ mit elastischer Bettung ohne Verbund zur Tragschicht

„Fahrbahn quer“ - verankerte Fugen

Das für die FE-Berechnungen verwendete statische System „Fahrbahn quer“ der elastisch gebetteten Balkenkette ist in Bild 5-59 dargestellt, die Übertragung in das Rechenprogramm zeigt Bild 5-57. Bis zum

Reißen der Scheinfugen verhält sich das System wie ein elastisch gebetteter Einfeldträger mit einem linear-elastischen Biegespannungszustand im Betonquerschnitt und höheren Spannungen in dem (um 40%) reduzierten Querschnitt unter dem Fugenschnitt (vgl. Bild 5-23). Nach dem Reißen der Fuge ist die Größe des in der Fuge übertragbaren Biegemoments maßgeblich von dem Abstand zwischen Zugfeder (Anker) und Druckfeder (Betondruckzone) abhängig, wobei auch hier das Nachbruchverhalten des Betons, d.h. eine Zugkraftübertragung im Beton bei fortschreitender Rissöffnung, eine höhere Biegesteifigkeit der Scheinfuge bedeutet.

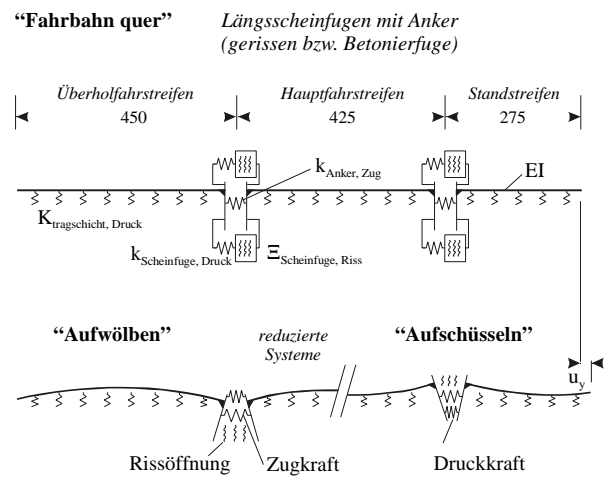


Bild 5-57: Statisches System für die FEM-Modelle der „Fahrbahn quer“ mit verankerten Scheinfugen und elastischer Bettung ohne Verbund zur Tragschicht

Für die Fahrbahn quer war hier eine Modellierung in zwei Ebenen erforderlich: der die Zugkraft übertragende Anker (ohne Verbund im Fugenbereich) wurde in der Ebene 1 modelliert, der Plattenkontakt, d.h. die Druckkraftübertragung im Beton, in der Ebene 2, vgl. Bild 5-59.

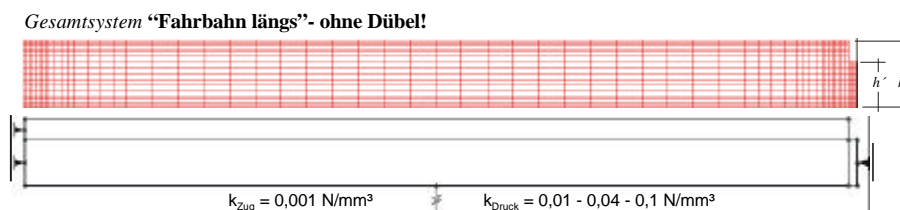


Bild 5-58: Knotenraster (oben) und linienförmige Auflagerbedingungen der Einzelelemente (unten) für die FE-Berechnungen am halben 5-m-Balken

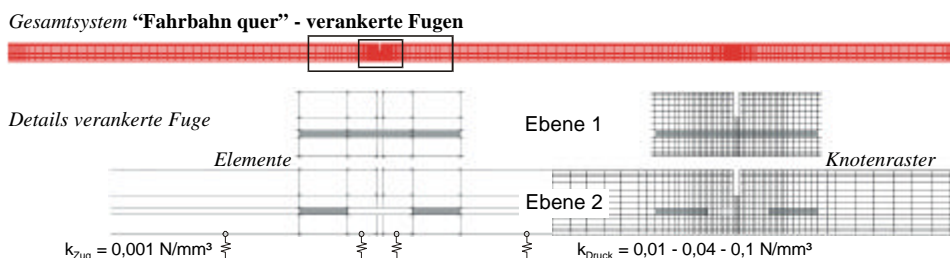


Bild 5-59: Knotenraster (oben) und Elemente im Bereich der Längsscheinfugen im System „Fahrbahn quer“ für die FE-Berechnungen

### 5.7.5 Ergebnisse zur Biegebeanspruchung im gekoppelten System „Fahrbahn längs“ - verdübelte Fugen

#### Grad der Behinderung in der Scheinfuge

Mit einer Behinderung der Biegeverformung infolge behinderter Knotenverdrehung in den Querscheinfugen ergibt sich sowohl eine höhere maximale Biegezugspannung an der Oberseite in Balkenmitte als auch ein veränderter Spannungsverlauf über die Balkenlänge, vgl. Bild 5-60.

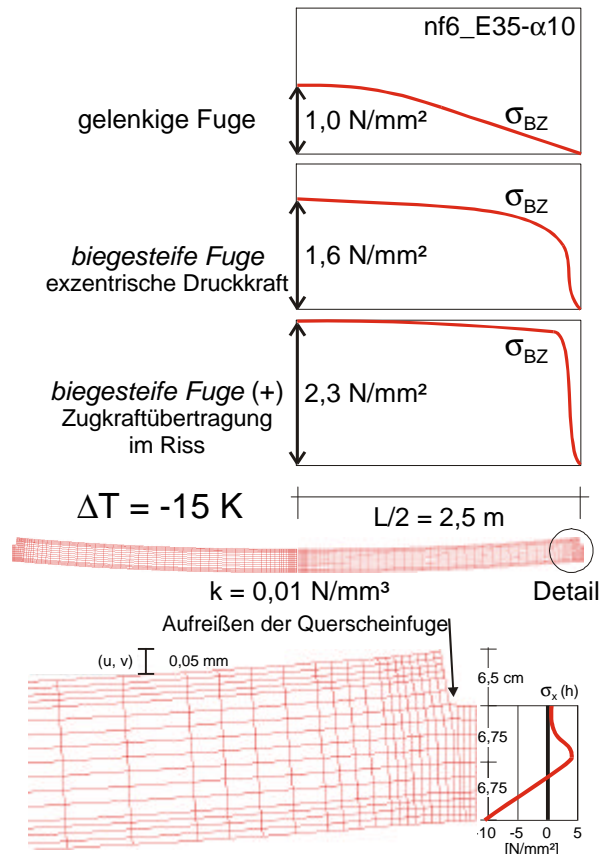


Bild 5-60: Rechnerischer Verlauf der Biegezugspannung an der Oberseite der (halben) Betonbalken in Abhängigkeit der Behinderung einer Biegeverformung in der Scheinfuge

Bei dieser „weichen“ elastischen Bettung von  $k = 0,01$  erfährt der am Ende gelenkig gelagerte Balken ( $h = 200$  mm) nur eine maximale Biegezugspannung von  $1,0$  N/mm<sup>2</sup> im Vergleich zu dem analytisch berechneten Wert von  $2,2$  N/mm<sup>2</sup> für den starren Untergrund, vgl. Bild 5-62.

Bei einem möglichen Druckkontakt an der Balkenunterseite erreicht der Balken im Vergleich zur „gelenkigen Fuge“ einen um 60 % höheren Wert. Auf mehr als den doppelten Wert erhöht sich die Biegezugspannung, wenn für den Beton das duktile Versagen angenommen wird, d.h. er im Rissquerschnitt noch Längszugkräfte aufnehmen kann. In diesem Fall überschreitet die maximale Biegezugspannung sogar

den für starren Untergrund berechneten Wert, der hier für eine kritische Länge von  $5,5$  m berechnet wurde. Der zugehörige Längsspannungsverlauf  $\sigma_x$  (unter dem Fugenschnitt) ist über die Höhe – ebenfalls exemplarisch für diesen Lastfall – in Bild 5-60 unten dargestellt.

In Bild 5-61 und Bild 5-62 sind die rechnerischen Biegebeanspruchungen der  $200$  mm dicken Betonbalken infolge eines wirksamen linearen Temperaturgradienten von  $15$  Kelvin für die 5 „Modell“-Betone dargestellt. In Abhängigkeit der unterschiedlichen E-Moduln und Wärmedehnzahlen sind die Werte für die drei unterschiedlichen Behinderungsgrade der Biegeverformung in der Fuge bei elastischer Bettung ( $k = 0,01, 0,04$  und  $0,1$  N/mm<sup>3</sup>). Für die gelenkige Fuge sind zusätzlich die analytisch berechneten Werte für die starre Bettung aufgeführt.

Je weicher die Bettung wird, desto weniger hebt der Balken „aus der Bettung“ ab und es wird weniger Eigengewicht aktiviert. Dementsprechend sind die Werte der Biegeverformung größer mit weicherer Bettung und die Biegezugspannungen kleiner.

Die kritischen Längen der Balken sind ab dem Beton nf\_E35- $\alpha 10$  oberhalb von  $5$  m. Auf der starren Unterlage und bei dem vorgegebenen wirksamen Temperaturgradienten von  $15$  Kelvin über die Querschnittshöhe liegen demnach alle Balken planmäßig in ihrer Mitte linienförmig auf. Bei der Annahme einer „gelenkigen Fuge“ stimmen die Werte des Aufschüsselns bei der harten Bettung ( $k 0,1$ ) mit den Werten für die starre Bettung annähernd überein, der etwas größere Auflagerungsbereich bewirkt aber eine deutlich kleinere Biegezugspannung.

Bei der „biegesteifen Fuge“ (exzentrische Druckkraft) sind die Linien für die maximale Biegezugspannung untereinander und zur Linie der kritischen Länge annähernd parallel. Die maximale Biegezugspannung steigt hier etwa gleichmäßig bei einer um  $2 \cdot 10^{-6}$  /K höheren Wärmedehnzahl oder bei einem um  $5.000$  N/mm<sup>2</sup> höheren E-Modul. Die Biegeverformung wird hier aber durch die höheren Wärmedehnzahlen beeinflusst.

Wenn der Betonquerschnitt in der Scheinfuge keinen durchgehenden Riss aufweist bzw. wenn im Riss eine Zugkraft übertragen werden kann, sind die Biegeverformungen entsprechend der größeren Behinderung in der Fuge noch kleiner. Die jeweils höheren Werte des Stichmaßes bei den Betonen „nf\_E35- $\alpha 10$ “ und „hl\_E40- $\alpha 12$ “ sind auf ein tiefergehendes Einreißen des Betonquerschnitts von oben zurückzuführen, weil diese Betone im Vergleich zum „Nachbar“ eine höhere Wärmedehnzahl und damit eine höhere Biegebeanspruchung bzw. eine kleinere Biegezugfestigkeit aufweisen. Die zugehörigen Biegezugspannungen in Balkenmitte sind bei diesen beiden Betonen entsprechend kleiner, vgl. Bild 5-61 und Bild 5-62 jeweils rechts.

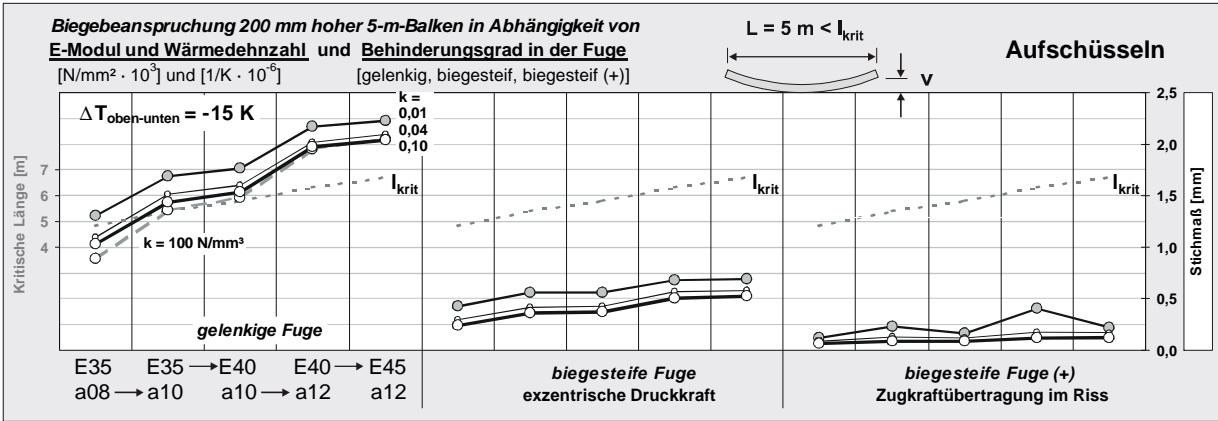


Bild 5-61: Rechnerischer Verlauf des Aufschüßelns (Stichmaß  $v$ ) der Betonbalken bei unterschiedlichen Betonen ( $E$  und  $\alpha_T$ ) und Biegesteifigkeiten der Scheinfuge ( $h = 200 \text{ mm}$ )

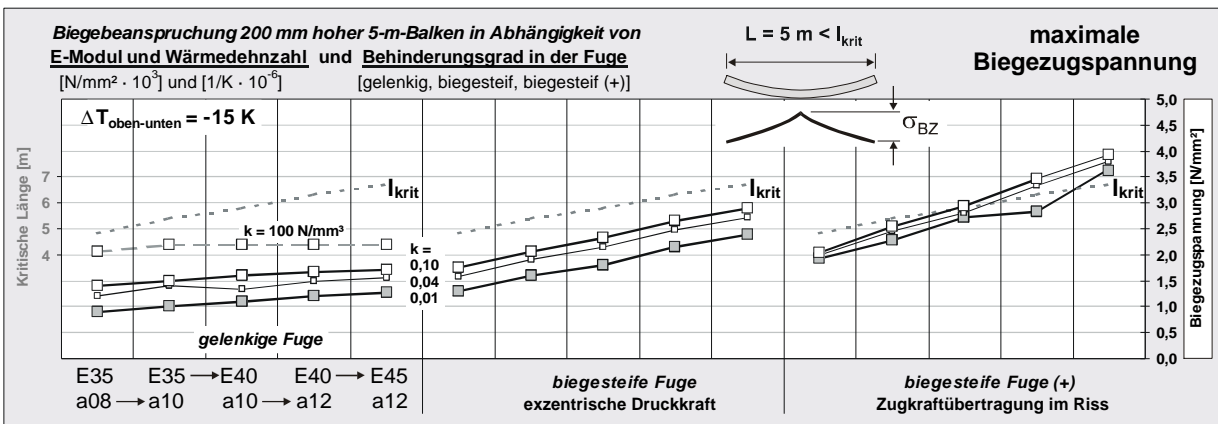


Bild 5-62: wie oben, aber rechnerisch maximale Biegezugspannung an der Oberseite der (halben) Betonbalken

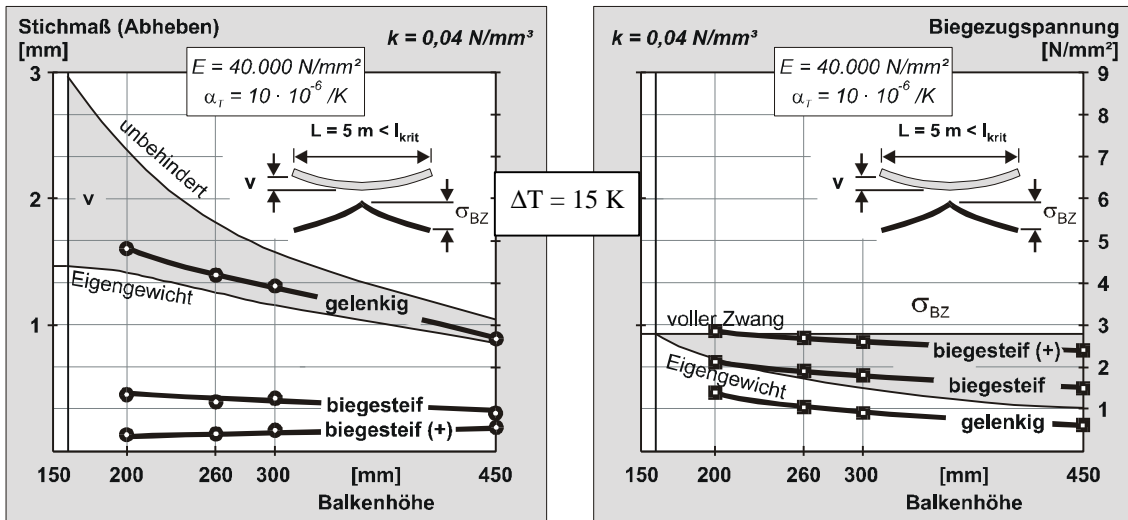


Bild 5-63 und Bild 5-64: Mit FEM berechnetes Aufschüßeln (links) und berechnete Biegezugspannung (rechts) gelenkig gelagerter und gekoppelter Balken bei elastischer Bettung:  $k = 0,04 \text{ N/mm}^3$ ; (biegesteif: exzentrische Druckkraft in der Scheinfuge; biegesteif (+): duktiles Nachbruchverhalten).

In Bild 5-63 ist der Einfluss der Balkenhöhe auf die Biegeverformung bei einem konstantem Temperaturunterschied zwischen oben und unten dargestellt. Entsprechend der Annahme einer gelenkigen Lagerung der Einzelplatten ist das zu erwartende Aufschüßeln bei einer elastischen Bettung von  $k = 0,04 \text{ N/mm}^3$  geringer mit höheren Deckendicken.

Eine exzentrische Druckkraft an der Balkenunterseite (biegesteif) und eine ggf. zusätzliche Zugkraftübertragung im Beton (biegesteif (+)) behindern die Biegeverformungen (bezogen auf den gelenkigen Balken) umso mehr, je dünner der Betonbalken ist. Auf das absolute Stichmaß beim Aufschüßeln hat die Balkenhöhe aber nur noch einen vernachlässigbaren Einfluss.

Die maximale Biegezugspannung an der Balkenoberseite dagegen war in den Berechnungen immer etwas kleiner bei größeren Balkenhöhen. Der Einfluss der Plattendicke ist aber im Vergleich zum Einfluss der Kopplung in der Scheinfuge klein. So kann eine exzentrische Druckkraft im gekoppelten System die Biegezugspannung um etwa 1 N/mm<sup>2</sup> erhöhen, eine zusätzliche Zugkraftübertragung unter dem Fugenschnitt nochmals um 1 N/mm<sup>2</sup>.

Mittlere Erwärmung oder Abkühlung der Betonfahrbahndecke

In Abschnitt 5.7.1 wurde bereits darauf hingewiesen, dass bei einer mittleren Erwärmung oder Abkühlung über den Balkenquerschnitt die Biegezugspannung kleiner wird, vgl. und Bild 5-65.

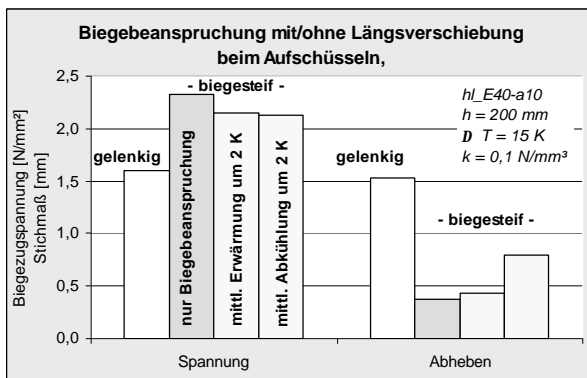


Bild 5-65: Einfluss der mittleren Temperaturänderung im Querschnitt auf die Biegebeanspruchung beim Aufschüsseln mit exzentrischer Druckkraft unten (biegesteif) im Vergleich zur Biegebeanspruchung ohne Behinderung in der Fuge (gelenkig)

Eine mittlere Erwärmung um 2 K führt bereits zu einer um 0,2 N/mm<sup>2</sup> reduzierten Biegezugspannung. Die zugehörige Biegeverformung bleibt weiter deutlich kleiner als für den „gelenkig“ gelagerten Balken, ist aber trotz der Wirkung dieser Druckvorspannung nicht kleiner, sondern sogar geringfügig größer. Eine mittlere Abkühlung des Systems bewirkt dagegen ein um 0,4 mm höheres Stichmaß beim Aufschüsseln. Die Biegezugspannung wird hier im gleichen Maße abgemindert wie bei der mittleren Erwärmung. Beide Temperaturänderungen haben aber infolge der „biegesteifen“ Querscheinfuge noch eine um rd. 0,5 N/mm<sup>2</sup> höhere Biegezugspannung als der „gelenkig“ gelagerte Balken.

Eine hohe mittlere Erwärmung kann insbesondere dann auftreten, wenn eine Betonfahrbahndecke im Winter bei niedriger Temperatur hergestellt wurde (hier 5 °C) und im Sommer stark erwärmt wird. Tritt dann zusätzlich ein linearer Temperaturgradient über die Querschnittsdicke auf, kann keine Zugdehnung oder –spannung auftreten, weil der Querschnitt überdrückt ist. Die Verformung trotz Biegebeanspruchung

ist entsprechend klein, die Druckspannung unmittelbar unter dem Fugenschnitt wird allerdings sehr hoch und entsprechend die Schubspannung am Kerbgrund neben dem Fugenschnitt, vgl. Bild 5-66.

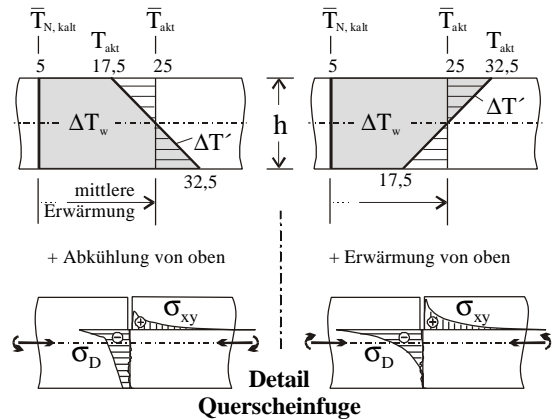


Bild 5-66: Druck- und Schubspannung bei einer Überdrückung der Fuge infolge einer mittleren Erwärmung um 20 K und zusätzlichem negativem (links) oder positivem (rechts) Temperaturgradient

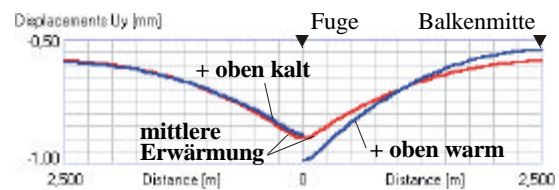
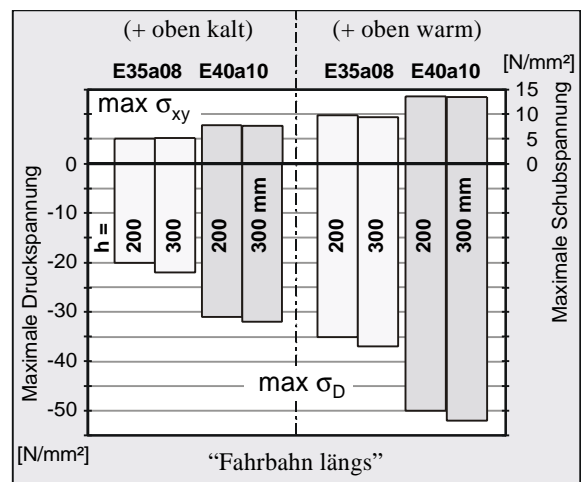


Bild 5-67: Druck- und Schubspannung unter und neben der Querscheinfuge infolge Überdrückung und Temperaturgradient (vgl. Bild 5-66) bei unterschiedlicher Deckendicke

In Bild 5-67 sind die berechneten maximalen Druck- und Schubspannungen infolge der mittleren Erwärmung bei zusätzlicher Abkühlung oder Erwärmung von oben dargestellt. Während das aus der Abkühlung von oben resultierende Biegemoment die Druckspannung unmittelbar unter der Fuge vermindert, führt eine zusätzliche Erwärmung von oben zu einer Erhöhung der maximalen Druckspannung zusammen mit einer größeren Biegeverformung. Erwartungsgemäß sind hier der E-Modul und die Wärmedehnzahl maßgebend.

**Aufschüsseln und Aufwölben**

Im Vergleich zum Aufschüsseln hat sich bei dem Aufwölben erwartungsgemäß ein kleinerer Einfluss „biegesteifen“ Querscheinfuge und auch ein kleinerer Einfluss der elastischen Bettung auf die Biegezugspannung gezeigt, vgl. Bild 5-68. Die Biegezugspannung des aufschüsselnden Balkens wird ohne eine Behinderung der Biegung in der Fuge infolge der elastischen Bettung ( $k = 0,1 \text{ N/mm}^3$ ) um rd.  $0,5 \text{ N/mm}^2$  kleiner, beim Aufwölben um  $0,25 \text{ N/mm}^2$ . Besonders im Vergleich der Biegezugspannungen bei der elastischen Bettung wird deutlich, dass die beim Aufschüsseln exzentrische Druckkraft an der Plattenunterseite

ein deutlich größeres zusätzliches Moment in den Balken einträgt als beim Aufwölben die exzentrische Druckkraft unter dem Fugenschnitt (mit kleinerem Hebelarm).

In Bild 5-69 ist die entsprechende Auswirkung der elastischen Bettung und der biegesteifen Lagerung in der Fuge auf die Biegeverformung dargestellt. Sowohl bei dem Aufwölben wie auch bei dem Aufschüsseln ergeben sich für die Einzelplatten (gelenkig) etw. größere Verformungen bei elastischer Bettung. Die behinderte Biegeverformung durch die exzentrische Druckkraft in der Querscheinfuge ist aber beim Aufschüsseln mit  $\Delta v_{\text{behindert}} = 1,2 \text{ mm}$  dreifach größer als beim Aufwölben mit  $\Delta v_{\text{behindert}} = 0,4 \text{ mm}$ .

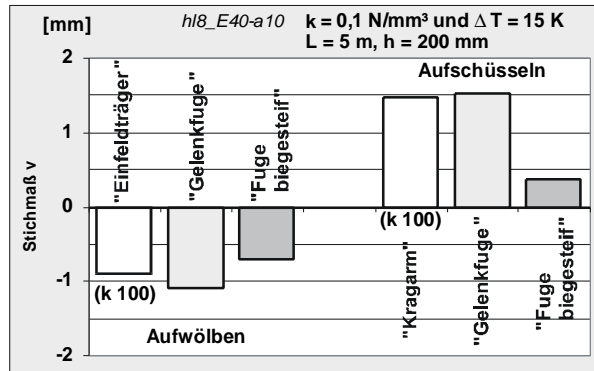
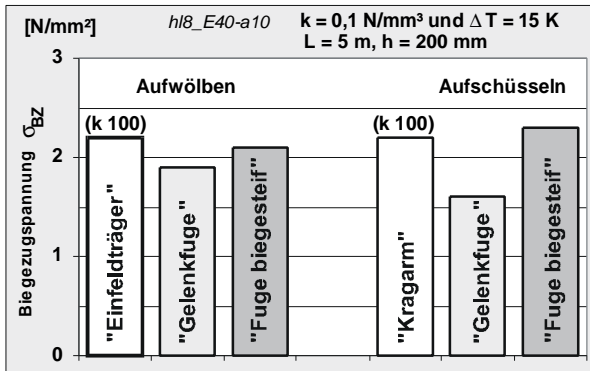


Bild 5-68 und Bild 5-69: Die maximale Biegezugspannung (links) ist beim Aufschüsseln stärker als beim Aufwölben von den Randbedingungen abhängig (Bettung und Biegesteifigkeit der Fuge). Das Aufschüsseln (rechts) wird v.a. beim Aufschüsseln maßgeblich von der Biegesteifigkeit in der Fuge beeinflusst

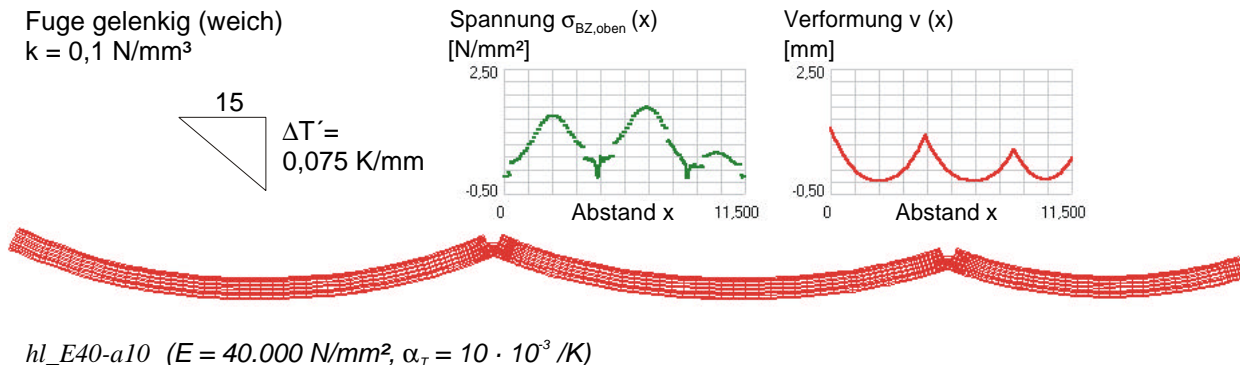
**5.7.6 Ergebnisse zur Biegebeanspruchung im gekoppelten System „Fahrbahn quer“ – verankerte Fugen**

Das Verformungsverhalten und der Verlauf der Biegezugspannung hängt von der Systemgeometrie, von der Bettung und der Biegesteifigkeit in den Längsscheinfugen ab.

in der Fuge kein Biegemoment übertragen wird. In Bild 5-70 ist die Biegebeanspruchung einer „Balkenkette“ mit  $h = 200 \text{ mm}$  für den Beton „hl\_E40- $\alpha 10$ “ infolge einer Temperaturdifferenz von  $\Delta T_{\text{oben-unten}} = -15 \text{ K}$  dargestellt. Der mittlere Balken erfährt trotz seiner geringeren Länge von  $4,25 \text{ m}$  eine um  $0,25 \text{ N/mm}^2$  höhere Biegezugspannung an der Oberseite als der äußere Balken mit  $l = 4,50 \text{ m}$ .

Die rechnerischen Untersuchungen bestätigen, dass für das System „Fahrbahn quer“ eine Biegebeanspruchung wie in (gelenkig gelagerten) Einzelplatten offensichtlich auch dann nicht angenommen werden kann, wenn

In Tabelle 5-1 sind die maximalen Biegezugspannungen an den Balkenoberseiten der beiden „Fahrstreifen“ und des „Standstreifens“ des Betons „hl\_E40- $\alpha 10$ “ für  $k = 0,01$  und  $0,1 \text{ N/mm}^3$  aufgelistet.

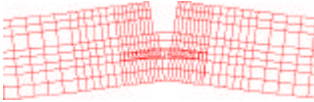


hl\_E40-a10 ( $E = 40.000 \text{ N/mm}^2$ ,  $\alpha_T = 10 \cdot 10^{-3} / \text{K}$ )

Bild 5-70: Biegebeanspruchung des Systems „Fahrbahn quer“ infolge der Kopplung der Platten; die Längsscheinfugen sind hier biegeweich (wird durch ein Element unter dem Fugenschnitt mit  $E = 0$  simuliert)



Tabelle 5-1: Maximale Biegezugspannungen an den Oberseiten der Balken im System „Fahrbahn quer“ bei einer Biegebeanspruchung infolge einer wirksamen Abkühlung von oben um 15 K (innerhalb 4 h)

„Fahrbahn quer“ hl_E40-a10				
$k_{\text{Tragschicht, Druck}}$	"Verhalten der Fuge"	max $S_{BZ}$	max $S_{BZ}$	max $S_{BZ}$
[N/mm <sup>3</sup> ]		Überhol- fahrstreifen <sup>1</sup>	Haupt- fahrstreifen <sup>2</sup>	Stand- streifen <sup>3</sup>
[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
k = 0,1	gelenkig (weich)	<b>1,37</b>	<b>1,24</b>	<b>0,58</b>
k = 0,1	biegesteif	<b>1,63</b>	<b>1,85</b>	<b>0,69</b>
wie o.li. Fuge gerissen, re. Fuge "biegesteif (+)" <sup>4</sup> (2,9h)		<b>1,62</b>	<b>2,75</b>	<b>1,95</b>
k = 0,1	biegesteif (+)	<b>2,50</b>	<b>3,00</b>	<b>1,94</b>
wie o., li. Fuge gerissen (2,9h)		<b>1,97</b>	<b>2,70</b>	<b>1,69</b>
wie o, li+re Fuge gerissen (4h)		<b>1,68</b>	<b>1,98</b>	<b>0,59</b>
k = 0,01	gelenkig (weich)	<b>0,76</b>	<b>0,76</b>	<b>0,31</b>
k = 0,01	biegesteif (+)	<b>2,25</b>	<b>2,80</b>	<b>1,69</b>
wie o., li. Fuge gerissen (4h)		<b>1,06</b>	<b>2,25</b>	<b>1,54</b>
wie o., Anker mittig (4h)		<b>1,81</b>	<b>2,45</b>	<b>1,54</b>

<sup>1</sup> L = 4,50 m    <sup>2</sup> L = 4,25 m    <sup>3</sup> L = 2,75 m

<sup>4</sup> z.B. Betonierfuge zwischen Haupt- und Überholfahrstreifen bei streifenweiser Erneuerung

Es wird deutlich, dass eine Berücksichtigung der Biegesteifigkeit in der Fuge in Fahrbahnquerrichtung den wesentlichen Einfluss auf die resultierende Biegezugspannung hat. Eine maßgebliche Verringerung der Biegezugspannung tritt bei allen Betonen erst auf, wenn beide Fugen aufgerissen sind.

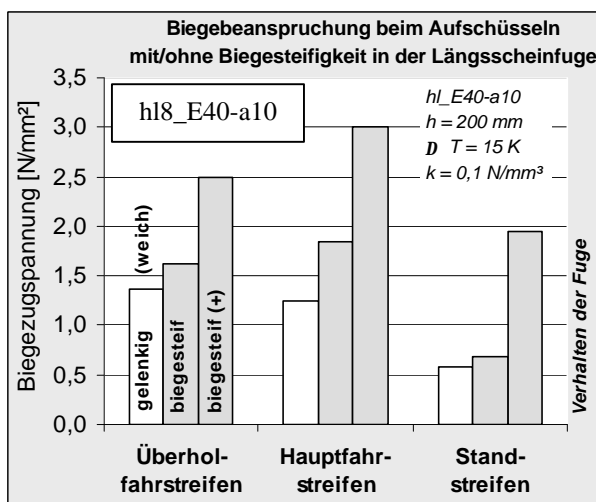


Bild 5-71: Vergleich der Biegezugspannungen in den gekoppelten Balken abhängig von der Biegesteifigkeit der Längsscheinfuge

In Bild 5-71 sind vergleichend die maximal auftretenden Biegezugspannungen in den gekoppelten Balken in Abhängigkeit der Biegesteifigkeit in den Fugen dargestellt.

Nur durch die Kopplung der Balken und die daraus resultierende Behinderung des Aufschüsselns erhöht sich die Biegezugspannung in allen Balken, am stärksten aber im mittleren „Hauptfahrstreifen“. Hier ergibt sich im Vergleich zum frei drehbaren Balkenende ein um 0,6 N/mm<sup>2</sup> höherer Wert. Wenn zudem eine Zugspannungsübertragung im (ggf. gerissenen) Betonquerschnitt unter der Längsscheinfuge berücksichtigt wird, entspricht die maximale Biegezugspannung im mittleren Balken sogar dem Wert für die volle Temperaturspannung (voller Zwang) von  $\Delta T \cdot \alpha_T \cdot E = 7,5K \cdot 10 \cdot 10^{-6}/K \cdot 40 \cdot 10^3 N/mm^2 = 3 N/mm^2$ .

In diesen rechnerischen Untersuchungen ohne eine Verkehrslast reißen die Fugen („insbesondere des Standstreifens“) erst bei sehr hohen wirksamen Temperaturgradienten, entsprechend der für den Beton angenommenen Biegezugfestigkeit von 6,5 N/mm<sup>2</sup> für hl8\_E40-a10“ wird, verbunden mit der Spannungs-Rissöffnungsbeziehung aus Abschnitt 5.7.3.

In Bild 5-72 sind die Verformungsfiguren der Balken und der Verlauf der Biegezugspannung an der Ober-

seite über die gesamte Fahrbahnbreite für zwei unterschiedliche wirksame Temperaturgradienten dargestellt. Bei der hohen wirksamen Temperaturdifferenz von  $-15\text{ K}$  ist der Riss in der Längsscheinfuge zwischen Hauptfahrstreifen und Standstreifen bereits teilweise geöffnet, aber der Beton (oberhalb des Ankers) überträgt noch eine Zugkraft im Riss. Bei dem kleineren Temperaturgradienten von  $7\text{ K}$  (Bemesungsgradient  $\Delta T' = 0,035\text{ K/mm}$ ) war die Betonzugspannung rechnerisch noch im elastischen Bereich, so dass die maximale Biegezugspannung in dem „langen“ Balken auf der Seite des Hauptfahrstreifens entsteht. Der mittlere Balken verhält sich in diesem Fall annähernd als voll eingespannter Träger.

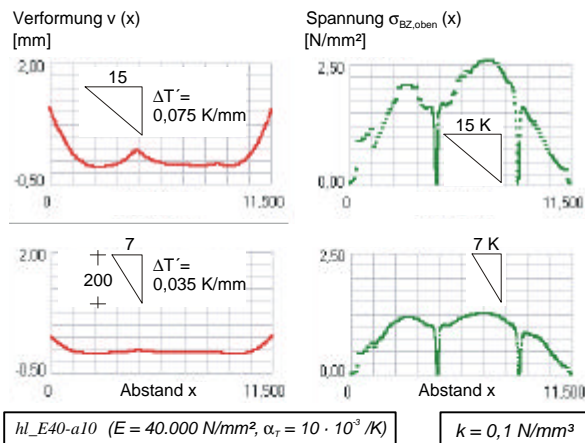


Bild 5-72: Biegebeanspruchung der „Fahrbahn quer“ des Betons „hl\_E40-a10“ bei unterschiedlich hohen Temperaturgradienten

## 5.8 Zusammenfassung der Untersuchungen zur Tragfähigkeit und Folgerungen

Bei Betonfahrbahndecken mit einer erhöhten Biegezugfestigkeit des eingesetzten Betons ist auch mit einer entsprechend erhöhten Tragfähigkeit zu rechnen. Der Gewinn an Biegezugfestigkeit darf hierzu aber nicht durch eine höhere Biegebeanspruchung infolge veränderter Betoneigenschaften wieder verbraucht werden. Weiter müssen der wirtschaftliche Einbau mit dem Gleitschalungsfertiger und ein ausreichendes Zeitfenster zum Schneiden der Scheinfugen als Sicherheit gegen wilde Risse gewährleistet sein.

Hierzu wurden im Labor Untersuchungen zur Reißneigung im jungen Alter, zum E-Modul, zur Biegezugfestigkeit sowie zur Biegeverformung durchgeführt. Das Praxisverhalten wurde im Rahmen einer Versuchsstrecke beobachtet, wobei auch Proben für vergleichende Untersuchungen entnommen wurden. Mithilfe der Finite-Elemente-Methode wurde dann rechnerisch die Biegebeanspruchung von zweidimensionalen Betonbalken unter Berücksichtigung unterschiedlicher Elastizitätsmoduln und Wärmedehnzahlen sowie einer möglichen Kopplung in den Scheinfugen untersucht.

Die untersuchten Hochleistungs-Straßenbetone hatten

Wasser/Bindemittel-Werte (w/b) von 0,30 bis 0,36 und Bindemittelgehalte von 400 bis 450 kg/m<sup>3</sup>; verwendet wurde Portlandzement CEM I 32,5 R, der ggf. zu 4 % durch Silikastaub und orientierend zusätzlich zu 20 % durch Flugasche ersetzt wurde. Der Sand war feinsteilarter Natur sand und der Grobzuschlag Hartsteinsplitt mit einem Größtkorn von 16 oder 22 mm. Alle Betone wurden mit 5% Luftporen hergestellt.

### Einbaufähigkeit

Die Verarbeitbarkeit des Hochleistungs-Straßenbetons hat sich in der Praxis bereits bewiesen. Der Beton mit einem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,34 und 4 % Silikastaub erforderte allerdings in allen Phasen vom Mischen bis zum Texturieren einen höheren Aufwand als der normalfeste Straßenbeton (w/z = 0,41).

### E-Modul

Hochleistungs-Straßenbeton hat mit rd. 40.000 N/mm<sup>2</sup> i.d.R. einen deutlich höheren E-Modul als normalfester Straßenbeton mit 30.000-35.000 N/mm<sup>2</sup>, ist aber maßgeblich vom E-Modul des Zuschlags abhängig. Durch die Verwendung sehr steifer Zuschläge können um bis zu 5.000 N/mm<sup>2</sup> höhere Werte erreicht werden.

### Zentrische Beanspruchung im jungen Alter

Die Reißneigung von Hochleistungs-Straßenbeton ist deutlich höher als die von normalfestem Straßenbeton. Die hohen zentrischen Zwangspannungen sind zum großen Teil auf den höheren E-Modul, auf die gleichzeitig geringere Relaxation und auf das (zusätzliche) autogene Schwinden des Hochleistungs-Straßenbetons zurückzuführen. Nur zum kleinen Teil wirkt sich die etwas schnellere Entwicklung der Hydratationswärme ungünstig aus, wobei ohnehin im ungünstigen Fall des Einbaus im Sommer die Außentemperatur und ggf. die Sonneneinstrahlung dominant sind: nach hoher Erwärmung der am Morgen hergestellten Fahrbahndecke mit nur geringem Druckspannungsaufbau treten bei der Abkühlung am Abend mit inzwischen hohem E-Modul und geringer Relaxation vergleichsweise hohe Zugspannungen auf.

Der Hochleistungs-Straßenbeton mit einem sehr geringen w/z-Wert von 0,30 und Silikastaub zeigte bei einem ungünstigen tagesrhythmischen Temperaturverlauf (tagsüber Erwärmung – abends Abkühlung) eine ausreichende Zugfestigkeit bei der kritischen Abkühlung um rd. 15 Kelvin am Ende des ersten Temperaturzyklus (erster Abend, zentrische Zugspannung: 1,3 N/mm<sup>2</sup>) und somit eine ausreichend geringe Reißneigung.

Bei einem Anteil von 20 % Flugasche am Bindemittelgehalt war zudem die Reißneigung deutlich geringer; die Flugasche lieferte erwartungsgemäß keinen zusätzlichen Beitrag zur Zwangspannungsentwicklung, bewirkte aber gleichzeitig eine fast identische Rissspannung.

### Biegezugfestigkeit

Die Biegezugfestigkeit von Hochleistungs-Straßenbeton im Alter von 28 Tagen nach Lagerung unter Wasser war im Vergleich zum normalfesten Referenzbeton ( $6 \text{ N/mm}^2$ ;  $w/z = 0,45$ ) um 2,2 bis  $3,6 \text{ N/mm}^2$  höher. Der maßgebliche Einfluss war hier der Wasser/Bindemittel-Wert, d.h. die höchsten Werte wurden hier mit dem  $w/b$ -Wert von 0,30 erreicht. Eine weitere Erhöhung ist durch einen teilweisen Ersatz des Zements durch Silikastaub zu erreichen, dessen Gehalt für eine ausreichende Verarbeitbarkeit aber nach oben zu begrenzen ist (auf 4-5 % vom Bindemittelgehalt).

Nach einem stetigen Austrocknen an der Biegezugseite (ab einem Alter von 3 Tagen bei 65 % r.F.) haben sich unabhängig vom Referenzwert (Alter = 28 d, Lagerung unter Wasser) um mehr als  $3,0 \text{ N/mm}^2$  geringere Biegezugfestigkeiten ergeben. Bei einer Lagerung im Freien ab der Herstellung und ohne Nachbehandlung ergab sich nur eine um  $0,7 \text{ N/mm}^2$  geringere Biegezugfestigkeit (Ref.:  $9,6 \text{ N/mm}^2$ ). Die einwirkende Feuchte der Außenluft war dabei im Mittel zwar vergleichbar (65 % r.F.), aber wechselnd zwischen 40 % r.F. und 95 % r.F. (bei Regen).

### Lastunabhängige Biegeverformung

Beim Hochleistungs-Straßenbeton ist infolge einseitigen Austrocknens i.d.R. mit einer deutlich geringeren Biegeverformung zu rechnen als beim normalfesten Straßenbeton. Am 15 cm hohen Balken, der ab dem Alter von 3 Tagen bei 65 % r.F. austrocknen konnte, ergaben sich nur halb so große Biegeverformungen.

Ein sehr frühes Austrocknen an der Oberfläche (nach einem Tag) hat aber sogar etwas höhere Biegeverformungen des Hochleistungs-Straßenbetons zur Folge gehabt. Offenbar konnte sich demnach auch beim Hochleistungs-Straßenbeton (trotz des geringen  $w/b$ -Wertes von nur 0,34) ein relevanter Feuchtegradient ausbilden, solange ein Teil des Wassers noch nicht durch die Hydratation gebunden war.

Wegen der stark zeitabhängigen Austrocknung ist gleichzeitig mit der auftretenden Biegeverformung mit einem Kriechen bzw. mit Relaxation in der Betonfahrbahnplatte zu rechnen, d.h. ein Großteil der gemessenen Verformungen insbesondere bei einem jungen „Belastungsalter“ tritt unter Praxisbedingungen nicht auf. Gleichzeitig ist zu berücksichtigen, dass die Feuchteänderung auf einen Randbereich von wenigen Zentimetern begrenzt ist, und dass deshalb die Biegeverformung infolge einseitigen Austrocknens umso geringer wird, je dicker die Fahrbahndecke ist.

Beobachtungen zum Verformungsverhalten an Balken, die im Freien lagerten, haben gezeigt, dass sich ein sehr viel höherer wirksamer Temperaturgradient als  $0,035 \text{ K/mm}$  anzunehmen ist, wenn z.B. ein während der Erhärtung eingepprägter positiver Temperaturgradient (oben warm) und insbesondere eine schnelle Abkühlung infolge eines Gewitterregens auf die warme Betondecke berücksichtigt werden.

### Biegebeanspruchung (rechnerisch)

Insbesondere bei hohen wirksamen Temperaturgradienten ist die Biegezugspannung in Plattenmitte unabhängig vom E-Modul und von der Wärmedehnzahl des Betons, sondern nur abhängig von der Deckendicke bzw. der Kraglänge (halbe Plattenlänge). Nach theoretischen Überlegungen muss aber bei der Verdrehung der Plattenenden in der Scheinfuge eine Behinderung durch den Kontakt der Platten entstehen. Bei der untersuchten linearen Temperaturänderung von 15 K über die Deckendicke verwölbt sich die Platte, d.h. die Plattenunterseite dehnt sich effektiv aus, die Oberseite verkürzt sich. Die entsprechende horizontale Verschiebung am unteren Plattenende (etwa 0,1 mm in der Fuge) aktiviert eine exzentrische Druckkraft, die eine zusätzliche Biegebeanspruchung erzeugt. Dann erfährt ein Balken infolge der exzentrischen Druckkraft in der Scheinfuge eine umso höhere Biegezugspannung, je höher die Verformung der ungekoppelten Platte wäre, d.h. je höher die Wärmedehnzahl ist (höhere Temperaturverformungen) und je höher der E-Modul ist (geringere Rückverformung aus Eigengewicht). Dieser Effekt gilt grundsätzlich für alle Betongüten.

In *Fahrbahnlängsrichtung* haben die Dübel nach überschlägiger Abschätzung keine maßgebende Momentenwirkung. Dagegen haben sich unter der Annahme, dass beim (ersten) Aufreißen der Scheinfuge der Beton ein Nachbruchverhalten aufweist, d.h. der Beton im Riss Zugspannungen übertragen kann, maximal sogar Werte entsprechend dem vollen Biegezug aus Temperatur ergeben. Bei einer gleichzeitig mit dem linearen Temperaturgradienten wirksamen mittleren Abkühlung (Verkürzung) des Balkens, ergibt sich jeweils eine geringere maximale Biegezugspannung (bei einer gleichzeitig deutlich höheren Biegeverformung). Wie eine Einzelplatte ohne Kopplung verhält sich das System aber erst bei einer mittleren Abkühlung von etwa 4 K entsprechend einer Verkürzung der Platte um etwa 0,2 mm. Bei gleichzeitiger Längsvorspannung durch überdrückte Fugen infolge einer mittleren Temperaturerhöhung im Balken von ebenfalls 2 K war die berechnete Biegezugspannung um den gleichen Betrag kleiner wie bei der mittleren Abkühlung. Je höher aber die (zentrische) Vorspannung, desto höher sind dann die Schubspannungen in Längsrichtung unmittelbar am Grund des Fugenschnitts.

In *Querrichtung* sind die Anker erforderlich für eine relevante Momentenübertragung in der (gerissenen) Längsscheinfuge. Die durch die Verankerung erzwungene Kopplung führt bei einem linearen wirksamen Temperaturgradienten zu einer unsymmetrischen Verformungsfigur, d.h. beim Abheben der Plattenenden zu jeweils höheren Kraglängen. Demnach ergaben sich in den drei miteinander verankerten Balken des untersuchten Systems jeweils höhere maximale Biegezugspannungen als für die (symmetrische) Einzelplatte berechnet. Trotz einer geringeren Breite war die Biegezugspannung im (mittleren) Hauptfahrstreifen immer höher als im äußeren Überholfahrstreifen.

*Experience is what you get,  
when you don't get what you expected.  
[Carper]*

## 6 Oberflächen-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Gebrauchstauglichkeit

Die Texturbeständigkeit wurde an Laborproben aus normalfestem und hochfestem Straßenbeton (tx\_0,43 und tx\_0,36) untersucht. Die Textur-Indizes wurden sowohl im „Verlauf“ der Laborbeanspruchung als auch nach verschiedenen Verkehrssimulationen in der Prüfanlage Wehner/Schulze ermittelt, jeweils an im Labor hergestellten Texturproben, vgl. Anhang D - 1. Zusätzlich wurden Oberflächen von Bohrkernen, die unmittelbar nach dem Bau der Versuchsstrecke entnommen worden waren (A44\_B35 und A44\_B65), nach 2 Jahren Liegezeit im Labor beansprucht. Textur-Indizes wurden parallel an Oberflächen von Bohrkernen ermittelt, die inzwischen 2 Jahre durch Verkehr und Umwelt „real“ beansprucht wurden.

### 6.1 Allgemeines zur Beurteilung der Texturbeständigkeit

Im Folgenden werden die Oberflächentexturen und deren Änderungen anhand von Textur-Indizes nach der in Abschnitt 4.3.5 entwickelten Auswertemethode, getrennt nach Mikro- und Makrotextr (bis zu einer Wellenlänge von 10 mm) beurteilt. Dies sind insbesondere die Kennamplituden  $A_{\mu 0,5}$  und  $A_{M 5,0}$  (für das jeweilige Texturspektrum mit  $\lambda < 0,5$  und  $\lambda < 10$  mm) sowie die aus der Materialanteilkurve abgeleiteten „funktionsrelevanten“ Kennwerte, wobei hier das Volumen der Mikrotextrspitzen  $V_{PK, mikro}$  (wichtig v.a. für die Griffigkeit) und als integraler Kennwert der Makrotextr die reduzierte Gesamtrautiefe  $\Sigma R_{MAKRO}$  angegeben sind (vgl. auch Anhang D - 4). Bild 6-1 zeigt die 3D-Aufnahme eines „60er“ Sandpapiers<sup>21</sup> mit den o.g. Textur-Indizes für Mikro- und Makrotextr.

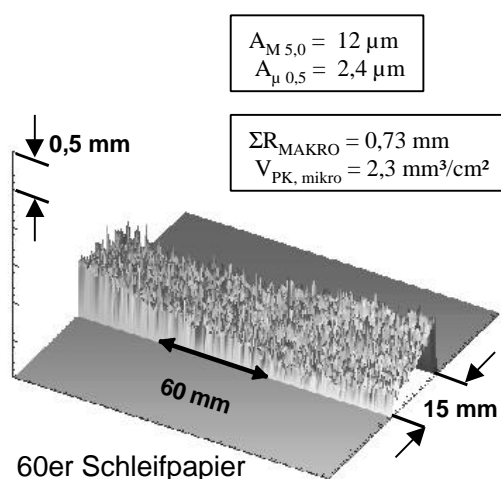


Bild 6-1: 3D-Aufnahme eines Sandpapiers mit zugehörigen Textur-Indizes der Mikro- und Makrotextr

<sup>21</sup> Je kleiner die „Körnungszahl“, desto grober das Schleifpapier: hier entsprechen die Körner dem Siebdurchgang bei 60 Maschen je 25,4 mm (Rückstand auf dem 80er Sieb).

### 6.2 Texturbeständigkeit – Laborbeton

#### 6.2.1 Texturänderungen infolge der kombinierten Laborbeanspruchung

Bild 6-2 zeigt beispielhaft die Oberfläche einer Texturprobe aus hochfestem Straßenbeton ( $w/b = 0,36$ ) vor und nach der kombinierten Laborbeanspruchung. Im Vergleich zum 60er Sandpapier zeigt die Straßenbeton-Oberfläche sowohl vor als auch nach der Beanspruchung eine deutlich ausgeprägtere Makrotextr, erkennbar an den größeren Werten der Textur-Indizes  $A_M$  und  $\Sigma R_{MAKRO}$ . Die Mikrotextr des Straßenbetons dagegen war vor der Laborbeanspruchung – offensichtlich aufgrund der ausgeprägten Texturspitzen – rauer als die des Sandpapiers, nachher aber „glatter“.

Aus der überhöhten Darstellung in Bild 6-2 wird bereits deutlich, dass Texturspitzen abgetragen wurden und dass sich die Veränderungen der Oberflächengestalt in den Textur-Indizes widerspiegeln müssen. Für die beiden Labor-Texturproben des hochfesten Straßenbetons tx\_0,36 und des normalfesten Straßenbetons tx\_0,43 ( $w/z = 0,43$ ) sind im Anhang D - 2 und D - 3 beispielhaft die (gescannten) 3D-Aufnahmen vor der Laborbeanspruchung (Nullmessung NM) und jeweils nach den Einzelbeanspruchungen im „Verlauf“ abgebildet.

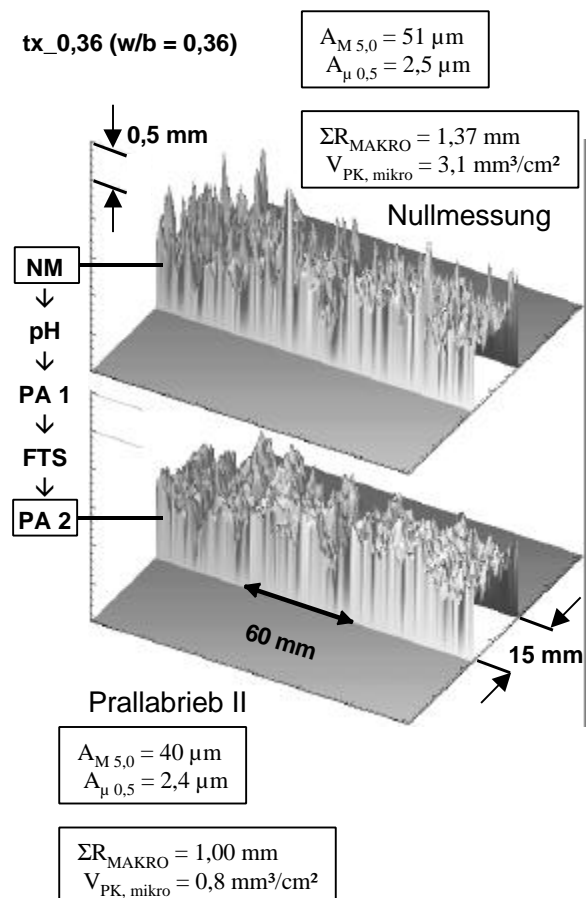


Bild 6-2: 3D-Aufnahme eines Hochleistungs-Straßenbetons mit zugehörigen Textur-Indizes

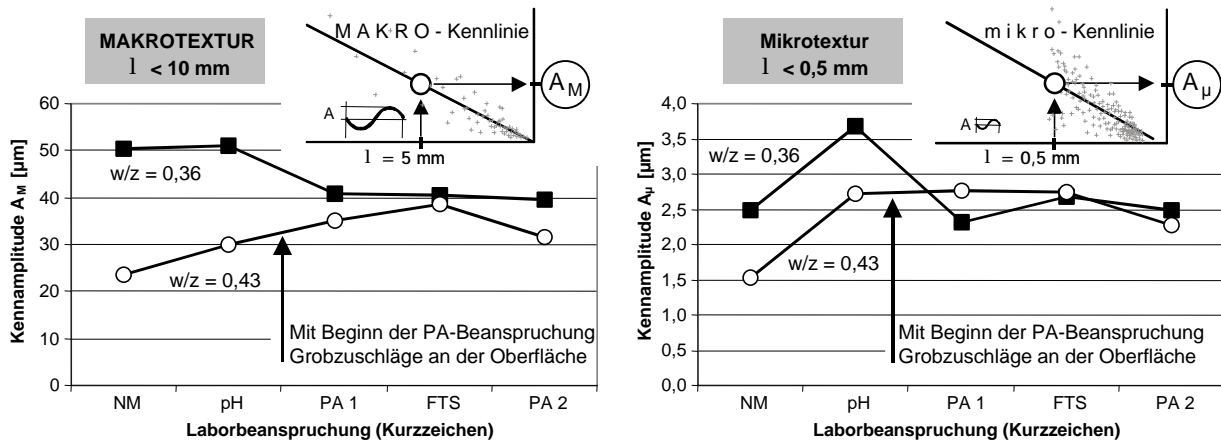


Bild 6-3: Die Veränderungen des Texturspektrums infolge der kombinierten Laborbeanspruchung im Wellenlängenbereich bis 0,5 mm (links) und im Wellenlängenbereich bis 10 mm (rechts)

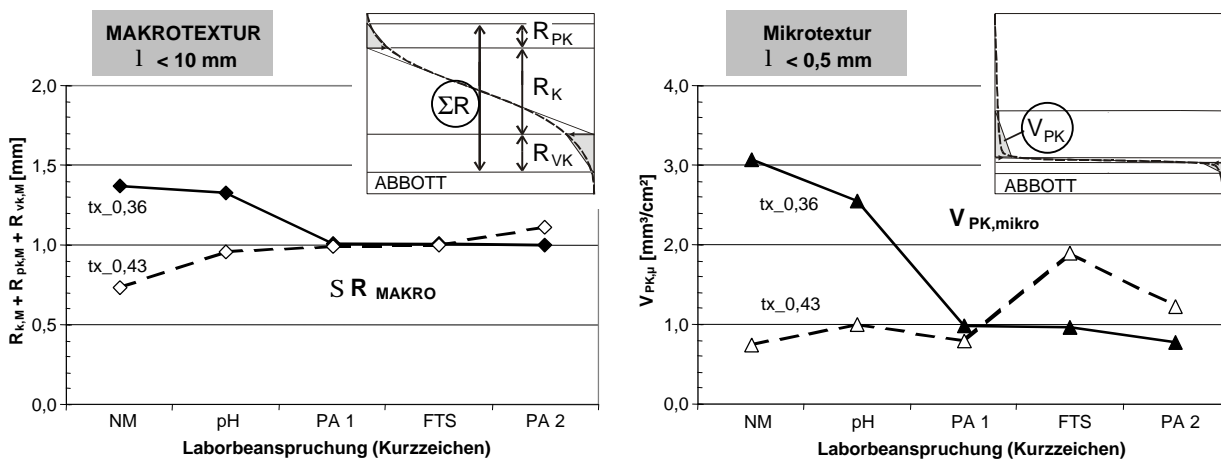


Bild 6-4: Veränderungen der reduzierten Gesamtrautiefe  $SR_M$  im Wellenlängenbereich bis 10 mm (links) und des Volumens der Mikrotexturspitzen (rechts) infolge der kombinierten Laborbeanspruchung

Die Texturproben beider Betone wurden gleichartig nach der Herstellung mit einem Rosshaarbesen längs texturiert und bis zur Prüfung im Alter von rd. 35 Tagen bei 85 % relativer Feuchte gelagert. Die Textur des normalfesten Straßenbetons war aber wegen starken Blutens deutlich schwächer ausgeprägt, erkennbar an den unterschiedlichen Textur-Indizes bei der Nullmessung (NM) in Bild 6-3 und Bild 6-4.

In Bild 6-3 sind die Änderungen der Makro- und der Mikrotextur im Laufe der Laborbeanspruchungen als „Entwicklung“ der charakteristischen Kennamplituden dargestellt, in Bild 6-4 die Änderungen der Makrotextrurtiefe  $\Sigma R_{\text{MAKRO}}$  und des Volumens der Mikrotexturspitzen (aus der jeweiligen Materialanteilkurve). Erwartungsgemäß wies der „hochfeste“ Straßenbeton mit dem w/b-Wert von 0,36 und mit der stärker ausgeprägten Anfangstextur ein völlig anderes Verhalten als der normalfeste Straßenbeton mit dem w/z-Wert von 0,43 auf. Beim hochfesten Straßenbeton wurde die Makrotextrur durch den lösenden Angriff kaum verändert, von der ersten Prallabriebbeanspruchung aber deutlich „eingebnet“, vgl. Bild 6-3, wobei gegen Ende dieser 45minütigen Beanspruchung einige grobe Zuschlagkörner freigelegt wurden. Diese sich neu

ausgebildete Oberfläche war bei den nachfolgenden Beanspruchungen dann sehr stabil.

Beim normalfesten Straßenbeton hat sich bereits der lösende Angriff deutlich auf die Makrotextrur ausgewirkt. Während der hochfeste Straßenbeton optisch nur eine leichte Farbänderung erkennen ließ, war beim normalfesten Straßenbeton nach dem lösenden Angriff ein deutlicher Abtrag zwischen den fest im Oberflächenmörtel eingebundenen groben Sandkörnern sichtbar, nach den Textur-Indizes entsprechend einer „Aufrauung“. Zu Beginn (nach den ersten 15 Minuten) der Prallabriebbeanspruchung PA 1 wurde der Oberflächenmörtel bereits großteils abgetragen, d.h. sehr viele grobe Zuschläge waren freigelegt, was hier aber – anders als beim hochfesten Beton – eine weitere Aufrauung bedeutete. Bei der nachfolgenden Frost-Tausalz-Beanspruchung und zweiten Prallabriebbeanspruchung weist der normalfeste Straßenbeton zuerst eine höhere und dann wieder eine kleinere Kennamplitude auf, was qualitativ dem erwartungsgemäßen Verhalten der Aufrauung durch den Frost-Tausalz-Angriff und dem Einebnen durch den Prallabrieb entspricht. Das gleiche Verhalten zeigt die Kernrautiefe im Bereich der Makrotextrur (s. Anhang D - 5), während aber insgesamt die Texturtiefe am Ende wieder

größer war, entsprechend dem höheren Volumen der Texturspitzen ( $V_{PK,M}$  in Anhang D - 5). Offenbar hat sich die Textur hier hin zum Plateau mit Spitzen verändert, d.h. die Matrix wird zwischen den groben Zuschlägen „herausgearbeitet“, wobei der Oberflächenmörtel durch die vorherige Frost-Tausalz-Bearbeitung geschwächt war (Kombinationswirkung).

Im Bereich der Mikrotextur, Bild 6-3 und Bild 6-4 rechts, sind die Änderungen in den Textur-Indizes beim hochfesten Straßenbeton tx\_0,36 bis nach der ersten Prallabriebbeanspruchung verhältnismäßig groß, bei der die Texturspitzen „weggeschossen“ werden, vgl. auch Bild 6-5 oben. Danach ist nur eine kleine Aufrauung infolge Frost-Tausalz-Angriff und wiederum eine glattere Mikrotextur bei der Prallabriebbeanspruchung PA 2 zu erkennen. Der erwartungsgemäß höheren Kennamplitude  $A_\mu$  nach dem lösenden Angriff steht hier ein kleineres Volumen der Mikrotexturspitzen gegenüber; aber auch hier besteht kein Widerspruch, da gleichzeitig das Volumen der Texturriefen deutlich zugenommen hat, vgl.  $V_{VK,\mu}$  in Anhang D - 5. Dieses Verhalten ist mit einem Aufrauen der Riefen zu erklären (während die Spitzen ohnehin schon feinrauer waren), vgl. Bild 6-5 unten.

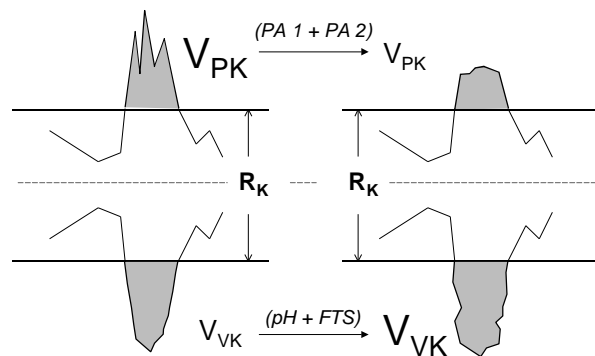


Bild 6-5: Qualitativer Einfluss der Laborbeanspruchungen auf die Mikrotextur – bei gleichbleibender (kleiner!) Kernrautiefe, schematisch

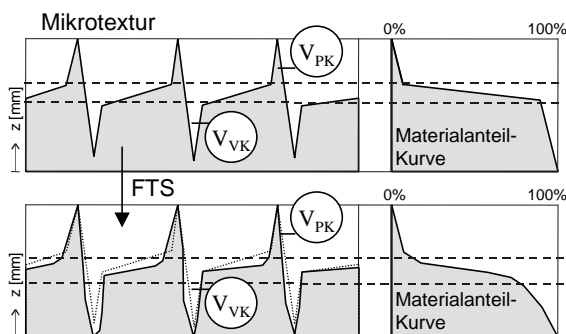


Bild 6-6: Mikrotextur und Materialanteilkurve bzw. Volumina für die Spitzen und Riefen vor und nach Frost-Tausalz-Angriff, Erklärungsmodell

Beim normalfesten Straßenbeton dominiert offenbar ab der ersten Prallabriebbeanspruchung der Einfluss der freiliegenden Grobzuschläge die Mikrotextur-

Indizes, wobei insbesondere bei der zweiten Prallabriebbeanspruchung auch ein Polieren der Grobzuschläge selber möglich war. Der „Anstieg“ des Texturspitzenvolumens bei der Frost-Tausalz-Bearbeitung geht hier einher mit einem ebenfalls höheren Volumen der Riefen. Ein Erklärungsmodell liefert Bild 6-6, aus dessen Änderung des Texturprofils zwar eine deutlich veränderte Materialanteilkurve hervorgeht, aber das zugehörige Texturspektrum kaum beeinflusst werden dürfte.

### 6.2.2 Laborgriffigkeit und Texturänderungen nach Verkehrssimulation in der Prüfanlage Wehner/Schulze

In der Prüfanlage Wehner/Schulze (PWS) der TU Berlin wurden die Oberflächen des normalfesten Straßenbetons tx\_0,43 und des Hochleistungs-Straßenbetons tx\_0,36 unterschiedlichen (simulierten) Verkehrsbeanspruchungen ausgesetzt. Vor und nach jeder Beanspruchung wurde der Gleitbeiwert  $\mu_{PWS}$  gemessen (vgl. Anhang A - 1), so dass die Änderung der gemessenen Griffigkeit ein Maß für die Oberflächendauerhaftigkeit hinsichtlich der mechanischen Verkehrsbeanspruchung ist [96]. Die Beanspruchung wurde in den folgenden Stufen gesteigert:

- 0: keine Beanspruchung
- 90w: Polieren mit Wasser – 90.000 Überrollungen
- 90w+g: Polieren mit Wasser und Schmirgel (<0,06 mm) – 90.000 Überrollungen
- S: Mechanische Aufrauung durch Sandstrahlen
- S90w+g: Sandstrahlen + Polieren mit Wasser und Schmirgel – 90.000 Überrollungen
- 3S270w+g: Sandstrahlen (dreifach) + Polieren mit Wasser und Schmirgel – 270.000 Überrollungen

Anschließend wurde an jedem der sechs parallel hergestellten und beanspruchten Texturproben die Textur gemessen und ausgewertet, und an einer Seite längs der Texturierung der SRT-Wert gemessen. Je Probe lag ein Messfeld in der ringförmigen beanspruchten Rollspur der Griffigkeitsmessung und ein Messfeld und innen im Bereich ohne Verkehrssimulation, aber ggf. sandgestrahlt, vgl. Anhang D - 1.

Die Werte der Laborgriffigkeit und der SRT-Messung sind in Bild 6-7 dargestellt.

Der im Vergleich schwach texturierte normalfeste Straßenbeton tx\_0,43 zeigte ein auffällig höheres Ausgangsniveau der Griffigkeit mit einem PWS-Gleitbeiwert von im Mittel 0,60 (durchgezogene Linie in Bild 6-7) und nach Beanspruchung im Mittel von 0,47. Der hochfeste Straßenbeton mit der ausgeprägteren Texturierung wies dagegen mit im Mittel 0,44 eine deutlich geringere Laborgriffigkeit vor der Beanspruchung auf, die sich aber quasi nicht veränderte (im Mittel  $\mu_{PWS} = 0,43$ ). Die nachträglich festgestellten SRT-Werte zeigen dabei „im Verlauf“ eine gute Korrelation mit den zugehörigen Laborgriffigkeiten.

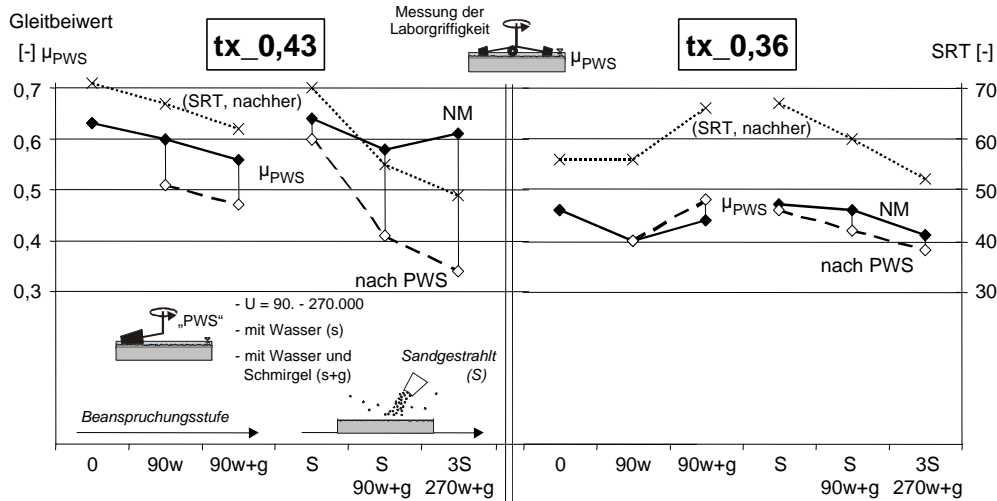


Bild 6-7: Gleitbeiwerte  $\mu_{PWS}$  der zylindrischen Texturproben vor und nach der Verkehrsbelastung in der Prüfanlage Wehner/Schulze. SRT-Werte der beanspruchten Rollspur in Richtung der Texturierung.

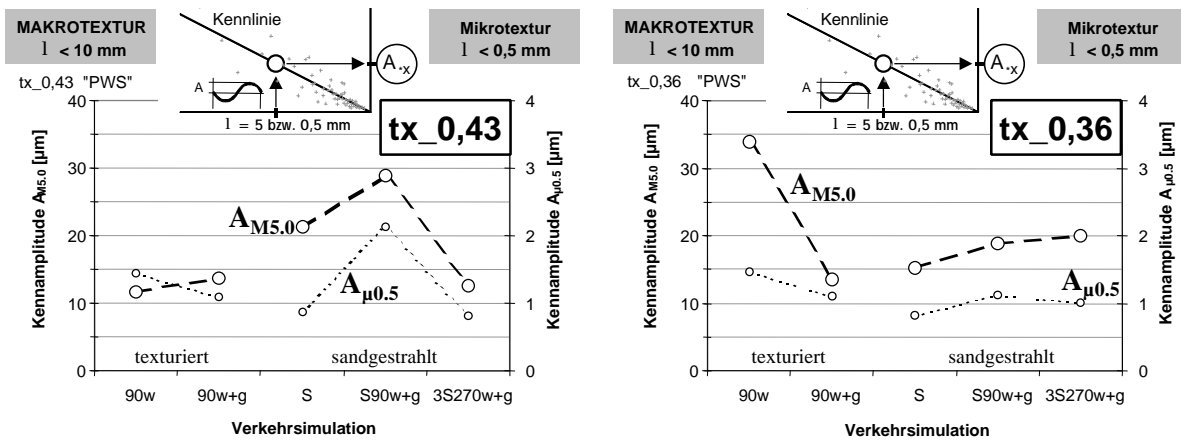


Bild 6-8: wie oben, Kennamplituden nach der Verkehrsbelastung im beanspruchten Bereich

In Bild 6-8 sind die Kennamplituden für die jeweils fünf beanspruchten Texturproben aus normalfestem und hochfestem Straßenbeton dargestellt. Demnach wäre die beim normalfesten Straßenbeton nach 90.000 Überrollungen (mit Wasser) deutlich höhere Griffigkeit v.a. auf eine weniger stark ausgeprägte Makrotextur zurückzuführen. Nach der Beanspruchung mit 90.000 Überrollungen unter Zugabe von Wasser und Schmirgel waren entsprechend den Textur-Indizes auch die Laborgriffigkeiten gleich hoch. Die lediglich sandgestrahlten Oberflächen (S) von tx\_0,43 und tx\_0,36 wiesen nicht etwa die gleiche isotrope Textur auf, sondern der normalfeste Straßenbeton wies (ähnlich wie bei der Laborbeanspruchung) deutlich mehr freigelegte grobe Zuschläge auf. Während zwar die Mikrotextur die gleichen (aufgezwungenen) Textur-Indizes aufwies, vgl. auch Werte der Materialanteilkurven im Anhang D - 6 und D - 7, war die Makrotextur des hochfesten Straßenbetons entsprechend weniger ausgeprägt ( $A_{M5,0}$  in Bild 6-8). Der im Vergleich zum hochfesten Straßenbeton hohe Gleitbeiwert  $\mu_{PWS}$  des normalfesten Straßenbetons muss demnach auf die zusätzliche Wirkung des Basaltspplits zurückgeführt werden. Die bei einer weiteren Texturprobe unter Zugabe von Wasser mit Schmirgel durch-

geführten 90.000 Überrollungen nach dem Sandstrahlen führten beim hochfesten Straßenbeton nur zu einer jeweils geringen Aufrauung im Mikro- und Makrotexturbereich, dagegen beim normalfesten Beton zu sehr viel höheren Kennamplituden, bei etwas geringerer Laborgriffigkeit. Da bei der offensichtlich sehr rauen Mikrotextur nicht mit der – im Vergleich zur Nullmessung (NM tx\_0,43) – schlechten Griffigkeit zu rechnen war, kann nur die Makrotextur für diesen kleinen Gleitbeiwert verantwortlich sein. Bei der ebenfalls sehr hohen Kennamplitude  $A_{M5,0}$  beim (noch texturierten) hochfesten Straßenbetons nach 90.000 Überrollungen mit Wasser (tx\_0,36 - 90w) war die Laborgriffigkeit nahezu identisch. Die bei der sehr hohen Beanspruchung nach verstärktem Sandstrahlen und dreifacher Verkehrsbeanspruchung gemessenen Kennamplituden und Griffigkeiten führten dann beim normalfesten Straßenbeton zu einer sehr geringen Griffigkeit, wobei hier der hochfeste Straßenbeton nach der Verkehrsbeanspruchung (PWS) – v.a. im Vergleich zur Nullmessung – jeweils deutlich höhere Volumina der Texturspitzen und -riefen sowohl im Mikro- wie auch Makrotextur zeigte, während der normalfeste Straßenbeton ein gegenteiliges Verhalten aufwies, vgl. Anhang D - 6 und D - 7.



### 6.2.3 Texturbeständigkeit von Bohrkern-Oberflächen der Versuchsstrecke A44

Jeweils etwa 7 Tage nach dem Einbau sind im Rahmen der Versuchsstrecke A44 Bohrkern mit 15 cm Durchmesser als Referenz-Texturproben des normalfesten Straßenbetons A44\_B35 ( $w/z = 0,41$ ) und des hochfesten Straßenbetons A44\_B65 mit dem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,34 entnommen worden und lagerten anschließend weiter im Freien.

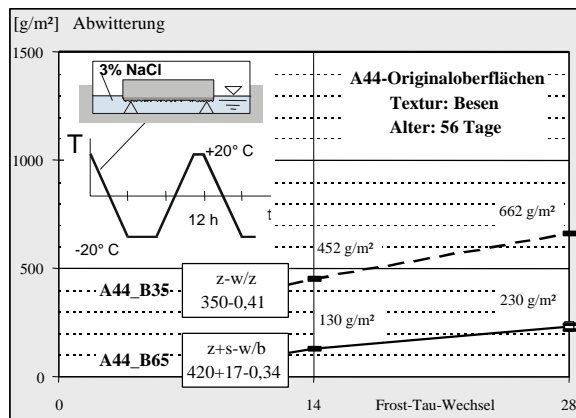


Bild 6-9: Frost-Tausalz-Widerstand im CDF-Test nach 56 Tagen Vorlagerung im Freien (März/April)

Im Alter von 56 Tagen wurden die auf 15 cm Höhe abgelängten Bohrkern (nach 7 Tagen kapillarer Wasseraufnahme) mit den texturierten Oberflächen der Frost-Tausalz-Bearbeitung im CDF-Test, vgl. Abschnitt 3.3, ausgesetzt. Bild 6-9 zeigt das erwartungsgemäße Verhalten mit deutlich höheren Abwitterungen des normalfesten Straßenbetons A44\_B35 nach 14 und 28 Frost-Tau-Wechseln.

Die Textur-Indizes von Oberflächen, die der kombinierten Laborbeanspruchung bzw. der realen Praxisbeanspruchung ausgesetzt waren, zeigen aber nicht diese große Spreizung wie im CDF-Test.

Im Alter von 2 Jahren wurden aus der Fahrbahn 2 Bohrkern entnommen, die somit eine „reale“ Bean-

spruchung über einen Zeitraum von 2 Jahren erfahren haben. Gleichzeitig wurden weitere nach der Herstellung entnommene Texturproben der kombinierten Laborbeanspruchung, vgl. Abschnitt 4.3.3, unterzogen. Die untersuchten Oberflächen waren alle gleich hergestellt und mit einem Jutetuchlängsstrich texturiert, im Gegensatz zu den Labor-Texturproben waren aber nach der Beanspruchung alle Oberflächen optisch in einem vergleichbaren Zustand ohne freiliegende grobe Zuschlagkörner. Für die Beurteilung der Gebrauchseigenschaften sind in Bild 6-10 die Kennamplituden der beiden Original-Straßenbetone im „Verlauf“ der Laborbeanspruchung und mit den „Real“-Werten der 2 Jahre in-situ beanspruchten Oberflächen verglichen. Qualitativ ist während der Laborbeanspruchung ein ähnliches Verhalten der beiden Betone zu erkennen.

Im Bereich der Makrotextrur zeigt sich beim normalfesten Straßenbeton erwartungsgemäß ein größerer Einfluss des lösenden Angriffs, während die erste Prallabriebbeanspruchung wiederum das bereits bekannte und vergleichsweise starke „Einebnen“ – auch beim hochfesten Straßenbeton – zur Folge hatte. Bei den nachfolgenden Beanspruchungen verhielt sich dann der A44\_B65 offenbar deutlich beständiger. Im Bereich der Mikrotextrur werden beide Betone durch die Umweltbeanspruchungen aus lösendem und Frost-Tausalz-Angriff jeweils „aufgeraut“ und infolge der Prallabriebbeanspruchungen „eingeebnet“, wobei die Rauheit des verwendeten Sandes und dessen offensichtlich gute Beständigkeit maßgebend für das Minimum des Kennamplitudenwertes im Bereich der Mikrotextrur sein dürfte.

Der Vergleich mit den „Real“-Werten der Versuchsstrecke zeigt, dass zwar die meisten Textur-Indizes ähnlich große Werte aufweisen, vgl. Anhang D - 8, dass aber zur Beurteilung der Texturbeständigkeit offensichtlich die gleiche Fläche betrachtet werden muss. Während die beiden Einzelwerte beim hochfesten Straßenbeton quasi identisch waren, wichen diese beim normalfesten Straßenbeton teilweise um mehr als 20 % vom Mittelwert ab. Ein möglicher Grund ist eine deutlich unterschiedliche Ausgangstextrur.

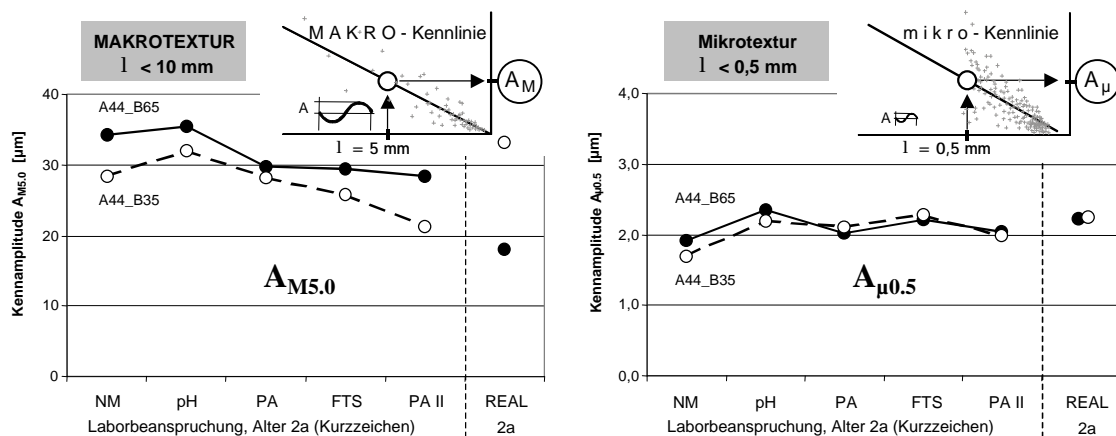


Bild 6-10: Kennamplituden der Makrotextrur (links) und der Mikrotextrur (rechts) von Originaloberflächen des normalfesten und hochfesten Straßenbetons der Versuchsstrecke A44 infolge der kombinierten Laborbeanspruchung und von 2 Jahre alten und in-situ beanspruchten Oberflächen (REAL)

### 6.3 Zusammenfassung der Untersuchungen zur Gebrauchstauglichkeit und Folgerungen

Die Oberflächentextur einer Verkehrsfläche aus Beton muss gegen die Einwirkungen aus Verkehr und Umwelt beständig sein.

Für die Prüfung der Texturbeständigkeit wurden die in Kombination auftretenden Praxisbeanspruchungen aus lösendem, mechanischem und Frost-Tausalz-Angriff zeitraffend simuliert. Die kombinierte Wirkung wurde im Labor durch das Hintereinanderschalten von Einzelbeanspruchungen erzielt, wobei jeweils eine der beiden Umweltbeanspruchungen lösender (pH) und Frost-Tausalz-Angriff (FTS) vorgeschaltet ist, um ggf. das Zementsteingefüge zu schwächen, und von der mechanischen Beanspruchung (PA) überlagert wird. Die Intensität der Einzelbeanspruchungen wurde aus der Erfahrung anderer Untersuchungen in Ergänzung durch Vorversuche zunächst grob festgelegt:

- pH: konstanter lösender Angriff mit pH 4,5 für die Dauer von 1 Stunde bei 20 °C; die gepufferte Essigsäure wird ständig umgewälzt.
- FTS: die Texturproben werden wie im CDF-Test in die Tausalzlösung (3 %ige NaCl-Lösung) eingetaucht, abweichend aber nur für 6 Frost-Tau-Zyklen ausgesetzt und ohne vorheriges kapillares Saugen.
- PA: Gummikugeln mit Shore-Härte 85 und Durchmesser 30 mm erzeugen eine Prallabriebbeanspruchung: sie befinden sich in einer auf der Texturprobe befestigten Prallkammer (Höhe etwa 120 mm), die über eine Dauer von 4 · 15 Minuten mit einer Frequenz von 750 min<sup>-1</sup> vertikal geschüttelt wird.

Die Oberflächen wurden vor und nach den Einzelbeanspruchungen in einem Messraster von 30 · 30 µm lasermesstechnisch aufgenommen. Die Texturänderungen im beanspruchten Bereich wurden anschließend durch geometrisch abgeleitete Kennwerte quantifiziert. Diese „Textur-Indizes“ (TI) sind auf eine Korrelation mit der Griffbarkeit und dem Reifen/Fahrbahn-Geräusch ausgerichtet und wurden deshalb getrennt für den fein- und grobrauen Bereich der Textur bestimmt. Zum einen wurde hier die Texturspektren – der Makrotextur bis zu einer Wellenlänge von 10 mm und der Mikrotextur (bis 0,5 mm) - herangezogen, aus denen über eine Ausgleichsgerade jeweils die charakteristische „Kennamplitude“ ermittelt wurde. Zum anderen wurden die Materialanteilkurven für das Mikro- und Makrotexturprofil bestimmt, aus denen gezielt die Anteile der Texturspitzen und der Texturriefen sowie u.a. die Kernrautiefe abgeleitet wurden. In vergleichenden Betrachtungen der Textur-Indizes mit der Laborgriffbarkeit und dem SRT-Wert von texturierten Oberflächen konnten bereits Zusammenhänge nachgewiesen werden; bei gleichartigen Rautiefen wurde z.B. eine sehr gute Korrelation der SRT-Werte mit dem Volumen der Mikrotexturspitzen gefunden, in anderen Versuchen war die Laborgriffbarkeit trotz ausgeprägter Mikrotextur geringer, wenn die Makro-

textur sehr stark ausgeprägt war, d.h. die Kennamplitude hier einen sehr hohen Wert hatte.

Die bisher vorliegenden Ergebnisse zeigen, dass die vorgenommene getrennte Betrachtung der Texturbeständigkeit im Makro- und Mikrotexturbereich erforderlich ist und dass neben dem Verkehr die Einwirkungen aus der Umwelt (saurer Regen und Frost mit Tausalz) nicht vernachlässigbar sind.

Die untersuchten Hochleistungs-Straßenbetone zeigten im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton nach allen Beanspruchungszyklen i.d.R. eine erhöhte Beständigkeit der eingepprägten Textur im Wellenlängenbereich bis 10 mm. So hat sich etwa bei den im Labor hergestellten Texturproben bei einem w/z-Wert von 0,43 ein deutlich früheres Freilegen der groben Gesteinskörnungen gezeigt als bei dem hochfesten Straßenbeton mit w/z = 0,36. Nach dem „Abnutzen und Abwittern“ der ursprünglich in den Oberflächenmörtel eingepprägten Textur war aber quasi eine neue, waschbetonähnliche Textur entstanden, die ein anderes Verhalten und deshalb auch eine andere Texturbeständigkeit aufzeigte, insbesondere eine „stabile“ Makrotextur.

Im Mikrotexturbereich war v.a. die Schärfe und die Polierresistenz des Sandes maßgebend. Während der lösende und der Frost-Tausalz-Angriff beim hochfesten Straßenbeton ein Aufrauen der Mikrotextur v.a. durch das Aktivieren der Eigenrauheit des Sandes bewirkte, führten die gleichen Beanspruchungen beim normalfesten Straßenbeton zu einem Herausbrechen der Sandkörner aus der weniger festen Matrix, aber ebenfalls zu einer guten „neuen“ Mikrotextur.



*„Wie lang muss meine Hausarbeit werden?“  
„Sagen Sie, was zu sagen ist; dann hören Sie auf“  
[aus der Universität]*

## 7 Zusammenfassung

Fahrbahndecken aus Beton werden sowohl durch den Verkehr als auch durch die Umwelteinwirkungen hoch beansprucht. Ziel der Arbeit war es, Hochleistungsbeton für Verkehrsflächen auf seine Eignung zu überprüfen, die *Tragfähigkeit des Bauteils* zu erhöhen und die *Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche* dauerhafter zu gewährleisten. Hierbei dürfen zwangsläufig veränderte Betoneigenschaften nicht gleichzeitig eine höhere Beanspruchung des Bauteils bewirken.

Der untersuchte „Hochleistungs-Straßenbeton“ unterscheidet sich vom üblichen, normalfesten Straßenbeton im Wesentlichen nur durch einen deutlich geringeren Wasser/Zement-Wert und höheren Zementgehalt.

### 7.1 Tragfähigkeit des Bauteils

Betonfahrbahndecken in Deutschland sind i.d.R. unbewehrt und werden nach ihrer Herstellung durch das Schneiden von Quer- und Längsscheinfugen in Platten unterteilt, welche als biegebeanspruchte Bauteile bemessen werden. Entsprechend ist die Biegezugfestigkeit die maßgebende Widerstandsgröße des Betons. Im Vergleich zu normalfestem Straßenbeton wurde mit Hochleistungs-Straßenbeton eine um 2 bis 3 N/mm<sup>2</sup> höhere Biegezugfestigkeit erreicht. Die Zugabe von Silikastaub führte hier infolge eines verbesserten Verbunds zwischen Matrix und Zuschlag zu einer weiteren Erhöhung der Biegezugfestigkeit.

Weiter wurden Untersuchungen zur Reißneigung im jungen Alter und zum E-Modul von Hochleistungs-Straßenbeton sowie vor allem zur Biegebeanspruchung infolge lastunabhängiger Einflüsse unter Labor- und Praxisbedingungen und zusätzlich baustellenbegleitende Untersuchungen im Rahmen einer Baumaßnahme mit hochfesten Straßenbeton durchgeführt.

Die Biegebeanspruchung unter dem besonderen Aspekt einer möglichen Biegezwangbeanspruchung der in Längsrichtung verdübelten und in Querrichtung verankerten Fahrbahnplatten wurde im Rahmen einer Parameterstudie rechnerisch mithilfe der Finite-Elemente-Methode untersucht.

Hochleistungs-Straßenbeton hat sich in der Praxis bereits als ausreichend verarbeitbar erwiesen. Der Beton mit einem Wasser/Zement-Wert von 0,36 und einem Zementgehalt von 420 kg/m<sup>3</sup> mit zusätzlich 17 kg/m<sup>3</sup> Silikastaub erforderte allerdings in allen Phasen vom Mischen bis zum Texturieren einen höheren Aufwand als normalfester Straßenbeton.

Bis zum Schneiden der Scheinfugen besteht grundsätzlich die besondere Gefahr wilder Risse infolge einer Zugbeanspruchung unter Zwang, wenn sich in der Betondecke bei einer Erwärmung in den ersten Stunden nur geringe Druckspannungen, bei der nachfolgenden Abkühlung mit inzwischen höherem E-Modul und geringerer Relaxation aber relativ hohe Zugspan-

nungen aufbauen. Im Labor zeigte sich der Hochleistungs-Straßenbeton hier zwar wegen seines vergleichsweise höheren E-Moduls, der geringeren Relaxation und wegen des infolge inneren Austrocknens zusätzlichen autogenen Schwindens deutlich ungünstiger als normalfester Straßenbeton. Aufgrund seiner schnelleren Festigkeitsentwicklung können aber die Scheinfugen bereits früher geschnitten werden, gegebenenfalls also bereits vor einer kritischen Abkühlung.

Hinsichtlich der Tragfähigkeit muss insbesondere die Biegezwangbeanspruchung infolge hygrischer und thermischer Einwirkungen beachtet werden, weil diese die zulässige Verkehrslast um den entsprechenden Betrag verringert.

Bei einer hygrischen Einwirkung sind beim hochfesten Straßenbeton grundsätzlich deutlich geringere Biegeverformungen zu erwarten, ein sehr frühes Austrocknen muss aber auch hier vermieden werden: zum einen konnte auch der hochfeste Straßenbeton in Versuchen einen relevanten Feuchtegradienten im jungen Alter ausbilden, der aufgrund der bereits hohen Biegesteifigkeit eine entsprechend hohe Biegeverformung zur Folge hatte, zum anderen war die Biegezugfestigkeit nach stetigem Austrocknen aufgrund einer Zugeigenspannung am Rand des Biegebalkens deutlich geringer. Nach Befeuchtung war die Biegezugfestigkeit aber wiederum deutlich höher, ebenso, wenn die Balken im Freien nicht stetig austrockneten, sondern im Freien einer tagesrhythmischen Umgebungsfuchte von im Mittel 65 % relativer Feuchte ausgesetzt waren. Da das Austrocknen demnach in der Praxis v.a. im höheren Alter nicht stetig abläuft, zudem der Feuchtegradient in eigenen Untersuchungen nur eine „Tiefenwirkung“ von wenigen Zentimetern hatte und nur langsam zu linearen Anteilen des Feuchtegradienten über den Querschnitt führte, dürfte es hinsichtlich der Biegebeanspruchung einer Betonfahrbahndecke im höheren Alter ausreichen, den wirksamen Temperaturgradienten zu betrachten.

Temperaturänderungen an der Oberfläche der Betonfahrbahndecke führen vergleichsweise schnell zu einer linearen Temperaturverteilung über die Deckendicke und zu entsprechenden Biegeverformungen. Unabhängig von der Deckendicke wurde den rechnerischen Untersuchungen zur Biegebeanspruchung ein linearer Temperaturgradient von -15 Kelvin über die Querschnittsdicke zugrunde gelegt, entsprechend einer Abkühlung von oben. Ein solcher ungünstiger Temperaturgradient ergab sich aus Messungen an im Freien gelagerten Betonbalken, die nach der Herstellung morgens während der ersten 12 Stunden einer hohen Umgebungstemperatur und zusätzlich der Sonneneinstrahlung ausgesetzt waren. Der so während der Erhärtung eingetragene Temperaturgradient wurde der später gemessenen starken aktuellen Abkühlung der vorher aufgeheizten Betondecke überlagert, wobei unter Berücksichtigung der Relaxation des jungen Betons der eingetragene Temperaturgradient abgemindert wurde.

### Lastunabhängige Biegebeanspruchung

Der mit rd. 40.000 N/mm<sup>2</sup> anzunehmende E-Modul und die tendenziell höhere Wärmedehnzahl des Hochleistungs-Straßenbetons führen in einer Einzelplatte und bei hohen wirksamen Temperaturgradienten nicht zu einer höheren Biegezugspannung als bei normalfestem Straßenbeton, sondern nur zu einer noch höheren Biegeverformung. Erst bei einem zusätzlichen Biegezwang wird der „Gewinn“ an Tragfähigkeit reduziert. In den rechnerischen Untersuchungen zur systembedingten Behinderung der Biegeverformung von gekoppelten Biegebalken auf elastischer Bettung wurde gezeigt, dass bei einer Abkühlung von oben die Biegezugspannung in der Fahrbahndecke höher wird, wenn die Verdrehung am Plattenende durch den Plattenkontakt behindert und durch die zugehörige exzentrische Druckkraft ein Biegemoment in der Fuge übertragen wird. Insbesondere, wenn im Riss Zugkräfte übertragen werden bzw. die Fuge nicht durchgerissen ist, zeigte sich dabei eine Biegebeanspruchung maximal wie beim vollen Biegezwang. Dann sind die zu erwartenden Spannungen zwangsweise auch höher mit höherem E-Modul und höherer Wärmedehnzahl.

In *Querrichtung* wurde eine Fahrbahn mit drei Fahrstreifen simuliert, wobei durch die Verankerung der Platten (Zugkraft im Stahl) in der Fuge ein Biegemoment übertragen werden kann. Im Vergleich zu den Einzelplatten kommt es hier schon alleine wegen der unterschiedlichen Plattenbreiten zu einer höheren maximalen Biegezugspannung, insbesondere in der „eingehängten“ mittleren Fahrbahnplatte, die sich bei exzentrischer Druckkraft und Zugkraftübertragung im gerissenen Fugenquerschnitt erhöht.

In *Längsrichtung* wurden 5-m-Balken betrachtet, die an ihren Enden in den Scheinfugen verdrehungsbehindert sind. Die oben genannten hohen Biegezugspannungen treten hier nur auf, wenn die Fahrbahnplatten einer reinen Biegebeanspruchung ausgesetzt sind, d.h. ohne eine mittlere Abkühlung oder Erwärmung. Bei einer gleichzeitig mit dem linearen Temperaturgradienten wirksamen mittleren Verkürzung der Balken ergeben sich geringere Biegezugspannungen bei gleichzeitig deutlich höheren Biegeverformungen bis hin zum Verhalten der Einzelbalken. Bei gleichzeitiger Längsvorspannung infolge Erwärmung kann die Biegezugspannung sogar vollständig überdrückt werden. Je höher aber die Vorspannung, desto höher sind die Schubspannungen, die dann in Längsrichtung am Kerbgrund des Fugenschnitts auftreten.

## 7.2 Gebrauchstauglichkeit der Oberfläche

Die Oberflächen von Betonfahrbahndecken werden unmittelbar nach ihrer Herstellung z.B. durch das Nachziehen eines Jutetuchs texturiert. Wegen der Anforderungen an die Verkehrssicherheit ist die Griffigkeit die wichtigste Eigenschaft der Fahrbahnoberfläche. Daneben spielt für die Lärmemission das Reifen/Fahrbahn-Geräusch eine immer größere Rolle.

Beide Gebrauchseigenschaften werden maßgeblich von der Textur (Rauheit) der Fahrbahnoberfläche bestimmt. Im Wellenlängenbereich bis  $\lambda = 10$  mm wird der Textur im Allgemeinen ein günstiger Einfluss auf Griffigkeit und Lärmemission zugeschrieben, wenn sie höhere Amplituden bzw. größere Rautiefen aufweist.

Um die Oberflächendauerhaftigkeit von Fahrbahndecken aus Hochleistungs-Straßenbeton beurteilen zu können, waren zunächst die Grundlagen für eine Prüfung der Texturbeständigkeit und die Beurteilung anhand von Textur-Indizes (TI) zu schaffen.

Die realen Beanspruchungen der Oberflächentexturen von Betonfahrbahnen wurden im Labor durch eine Kombination aus lösender, mechanischer und Frost-Tausalz-Beanspruchung simuliert. Die Textur wurde vor und nach den Beanspruchungen gemessen und anschließend durch geometrisch abgeleitete Kennwerte beschrieben. Die Textur-Indizes wurden aus dem Wellenlängen-Amplituden-Spektrum und aus der Materialanteilkurve (Abbott-Kurve) bestimmt und sind auf eine mögliche Korrelation mit der Griffigkeit und dem Reifen/Fahrbahn-Geräusch ausgerichtet. Wegen unterschiedlicher Auswirkungen der Makro- und Mikrotextur auf die Gebrauchseigenschaften wurden die Bereiche bis zur jeweiligen Wellenlänge von 10 mm und 0,5 mm getrennt voneinander erfasst und ausgewertet. Die bisherigen Ergebnisse zeigen eine gute Übereinstimmung zwischen der Auswirkung von Labor- und Praxisbeanspruchung und eine gute Korrelation der Textur-Indizes mit Werten der Griffigkeit.

In den Untersuchungen zum Einfluss der Betonzusammensetzung auf die Texturbeständigkeit wurde gezeigt, dass sich der Hochleistungs-Straßenbeton insbesondere „auf Dauer“ günstiger verhalten hat als normalfester Straßenbeton. Gleichzeitig wurde aber deutlich, dass sowohl die Ausgangstextur, d.h. die „konstruktive“ Ausbildung, wie auch die Beständigkeit des Sandes im Oberflächenmörtel eine dominante Rolle spielen.

## 7.3 Folgerungen

Hinsichtlich der Ausgangsstoffe würde zwar ein geringerer E-Modul des Zuschlags auch einen geringeren E-Modul des Betons bewirken, gleichzeitig aber eine kleinere Biegezugfestigkeit. Günstiger sind Zuschläge mit geringer Wärmedehnzahl, um die thermische Biegebeanspruchung zu verringern. Insbesondere der Temperaturgradient, der sich während der Erhärtung über die Deckendicke ausbildet, muss möglichst gering gehalten werden, weil sich dieser wegen des geringen Relaxationsvermögens des hochfesten Straßenbetons zu einem vergleichsweise hohen Anteil einprägen kann und die wirksame Biegebeanspruchung maßgebend mitbestimmt.

Die effektiv erhöhte Tragfähigkeit durch den Einsatz von Hochleistungs-Straßenbeton ermöglicht beim

Neubau einer Betonfahrbahndecke mit üblicher Deckendicke von 26 bis 30 cm höhere Verkehrslasten, beim streifenweisen Ersatz unterdimensionierter Fahrstreifen (des Schwerverkehrs) kann die Deckendicke der „alten“ Nachbarstreifen von beispielsweise nur 22 cm beibehalten werden.

Wenn eine höhere Texturbeständigkeit erreicht werden soll, bietet sich die zweischichtige Bauweise mit normalfestem Unterbeton und einer dünnen Oberbetonschicht aus Hochleistungs-Straßenbeton an, wobei hier der Bimetalleffekt zu beachten ist, der bei stark unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton zu einer erhöhten Beanspruchung insbesondere in der Verbundfuge führen kann.

Eine vergleichsweise glatte Mikrotextur kann sich durch die Verwendung von Hochleistungs-Straßenbeton offenbar dann ausbilden, wenn der Widerstand gegen eine mechanische Beanspruchung von Zementstein und Sand ähnlich groß ist und somit die Eigenrauheit des Sandes nicht aktiviert werden kann. Diese Gefahr wird durch Silikastaub vermutlich erhöht. Die Umweltbeanspruchungen aus lösendem und Frost-Tausalz-Angriff bewirken aber grundsätzlich eine Aufrauung der Mikrotextur.

*Die Seele jeder Ordnung ist ein großer Papierkorb.*  
*[Kurt Tucholsky]*



## 8 Literatur

- 1 Goethe, J. W. von: Faust. Diogenes-Verlag 1982
- 2 ZTV Beton - StB 01. Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Fahrbahndecken aus Beton, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2001
- 3 Gailing, R.: Bauschäden an Verkehrswegen. Straßen- und Tiefbau 3/96, S.31
- 4 ZTV BEB-StB – Zusätzliche Vertragsbedingungen für die bauliche Erhaltung von Betonstraßen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonstraßen, Köln 1999
- 5 Kühn, A.: Streifenweise Erneuerung von alten abgängigen Betondecken unter Beibehaltung der meist vorkommenden Dicke von 20 bis 22 cm. Dissertation an der TU München, 1997
- 6 Manns, W.; Neubert, B.: Frühhochfester Beton für Verkehrsflächen. Beton 5/95
- 7 Grahlke, C.; Moss, T.: Hochfester Beton im Straßenbau. Beton 7/94
- 8 DAfStb-Richtlinie für Hochfesten Beton. Ergänzung zu DIN 1045/07.88. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, August 1995.
- 9 DIN 1045: Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung. Juli 1988
- 10 EN 206-1: Beton – Teil 1: Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. Deutsche Fassung, 2001
- 11 DIN 1045-2: Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton – Teil 2: Beton; Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität. 2001
- 12 Schrage, I.: Hochfester Beton. Sachstandsbericht, Teil 1: Betontechnologie und Betoneigenschaften, DAfStb, Heft 438, 1994
- 13 Goldmann, A., Bentur, A.: The Influence of Microfillers on Enhancement of Concrete Strength. Cement and Concrete Research, Vol. 23, 1993, S. 706-712
- 14 Breitenbücher, R.: Zwangspannungen und Rissbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation, TU München, 1989
- 15 Penttala, V., Komonen, J.: Effects of Aggregates and Microfillers on the Flexural Properties of Concrete. Magazine of Concrete Research, Juni 1997, S. 81-97
- 16 ACI Committee 363: State-of-the-Art Report on High-Strength Concrete. ACI Journal, Proc. V. 81, No. 4, July-August 1984, S. 364-411
- 17 Nischer, P.: Hochleistungsbeton für den Straßen- und Brückenbau. Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Straßenforschung, Heft 441, 1995
- 18 Bonzel, J.: Über die Biegezugfestigkeit des Betons. Betontechnische Berichte, 1963, S. 59-83
- 19 Springenschmid, R.: Betontechnische Fragen des Fahrbahndeckenbaus. Straße und Autobahn, Heft 8, 1983
- 20 Imam, M. et al.: Indirect Tensile Strength of Very High Strength Concrete. Utilization of High Strength Concrete, Proceedings, Vol. 2, pp. 1114-1121, Lillehammer 1993
- 21 Shah, S.P., Shuaib, H.: Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete. PCI Journal, Nov.-Dec. 1985
- 22 Carrasquillo, L., Nilson, A.: Properties of High Strength Concrete Subject to Short-Term Loads. ACI Journal, May-June 1981, S. 171-178
- 23 König, G., Rimmel, G.: Zum Zugtragverhalten hochfester Betone. Darmstädter Massivbau-Seminar, Band 6, Hochfester Beton, Artikel XII, Darmstadt 1991
- 24 Lambotte, H.; Taerwe, L.R.: Fatigue of Plain, High Strength Concrete Subjected to Flexural Tensile Stresses. Utilization of HSC, Proceedings, pp. 331-342, Stavanger 1987.
- 25 DIN 1048: Prüfverfahren für Beton. Ausgabe 06-1991
- 26 Timoshenko, S., Goodier, J.N.: Theory of Elasticity. McGraw-Hill Book Company, 1951

- 27 Meyer, A.: Die Biegezugfestigkeit als Güte-merkmal des Betons. *Der Bauingenieur*, 1963, Heft 2, S. 45-51
- 28 Ivanyi, G.: Zugfestigkeit von Beton in örtlich veränderlichen Beanspruchungszuständen. Dissertation, TU Braunschweig, 1976
- 29 Heilmann, H.G.: Beziehung zwischen Zug- und Druckfestigkeit des Betons. *Beton* 29, 1969, H. 2, S. 68-70
- 30 Günther, G., Mehlhorn, G.: Beziehung zwischen den Zugfestigkeiten von Beton bei mittigem und ausmittigem Zug sowie bei Biegung. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 83, 1988, H. 8, S. 217-220
- 31 CEB-FIB Model Code 90, Bulletin d'Information Nr. 213/214, Mai 1993
- 32 König, G.; Jahn, M.: Über die verschiedenen Erscheinungsformen der Betonzugfestigkeit und ihre Bedeutung für das Tragverhalten von Massivbauten. *Beton- und Stahlbetonbau* (1983), H. 9, S. 243-247 und H. 10, S. 281-286.
- 33 Vertieferskriptum des Lehrstuhls Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, 2000
- 34 Eisenmann, J., Leykauf, G.: Bau von Verkehrsflächen., *Betonkalender Teil 1*, S. 641-748, Ernst & Sohn, Berlin 1987
- 35 Zanker, B.: Beanspruchungen in Betondecken für Straßenverkehrsflächen – Einfluss von Tragfähigkeit und Verformungsverhalten der Unterlage sowie von Vorverformungen im Deckensystem. Dissertation, TU München, 1988
- 36 Springenschmid, R., Sonnewald, P.: Einfluss des Verbundes zwischen Betonfahrbahnen und hydraulisch gebundenen Tragschichten auf die Rissempfindlichkeit. *Straße und Autobahn*, Heft 10/1985, S. 407-412
- 37 Eisenmann, J., Zachlehner, A.: Zugbeanspruchung in Querrichtung von jungen Betondecken mit Ankern. Forschungsbericht Nr. 1242, Prüfamt für den Bau von Landverkehrswesen, TU München, 1988
- 38 Sodeikat, Ch.: Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter besonderer Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Dissertation, TU München, 2000
- 39 Schiebl, P.; Beckhaus, K.: Beton für den Bau von Verkehrswegen. Vortrag auf der Technisch-wissenschaftlichen Zementtagung 2000, 13.-15. September 2000 in Münster
- 40 Sodeikat, Ch.; Springenschmid, R.: Einschichtige Betondecken mit Recyclingzuschlag und Betondecken mit stark unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton. Vortrag bei der FGSV-Betonstraßentagung am 27./28. Oktober 1997 in Köln. *Straße und Autobahn* (1998), H. 12, S. 674-678.
- 41 Springenschmid, R., Fleischer, W.: Straßenbeton unter dem Einfluss von Temperatur und Feuchtigkeit. *Betonstraßentagung Landshut, Tagungsband der FGSV*, 1989
- 42 Mangold, M.: Die Entwicklung von Zwang- und Eigenspannungen in Betonbauteilen während der Hydratation. Dissertation, TU München, 1994
- 43 Springenschmid, R., Fleischer, W.: Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. *Beton- und Stahlbetonbau*, 1993, Heft 11, S. 297-301 und Heft 12, S. 329-332
- 44 Hiller, E.: Auswirkung von Temperatur- und Feuchteverläufen in jungen Betondecken. Dissertation, TU München, 2001
- 45 Beddoe, R., Springenschmid, R.: Feuchtetransport durch Bauteile aus Beton. *Beton- und Stahlbeton*, 4 (1999), S. 158-166
- 46 Peteln, A.: Verringerung des Aufschüßelns. Internationales Kolloquium Industriefußböden, Technische Akademie Esslingen 1995
- 47 Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation, TU München, 1996
- 48 Wiseman, J.F. et al.: Warping Stresses and Deflections in Concrete Pavements. Highway Research Board, Proceedings of the 39<sup>th</sup> Annual Meeting, 1960
- 49 Hiller, E., Sodeikat, Ch.: Stoffgesetze für das Quellen und Schwinden von Zement-Feinmörtel und Beton. Arbeitsbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Sp 174/21-2, Oktober 1996

- 50 Wiegrink, K.-H., Beckhaus, K.: Labor- und Praxisuntersuchungen des Aufschüsseln und Aufwölbens ein- und zweischichtiger Betonfahrbahndecken mit Recyclingzuschlag. FE 8.149 im Auftrag des BMVBW, 3. Zwischenbericht. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der TU München, März 2001
- 51 FIP-CEB Working Group on High Strength Concrete: High Strength Concrete, State-of-the-Art Report. CEB-Bulletin d'Information No. 197, 8/1990
- 52 Fleischer, W.: Einfluss des Zements auf Schwinden und Quellen von Beton. Dissertation, TU München, 1992
- 53 Hiller, E., Vogel, A.: Baustellenbegleitende Untersuchungen zum Einfluss des Zements auf die Entstehung von Oberflächenrissen in Betonfahrbahndecken. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 08.129 i.A. des BMV. Baustoffinstitut der TU München, Februar 1998
- 54 Künzel, H.: Verfahren zur ein- und zweidimensionalen Berechnung des gekoppelten Wärme- und Feuchtetransports in Bauteilen mit einfachen Kennwerten. Dissertation an der Universität Stuttgart, 1994
- 55 Richter, T.: Hochfester Beton – Hochleistungsbeton. Schriftenreihe Spezialbetone, Band 3, VBT, Düsseldorf 1999
- 56 Guse, U.: Dauerhaftigkeit von hochfestem Beton. Beiträge zum 32. DAfStb-Forschungskolloquium in Karlsruhe, Berlin 1996, S. 99-106
- 57 Lindner, R.: Wasserundurchlässige Baukörper aus Beton. Betonkalender Teil 2, Ernst & Sohn, Berlin 1996
- 58 Tazawa, E., Miyazawa, S.: Influence of Constituents and Composition on Autogenous Shrinkage of Cementitious Materials. Magazine of Concrete Research, März 1997, S. 15-22
- 59 Bentur, A., Goldmann, A.: Curing Effects, Strength and Physical Properties of High Strength Silica Fume Concretes. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol. 1, No. 1, February 1989, S. 46-58
- 60 Wiegrink, K.H. et al.: Shrinkage Cracking of High-Strength Concrete. ACI Materials Journal, Sept.-Okt. 1996, S.409-415
- 61 Hiller, E., Springenschmid, R.: Einfluss der Temperatur während der Nachbehandlung von Betondecken. FGSV Betonstraßentagung in Köln, 1997
- 62 Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. Dissertation an der GH Essen, 1993.
- 63 Harnik, A.B., Rösli, A.: Temperaturschock beim Auftauen von vereistem Beton mit Tausalz. Schweizerische Bauzeitung, Heft 46, 1975, S. 735-739
- 64 Beckhaus, K., Springenschmid, R.: Thermische Vorspannung von Beton. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 12/96, S. 94-96
- 65 Springenschmid, R., Fleischer, W.: Effects of Temperature and Moisture on Concrete Pavements. 6. Internationales Betonstraßensymposium, Madrid, 1990, Band 1, S.69-78
- 66 Hansen, P.F., Jensen, O.M.: Selfdensation Shrinkage in Low Porosity Cement-Silika Mortar. Nordic Concrete Research 1989, Publ. No. 8, S. 89-102
- 67 Dettling, H.: Die wahre Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Dissertation an der Universität Stuttgart, 1995
- 68 Kehlbeck, F.: Einfluss der Sonneneinstrahlung auf Brückenbauwerke. Werner Verlag, Düsseldorf 1975
- 69 Hamfler, H.: Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente. DAfStb Heft 395, Berlin 1988
- 70 Springenschmid, R. et al.: Reißneigung von hochfestem Beton. Darmstädter Massivbau-Seminar, 1991, Band 6, Beitrag V - S. 1-13
- 71 Schießl, P., Meng, B.: Grenzen der Anwendbarkeit von Puzzolanen im Beton. Forschungsbericht, RWTH Aachen, 1992
- 72 Jensen, O., Hansen, P.: Autogenous Deformation and Change of the Relative Humidity in Silica Fume-Modified Cement Paste. ACI Materials Journal, Nov.-Dec. 1996, S. 539-543

- 73 Tazawa, E.I.: Work of JCI Committee on Autogenous Shrinkage. Proceedings of the International RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete, Shrinkage 2000, Paris
- 74 Schießl, P. et al.: Influence of Binders and Admixtures on Autogenous Shrinkage of High Performance Concrete.
- 75 Miyazawa, S., Monteiro, P.J.M.: Volume Change of High-Strength Concrete in Moist Conditions. Cement and Concrete Research, Vol. 26, 1996, S. 567-572
- 76 Schrage, I. et al.: Reißneigung von hochfestem Beton. Seminar: Hochfester Beton, Darmstadt, 1991
- 77 Springenschmid, R., Schrage, I.: Hochfester Beton: Zeitabhängige Verformungen, Ribempfindlichkeit und Widerstand gegen chemische Einwirkungen. Vortragsband der DBV-Arbeitstagung, Juni 1993 in Wiesbaden, Deutscher Beton-Verein e.V., S. 46-50
- 78 Neville, A.M. et al.: Creep of Plain and Structural Concrete. Construction Press, London – New York, 1983, S. 158-181
- 79 de Larrard, F. et al.: Fluage des bétons à très hautes performances. Proc. 13. IABSE-Convention, Helsinki, 6/1988, S. 75-80
- 80 Schrage, I., Springenschmid, R.: Versuche über das Kriechen und Schwinden hochfesten Betons. Beton- und Stahlbetonbau 91, 1996, Heft 2, S. 30-36, Heft 3, S. 68-71
- 81 Müller, H.S., Küttner, C.H.: Characteristics and Prediction of Creep of High Strength Concrete. High Performance Concrete: Material Properties and Design, Aedificatio Verlag, Freiburg 1995, S. 145-162
- 82 Weigler, H., Karl, S.: Junger Beton, Beanspruchungen – Festigkeit – Verformung. Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der TH Darmstadt, 1974 (Nr. 20)
- 83 Griffith, A.A.: The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. Phil. Trans. Roy. Soc. Bd. A221, London 1920
- 84 Brameshuber, W.: Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton. Dissertation, Universität Karlsruhe, 1988
- 85 Jenq, Y.S., Shah, S.P.: A Fracture Toughness Criterion for Concrete. Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1984
- 86 van Mier, J.G.M.: Mode I Fracture of Concrete: Discontinuous Crack Growth and Crack Interface Grain Bridging. Cement and Concrete Research Vol. 21, 1991, S. 1-15
- 87 Hillerborg, A. et al.: Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research, Vol. 6, 1976
- 88 Pettersson, P.-E.: Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain Concrete and Similar Materials. Division of Building Materials, Institute of Technology, Report TVBM-1006, University of Lund 1981
- 89 Müller, H.S. et al.: Ermüdungsfortschritt im Beton bei Biegezugbeanspruchung. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben Wi 993/1-1, Universität Karlsruhe 1998
- 90 Müller, H.S.: Der Einfluss von Proben- und Korngröße auf die Kerbempfindlichkeit heterogener Werkstoffe – untersucht am Beispiel Beton. Diplomarbeit, Universität Karlsruhe 1979
- 91 Larrard, F. de, Malier, Y.: Engineering Properties of Very High Performance Concrete. High Performance Concrete: From Material to Structure. E & FN Spon, London 1992, S. 85 - 114
- 92 Feng, N.-Q. et al.: Effect of Concrete Materials on Fracture Performance. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, Aedificatio Verlag, Freiburg 1995, S. 119-124
- 93 Kan, Y.-C., Swartz, S. E.: The effects of Mix Variables on Concrete Fracture Mechanics Parameters. Fracture Mechanics of Concrete Structures, Proceedings FRAMCOS-2, Aedificatio Verlag, Freiburg 1995, S. 111-118
- 94 Krieger, B. et al.: Dauerhaft griffige und geräuscharme Betonfahrbahndecken – Stand der Entwicklung. Straße und Autobahn 12/2000, S. 753 -759
- 95 Lang, E.: Untersuchungen an altem Fahrbahndeckenbeton mit Eisenportlandzement. Beton-Informationen 5/6'99, S. 3-12

- 96 Bericht Nr. 488: Verkehrssimulation und Griffigkeitsmessungen auf Bohrkernscheiben aus Straßenbeton in der Prüfanlage Wehner/Schulze PWS. TU Berlin, Fachgebiet Straßenbau, 2001
- 97 Huschek, S.: Kennzeichnung der Oberflächenrauheit und deren Einfluss auf die Griffigkeit und die Reifengeräusche. Straße und Autobahn 6/96, S. 307-314
- 98 Heyde, K.-H., Herz, G.: Verbesserung der Griffigkeit auf alten Betonfahrbahndecken. Straße und Autobahn 12/83, S. 495-500
- 99 Technische Prüfvorschrift für Griffigkeitsmessungen - TP-Griff 1999. FGSV, Fassung 11/99
- 100 Siebel, E., Eikschen, E.: Lärmarme Betonfahrbahndecken – ein europäisches Forschungsprojekt. Straße und Autobahn 11/95, S. 658-662
- 101 Baum, H. et al.: Volkswirtschaftliche Kosten und Nutzen des Verkehrs. FGSV Heft 108, Köln 1998
- 102 Roik, G.: Einfluss des Reifens auf Fahrzeug und Fahrbahn. Straße und Autobahn 6/96, S. 315-318
- 103 Merkblatt für die Herstellung von Oberflächenstrukturen auf Fahrbahndecken aus Beton (MOB). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Entwurf Fassung 10/2000
- 104 DIN ISO 13473-2: Charakterisierung der Textur von Fahrbahnbelägen unter Verwendung von Oberflächenprofilen – Teil 2: Analyse von Fahrbahntexturprofilen, Terminologie und grundlegende Anforderungen. Entwurf 10-99
- 105 Becker, W.: Die Spektrale Dichte – ein Maß für die Fahrbahnunebenheit im Längsprofil. Straße und Autobahn 10/95, S. 583-592
- 106 Vertieferskriptum „Strassenbaustoffe“ des Lehrstuhls Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der Technischen Universität München, 9/2000
- 107 Henry, J.J., Marasteanu, M.: Models to Harmonize Methods for Measuring Road Friction. 2. Internationales Symposium über Oberflächeneigenschaften, Berlin, Juni 1992
- 108 Ullrich, S.: Akustische Erfahrungen mit lärm-mindernden Texturen – eine Zwischenbilanz. Straße und Autobahn 8/96, S. 432-435
- 109 Sommer, H.: Betonstraßen mit lärm-mindernder Oberfläche. Zement + Beton 2/91, S. 30-33
- 110 Schlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 03.293 „Einfluss der Fahrbahntextur auf das Reifen/Fahrbahn-Geräusch“, im Auftrag des BMVBW, 2000
- 111 Köhler, M.: Zur Berücksichtigung der Griffigkeit von Asphaltstraßen im Rahmen des Straßenerhaltungsmanagements. Aktuelle Fragen aus Straßenbau und Straßenerhaltung Heft 1, Universität Hannover, Eigenverlag 1993
- 112 Arbeitsanweisung für kombinierte Griffigkeits- und Rauheitsmessungen mit dem Pendelgerät und dem Ausflussmesser. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn, Köln 1972
- 113 Steinauer, B., Ueckermann, A.: Ein vereinfachtes Verfahren zur Auswertung der Längsebenheit von Straßen. Straße und Autobahn 4/99, S. 173-182
- 114 Steinauer, B., Ueckermann, A.: Untersuchung des Verfahrens der BAST zur Auswertung der Längsunebenheit von Straßen – Entwicklung eines neuen Auswerteverfahrens. Institut für Straßenwesen der RWTH Aachen, Bericht 1998
- 115 Bodschinna, H.: Rauheitsmesstechnik und Kennwerte, Tagungsband zur 2. Fachtagung „Honen in Forschung und industrieller Anwendung“, 27./28.11.1991 in Braunschweig, S. 230-257
- 116 Hilsdorf, H.K.: Beton. Betonkalender Teil 1, S. 1-137, Ernst & Sohn, Berlin 1994
- 117 Kunterding, H.: Beanspruchung der Oberfläche von Stahlbetonsilos durch Schüttgüter. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Universität Karlsruhe, Schriftenreihe Heft 12, 1991
- 118 Gjörv, O. et al.: Abrasion Resistance of High-Strength Concrete Pavements. In: Concrete International, 1/1990, S. 45-48
- 119 Auberg, R.: Zuverlässige Prüfung des Frost- und Frost-Tausalz-Widerstands von Beton mit dem CDF- und CIF-Test. Mitteilungen aus dem Institut für Bauphysik und Materialwissenschaft, Band 6, Aachen, 1999

- 120 Stockhausen, N.: Die Dilatation hochporöser Festkörper bei Wasseraufnahme und Eisbildung. Dissertation, TU München, 1981
- 121 Wenger, B.: Aufsaugversuche an Mörtelprismen mit Wasser und Tausalzlösungen. *Beton* 28, 1978, S. 52-54
- 122 Setzer, M.J.: Die Mikroslinsepumpe – Eine neue Sicht bei Frostangriff und Frostprüfung. Tagungsbericht, Bd. 1 zur 14. Internationalen Baustofftagung ibausil in Weimar, 20.-23.9.2000
- 123 Locher, F.W.: Zement – Grundlagen der Herstellung und Verwendung. Verlag Bau und Technik, Düsseldorf 2000
- 124 Grübl, P.: Über die Rolle des Eises im Gefüge zementgebundener Baustoffe. *Beton* 31, 1981, S. 54-58
- 125 Grübl, P., Sotkin, A.: Rapid Ice Formation in hardened Cement Paste, Mortar and Concrete due to Supercooling. *Cement and Concrete Research* 10, 1980, S. 333-345
- 126 Rösli, A., Harnik, A.B.: Zur Frost-Tausalz-Beständigkeit von Beton. *Schweizer Ingenieur und Architekt* 46, 1979, S. 929-934
- 127 Setzer, M.J.: Grundlagen und Mechanismen des Frostangriffs. Frostbeständigkeit von Beton, Internationales Kolloquium Wien 1980, Verein österreichischer Zementfabrikanten, Nr. 33, S. 13-18
- 128 Tachibana, D.: High Strength Concrete Incorporating Several Mixtures. *Proceedings of the 2<sup>nd</sup> Symposium „Utilization of High Strength Concrete“ in Berkeley, ACI, 1990*
- 129 Springenschmid, R., Beckhaus, K.: Flexural Strength of High Strength Concrete. *Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Symposium on Concrete Roads in Lisbon, 1998*
- 130 Gille, F.: Über den Einfluss des Kalkgehalts des Zements und des Zuschlags auf das Verhalten des Betons in sauren Wässern. *Betontechnische Berichte*, 1962, S. 147-158
- 131 Grube, H., Neck, U.: Beton widerstandsfähig gegen chemisch Angriffe. *Betonwerk und Fertigteil-Technik* 1/1996, S. 122-130
- 132 DIN 4030-1: Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase; Grundlagen und Grenzwerte. Ausgabe 06-1991
- 133 Umweltbundesamt: Saure Niederschläge / Saurer Regen. Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. Homepage des UBA, Informationsstand vom 1.6.1999
- 134 Manns, W., Zeus, K.: Witterungsbeständigkeit von Beton. 3. Bericht: Untersuchungen an rd. 50 Jahre im Freien ausgelagerten Betonplatten. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 502, Berlin 2000
- 135 Springenschmid, R.: Zum Langzeitverhalten von Betonfahrbahnen. Unveröffentlichter Bericht über die Besichtigung einer rd. 15 Jahre alten Betonfahrbahndecke. München, April 2000
- 136 Grube, H., Rechenberg, W.: Betonabtrag durch chemisch angreifende saure Wässer. *Beton* 11/87, S. 446-451
- 137 Rüger, V., Dorner, H. W.: Resistance of High Performance Concrete against Acetic Acid. *Proceedings of the 4<sup>th</sup> International Symposium on Utilization of High-Strength/High-Performance Concrete, Paris, 1996*
- 138 Setzer, M.J. et al.: CDF-Test – Prüfverfahren des Frost-Tausalz-Widerstands von Beton – Prüfung mit Taumittel-Lösung (CDF) RILEM Recommendation. *Betonwerk und Fertigteil-Technik* 4/1997, S. 100-106
- 139 Dorner, H., Hilbig, H.: Widerstand von Beton sehr geringer Porosität gegenüber einem sehr starken chemischen Angriff. Abschlussbericht zum DFG-Forschungsvorhaben (Nr. Do. 279), 12/1999
- 140 DIN 1164-1: Zement – Teil 1, Zusammensetzung, Anforderungen. Oktober 1994
- 141 Maier, S.: Frost-Tausalz-Widerstand von hochfestem Straßenbeton mit und ohne Luftporen.
- 142 Schrage, I. et al.: Ein Ausgangsrezept für hochfesten Beton. In: *Beton- und Stahlbetonbau* 87, S. 158-159, 1992
- 143 Wenzl, P.: Oberflächendauerhaftigkeit von Straßenbeton – Erste Untersuchungen zur Prüfung und Beurteilbarkeit. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung der TU München, 2001

- 144 Pfeuffer, Markus: Entwicklung einer Betonzusammensetzung für hochfesten Straßenbeton. Diplomarbeit am Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, TU München 1997
- 145 Bonzel, J.: Beton. Betonkalender 1987, Ernst & Sohn Verlag, Berlin 1987
- 146 Manns, W.: Über den Einfluss der elastischen Eigenschaften von Mörtel und Beton. Dissertation, RWTH Aachen 1969
- 147 Richtlinie für den Lärmschutz an Straßen - RLS 90. Bundesminister für Verkehr (D), Abteilung Straßenbau, Ausgabe 1990
- 148 Ullrich, S.: Annahmen zu den Fahrzeugemissionen in den Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen (RLS 90). Straße und Autobahn 4/91, S. 189-191
- 149 Verfahren zur Messung der Geräuschemission von Straßenoberflächen – GEstro-92. Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Ausgabe 1992
- 150 Kaufmann, N.: Das Sandflächenverfahren. Straßenbau-Technik 3/71, S. 131-135
- 151 Kempkens, E.: Längsebenheit von Straßen. Straße und Autobahn 2/97, S. 57-61
- 152 DIN EN ISO 13565-2: Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren - Oberflächen mit plateauartigen funktionsrelevanten Eigenschaften - Teil 2: Beschreibung der Höhe mittels linearer Darstellung der Materialanteilkurve. 04/98
- 153 DIN EN ISO 4287: Geometrische Produktspezifikationen (GPS) – Oberflächenbeschaffenheit: Tastschnittverfahren – Benennungen, Definitionen und Kenngrößen der Oberflächenbeschaffenheit. 10/98
- 154 Dames, J.: Erfassen und Beurteilen der Griffbarkeit von Straßen, Straße und Autobahn 1992, Heft 2
- 155 Brunner, M.: Untersuchungen über den Einfluss der Zuschläge im Mörtel- und Grobkornbereich auf die Griffbarkeit von Betonoberflächen bei unterschiedlicher mechanischer Beanspruchung (Polierbarkeit). Bundesminister für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Forschungsbericht Heft 298, 1980

*The fact, that nobody understands you  
doesn't mean you're an artist  
[von Colin]*



## Anhang A zu Kapitel 3 Versuchs- und Messeinrichtungen

### A - 1: Prüfverfahren zur direkten und indirekten Bestimmung der Griffbarkeit von Verkehrsflächen

#### Stuttgarter Reibungsmesser (SRM)

Gleitbeiwert am blockierten Rad: Über eine an der Radaufhängung horizontal angebrachte Kraftmessdose wird indirekt die während eines Bremsvorgangs zwischen Reifenaufstandsfläche und nasser Fahrbahnoberfläche wirkende Reibungskraft gemessen. Der Gleitbeiwert errechnet sich aus dieser Kraft dividiert durch die statische Auflast (von hier 3,43 kN).

#### SCRIM

Sideway force coefficient routine investigation machine: ein am Messfahrzeug befestigtes Rad läuft bei definierten Randbedingungen (Wasserfilm, Reifendruck etc.) im 20°-Winkel schräg zur Fahrtrichtung. Als Kenngröße für die Griffbarkeit wird über das Kraftschlussvermögen des unprofilierten Messreifens ein geschwindigkeitsabhängiger Seitenkraftbeiwert als Quotient aus der gemessenen Seitenkraft  $F_S$  und der Radlast  $F_N$  (1,96 kN) bestimmt ( $\mu_{SCRIM} = F_S / F_N$ ). Zwischen beiden Verfahren (SCRIM und SRM), die jeweils bei den gleichen drei Messgeschwindigkeiten (40, 60 und 80 km/h) angewendet werden, besteht ein relativ enger korrelativer Zusammenhang, wobei die SCRIM-Werte höher liegen als die vergleichbaren SRM-Werte. Mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,87 kann nach [111] folgende Umrechnung erfolgen:

$$\begin{aligned}\mu_{SCRIM} &= 0,072 + 0,895 \cdot \mu_G \\ \mu_G &= 0,005 + 0,957 \cdot \mu_{SCRIM}\end{aligned}$$

#### Skid Resistance Test (SRT)

Bei der SRT-Messung wird ein Gleitschuh (Vollgummiblock) an einem Pendel befestigt, das aus der Horizontalen gestartet wird und den Gleitschuh auf etwa 10 km/h beschleunigt. Über eine definierte Kontaktlänge der Fahrbahnoberfläche wird der Gleitschuh je nach Textur gebremst, was bei dem durchschlagenden Pendel zu einem geringeren Ausschlag und einem höheren SRT-Wert führt, wenn die Oberfläche eine höhere Bremswirkung aufweist.

#### Laborgriffbarkeitsmessgerät (LGM)

Drei Gummischeuhe werden in einer Kreisbahn über der zu prüfenden, ständig bewässerten Oberfläche auf eine Geschwindigkeit von 100 km/h beschleunigt. Nach Abschalten des Antriebs werden die Gleitkörper auf die Oberfläche abgesenkt und aufgrund der Oberflächenrauheit abgebremst. Die erzeugte Reibungskraft, bezogen auf die konstante Gewichtskraft der Gleitkörper, ergibt den (geschwindigkeitsabhängigen) Gleitbeiwert  $\mu_{PWS}$ , der i.d.R. für die Messgeschwindigkeit von 60 km/h angegeben wird.

### A - 2: Bestimmung der Lärmemission (Verkehr)

Die Immissionen (Einwirkungen) aus Verkehrslärm werden für den Immissionsort (Nachbarschaft einer Straße) nach den „Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen – RLS 90“ [147] berechnet. Dabei werden verschiedene Einflussgrößen wie Ausbreitungsdämpfung der Schallenergie und schallabschirmende Wirkungen auf dem Weg zum Immissionsort berücksichtigt. Der entscheidende Wert ist aber der Emissionspegel, dessen Änderung sich im gleichen Betrag auf den Immissionspegel auswirkt [148].

Maßgebend für die Einstufung einer Fahrbahndecke nach ihrer Lärminderung ist die Vorbeifahrtmethode [149]. Der Vorbeifahrtpegel wird in einem bestimmten Abstand zur Fahrbahn mit einem ortsfesten Mikrofon gemessen, womit das Messergebnis allerdings durch die aktuelle Verkehrsstärke, den LKW-Anteil oder die Straßengradiente beeinflusst wird.

Um den Einfluss der Fahrbahnoberfläche als Mittelwert über einen längeren Messabschnitt zu erhalten, können die Lärmemissionen während der Fahrt in einem „Lärmessanhänger“ bestimmt werden. Dabei wird der Lärmpegel im Nahfeld eines nachgeschleppten Rades gemessen [100].

### A - 3: Bestimmung von Textur-Kennwerten

#### Sandflächenverfahren

Dabei wird ein bestimmtes Volumen Feinsand (< 0,25 mm) mit einer Scheibe ( $\varnothing$  50 mm) auf der Fahrbahnoberfläche zu einer Kreisfläche verteilt. Als Kennwert „mittlere Rautiefe“ wird die Höhe des zugehörigen fiktiven Sandzylinders mit dem gleichen Volumen errechnet [150]. Abhängig von Korngröße und -verteilung des Sandes wird ggf. eine kombinierte Mikro- und Makrotextur erfasst.

#### Ausflussmesser nach Moore

Ein offener und unten mit einem Gummiring seitlich abgedichteter Zylinder wird mit einem bestimmten Wasservolumen gefüllt. Gemessen wird die Ausflussdauer, bis das Wasser zwischen Gummiring und Fahrbahnoberfläche ausgetreten ist [111].

#### Mean Profile Depth

Kenngröße für die Makrotextur: Differenz zwischen dem arithmetischen Mittel der Spitzenwerte der zwei Hälften einer Messlinie und dem mittleren Niveau der gesamten Linie [104].

#### Spektrale Dichte

Das gemessene Fahrbahnprofil wird mittels der Fast-Fourier-Transformation (FFT) in sein Wellenspektrum zerlegt. Bei der Längsprofilaufnahme muss dabei be-

rücksichtigt werden, dass die kleinste ausgegebene Wellenlänge dem doppelten Messpunktstand und die größte Wellenlänge der Messlänge entspricht.

Die „Spektrale Dichte“  $F_h$  stammt ursprünglich aus der Signaltechnik und wird hier für ein gemessenes Oberflächenprofil als ein Maß für die Amplitudenhöhe einer sinusförmigen Welle über einen definierten Wellenlängenbereich berechnet:

$$F_h(W_i) = \frac{A^2}{2DW} \quad [\text{mm}^3]$$

- $\Omega$ : Wegkreisfrequenz  $2\pi/\lambda$ ? also umgekehrt proportional zur Wellenlänge  $\lambda$
- $\Delta\Omega$ : Schrittweite der Wegkreisfrequenz, umgekehrt proportional zur Differenz der Wellenlängen benachbarter Wellen in einem kontinuierlich zusammengesetzten Wellenlängen-Amplituden-Spektrum
- A: Amplitudenhöhe der (sinusförmigen) Welle

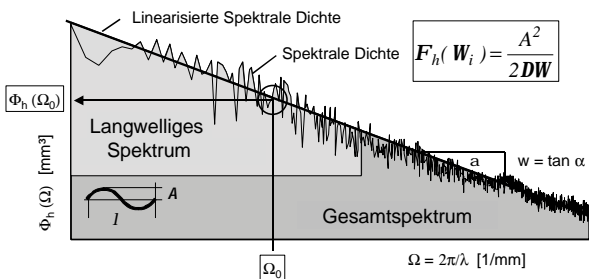


Bild A - 1: Der Verlauf der spektralen (Unebenheits-) Dichten ergibt sich durch Verbinden aller diskreten Einzelwerte über das gesamte Wellenlängenspektrum. An die Linearisierung wird die Bedingung gestellt, dass die Flächen unter der Kurve und der Linie sowohl für den langwelligeren als auch für den gesamten Bereich gleich sind.

Zur Bewertung des Längsprofilverlaufs werden die „Allgemeine Unebenheitsdichte“  $AUN = \Phi_h(\Omega_0)$  und die „Welligkeit“  $w$  abgegriffen, vgl. Bild A - 1.

Ein größerer Wert der charakteristischen Spektralen Dichte „AUN“ bedeutet eine größere charakteristische Unebenheit der Straße, die Welligkeit  $w$  gibt die Steigung der Funktion und damit die Verteilung der Unebenheitshöhen über das gesamte Spektrum an. Eine große Welligkeit (große Steigung der Linie) steht z.B. für dominante hohe lange Wellen und vergleichsweise niedrige kurze Wellen. [151]

Sowohl die Wahl des Teilbereiches als auch die Wahl der maximalen betrachteten Wellenlänge beeinflussen die Höhenlage und Steigung der Ausgleichsgeraden, da die großen Wellenlängen (und großen Amplituden) eine verhältnismäßig große Fläche unter der Kurve erzeugen.

Abbott-Kurve (Materialanteilkurve)

Die Abbott-Kurve gibt den Verlauf des Materialanteils  $M_r$  eines gemessenen Oberflächenprofils in Abhängigkeit von der Schnitthöhe  $z$  an (für  $z = 0$  gilt:  $M_r = 0$ ) [152, 153]. Aus dieser kann der sogenannte „Tragflä-

chenanteil“ (z.B. für den Fahrzeugreifen) in einer bestimmten Profiltiefe  $z_i$  abgelesen oder es können weitere Kenngrößen abgeleitet werden [97].

Bild A - 2 zeigt ein Texturprofil und dessen Abbott-Kurve. Nach Bestimmung der Ausgleichsgeraden in der Abbott-Kurve kann das Profil unterteilt werden in einen

- Profilspitzenbereich,
- Kernbereich,
- Profiltriefenbereich.

Der Materialanteil in diesen drei Profilbereichen nimmt unterschiedlich zu. Der Kernbereich zeichnet sich durch den größten Zugewinn an Materialanteil beim tieferen Vordringen in das Profil aus und wird durch eine sogenannte Ausgleichsgerade bestimmt, vgl.. Für die Materialanteile der Texturspitzen und -riefen  $M_{R1}$  und  $M_{R2}$  wird in der Abbott-Kurve jeweils ein flächengleiches Dreieck konstruiert, dessen Höhen die „reduzierte Spitzenhöhe“  $R_{PK}$  bzw. die „reduzierte Riefentiefe“  $R_{VK}$  sind. Durch die Reduzierung wird erreicht, dass sehr vereinzelt Spitzen und Riefen in einer Profillinie die Auswertung nicht stark beeinflussen.

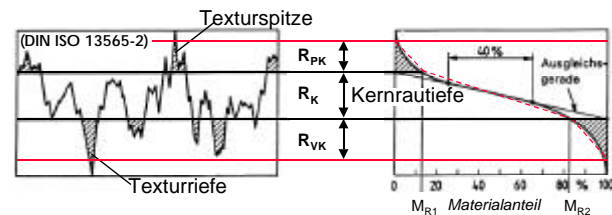


Bild A - 2: Oberflächenprofilinie (links) und zugehörige Materialanteilkurve [152]

A - 4: Verfahren zur zeitraffenden Simulation der Beanspruchung von Fahrbooberflächen durch die Fahrzeugreifen

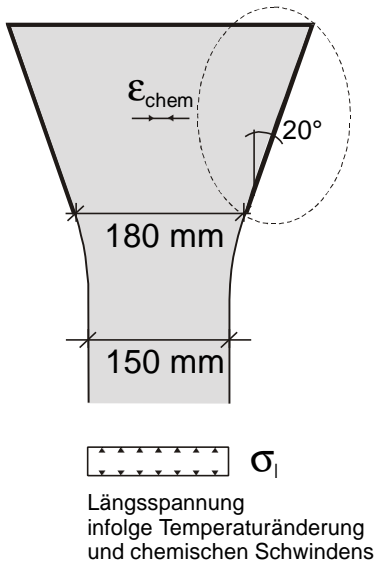
Prüfverfahren Wehner/Schulze

Nach dem gleichen Prinzip, aber im kleineren Maßstab, werden in der Poliermaschine der Prüfanlage Wehner/Schulze Prüfflächen mit einem Durchmesser von rd. 22 cm mit 90.000 Überrollungen beansprucht. Unter Zugabe (standardmäßig) eines Wasser-Schmirgel-Gemisches wird die Kreisbahn mit 3 konischen Gummirollen querkräftfrei überfahren. Die Rollen üben dabei wie nicht angetriebene Räder einen leichten Bremsschlupf aus.

Prallabtriebgerät

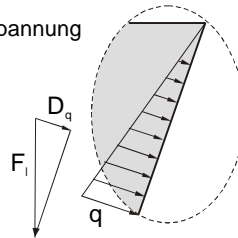
Ebenfalls eine Poliersimulation an kleinen Proben ermöglicht das Prallabtriebgerät. Hier wird eine Prüffläche von i.d.R. 15 cm Durchmesser innerhalb einer Prallkammer durch Stahl- und/oder Gummikugeln „regellos“ beschossen, wodurch eine über die gesamte Fläche gleichmäßige mechanische Beanspruchung entsteht. Unterschiede in der Beanspruchung werden v.a. durch Zugabe von z.B. Quarzsand oder durch Variation der Prallhöhe und Härte der Kugeln erreicht. [154, 155]

Reißrahmen-Querhaupt  
System: offener Rahmen



Verformungen im Querhaupt des Reißrahmens

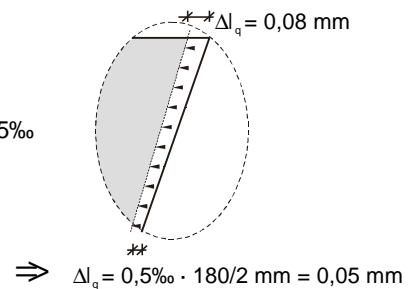
infolge Längsspannung



Annahme:  $\sigma_l = 3 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \Delta l_q = 0,05 \text{ mm}$  [s. Breitenbücher]

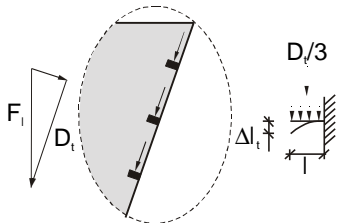
infolge Querdehnung

Annahme:  $\epsilon_{chem}(48h) = 0,5\text{‰}$



⇒ Kraftübertragung nicht über Aufweitung des Querhauptes, sondern über Zapfen:

Annahme:  $\sigma_l = 3 \text{ N/mm}^2$



$$EI = 210.000 \text{ N/mm}^2 \cdot 9^3 \text{ mm}^3 \cdot 14 \text{ mm} / 12 = 178,6 \cdot 10^6 \text{ Nmm}^2$$

$$\Delta l_i = 1/8 \cdot l^3 \cdot D/3 / EI = 1/8 \cdot 14^3 \text{ mm}^3 \cdot (3 \text{ N/mm}^2 \cdot 150^2 \text{ mm}^2 / 2 \cdot \cos 20^\circ) / 3 / EI = 0,006 \text{ mm}$$

mit  $l = 1000 \text{ mm}$   
und  $E_{2d} = 36.500 \text{ N/mm}^2 \Rightarrow \Delta \sigma_{l, 2d} = \Delta \epsilon_l \cdot E_{2d} = 0,006 \text{ mm} / 1000 \text{ mm} \cdot 36500 \text{ N/mm}^2 = 0,24 \text{ N/mm}^2$

⇒ keine stetige Kraftübertragung im Reißrahmen bei hohen Längsspannungen gewährleistet!

Dehnungsbehinderung in Querrichtung im Querhaupt durch maximal möglichen Bewehrungsgehalt:

3 Lagen je 5 Stäbe mit  $d=16\text{mm}$  BSt 500:  $A_s = 3016 \text{ mm}^2$ ,  $A_b = 200 \cdot 150 \text{ mm}^2 - 3016 \text{ mm}^2 = 26984 \text{ mm}^2$

vereinfachte Annahme HFB:  $E_{bh} = 0 \text{ N/mm}^2$ ,  $E_{2d} = 36.500 \text{ N/mm}^2$  keine Relaxation des Betons  
 $\delta_{bh} = 100\%$   
 $\delta_{2d} = 1/(1+(E_b \cdot A_b) / (E_s \cdot A_s)) = 39\%$

⇒ bei eingelegter Querbewehrung im Querhaupt wird eine stetige Kraftübertragung über Aufweitung des Querhauptes und Zapfen ermöglicht

A - 5: Auswirkung des autogenen Schwindens des Betons im Querhaupt des Reißrahmens in Querrichtung und Wirkung einer lagenweisen Querbewehrung – Abschätzung.



**Anhang B** zu Kapitel 4 **Eigene Untersuchungen**

*B - 1: Anforderungen an Straßenbauzemente lt. ZTV Beton-StB bzw. DIN 1164 und Werte der verwendeten Zemente für die Laborversuche (Werk A) und die Versuchsstrecke „A44“ (Werk B)*

Anforderungen an Straßenbauzement ...	Prüfung	Anforderung (ZTV Beton-StB, DIN 1164)	Zemente CEM I ...		
			Werk A		Werk B
			32,5 R (A)	42,5 R (A)	32,5 R (B)
CEM I 32,5 R:	Wasseranspruch	[Gew.-%] = 28	25,5	26,5	26,2
CEM I 32,5 R:	2-Tage-Druckfestigkeit	[N/mm <sup>2</sup> ] = 29	24	26	18,5
CEM I 32,5 R:	Mahlfeinheit	[cm <sup>2</sup> /g] = 3500	2900	3200	2700
CEM I:	Alkaliäquivalent	[Gew.-%] = 1,0	0,50	0,57	0,52
CEM 32,5 bis 42,5 R:	Erstarrungsbeginn bei 20°C <sup>1</sup>	[Minuten] ≥ 120	180	150	160
CEM 32,5	28-Tage-Nennndruckfestigkeit	32,5-52,5	50,4	-	49,6
CEM 42,5		42,5-62,5	-	59,7	-

<sup>1</sup> gilt nicht für Zement für „frühhochfesten“ Straßenbeton

*B - 2: Kenndaten der chemischen Analyse der verwendeten Zemente für die Laborversuche (Werk A) und die Versuchsstrecke „A44“ (Werk B)*

Chemische Prüfung	ggf. Sollwert (DIN 1164)	Zemente CEM I ...		
		Werk A		Werk B
		32,5 R (A)	42,5 R (A)	32,5 R (B)
Glühverlust	[%] = 5	2,61	-	1,75
Unlösliches	[%] = 5	0,71	-	0,37
SiO <sub>2</sub>	[%] -	20,28	-	-
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	[%] -	5,59	-	3,64
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	[%] -	3,05	-	-
CaO	[%] -	65,99	-	-
MgO	[%] -	1,16	-	0,88
SO <sub>3</sub>	[%] = 3,5	2,95	-	3,15
K <sub>2</sub> O	[%] -	0,57	-	-
Na <sub>2</sub> O	[%] -	0,12	-	-
Cl	[%] = 0,1	0,048	-	0,06
C <sub>3</sub> A	[%] -	9,0	-	7,38
C <sub>3</sub> S	[%] -	70,2	-	-
C <sub>2</sub> S	[%] -	4,2	-	-
C <sub>4</sub> AF	[%] -	9,1	-	9,1
CO <sub>2</sub>	[%] = 2,5	-	-	-

HIStrB 0/16	Korngruppe [mm]	Siebdurchgang in Masse-%									
		0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	32	>32
Ermittlung der Sieblinie für den hochfesten Straßenbeton	0/2	0,6	3,9	31,8	79,8	97,4	100	100	100	100	100
	2/8					1,1	18,6	89,7	100	100	100
	8/16					0,5	0,5	4,9	97,35	100	100
	16/22					0	0	0	0	100	100
gewählte Anteile in %	30	0/2	0,2	1,2	9,5	23,9	29,2	30,0	30,0	30,0	30
	34	2/8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,4	6,3	30,5	34,0	34,0
	36	8/16					0,2	0,2	1,8	35,0	36,0
	0	16/22					0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
Ist-Sieblinie		0,2	1,2	9,5	23,9	29,8	36,5	62,3	99,0	100	100
Sieblinie A 16		(2)	3	(8)	12	21	36	60	100	100	100
Sieblinie B 16		(4)	8	(20)	32	42	56	76	100	100	100

HIStrB 0/22	Korngruppe [mm]	Siebdurchgang in Masse-%									
		0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	22/32	32
Ermittlung der Sieblinie für den hochfesten Straßenbeton	0/2	0,6	3,9	31,8	79,8	97,4	100	100	100	100	100
	2/8					1,1	18,6	89,7	100	100	100
	8/16					0,5	0,5	4,9	97,35	100	100
	16/22					0	0	0	0	100	100
gewählte Anteile in %	29	0/2	0,174	1,1	9,2	23,1	28,2	29,0	29,0	29,0	29
	29	2/8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	5,4	26,0	29,0	29,0
	29	8/16					0,1	0,1	1,4	28,2	29,0
	13	16/22					0,0	0,0	0,0	13,0	13,0
Ist-Sieblinie		(0)	1,1	9,2	23,1	28,7	34,5	56,4	86,2	100,0	100
Sieblinie A 32		(1)	2	(5)	8	14	23	38	62	100	100

B - 3: Korngrößenverteilung des verwendeten Zuschlags für die Mischungen mit 16 mm und 22 mm Größtkorn der untersuchten hochfesten Straßenbetone, Mainsand 0/2 und Basaltsplitt 2/16 bzw. 2/22

A44_B65	Korngruppe [mm]	Siebdurchgang in Masse-%									
		0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	22/32	32
Ermittlung der Sieblinie für den hochfesten Straßenbeton	0/2	-	10,5	56,5	84	96	100	100	100	100	100
	2/8	-	0,8			4	50	90	100	100	100
	8/16	-	1	0	0	0	1	12	92	100	100
	16/22	-				0	0	0	15	100	100
gewählte Anteile in %	30	0/2	-	3,15	16,95	25,2	28,8	30	30	30	30
	18	2/8	-	0,1	0,0	0,0	0,7	9,0	16,2	18,0	18,0
	24	8/16	-	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	2,9	22,1	24,0
	28	16/22	-					0,0	0,0	4,2	28,0
Ist-Sieblinie		(1)	3,5	17	25	30	39	49	74	100	100
Sieblinie A 22		(1)	2	(5)	8	14	23	38	62	100	100
Sieblinie B 22		(3)	8	(18)	28	37	47	62	80	100	100

A44_B35	Korngruppe [mm]	Siebdurchgang in Masse-%									
		0,125	0,25	0,5	1	2	4	8	16	22/32	32
Ermittlung der Sieblinie für den normalfesten Straßenbeton	0/2	-	10,5	56,5	84	96	100	100	100	100	100
	2/8	-	0,8	0	1	4	26	98	100	100	100
	8/16	-	0,6	0	0	0	0,8	7	94	100	100
	16/22	-	0,5	0	0	0	0	0	7	93	100
gewählte Anteile in %	30	0/2	-	3,2	17,0	25,2	28,8	30,0	30,0	30,0	30
	20	2/8	-	0,2	0,0	0,2	0,8	5,2	19,6	20,0	20,0
	25	8/16	-	0,2	0,0	0,0	0,0	0,2	1,8	23,5	25,0
	25	16/22	-	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,8	23,3
Ist-Sieblinie		(1)	3,6	17,0	25,4	29,6	35,4	51,4	75,3	98,3	100
Sieblinie A 22		(1)	2	(5)	8	14	23	38	62	100	100
Sieblinie B 22		(3)	8	(18)	28	37	47	62	80	100	100

B - 4: Korngrößenverteilung der verwendeten Zuschläge für die Mischungen mit 22 mm Größtkorn der eingesetzten Straßenbetone für die streifenweise Erneuerung auf der BAB A44: „A44\_B65“ und „A44\_B35“, Natur-sand 0/2 und Diabas- bzw. Hartkalksteinsplitt 2/22

Berechnung $a_T$ -Wert von Beton rr0 : 350-0,45(K32)					
<b>Eingabewerte aus dem Betonrezept</b>					
w/z-Wert					<b>w/z= 0,45</b>
Zementgehalt					<b>z= 350</b>
Luftporengehalt					<b>LP= 5</b>
Dichte von Zement			CEM I		<b>rZe= 3,1</b>
<b>Zuschläge</b>		Dichte des Zuschlags [kg/m³]		Zuschlaggehalt [kg/m³]	Wärmedehnzahl [10 <sup>-6</sup> /K]
Zuschlag 1	0/4	Kalksand	rZu1= 2,7	<b>g1= 647</b>	aZu1= <b>4,5</b>
Zuschlag 2	4/16	Kalk	rZu2= 2,7	<b>g2= 370</b>	aZu2= <b>4,5</b>
Zuschlag 3	2/16	Basaltsplitt	rZu3= 2,9	<b>g3= 396</b>	aZu3= <b>6,5</b>
Zuschlag 4	16/32	Basaltsplitt	rZu4= 2,9	<b>g4= 496</b>	aZu4= <b>6,5</b>
Mittelwerte			<b>rZu= 2,79</b>		<b>aZu= 5,4</b>
<b>Eingabewerte aus den Tabellen</b>					
Wahre Wärmedehnung		[10 <sup>-6</sup> /K]			<b>aw= 10</b>
Max. gesamte Wärmedehnung		[10 <sup>-6</sup> /K]			<b>max a = 22</b>
Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts			75%		<b>k= 1</b>
Einfluß des Alters			0-6 Monate		<b>a= 1</b>
<b>Zwischenergebnisse</b>					
Wärmedehnzahl des Zements					<b>aZe= 22</b>
Gewichtsanteile gesamt (bezogen auf Zementgewicht)					<b>s= 6,90</b>
Rohdichte des Betons [kg/dm³]					<b>rB= 2,40</b>
Zuschlaganteil [Raum-%]					<b>x= 71,68</b>
Multiplikator					<b>c= 0,15</b>
<b>Ergebnis</b>					
<b>Wärmedehnzahl des Betons rr0 : 350-0,45(K32)</b>				<b>a= 7,90 · 10<sup>-6</sup>/K</b>	

Berechnung $a_T$ -Wert von Beton rr2 : 432+18-0,30					
<b>Eingabewerte aus dem Betonrezept</b>					
w/z-Wert					<b>w/z= 0,3</b>
Zementgehalt					<b>z= 450</b>
Luftporengehalt					<b>p= 5</b>
Dichte von Zement			CEM I		<b>rZe= 3,1</b>
<b>Zuschläge</b>		Dichte des Zuschlags [kg/m³]		Zuschlaggehalt [kg/m³]	Wärmedehnzahl [10 <sup>-6</sup> /K]
Zuschlag 1	0/2	Quarzsand	rZu1= 2,6	<b>g1= 523</b>	aZu1= <b>11,0</b>
Zuschlag 2	2/8	Basaltsplitt	rZu2= 2,9	<b>g2= 664</b>	aZu2= <b>6,5</b>
Zuschlag 3	8/16	Basaltsplitt	rZu3= 2,9	<b>g3= 703</b>	aZu3= <b>6,5</b>
Zuschlag 4	16/32	Basaltsplitt	rZu4= 2,9	<b>g4= 0</b>	aZu4= <b>6,5</b>
Mittelwerte			<b>rZu= 2,81</b>		<b>aZu= 7,846</b>
<b>Eingabewerte aus den Tabellen</b>					
Wahre Wärmedehnung		[10 <sup>-6</sup> /K]			<b>aw= 10</b>
Max. gesamte Wärmedehnung		[10 <sup>-6</sup> /K]			<b>max a = 22</b>
Einfluß des Feuchtigkeitsgehalts			75%		<b>k= 1</b>
Einfluß des Alters			0-6 Monate		<b>a= 1</b>
<b>Zwischenergebnisse</b>					
Wärmedehnzahl des Zements					<b>aZe= 22</b>
Gewichtsanteile gesamt (bezogen auf Zementgewicht)					<b>s= 5,5</b>
Rohdichte des Betons [kg/dm³]					<b>rB= 2,47</b>
Zuschlaganteil [Raum-%]					<b>x= 70,59</b>
Multiplikator					<b>c= 0,16</b>
<b>Ergebnis</b>					
<b>Wärmedehnzahl des Betons rr2 : 432+18-0,30</b>				<b>a= 10,10 · 10<sup>-6</sup>/K</b>	

B - 5: Berechnung der Wärmedehnzahlen eines normalfesten Straßenbetons und eines „Hochleistungs-Straßenbetons“ nach Dettling, wobei der große Unterschied v.a. im unterschiedlichen Zuschlag begründet ist

### B - 6: Auswerteverfahren für die Reißrahmen-Versuche „Teiladiabatischer“ Versuch

Die „teiladiabatischen“ Versuche im Reißrahmen werden nach [14] ausgewertet. Im Folgenden werden die Reißrahmen-Kennwerte erläutert.

#### Maximale Erwärmung

$$\max \Delta T_{Erw} = \max T - T_{N0} \quad [K]$$

- max T: Maximaltemperatur in Probekörpermitte [°C]
- T<sub>N0</sub>: Gemessene Einbau- (≡ Frischbeton-) Temperatur [°C]

#### Mittlere Erwärmungsgeschwindigkeit

$$v_T = \frac{\max \Delta T_{Erw}}{\Delta t_{\max T}} = \frac{\max T - T_{N0}}{t_{\max T} - t_{T_{N0}}} \quad [K/h]$$

- Δt<sub>max T</sub>: Zeitspanne zwischen der Wasserzugabe (wird auch als Einbauzeitpunkt definiert) und dem Erreichen der Maximaltemperatur [h]

#### Nullspannungsdauer

$$\Delta t_{N1} = t_{T_{N1}} - t_{T_{N0}} \quad [h]$$

- Δt<sub>N1</sub>: Zeitspanne zwischen der Wasserzugabe und dem Erreichen der ersten Nullspannungstemperatur T<sub>N1</sub>.
- T<sub>N1</sub>: Beginn des messbaren Spannungsaufbaus

#### Spezifische Druckspannung

$$s_D = \frac{3}{2} \cdot \frac{\max s_D}{\max \Delta T_{Erw}} \quad [N/(mm^2 \cdot K)]$$

- σ<sub>D</sub>: Verformungsmodul, in dem der E-Modul, der Relaxationsbeiwert, die Temperaturdehnzahl, der Grad der Verformungsbehinderung und beim hochfesten Beton auch das autogene Schwinden integriert sind; ein Maß für die Fähigkeit des Betons, während der Erwärmungsphase Temperaturdehnungen in Druckspannungen umzusetzen.
- max σ<sub>D</sub>: Im Reißrahmen während der Erwärmungsphase (max ΔT<sub>Erw</sub>) maximal festgestellte Druckspannung [N/mm<sup>2</sup>]
- 3/2: Völligkeitsbeiwert, der berücksichtigt, dass die Temperatur im Reißrahmen über die Balkenlänge nicht konstant, sondern annähernd parabolisch verteilt ist. Zu beachten ist hier insbesondere beim hochfesten Beton, dass sich der Zeitpunkt, bei dem die maximale Druckspannung festgestellt wird, von dem der Maximaltemperatur um einige Stunden unterscheiden kann:

#### Phasenverschiebung Druck-Temperatur

$$\Delta t_{s/T} = t_{\max T} - t_{\max s} \quad [h]$$

- Δt<sub>σT</sub>: Zeitraum, in dem durch Relaxation und ggf. autogenes Schwinden mehr an Spannung abgebaut wird als durch den weiteren Temperaturanstieg hinzukommt.
- t<sub>max T</sub>: Zeitpunkt der Maximaltemperatur [h]
- t<sub>max σ</sub>: Zeitpunkt der maximalen Druckspannung [h]

#### Zweite Nullspannungstemperatur

- T<sub>N2</sub>: Temperatur in Balkenmitte, ab der sich bei weiterer Abkühlung Zugspannungen aufbauen.

#### Spezifische Zugspannung

$$s_Z = \frac{3}{2} \cdot \frac{s_{96}}{T_{N2} - T_{96}} \quad [N/(mm^2 \cdot K)]$$

- σ<sub>Z</sub>: Verformungsmodul analog zur spezifischen Druckspannung; ein Maß für die mittlere Zunahme der Zugspannung je Grad Abkühlung ab dem Beginn des Spannungsaufbaus bis zum Alter von 96 Stunden (Beginn der künstlichen Kühlung).
- s<sub>96</sub>: Zugspannung zum Zeitpunkt t = 96 h [N/mm<sup>2</sup>]
- T<sub>96</sub>: Temperatur zum Zeitpunkt t = 96 h [°C]
- 3/2: Völligkeitsbeiwert, der berücksichtigt, dass die Temperatur im Reißrahmen über die Balkenlänge nicht konstant, sondern annähernd parabolisch verteilt ist.
- Reißt der Balken, bevor er 96 Stunden alt ist, sind die Spannung und die Temperatur nach 96 Stunden (σ<sub>96</sub> und T<sub>96</sub>) durch die entsprechenden Werte zum Risszeitpunkt t<sub>R</sub> zu ersetzen (σ<sub>R</sub> und T<sub>R</sub>).

#### Zug-Druckverhältnis

$$k_s = \frac{s_Z}{s_D} \quad [-]$$

- k<sub>s</sub>: Ein hohes Verhältnis bedeutet einen relativ geringen Druckspannungsaufbau während der Erwärmungsphase und vergleichsweise hohe Zugspannungen infolge Abkühlung durch inzwischen größere Steifigkeit des Betons, geringere Relaxation und bei hochfestem Beton auch geringeres autogenes Schwinden.
- σ<sub>Z</sub>: Spezifische Zugspannung
- σ<sub>D</sub>: Spezifische Druckspannung

#### Risstemperatur

- T<sub>R</sub>: Temperatur in Balkenmitte zum Risszeitpunkt t<sub>R</sub>.



Beanspruchungsgrad

$$k = \frac{S_{96}}{S_R} \cdot 100 \quad [\%]$$

- $k$ : Anteil der Zugfestigkeit, der während des Erhärtens unter teiladiabatischen Verhältnissen infolge Zwangsbeanspruchung (nach dem Abkühlen auf Ausgangstemperatur) aufgezehrt ist.

Mögliche Abkühlung im Zugbereich ?  $\Delta T_R$ :

$$\Delta T_R = \frac{2}{3} \cdot (T_{N2} - T_{96}) + (T_{96} - T_R) \quad [K]$$

- $\Delta T_R$ : Maß für die Zugbruchdehnung ( $\alpha_T \cdot \Delta T_R$ ) des Betons, wenn für die Abkühlphase eine konstante Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  angenommen wird.

„Zyklischer“ Versuch

Kennwerte für einen Versuch mit zyklischer Temperaturbeanspruchung werden aus dem Reißrahmen-Versuch bei teiladiabatischer Temperaturentwicklung abgeleitet. Die Werte, die nicht übertragbar bzw. offensichtlich nicht aussagekräftig sind, werden nicht aufgeführt, die angepassten und neu interpretierten Kennwerte werden im folgenden erklärt:

Maximale 1. Erwärmung

$$\max \Delta T_{Erw,1} = \max T_{Erw,1} - T_{N0} \quad [K]$$

- $\max \Delta T_{Erw,1}$ : maximaler Temperaturunterschied zwischen der Ausgangs- und Maximaltemperatur der 1. Erwärmungsphase, in der die Hydratationswärme zu einer höheren als der angesteuerten Temperatur führt.

In den Erwärmungsphasen des 2. und des 3. Zyklus sind  $\max \Delta T_{Erw,2}$  und  $\max \Delta T_{Erw,3}$  als Temperaturunterschied zwischen Minimal- und Maximaltemperatur durch die Temperatursteuerung vorgegeben und werden nur zur Berechnung weiterer Kriterien benötigt.

- $\max T_{Erw,1}$ : Maximaltemperatur in Probekörpermitte bei 1. Erwärmung (Zyklus 1)
- $T_{N0}$ : Gemessene Einbau- ( $\equiv$  Frischbeton-) Temperatur [ $^{\circ}C$ ]

Mittlere 1. Erwärmungsgeschwindigkeit

$$v_{T,1} = \frac{\max \Delta T_{Erw,1}}{t_{\max T_{Erw,1}} - t_{T_{N0}}} \quad [K/h]$$

- $v_{T,1}$ : Die Selbstunterstützung des Aufwärmens infolge Hydratation kann zu einer höheren Erwärmungsgeschwindigkeit führen. Nach der 1. Abkühlung ist ein weiterer Beitrag der

Hydratationswärme bei der 2. und 3. Erwärmung zu vernachlässigen.

Nullspannungsdauer

$$\Delta t_{N-Erw,1} = t_{T_{N-Erw,1}} - t_{T_{N0}} \quad [h]$$

- $\Delta t_{N-Erw,1}$ : Zeitspanne zwischen der Wasserzugabe und dem Erreichen der Nullspannungstemperatur der 1. Erwärmung  $T_{N-Erw,1}$ .
- $T_{N-Erw,1}$ : Beginn des messbaren Spannungsaufbaus

Nullspannungstemperaturen bei Erwärmung

- $T_{N-Erw,i}$ : Temperatur in Balkenmitte, ab der sich bei weiterer Erwärmung Druckspannungen aufbauen; sie ist definiert wie die Nullspannungstemperatur im „teiladiabatischen“ Versuch.

Spezifische Druckspannung

$$s_{D,i} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\max s_{Druck,i}}{\max T_{Erw,i} - T_{N-Erw,i}} \quad [N / (mm^2 \cdot K)]$$

- $\sigma_{D,i}$ : Verformungsmodul analog zur spezifischen Druckspannung des „teiladiabatischen“ Versuchs; ein Maß für die mittlere Zunahme der Druckspannung je Grad Erwärmung ab dem Beginn des Druckspannungsaufbaus in der jeweiligen Erwärmungsphase bis zum Zeitpunkt der zugehörigen Maximaltemperatur.

Spezifische Spannungsänderung bei Erwärmung

$$\Delta s_{Erw,i} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\max \Delta s_{Erw,i}}{\max \Delta T_{Erw,i}} \quad [N / (mm^2 \cdot K)]$$

- $\Delta \sigma_{Erw,i}$ : Verformungsmodul, der analog zur spezifischen Druckspannung, aber über den gesamten Zug- und Druckbereich für die 2. und 3. Erwärmung berechnet wird; ein Maß für die mittlere Änderung der Spannung je Grad Erwärmung im zugehörigen Zeitraum  $\max \Delta T_{N-Erw,i}$ . Bei einem Übergang von Zug- in Druckspannung bei enthält der Wert evtl. eine gerätespezifische Größe (z.B. durch Schlupf im Verankerungsbereich).
- $\max \Delta \sigma_{Erw,i}$ : Differenz zwischen maximaler Druck- und minimaler Zugspannung im Zyklus i (Ifd. Nr.).
- $\max \Delta T_{Erw,i}$ : Differenz zwischen maximaler und minimaler Temperatur im Zyklus i (Ifd. Nr.).

Nullspannungstemperatur bei Abkühlung

- $T_{N-Abkühl,i}$ : Temperatur in Balkenmitte im Zyklus i, ab der sich bei weiterer Abkühlung Zugspannungen aufbauen. Die erste Nullspannungstemperatur bei Abkühlung  $T_{N-Abkühl,1}$  ist definiert wie  $T_{N2}$  aus dem „teiladiabatischen“ Versuch.

Spezifische Zugspannung

$$s_{Z,i} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\min s_{Zug,i}}{T_{N-Abkühl,i} - \min T_{Abkühl,i}} \quad [N / (mm^2 \cdot K)]$$

- $\sigma_{Z,i}$ : Verformungsmodul analog zur spezifischen Zugspannung des "teiladiabatischen" Versuchs; ein Maß für die mittlere Zunahme der Zugspannung je Grad Abkühlung ab dem Beginn des Spannungsaufbaus in der jeweiligen Abkühlphase bis zum Zeitpunkt der zugehörigen Minimaltemperatur.

Spezifische Spannungsänderung bei Abkühlung

$$\Delta s_{Abkühl,i} = \frac{3}{2} \cdot \frac{\max \Delta s_{Abkühl,i}}{\max \Delta T_{Abkühl,i}} \quad [N / (mm^2 \cdot K)]$$

- $\Delta \sigma_{Abkühl,i}$ : Verformungsmodul, der analog zur spezifischen Zugspannung, aber über den gesamten Druck- und Zugbereich für die Abkühlphasen berechnet wird; ein Maß für die mittlere Änderung der Spannung je Grad Abkühlung im zugehörigen Zeitraum  $\max \Delta T_{N-Abkühl,i}$ . Bei einem Übergang von Druck- in Zugspannung bei enthält der Wert evtl. eine gerätespezifische Größe (z.B. durch Schlupf im Verankerungsbereich).
- $\max \Delta \sigma_{Abkühl,i}$ : Differenz zwischen maximaler Druck- und minimaler Zugspannung im Zyklus i (Ifd. Nr.).
- $\max \Delta T_{Abkühl,i}$ : Differenz zwischen maximaler und minimaler Temperatur im Zyklus i (Ifd. Nr.).

Zug-Druck-Verhältnis

$$k_{s,i} = \frac{s_{Z,i}}{s_{D,i}} \quad [-]$$

- $k_{\sigma,i}$ : Ein hohes Verhältnis bedeutet einen relativ geringen Druckspannungsaufbau während der Erwärmungsphase und vergleichsweise hohe Zugspannungen infolge Abkühlung durch inzwischen größere Steifigkeit des Betons, geringere Relaxation und ggf. geringeres autogenes Schwinden.
- $\sigma_{Z,i}$ : Spezifische Zugspannung im Zyklus i
- $\sigma_{D,i}$ : Spezifische Druckspannung im Zyklus i

Spannungs-Verhältnis im Temperatur-Zyklus

$$k_{Zyklus,i} = \frac{\Delta s_{Abkühl,i}}{\Delta s_{Erw,i}} \quad [-]$$

- $k_{Zyklus,i}$ : Das Verhältnis der höheren Spannungsänderung bei Abkühlung als bei der (schnell folgenden) Erwärmung ist ein Maß für die inzwischen größere Steifigkeit, geringere Relaxation und ggf. für das zusätzliche autogene Schwinden des Betons;  $k_{Zyklus,i}$  wird nur für den 2. und 3. Zyklus berechnet. Bei  $k_{Zyklus,i}$  ist sowohl in der Abkühl- als auch in der Erwärmungsphase die evtl. vorhandene gerätespezifische Einflussgröße (z.B. unterschiedliche Steifig-

keit des Reißrahmens bei Zug- und Druckbeanspruchung) bei Spannungswechsel inbegriffen, wodurch sie in diesem Spannungs-Verhältnis über Druck- und Zugbereich eliminiert werden.

- $\Delta \sigma_{Abkühl,i}$ : Verformungsmodul der (gesamten) Abkühlphase im Zyklus i
- $\Delta \sigma_{Erw,i}$ : Verformungsmodul der (gesamten) Erwärmungsphase im Zyklus i

Risstemperatur

- $T_R$ : Temperatur in Balkenmitte zum Risszeitpunkt  $t_R$ .

Beanspruchungsgrad

$$k = \frac{s_{72}}{s_R} \cdot 100 \quad [\%]$$

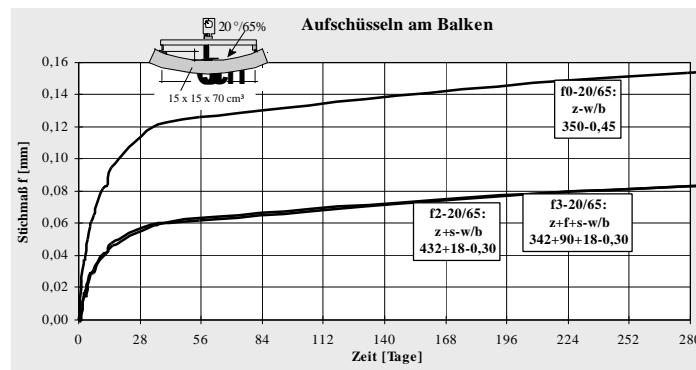
- Anteil der Zugfestigkeit, der während des Durchlaufens der Temperaturzyklen aufgezehrt worden ist.
- $\kappa$ : Anteil der Zugfestigkeit, der während des Erhärtens unter zyklischen Temperaturverhältnissen infolge Zwangsbeanspruchung (nach 3 Zyklen) aufgezehrt ist.

Mögliche Abkühlung im Zugbereich

$$\Delta T_R = \frac{2}{3} \cdot (T_{N-Abkühl,3} - T_{72}) + (T_{72} - T_R) \quad [K]$$

- $\Delta T_R$ : Maß für die Zugbruchdehnung ( $\alpha_T \cdot \Delta T_R$ ) des Betons, wenn für die 3. Abkühlphase eine konstante Temperaturdehnzahl  $\alpha_T$  angenommen wird.

**Anhang C zu Kapitel 5 Bauteil-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Tragfähigkeit**



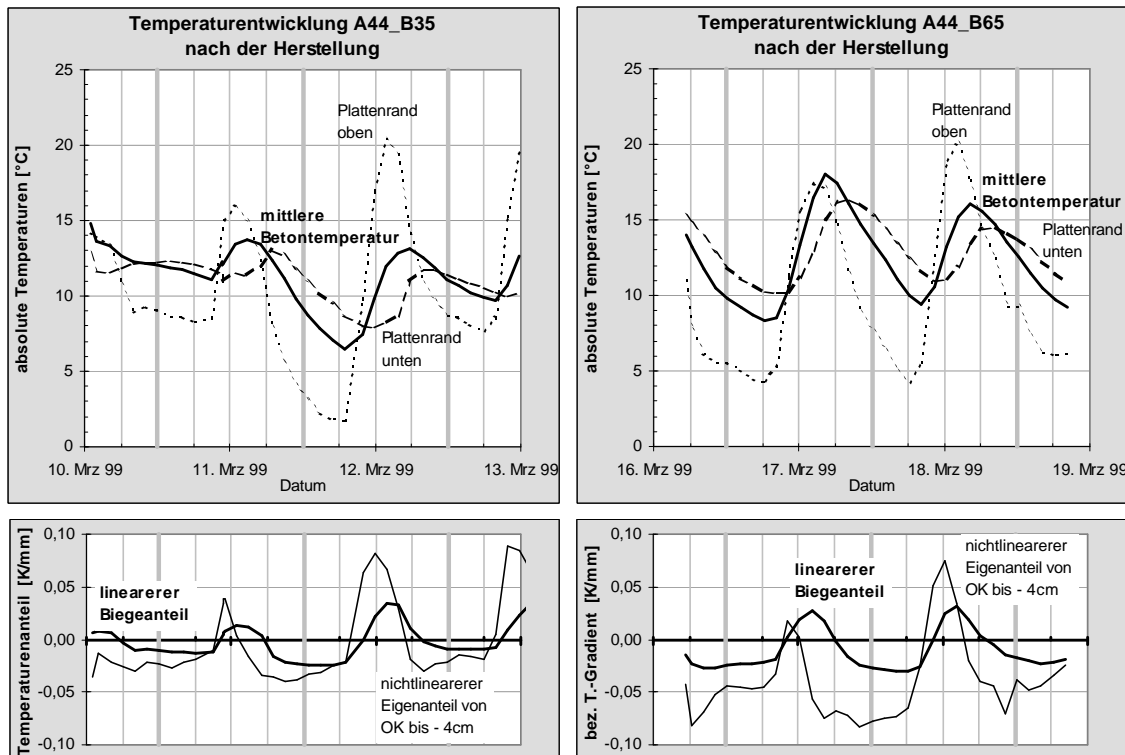
C - 1: Aufschüsseln der Biegebalken „f0“, „f2“ und „f3“ infolge Austrocknen an der Oberseite / unten dicht.

C - 2: Erhärtingsbedingungen nach der Herstellung (Versuchsstrecke)

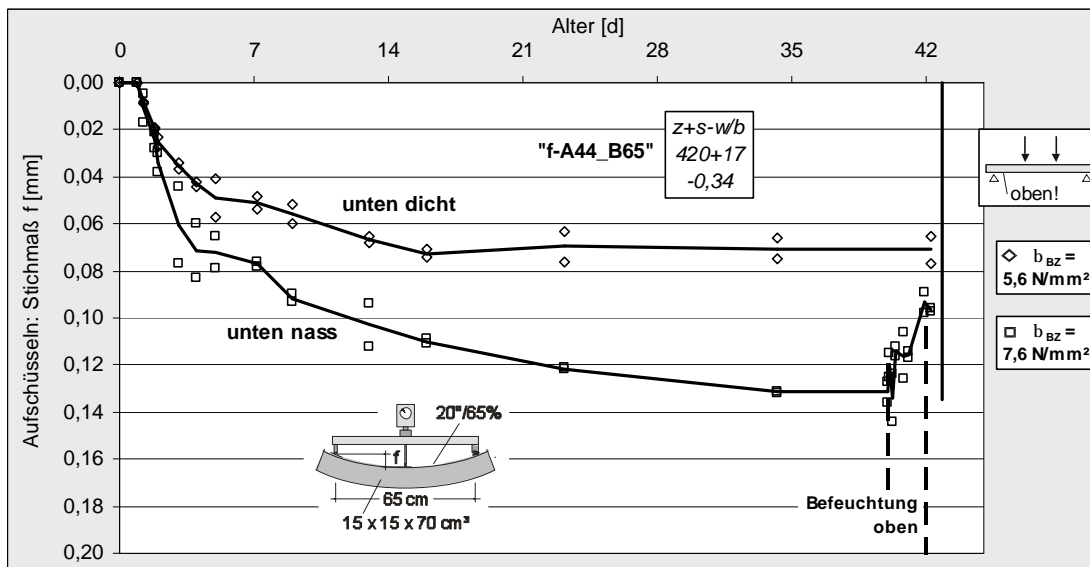
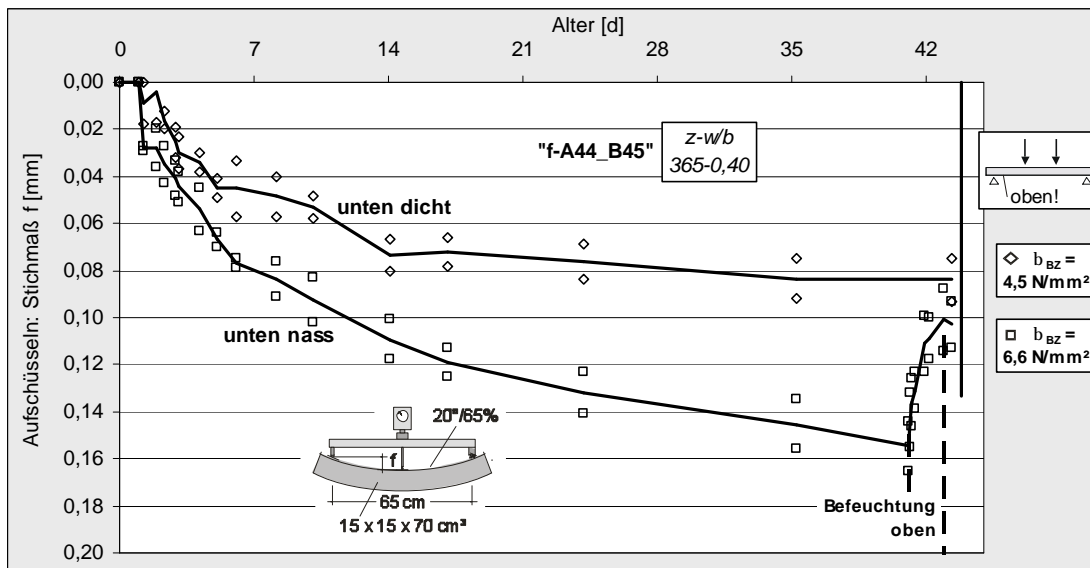
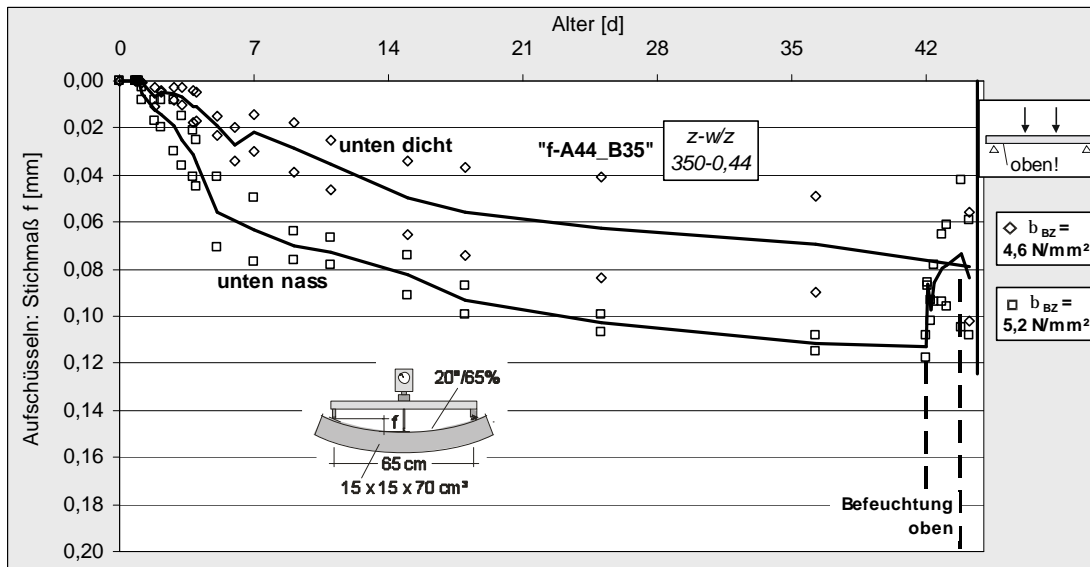
Die mittlere Betontemperatur nach dem Einbau des „A44\_B35“ lag in den ersten Tagen zwischen 7 und 15 °C, beim Einbau des hochfesten Straßenbetons „A44\_B65“ zwischen 8 und 18 °C, vgl. C - 3. Dem Temperaturverlauf zufolge war die Rissgefahr im jungen Alter infolge zentrischer Zugbeanspruchung geringer als in den Laborversuchen zur Reißneigung mit zyklischem Temperaturverlauf, vgl. Abschnitt 5.2.2. Bei der „Sommerbaustelle“ (in Abschnitt 5.4.2) hat sich aber gezeigt, dass auch die Biegebeanspruchung in diesem jungen Alter von Bedeutung ist und (bei noch nicht geschnittenen Scheinfugen) eine Rissgefahr mit sich bringt. Die aus den über den Querschnitt gemessenen Temperaturen bestimmten linearen

Temperaturgradienten waren in den ersten 3 Tagen zwischen  $\Delta T' = 0,035 \text{ K/mm}$  (oben warm) und  $\Delta T' = -0,031 \text{ K/mm}$  (oben kalt). Über einen ggf. eingepprägten Temperaturgradienten kann hier wegen der Abhängigkeit vom zeitlichen Temperaturverlauf der Umgebung keine pauschale Aussage gemacht werden. Betrachtet man aber die Verläufe der Temperaturgradienten, so wäre hier allenfalls für die am Nachmittag hergestellten Fahrbahnabschnitte ein in der Nacht eingepprägter negativer Temperaturgradient von rd.  $-0,01 \text{ K/mm}$  möglich gewesen.

Da der obere Plattenrand unmittelbar auf Temperaturänderungen der Umgebung reagiert und die Wärmeleitung innerhalb des Betons vergleichsweise langsam ist, hat dies zu deutlich stärker geneigten Temperaturgradienten in den oberen 4 Zentimetern von fast  $0,10 \text{ K/mm}$  geführt.

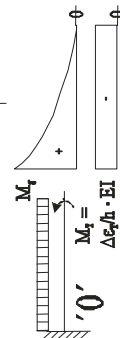
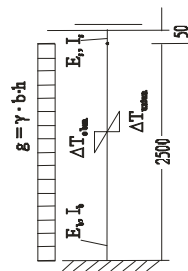
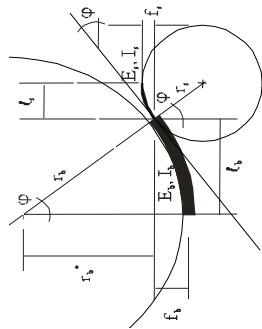


C - 3: „A44\_B35/P“ (links) und „A44\_B65/P“ (rechts) - Zeitliche Entwicklung der mittleren Betontemperatur (oben) und der linearen Biegeanteile bzw. der (auf die oberen 4 cm bezogenen) Eigenanteile (unten)



C - 4: Aufschüsseln der Biegebalken „f-A44\_Bxx“ infolge Austrocknen an der Oberseite / unten dicht oder unten nass. Im Alter von etwa 45 Tagen wurde die Biegezugfestigkeit mit Zug auf der ausgetrockneten Oberseite (oben zwischenzeitlich befeuchtete Balken konnten vorher wiederum 1 Tag austrocknen). Beton wurde nachträglich im Labor aus Original-Ausgangsstoffen entsprechend der Eignungsprüfung hergestellt.

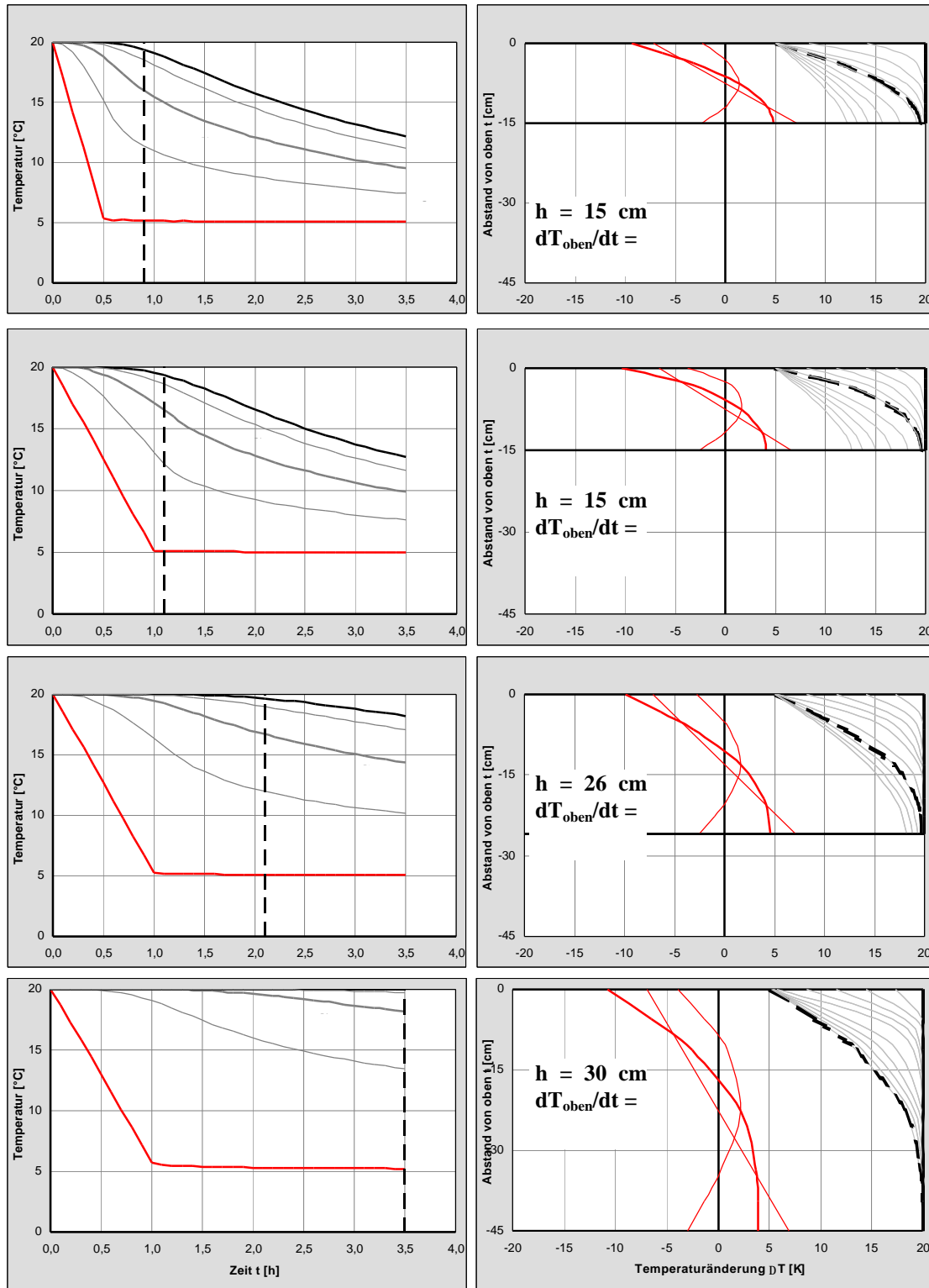
Rechnerische Biegebeanspruchung einer Betonfahrbahnplatte (Balken) auf starrer Unterlage ohne und mit Dübelwirkung



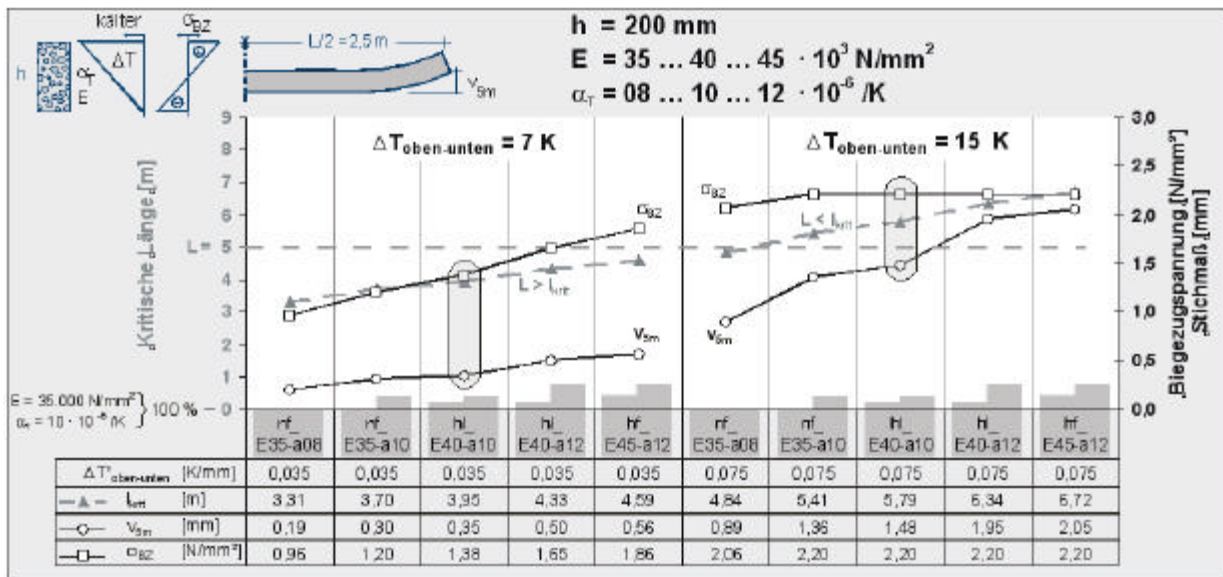
$$\begin{aligned}
 XI \cdot dI &= dIQ \\
 \delta_B &= \delta k = \\
 & \int (Q_k \cdot M_Q) / EI \cdot dx \\
 XI: \text{ Moment am Stützabstand infolge Biegemoment } M_T
 \end{aligned}$$

SYSTEM:	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Deckenhöhe	200	200	200	200	200	200	220	260	mm
wirksamer T-Gradient bezogener T-Gradient	DT <sub>oben-unten</sub> = 7	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,035	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,035	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,075	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,075	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,075	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,068	DT <sub>oben-unten</sub> = 0,058	K
kritische Länge	l <sub>krit</sub> = 3,42	l <sub>krit</sub> = 1711	l <sub>krit</sub> = 1848	l <sub>krit</sub> = 2500	l <sub>krit</sub> = 2500	l <sub>krit</sub> = 2500	l <sub>krit</sub> = 2500	l <sub>krit</sub> = 2500	m
1/2 (kritische) Länge	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	0,5 · l <sub>krit</sub> = l <sub>b</sub>	mm
BETON:	Name	standard	...E35!	nf_E35-a10	nf_E35-a10	hl_E40-a10	hl_E40-a10	hl_E40-a10	hl_E40-a10
E-Modul	E <sub>b</sub> = 30000	E <sub>b</sub> = 30000	E <sub>b</sub> = 35000	E <sub>b</sub> = 35000	E <sub>b</sub> = 35000	E <sub>b</sub> = 40000	E <sub>b</sub> = 40000	E <sub>b</sub> = 40000	N/mm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 1,7E+08	I <sub>b</sub> = 2,2E+08	I <sub>b</sub> = 3,7E+08	mm <sup>4</sup>
Biegesteifigkeit	EI <sub>b</sub> = 5,0E+12	EI <sub>b</sub> = 5,0E+12	EI <sub>b</sub> = 5,8E+12	EI <sub>b</sub> = 5,8E+12	EI <sub>b</sub> = 5,8E+12	EI <sub>b</sub> = 6,7E+12	EI <sub>b</sub> = 8,9E+12	EI <sub>b</sub> = 1,5E+13	Nmm <sup>2</sup>
bezogene Breite	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	b <sub>b</sub> = 250	mm
Wichte	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	γ <sub>b</sub> = 2,35E-05	N/mm <sup>3</sup>
Wärmedehnzahl	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	α <sub>T,b</sub> = 1,0E-05	1/K
Krümmung der Platte infolge Temperaturgradient aus Temperaturgradient berechnetes Moment	κ <sub>NT</sub> = 3,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 3,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 3,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 7,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 7,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 7,5E-07	κ <sub>NT</sub> = 6,8E-07	κ <sub>NT</sub> = 5,8E-07	1/mm
freies Abheben infolge Temperaturgradient: Linienlast aus Eigengewicht	f <sub>NT</sub> = 0,51	f <sub>NT</sub> = 0,51	f <sub>NT</sub> = 0,60	f <sub>NT</sub> = 2,34	f <sub>NT</sub> = 2,34	f <sub>NT</sub> = 2,34	f <sub>NT</sub> = 2,13	f <sub>NT</sub> = 1,80	mm
maximales Moment infolge Eigengewicht	M <sub>g, Einspannung</sub> = 1,72E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 1,72E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 2,01E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 3,67E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 3,67E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 3,67E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 4,04E+06	M <sub>g, Einspannung</sub> = 4,77E+06	Nmm
maximale Krümmung infolge Eigengewicht	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -3,44E-07	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -3,44E-07	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -2,12E-04	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -5,25E-04	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -5,25E-04	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -4,59E-04	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -3,79E-04	M/EI = κ <sub>g,B</sub> = -2,72E-04	1/mm
Abheben (von l <sub>b</sub> = l <sub>crit</sub> /2) aus Eigengewicht	f <sub>g</sub> = -0,25	f <sub>g</sub> = -0,25	f <sub>g</sub> = -0,29	f <sub>g</sub> = -0,98	f <sub>g</sub> = -0,98	f <sub>g</sub> = -0,86	f <sub>g</sub> = -0,71	f <sub>g</sub> = -0,51	mm
Abheben aus Temperatur + Eigengewicht	f = 0,26	f = 0,26	f = 0,30	f = 1,36	f = 1,22	f = 1,48	f = 1,42	f = 1,29	mm
Knotenverdrehung am Plattenende	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 6,0E-04	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 6,0E-04	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 6,5E-04	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 1,9E-03	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 1,9E-03	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 1,9E-03	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 1,7E-03	φ <sub>NT, Plattenende</sub> = 1,4E-03	[-]
Knotenverdrehung am Plattenende	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 4,0E-04	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 4,0E-04	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 4,3E-04	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 1,4E-03	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 1,1E-03	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 1,4E-03	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 1,3E-03	φ <sub>NT,ig, Plattenende</sub> = 1,2E-03	[-]
max. Spannung aus (T+) Eigengewicht	S <sub>BZ oben</sub> = 1,03	S <sub>BZ oben</sub> = 1,03	S <sub>BZ oben</sub> = 1,20	S <sub>BZ oben</sub> = 2,20	S <sub>BZ oben</sub> = 1,69	S <sub>BZ oben</sub> = 2,20	S <sub>BZ oben</sub> = 2,00	S <sub>BZ oben</sub> = 1,69	N/mm <sup>2</sup>
STAHL:	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	E <sub>s</sub> = 210000	N/mm <sup>2</sup>
Trägheitsmoment	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	I <sub>s</sub> = 19175	mm <sup>4</sup>
Biegesteifigkeit	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	EI <sub>s</sub> = 4,0E+09	Nmm <sup>2</sup>
Durchmesser	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	d <sub>s</sub> = 25	mm
angenommene "Einspannlänge" Dübel:	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	l <sub>k</sub> = 50	mm
Biegesteifigkeitsverhältnis	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 8,1E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 8,1E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 6,9E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 6,9E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 6,9E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 6,0E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 4,5E-04	E <sub>k</sub> /E <sub>b</sub> = 2,7E-04	[-]
Kraftgrößenverfahren am Ifach statisch unbestimmten System:	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	d11 = 1,3E-08	1/Nmm
wirksames "Dübelmoment"	d10 = -4,0E-04	d10 = -4,0E-04	d10 = -4,3E-04	d10 = -1,4E-03	d10 = -1,1E-03	d10 = -1,4E-03	d10 = -1,3E-03	d10 = -1,2E-03	[-]
Behinderungsgang	XI = d10/d11 = 3,2E+04	XI = d10/d11 = 3,2E+04	XI = d10/d11 = 3,4E+04	XI = d10/d11 = 1,1E+05	XI = d10/d11 = 9,0E+04	XI = d10/d11 = 1,1E+05	XI = d10/d11 = 1,0E+05	XI = d10/d11 = 9,3E+04	Nmm
Weggrößenverfahren: Abheben mit Dübel	φ = 1,8%	φ = 1,8%	φ = 1,7%	φ = 2,4%	φ = 2,2%	φ = 2,2%	φ = 1,7%	φ = 1,1%	mm
Knotenverdrehung	f = 0,25	f = 0,25	f = 0,29	f = 1,30	f = 1,20	f = 1,43	f = 1,38	f = 1,27	mm
max. Spannung aus (T+) Eigengewicht+Dübel:	S <sub>BZ oben</sub> = 1,05	S <sub>BZ oben</sub> = 1,05	S <sub>BZ oben</sub> = 1,22	S <sub>BZ oben</sub> = 2,27	S <sub>BZ oben</sub> = 1,73	S <sub>BZ oben</sub> = 2,27	S <sub>BZ oben</sub> = 2,05	S <sub>BZ oben</sub> = 1,73	N/mm <sup>2</sup>
angenommene "Einspannlänge" Dübel:	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	l <sub>s</sub> = 5	mm
Kraftgrößenverfahren	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 14,5%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 14,5%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 13,7%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 18,5%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 10,7%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 17,5%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 14,4%	⇒ X1 / M <sub>DT</sub> = 9,8%	mm
Weggrößenverfahren:	f = 0,19	f = 0,19	f = 0,22	f = 0,93	f = 1,03	f = 1,07	f = 1,11	f = 1,12	mm
max. Spannung aus (T+) Eigengewicht+Dübel:	S <sub>BZ oben</sub> = 1,18	S <sub>BZ oben</sub> = 1,18	S <sub>BZ oben</sub> = 1,37	S <sub>BZ oben</sub> = 2,69	S <sub>BZ oben</sub> = 1,97	S <sub>BZ oben</sub> = 2,73	S <sub>BZ oben</sub> = 2,43	S <sub>BZ oben</sub> = 1,99	N/mm <sup>2</sup>

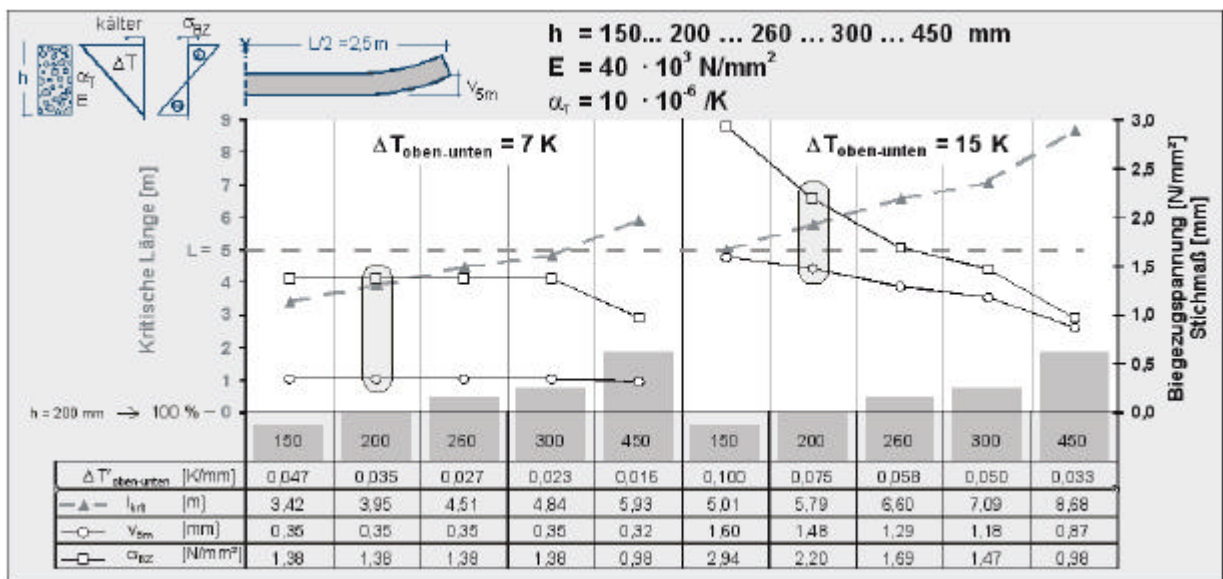
C - 5: Überschlägige Berechnung zum Einfluss des Dübels auf die Biegebehinderung einer Betonfahrbahnplatte



C - 6: Zeitliche Entwicklung der Temperaturverteilung im Querschnitt von unterschiedlich dicken Balken mit unterschiedlicher Abkühlgeschwindigkeit bei Abkühlung an der Oberfläche um 15 K, rechnerisch



C - 7: Bei gleicher Höhe der 5-m-Balken entstehen bei einem Temperaturunterschied von 7 K zwischen Ober- und Unterseite höhere Biegebeanspruchungen mit höheren E-Moduln und Wärmedehnzahlen, bei 15 K v.a. höhere Verformungen (wenn ein starrer Untergrund und Zwang ausschließlich infolge Eigengewicht angenommen wird)

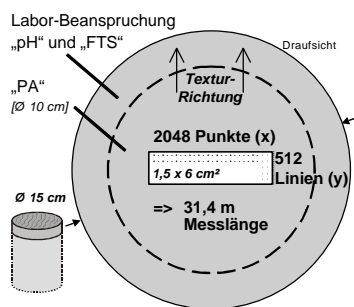
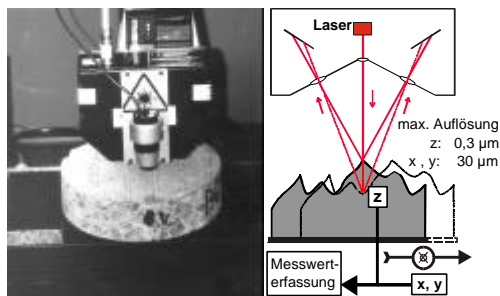


C - 8: Bei kleinen Höhen der 5-m-Balken entstehen erst bei sehr hohen Temperaturunterschieden zwischen Ober- und Unterseite hohe Biegebeanspruchungen, wenn ein starrer Untergrund und Zwang ausschließlich infolge Eigengewicht angenommen wird



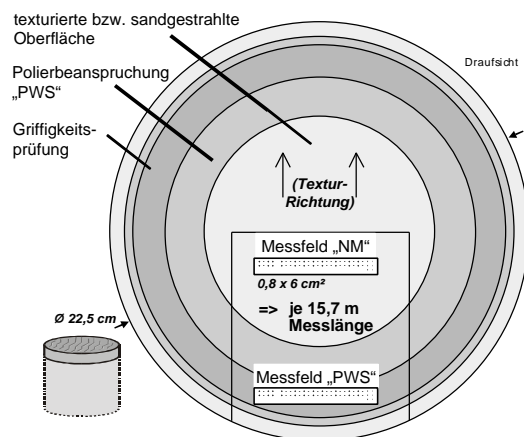
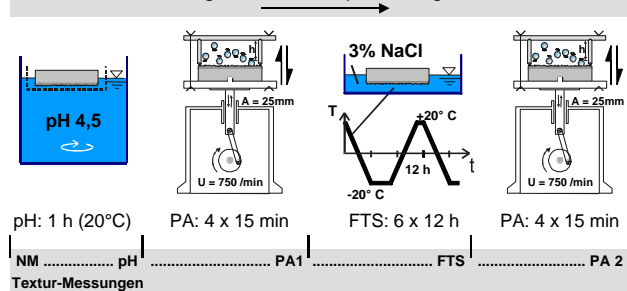


Anhang D zu Kapitel 6 Oberflächen-Beanspruchungen: Ergebnisse zur Gebrauchstauglichkeit

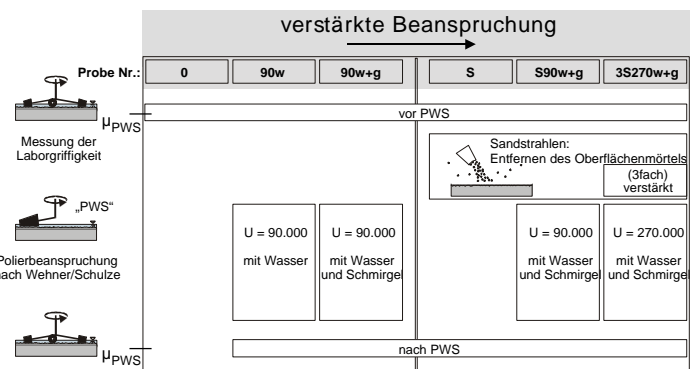


Kombinierte Beanspruchung Verkehr + Umwelt

Zeitliche Abfolge der Beanspruchungen im Labor



VERKEHRSSIMULATION

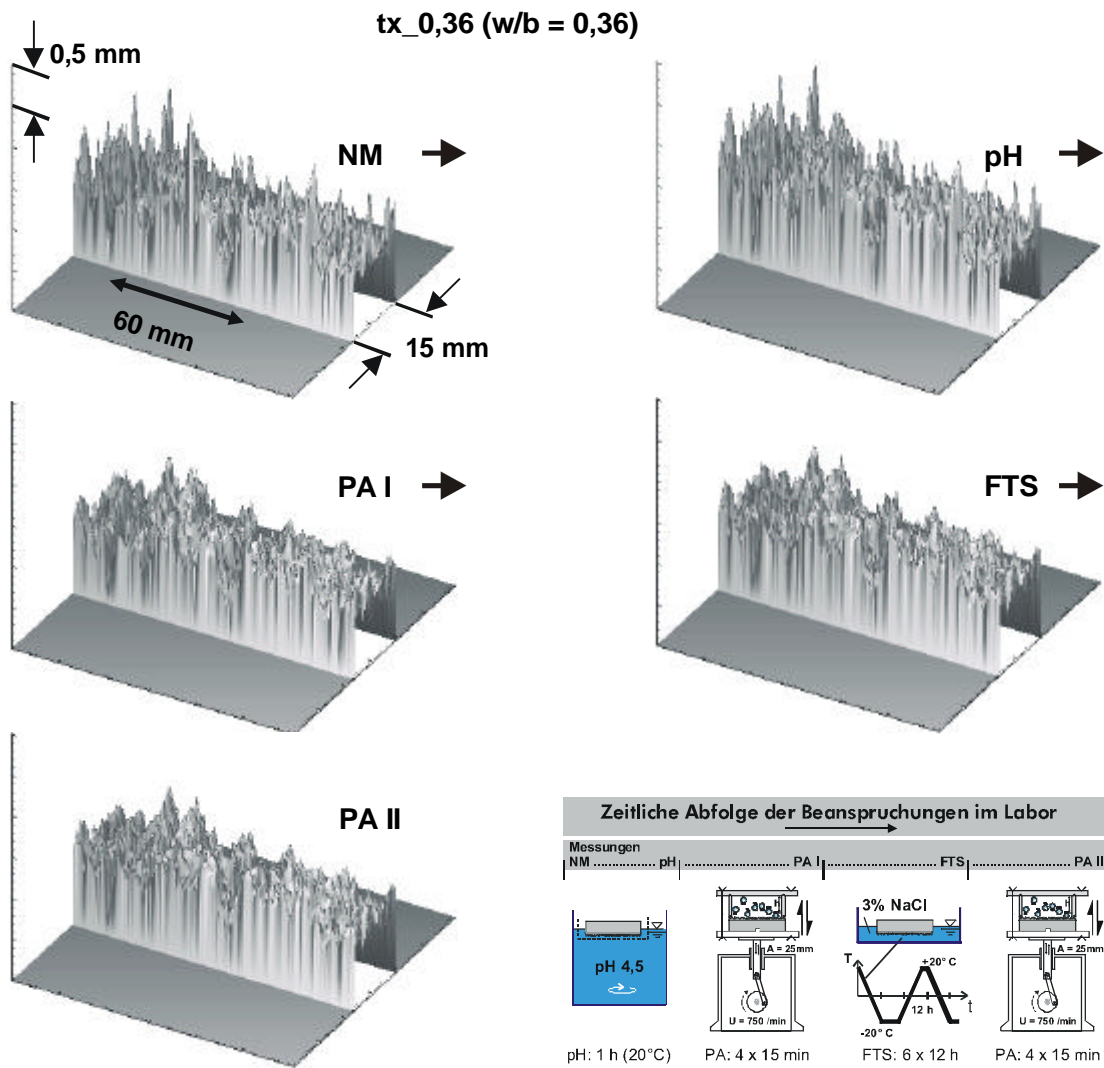


D - 1: Texturmessung und Messfelder auf den Texturproben (links)

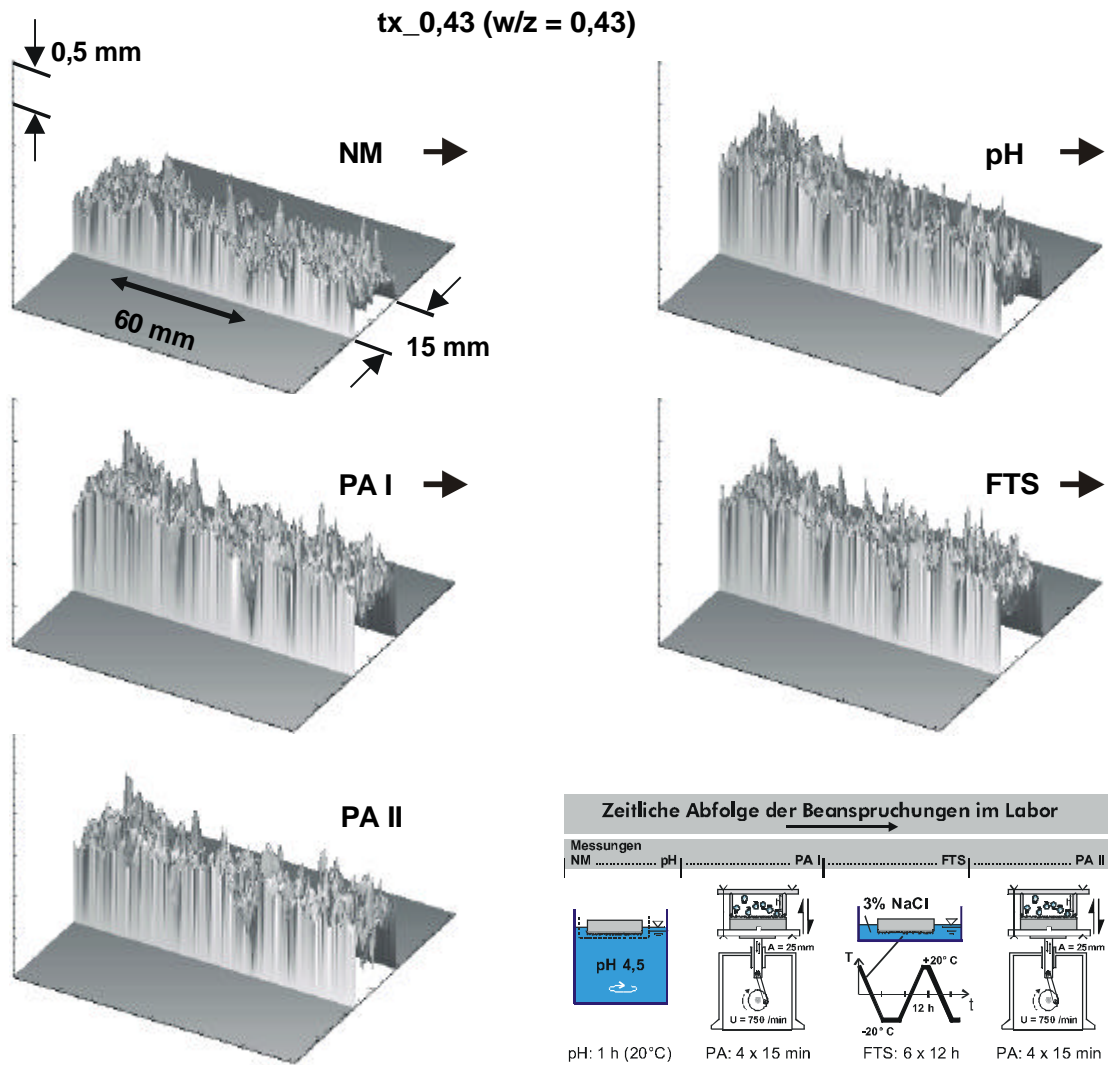
und Beanspruchungen der Texturproben (rechts),

oben: bei der kombinierten Beanspruchung aus Verkehr + Umwelt wurde jeweils das gleiche Messfeld auf einer Texturprobe im Laufe der Beanspruchungsfolge,

unten: bei der Verkehrssimulation nach Wehner/Schulze wurden sechs im Labor gleichartig hergestellte Texturproben parallel untersucht. Nach der Griffigkeitsmessung auf der texturierten Oberfläche folgte eine Polierbeanspruchung der texturierten bzw. (inzwischen) sandgestrahlten Oberfläche. Anschließend folgte die Griffigkeitsmessung. Die Textur-Indizes wurden nachträglich jeweils im beanspruchten („PWS“) und im texturierten bzw. sandgestrahlten Bereich („Mitte“) an einem herausgesägten Teil der Probe bestimmt.



D - 2: 3D-Aufnahmen des Messfelds der Texturprobe tx\_0,36 mit einem Wasser/Bindemittel-Wert von 0,36 vor und nach den Laborbeanspruchungen (Bezugshöhen sind nicht einheitlich)

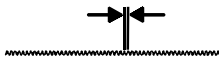


D - 3: 3D-Aufnahmen des Messfelds der Texturprobe tx\_0,43 mit einem Wasser/Zement-Wert von 0,43 vor und nach den Laborbeanspruchungen (Bezugshöhen sind nicht einheitlich)

Benennung der **Textur-Indizes** im Bereich der

**m i k r o - Textur**

$$l < 0,5 \text{ mm}$$

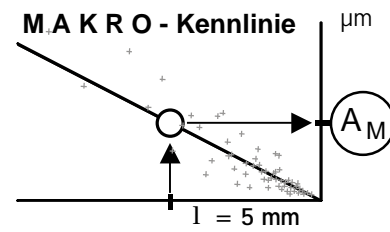
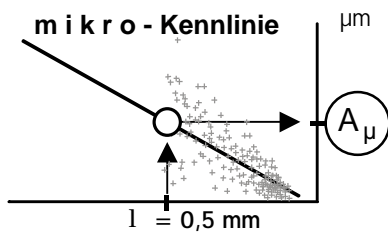


**M A K R O - Textur**

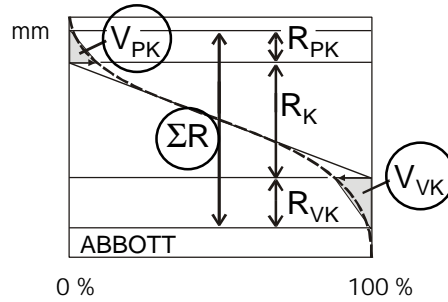
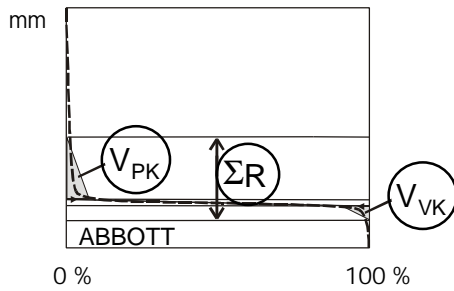
$$l < 10 \text{ mm}$$



**Textur-Spektrum**

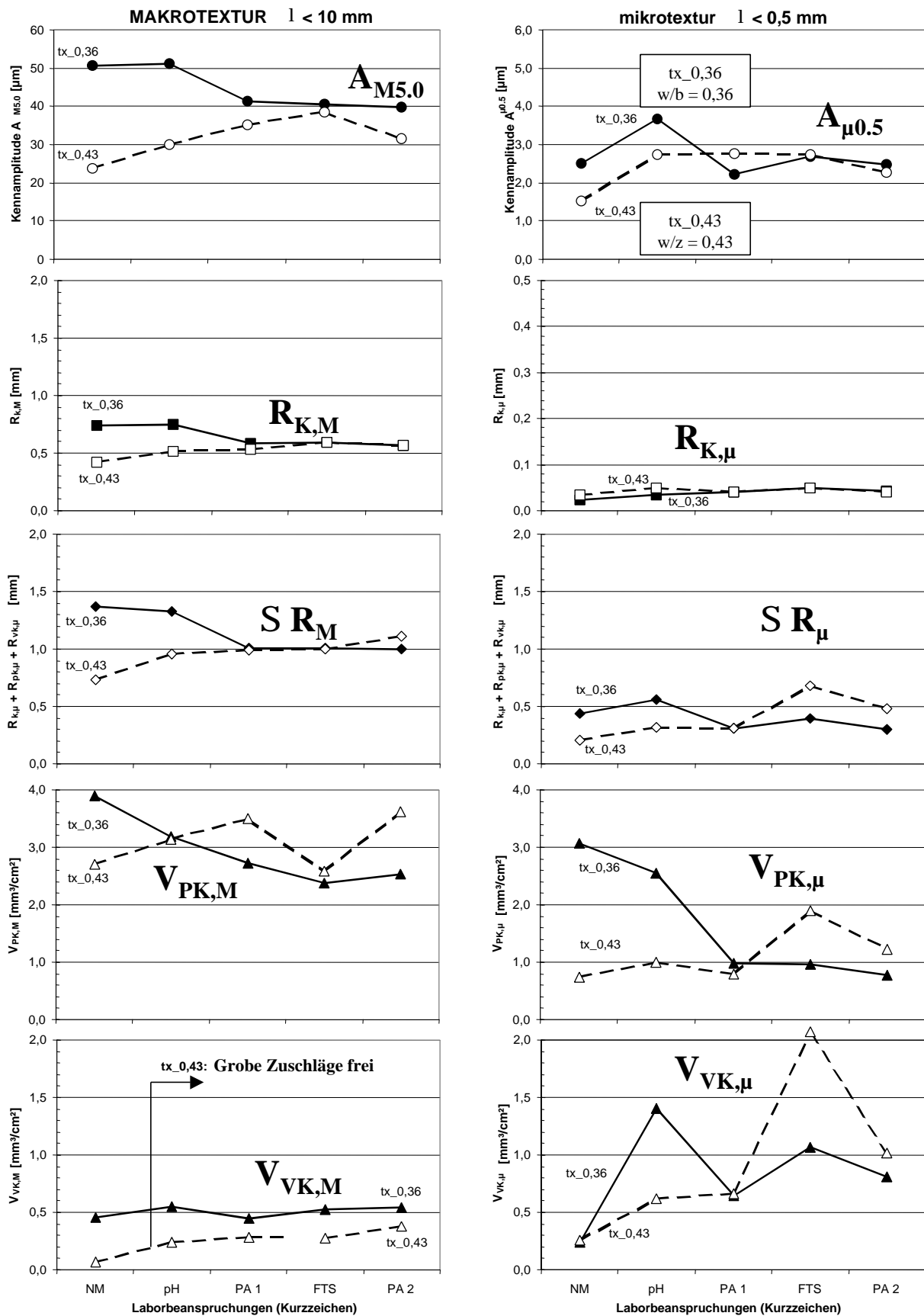


**Materialanteilkurve**



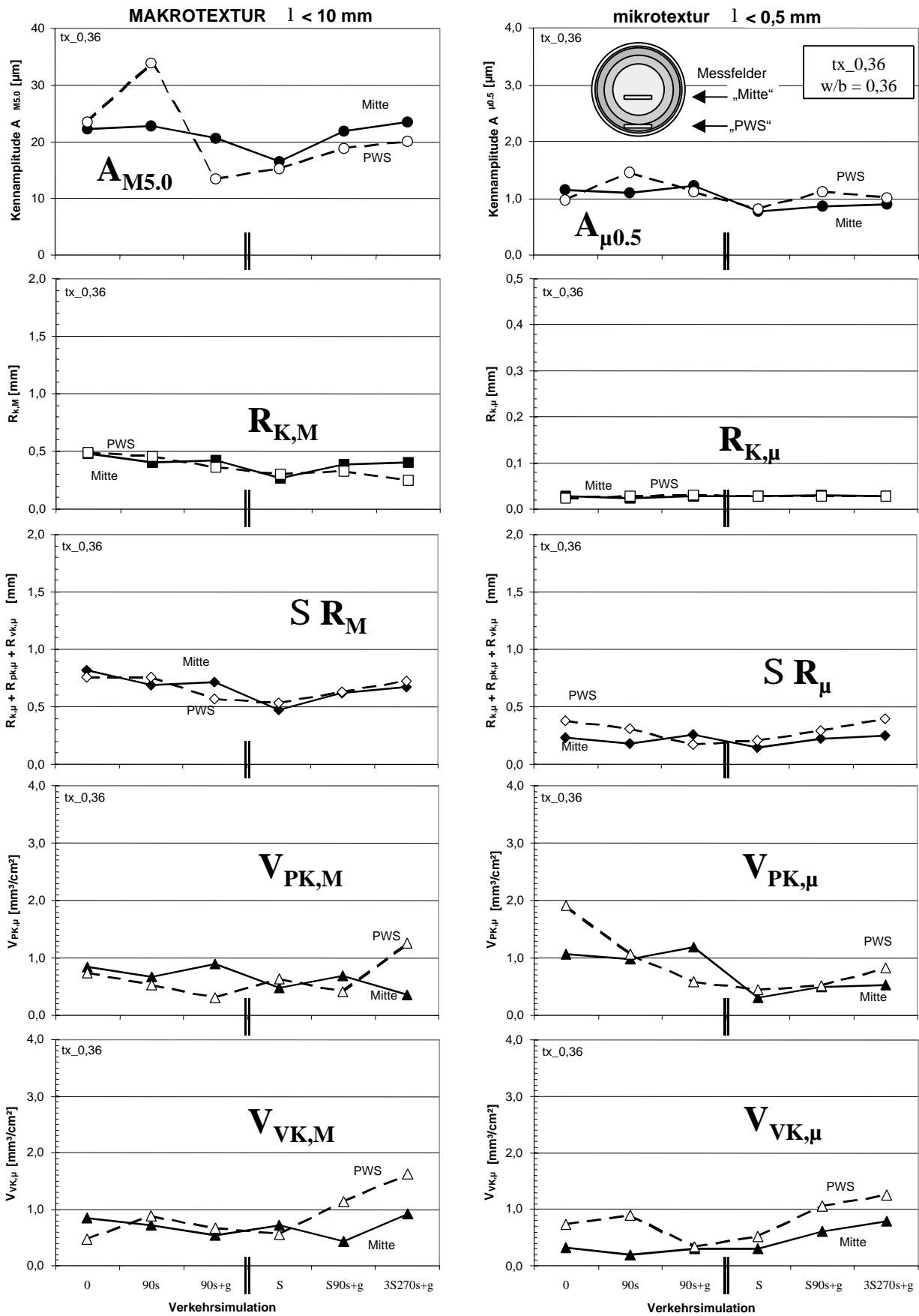
D - 4: Gewählte Textur-Indizes zur Beurteilung der Texturbeständigkeit unter Berücksichtigung der funktionsrelevanten Oberflächeneigenschaften (Gebrauchstauglichkeit)

Texturbeständigkeit der Texturproben aus normal- und hochfestem Straßenbeton



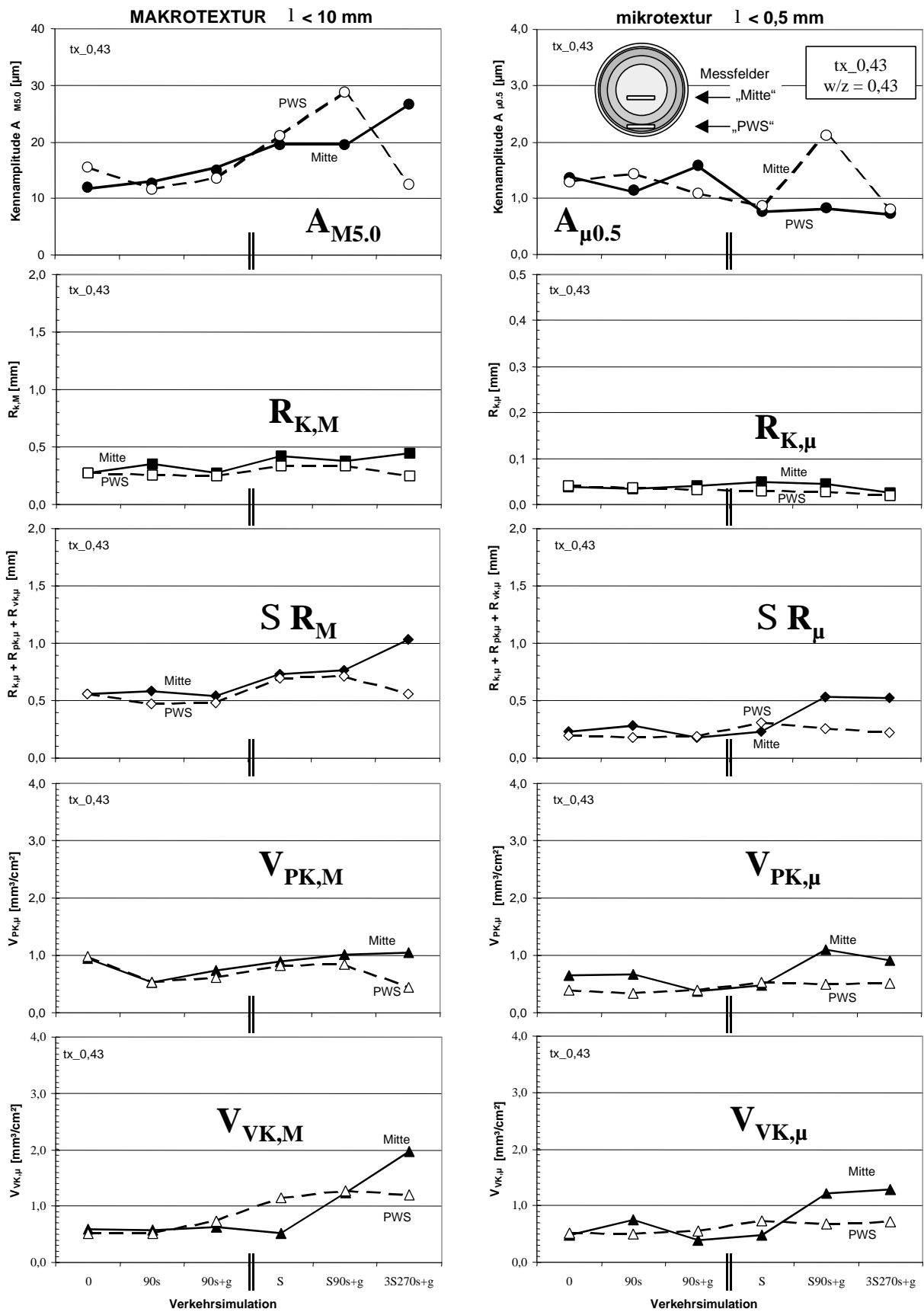
D - 5: Textur-Indizes der Labor-Texturproben tx\_0,36 und tx\_0,43 im „Verlauf“ über die simulierte kombinierte Beanspruchung aus Verkehr und Umwelt

Textur-Indizes vor und nach Polierbeanspruchung „PWS“ (Wehner/Schulze)



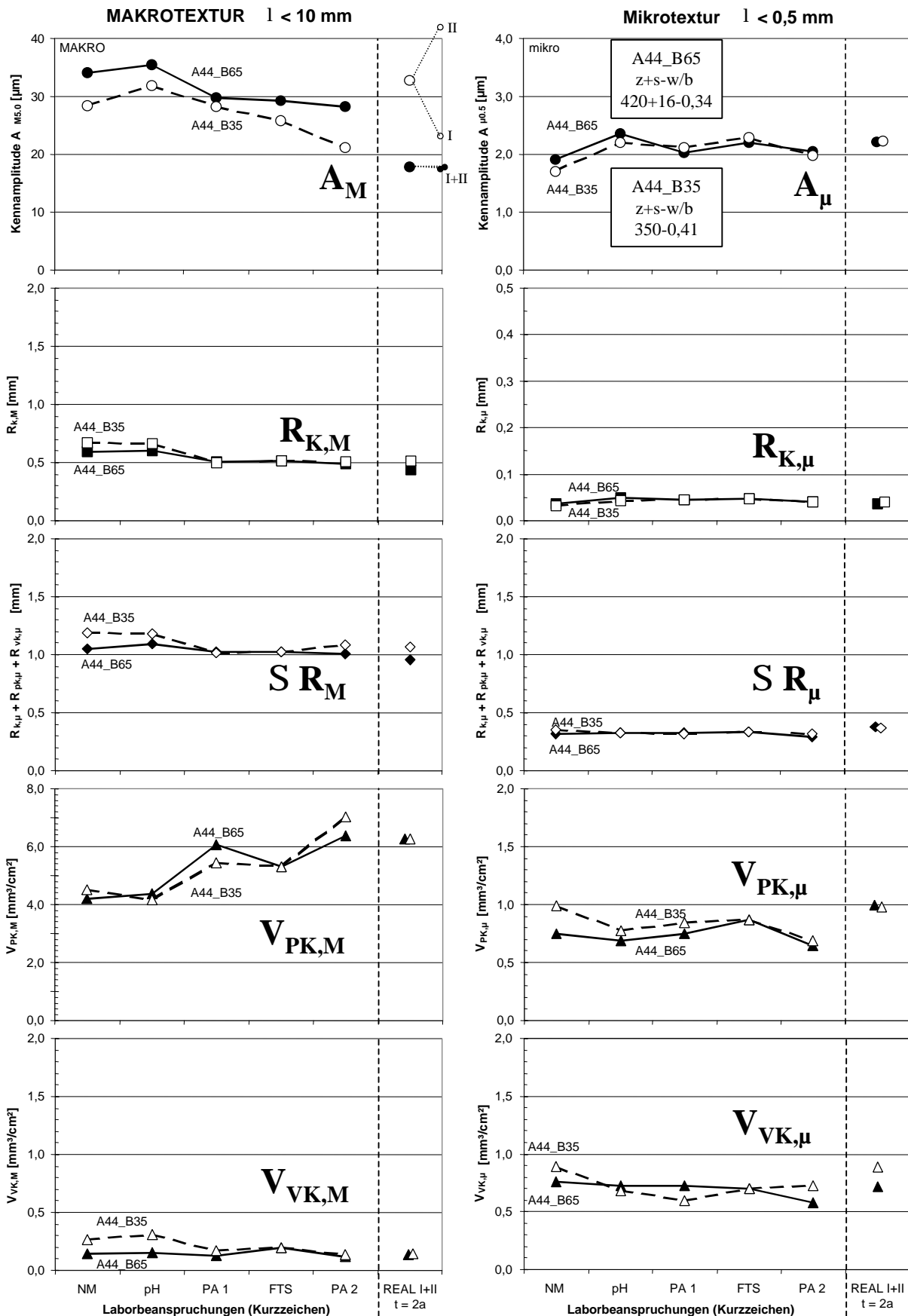
D - 6: Textur-Indizes von sechs Labor-Texturproben im „Verlauf“ über die jeweils verstärkte simulierte Verkehrsbeanspruchung nach Wehner/Schulze, hier des hochfesten Straßenbetons tx\_0,36

Textur-Indizes vor und nach Polierbeanspruchung „PWS“ (Wehner/Schulze)



D - 7: Textur-Indizes von sechs Labor-Texturproben im „Verlauf“ über die jeweils verstärkte simulierte Verkehrsbeanspruchung nach Wehner/Schulze, hier des normalfesten Straßenbetons tx\_0,43

Texturbeständigkeit der Versuchsstrecke unter Laborbeanspruchung und „real“



D - 8: Textur-Indizes von Original-Texturproben der Versuchsstrecke A44\_B65 und A44\_B35 im „Verlauf“ über die simulierte kombinierte Beanspruchung aus Verkehr und Umwelt im Alter von 2 Jahren und die Textur-Indizes von jeweils 2 Original-Texturproben nach 2 Jahren unter Verkehr (REAL: Mittelwerte)



