

Nachhaltige Instandsetzung und Verstärkung von orthotropen Fahrbahnplatten von Stahlbrücken unter Berücksichtigung des Belagssystems

FE 15.405/2004/CRB

Auftraggeber: Bundesanstalt für Straßenwesen

Prof. Dr.-Ing. Dr. h.c. Gerhard Sedlacek

Dipl.-Ing. Michael Paschen

Ing.-Büro Prof. Sedlacek & Partner
Planung und Entwicklung im Bauwesen



Prof. Dr.-Ing. Markus Feldmann

Dipl.-Ing. Achim Geßler

Dipl.-Ing. Sebastian Möller

Lehrstuhl für Stahlbau und
Leichtmetallbau der RWTH Aachen



Prof. Dr.-Ing. habil. Bernhard Steinauer

Dipl.-Ing. Karen Scharnigg

Institut für Straßenwesen der RWTH Aachen



Anhang

Mai 2010

Inhalt

A	Berechnungsansätze zur Erfassung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Fahrbahnbelag bei stählernen Fahrbahnplatten	5
A.1	Beanspruchungsbedingte Anforderungen an den Fahrbahnbelag - Grundsätzliches ...	5
A.2	Eigenschaften der Belagsschichten	5
A.2.1	Deckschicht und Schutzschicht aus Gussasphalt	5
A.2.2	Dichtungsschicht	7
A.2.3	Schlussfolgerungen für das Verbundverhalten des Systems Stahl-Belag	9
A.3	Anforderungen zum Schutz des Fahrbahnbelages vor übermäßiger Dehnungsbeanspruchung	10
A.3.1	Grundsätzliches	10
A.3.2	Vorgehensweise	10
A.3.3	Schlussfolgerungen	12
A.4	Anwendung der erweiterten Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen	13
A.4.1	Allgemeines	13
A.4.2	Ansatz von Zusatzverwölbungen zur Erfassung der Schubverformungen in den Belagsschichten	14
A.5	Weitere Untersuchungen, die das Verhalten nach der erweiterten Biegetheorie bestätigen	18
A.6	Schlussfolgerungen für die Führung des Dauerhaftigkeitsnachweises	23
A.6.1	Allgemeines	23
A.6.2	Ermüdungsfestigkeit für das Stahlblech	24
A.6.3	Ermüdungsfestigkeit der Belagsstoffe	25
A.6.4	Vorgehensweise zur Bestimmung schadensäquivalenter Stoffwerte für den Dauerhaftigkeitsnachweis	25

A Berechnungsansätze zur Erfassung der Verbundwirkung zwischen Stahl und Fahrbahnbelag bei stählernen Fahrbahnplatten

A.1 Beanspruchungsbedingte Anforderungen an den Fahrbahnbelag - Grundsätzliches

Die im Kapitel 5.1.2 beschriebenen Prüfungen nach ZTV Asphalt-StB und ZTV-BEL-ST ermöglichen zwar Vergleiche des Verhaltens verschiedener Bauarten von Belägen unter den spezifizierten Prüfbedingungen, sind aber nicht mit einer quantitativen grenzzustandsorientierten Anforderung verbunden. Um einer solchen grenzzustandsorientierten Anforderung entgegenzukommen, müssen die Beanspruchung des Belages aus dem Verkehr in der Stahlfahrbahn ermittelt und daraus Grenzkriterien entwickelt werden.

Dazu ist zunächst das Verbundverhalten des Systems Stahl-Belag zu beschreiben, das sich aus den Eigenschaften des Stahls und der verschiedenen Schichten des Belages und deren Zusammenwirken im Verbundsystem ergibt.

A.2 Eigenschaften der Belagsschichten

A.2.1 Deckschicht und Schutzschicht aus Gussasphalt

Der Gussasphalt für Deckschicht und Schutzschicht ist ein rheologischer Stoff, dessen Verhalten nach Bild [46] durch ein rheologisches Modell, z. B. nach Burgers, beschrieben werden kann, siehe Bild A 1.

Die Eigenschaften dieses Stoffes hängen von den Parametern E_1 , E_2 , λ_1 und λ_2 ab, die wiederum Funktionen der Temperatur sind, siehe Bild A 2.

Sucht man den Elastizitätsmodul von Gussasphaltschichten in einem Last-Verformungsdiagramm nach Bild A 3, so ergibt sich dieser als Funktion der Temperatur und der Dehnungsrate $\frac{\partial \epsilon}{\partial t}$ (oder Belastungsfrequenz ω), siehe z. B. Bild A 4

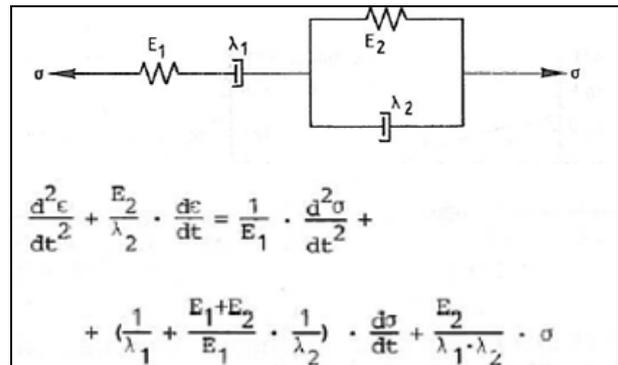


Bild A 1: Burgers-Modell mit der Differentialgleichung

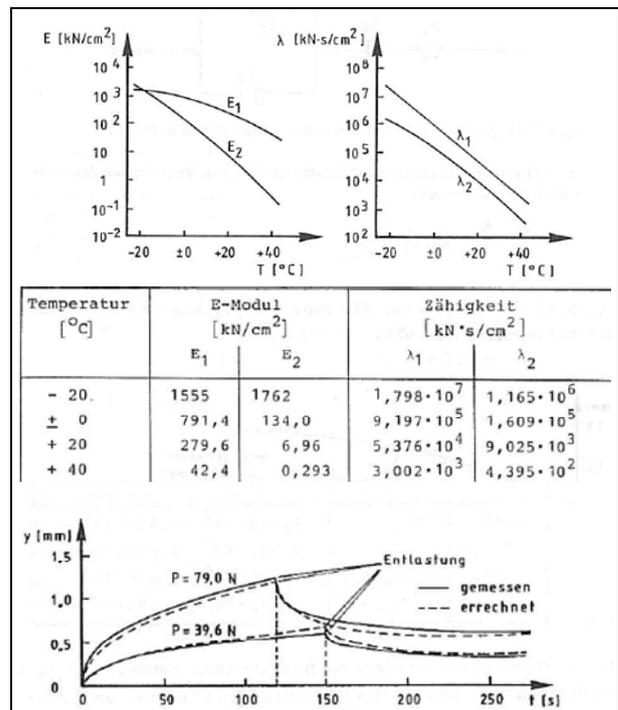


Bild A 2: Temperaturabhängigkeit der Konstanten des Burgers-Modells für Gussasphalt und Nachrechnung von Kriechversuchen

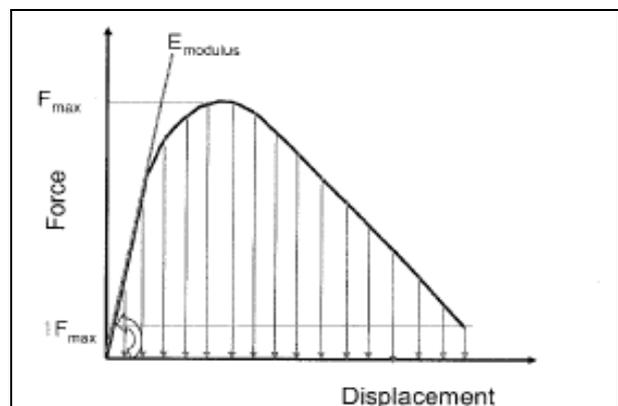


Bild A 3: Statischer Elastizitätsmodul E

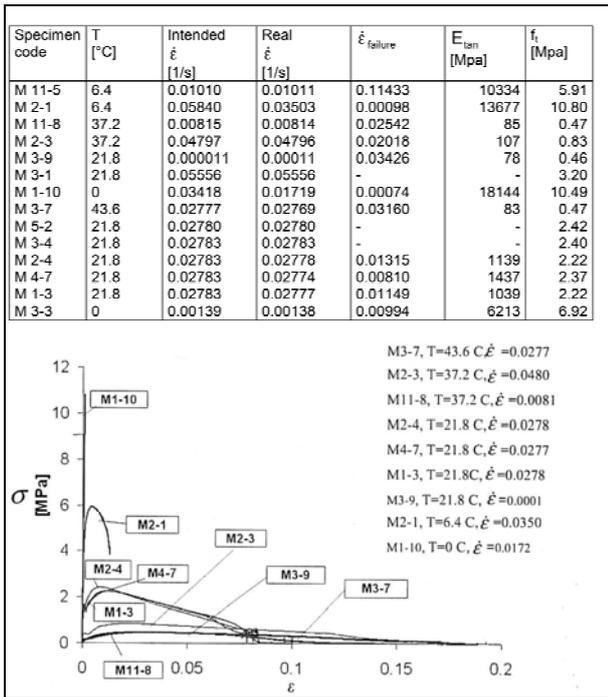


Bild A 4: Last-Verformungskurven aus Zugproben bei unterschiedlicher Temperatur und Dehnungsgeschwindigkeit [63] für Asphaltmastix

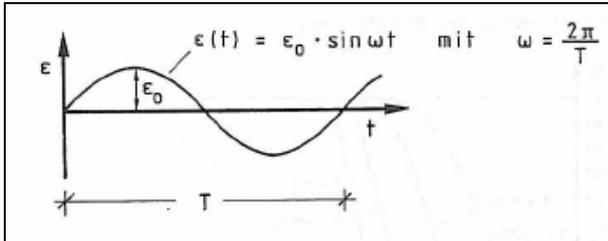


Bild A 5: Idealisierter Verlauf der in den Asphalt eingepprägten Dehnung

Für einen sinusförmige Dehnungsverlauf mit der Kreisfrequenz ω , siehe Bild A 5, ergibt sich mit der Differentialgleichung in Bild A 1 eine Lösung nach Bild A .

Die für die Anwendung in Stahlfahrbahnen interessierenden Kreisfrequenzen sind aus der Geschwindigkeit v [km/h] der Reifen von Schwerlastfahrzeugen

- für lokale Plattenmomente des Deckblechs im Plattenfeld zwischen Stützungen durch die Längsrippenstege

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi}{2a} \cdot v = \frac{2\pi \cdot v}{2 \cdot 0,3 \cdot 3,6} = 2,9 \cdot v \cdot [\text{km/h}]$$

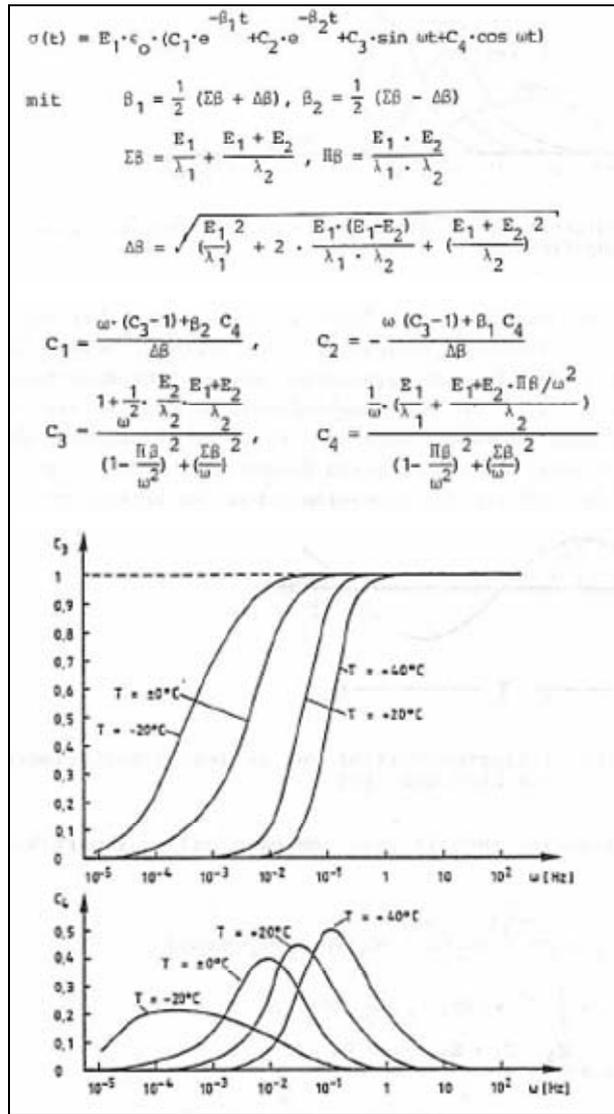


Bild A 6: Spannungs- Dehnungsbeziehung für das Burgers-Modell und Frequenzabhängigkeit der Koeffizienten C3 und C4

- für lokale Plattenmomente des Deckblechs aus Differenzdurchbiegungen zwischen den Längsrippen oder zwischen Hauptträgersteg und Nachbarlängsrippe

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = \frac{2\pi \cdot v}{2 \cdot 4,0 \cdot 3,60} = 0,818 \cdot v \cdot [\text{km/h}]$$

Da die Spannungs-Dehnungs-Beziehungen nach Bild A bei Kreisfrequenzen oberhalb von 1-10 Hz gegen rein elastisches Verhalten streben (wegen $C_3 \Rightarrow 1$ und $C_4 \Rightarrow 0$), ist für die Verkehrsbelastungen nur der Elastizitätsmodul E_1 und dessen Temperaturabhängigkeit wirksam; unterschiedliche Dehnraten bzw. Frequenzeffekte können in diesem Frequenzbereich vernachlässigt werden.

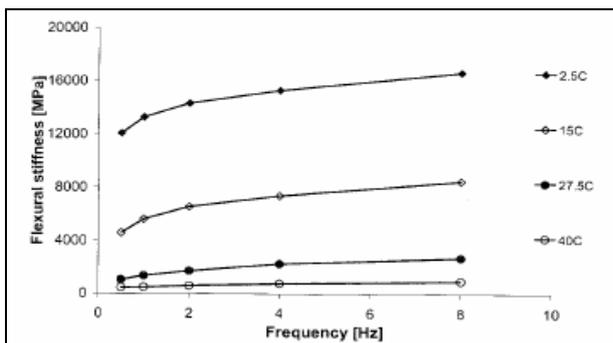


Bild A 7: Elastizitätsmodul aus 4-Punkt-biegeversuchen abhängig von der Frequenz [63] für Gussasphalt

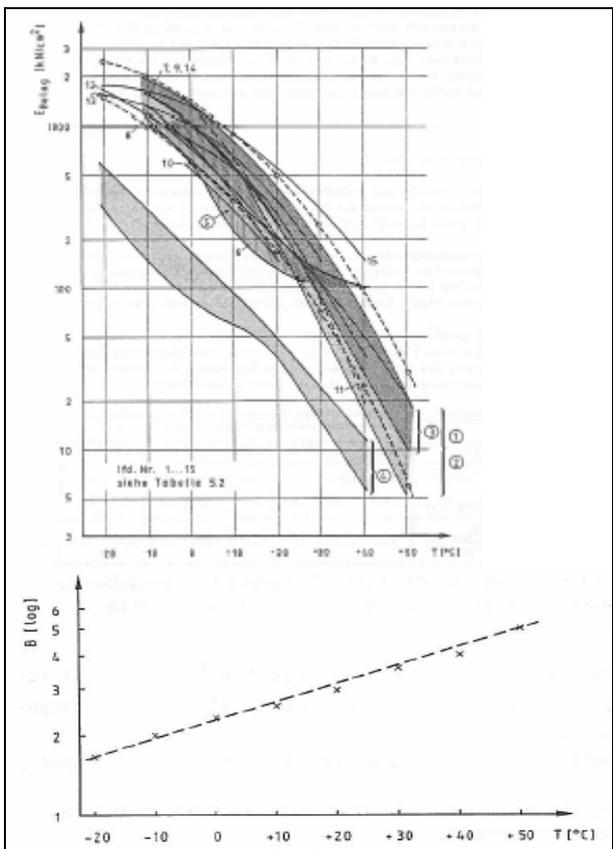


Bild A 8: Angaben zum Elastizitätsmodul E_1 und der Temperaturabhängigkeit

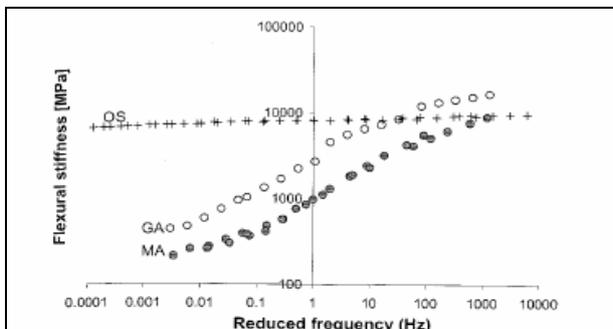


Bild A 9: Vergleich des Elastizitätsmoduls aus 4-Punkt-Biegeversuchen abhängig von der Frequenz bezogen auf $T = 20^\circ\text{C}$ für Gussasphalt (GA) und Asphaltmastix (MA) [63]

Diese Schlussfolgerung aus dem Burgers-Modell wird durch den experimentellen Befund [63] mit 4-Punkt-Biegeversuchen bestätigt, siehe Bild A 7.

Bild A 8 gibt einen Überblick über die Abhängigkeit des E-Moduls von der Temperatur und zeigt die Veränderung der Bandbreite $B = E_{\max}/E_{\min}$ mit größer werdender Temperatur.

Aus diesen Werten können auch die Schubmoduli aus $E = 2 \cdot (1 + \nu) \cdot G$ ermittelt werden. Für die Querkontraktionszahl $0 \leq \nu \leq 0,5$ werden in der Literatur Werte $0,3 \leq \nu \leq 0,5$ vorgeschlagen. Hier wird mit dem Wert $\nu = 0,4$ und damit mit $G = E/2,8$ gerechnet.

Einen Vergleich des Elastizitätsmoduls für verschiedene Beläge zeigt Bild A 9.

Die Kurven zeigen,

1. dass die Steifigkeit des Gussasphalts größer ist als die von Asphaltmastix, der in den Niederlanden bevorzugt wird,
2. einen Belag mit Kunststoffbindemittel (Open Synthetic wearing course), dessen Steifigkeit praktisch keine Frequenzabhängigkeit (und damit auch Temperaturabhängigkeit) zeigt.

A.2.2 Dichtungsschicht

Die mechanische Wirkung der Dichtungsschicht liegt vor allem in der Steifigkeit, die sie den Schubkräften zwischen dem Stahlblech und dem Schutz- und Deckschichten entgegensetzt.

Dabei sind zwei Extremfälle für die Schubsteifigkeit C [kN/cm^2] denkbar, Bild A 10:

1. der starre Fall, ($C = \infty$), der bei Annahme linearer Dehnungsverteilung zu dem Dehnungsverlauf nach Bild A 10 (voller Verbund) führen würde;
2. der extrem weiche Fall ($C = 0$), der bei gleicher Krümmung von Stahl und Schutz- und Deckschicht zu dem Dehnungsverlauf nach Bild A 10 (kein Verbund) führen würde.

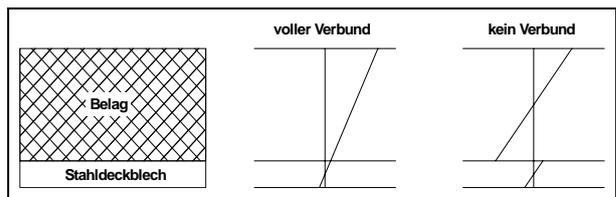


Bild A 10: Extremfälle der Dehnungsverteilung

Angaben zur Schubsteifigkeit verschiedener Dichtungsschichten sind sehr spärlich. Größere C-Werte liegen bei Bauart 1, kleinere Werte C je nach Temperatur bei der Bauart 2 und der Bauart 3 vor.

Für eine bitumenhaltige Zwischenschicht von 3 mm Dicke wurden von Medani [63] aus 4-Punktschubversuchen nach Bild A 11 [63] zunächst Last-Verformungslinien, siehe Bild A 12 und dann für verschiedene Temperaturen T und Dehnungsraten $\dot{\epsilon}$ Schubsteifigkeiten C [N/mm²] ermittelt, Tabelle A 1.

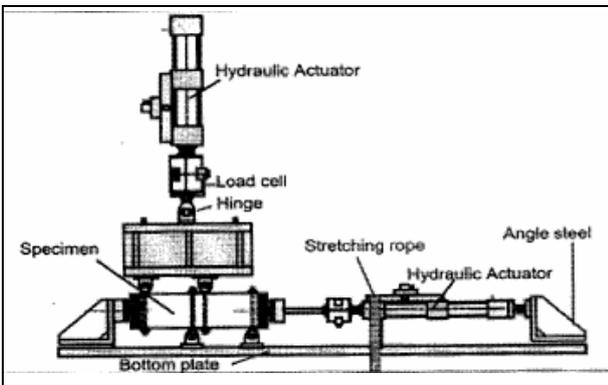


Bild A 11: 4-Punktbiegeversuche zur Bestimmung der Schubsteifigkeit der Dichtungsschicht

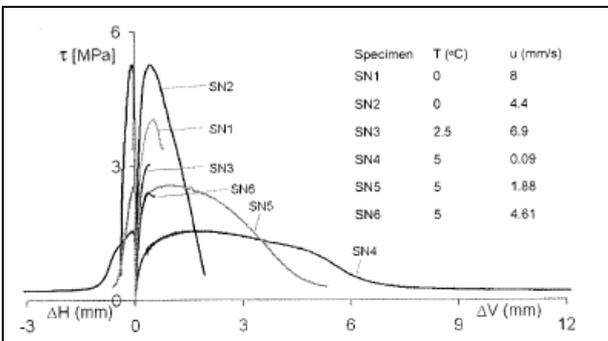


Bild A 12: Lastverschiebungskurven aus Schubversuchen für Gussasphalt

Tabelle A 1: Versuchsergebnisse zur Schubsteifigkeit von Dichtungsschichten nach [63]

specimen code	σ_{max} [Mpa]	T [°C]	u [mm/s]	Stiffness [Mpa]	τ_{max} [Mpa]	ΔH at τ_{max} [mm]	ΔV at τ_{max} [mm]
SN1	0	0	8,0000	15,5001	4,0888	0,0328	0,5173
SN2	0	0	11,4050	18,6264	5,3213	0,0691	0,4575
SN3	0	2,5	6,8567	12,6789	3,4117	0,0595	0,3945
SN4	0	5	0,0901	6,5124	1,7261	0,0683	1,7502
SN5	0	5	1,6760	14,6589	2,5838	0,0289	0,9800
SN6	0	5	4,6100	11,3743	2,9121	0,0280	1,7227
SN8	0	5	13,3125	12,0564	3,7716	0,0587	0,7087
SN9	0	5	5,6000	16,0903	3,6494	0,0567	0,7087
SN10	0	20	0,0076	0,2742	0,2617	0,0030	3,7686
SN11	0	20	0,0101	0,2903	0,2667	0,4117	2,6776
SN12	0	20	0,0843	0,8336	0,6729	0,0933	3,8542
SN13	0	20,3	1,0430	1,2362	1,0417	0,1610	4,9560
SN14	0	20	1,2067	3,2443	1,0984	0,0047	2,8972
SN15	0	35	0,0053	0,1895	0,10022	0,6310	8,3854
SN17	0	35	0,0074	0,0577	0,1172	0,2092	5,9255
SN18	0	35,3	0,0511	0,2640	0,1813	0,1729	4,2613
SN19	0	35,1	0,0803	0,4054	0,2872	0,0719	11,6022
SN20	0	35	0,1019	1,0242	0,2199	0,3788	8,3067

Where ΔH and ΔV are the horizontal and vertical displacements, respectively.

Mit dem Arrhenius-Modell

$$\log\left(\frac{\dot{\epsilon}_{ref}}{\dot{\epsilon}}\right) = K \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}}\right), \text{ wobei gelten}$$

- $\dot{\epsilon}_{ref}$ = Dehngeschwindigkeit bei der Referenztemperatur
- $\dot{\epsilon}$ = Dehngeschwindigkeit bei Versuchstemperatur
- T = Versuchstemperatur [K]
- T_{ref} = Referenztemperatur [K]
- K = Werkstoffspezifische Kenngröße ~ 8400

können die Wirkungen unterschiedlicher Dehnraten auf eine einheitliche hohe Dehnrates (hier = 11,405 mm/s) über die Temperaturverschiebung

$$\Delta T = \frac{T_{test}}{K} \frac{1}{T_{test} \cdot \log\left(\frac{\dot{\epsilon}_{ref}}{\dot{\epsilon}_{test}}\right) - 1}$$

umgerechnet werden, siehe Bild A 13.

Bild A 14 zeigt die Temperaturabhängigkeit des Schubmoduls C ermittelt durch Umrechnung aus den Versuchen in Tabelle A 1.

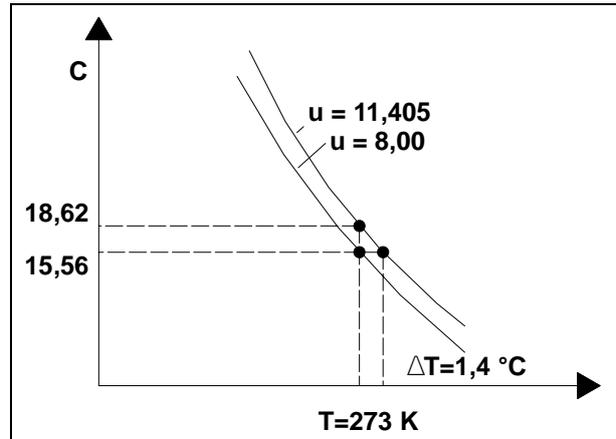


Bild A 13: Umrechnung auf eine Temperaturkurve mit einheitlichem $\dot{\epsilon}$ (hier für u = 11,405)

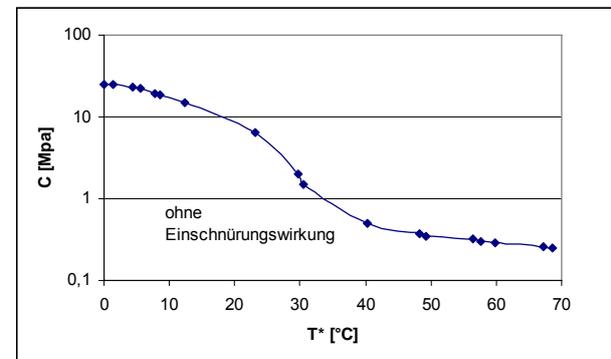


Bild A 14: Temperaturabhängigkeit des Schubmoduls C [MPa] einer 3 mm dicken bituminösen Dichtungsschicht nach [63]

A.2.3 Schlussfolgerungen für das Verbundverhalten des Systems Stahl-Belag

Die aus „Kleinteilversuchen“ mit den Belagsstoffen ermittelten Daten lassen folgende Schlüsse zu:

1. Die für die Deck- und Schutzschicht und für die bitumenhaltige Dichtungsschicht verwendeten Stoffe reagieren rheologisch; für die Belange der stählernen Fahrbahnkonstruktionen braucht wegen der hochfrequenten Einwirkung nur das Temperaturverhalten, nicht das Frequenzverhalten berücksichtigt zu werden.
2. Die Dehnsteifigkeit und die Schubsteifigkeit der Deck- und Schutzschicht aus Gussasphalt sind stark von der Temperatur abhängig und können bei hohen Temperaturen 50°C - 60°C praktisch vernachlässigt werden.
3. Die Schubsteifigkeit der Dichtungsschicht ist bei Bauart 1 ohne Berücksichtigung einer Pufferschicht praktisch unendlich groß und temperaturunabhängig, bei den anderen Bauarten mit bituminöser Dichtungsschicht ist sie bei niedrigen Temperaturen hoch und bei hohen Temperaturen gering.
4. Die Folge dieses Verhaltens ist ein von der Temperatur abhängiges Schubelastisches Verhalten des Verbundsystems Stahlblechbelag, das beispielsweise in Bild A 15 für einen bestimmten Fall und in Bild A 16 für den allgemeinen Fall dargestellt ist.
5. Das Stoffverhalten unter Verkehr ist linear elastisch; der in Bild A 15 dargestellte Dehnungssprung an der Dichtungsschicht rührt von der Schubelastizität der Dichtungsschicht, die Krümmung der Dehnungsverteilung über der Schutz- und Deckschicht rührt von der Schubverformung (mittragende-Breite-Wirkung) dieser Schichten her.
6. Um einen oberen Wert der Anforderungen an das Dehnverhalten des Asphaltbelages auf der verformbaren Stahlfahrbahn zu erhalten, ist es zweckmäßig, von folgenden Annahmen (Grenzbetrachtungen) auszugehen:
 - a) Die Belagssteifigkeit wird vernachlässigt, die Dehnungsanforderung an den Belag wird alleine von der Verformung des Deckblechs bestimmt.
 - b) Die Schubsteifigkeit der Dichtungsschicht ist unendlich groß; die Dehnung im Stahlblech aus der Blechkrümmung setzt sich linear in den Belag fort.

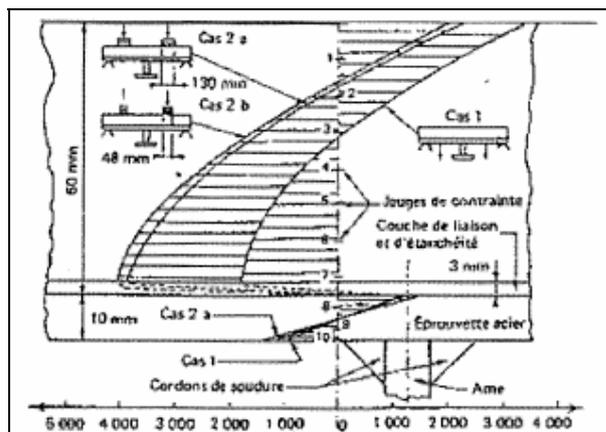


Bild A 15: Dehnungs- bzw. Spannungsverteilung im Stahlblech und im Belag bei bestimmten Stoffeigenschaften [84]

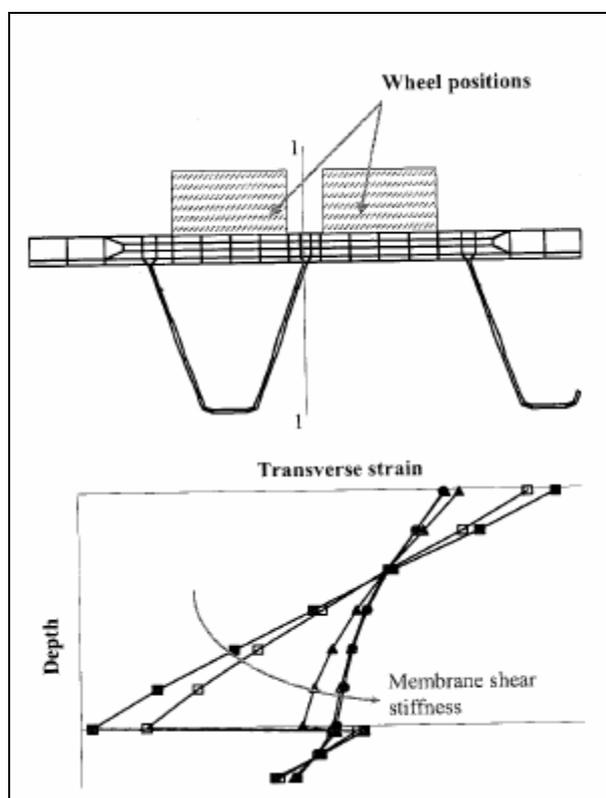


Bild A 16: Verschiedene Dehnungs- bzw. Spannungsverteilungen im Verbundsystem Blech-Belag abhängig von der Schubsteifigkeit der Dichtungsschicht [84]

Damit wird die Mitwirkung des Belags aus der Verformungsschlüssigkeit gefordert, ohne dass die Entlastung des Belages für das Deckblech in Anspruch genommen wird.

7. Die wirkliche Entlastung des Deckblechs durch den Belag kann nur unter Berücksichtigung der temperaturabhängigen Dehn- und Schubsteifigkeit der Schichten mit einer dafür geeigneten elastischen Theorie erfasst werden, siehe Abschnitt A.4.

A.3 Anforderungen zum Schutz des Fahrbahnbelages vor übermäßiger Dehnungsbeanspruchung

A.3.1 Grundsätzliches

Übermäßige Dehnungsbeanspruchungen des Fahrbahnbelages zeigen sich in Form von der Oberfläche des Belages ausgehenden Rissen, die dem Muster der Unterstützung des Fahrbahnblechs durch Haupt- und Längsrippenstege folgen, Bild A 17.

Um zu einer von der Bauart der Beläge unabhängigen Anforderung an die Stahlfahrbahn und den Belag zu kommen, wurden folgende Maßnahmen ergriffen:

1. Die Dicke des Fahrbahnblechs wird mit $t_{\min} \geq 12$ mm (heute in Schwerverkehrsspur mit $t_{\min} \geq 14$ mm) und der Rippenstegabstand mit $e \leq 300$ mm ohne Bezug auf die Spannungsausnutzung des Fahrbahnbleches festgelegt.
2. Es wird mit der Annahme vernachlässigbarer Entlastung des Fahrbahnblechs durch die Steifigkeit des Belages, aber voller Miteinbeziehung des Belages in das Krümmungsverhalten des „nackten“ Deckblechs eine „Grenzdehnung“ an der Belagsoberfläche bestimmt, die durch die Verformbarkeit der Stahlkonstruktion nicht überschritten werden darf. Das führt zu einer Mindeststeifigkeitsregelung für die Stahlfahrbahn.
3. Die „Grenzdehnung“ des Fahrbahnbelages wird unabhängig vom wirklichen Verhalten des Stahl-Belag-Verbund-Systems durch Vergleich der nach 2. ermittelten Dehnungsbeanspruchung für verschiedene Brücken erstellt, an denen signifikante Belagsschäden aufgetreten sind oder nicht. Die Grenzdehnung ist die Grenze zwischen „positivem“ und „negativem“ Befund bei den Prüfungen des Belages dieser Brücken. Das führt zu einer Vorgabe für die Anforderungen an das Belagssystem, die dieses technologisch nachgewiesenermaßen auch erfüllen kann.

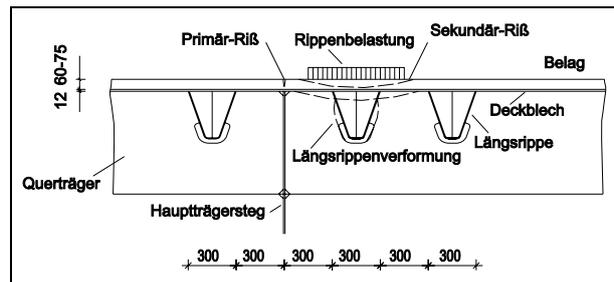


Bild A 17: Risslage und Erklärung durch Differenz der Rippendurchbiegungen unter Reifenlast

4. Diese sehr pauschale Vorgehensweise hatte die Schutzziele für die Dauerhaftigkeit des Belags im Auge. Eine Schutzwirkung gegen Kategorie 1 - Rissgefährdungen im Fahrbahnblech wurde bisher nicht betrachtet und war bei der Verkehrsbeanspruchung in der Vergangenheit auch nicht erforderlich. Gleichwohl bringt die Mindeststeifigkeitsregel für das Fahrbahnblech auch eine Entlastung für die Fahrbahnkonstruktion, da deren Bemessung durch die Mindeststeifigkeitsanforderung (Reduktion der Deckblechbiegemomente durch geringere Durchbiegungsdifferenzen der Rippen) und nicht mehr durch die Spannungsausnutzung bestimmt wird.

A.3.2 Vorgehensweise

Die in den Jahren 1980 bis 1985 untersuchten Brücken gehen aus Tabelle A 2 hervor.

Es wurden für das nackte Fahrbahnblech drei Lastfälle mit unterschiedlicher Reifenspur auf der Stahlfahrbahn nach Bild A 18 untersucht.

Die Tabelle A 3 und Bild A 19 liefern die maximalen Dehnungen an der Belagsoberkante der verschiedenen untersuchten Brücken.

Da in Bild A 19 offensichtlich nicht die Höhe der Gesamtdehnung ϵ an der Fahrbahnoberfläche, sondern die Rippenspannweite l eine Grenze zwischen Befund ohne Schäden und mit Schäden nahelegt, wird die Dehnung in einem zweiten Schritt nicht als Summe der lokalen Deckblechbiegemomente für starre Rippen und der Deckblechbiegemomente infolge Rippendurchbiegung ermittelt, sondern nur aus den Deckblechmomenten infolge Rippendurchbiegung. Diese Berechnung liefert die Dehnungen an der Belagsoberfläche nach Tabelle A 4.

Tabelle A 2: Abmessungen der untersuchten Brücken und beobachtete Schäden

lfd. Nr.	Brücke	Baujahr	Deckblechdicke [mm]	Belagsdicke [mm]	Form der Längsrippen	Abstand der Längsrippen [cm]	Steifigkeit der Längsrippen [cm ⁴]	Querträgerabstand [m]	Schaden
1	Hochstraße A Leverkusen	1965	12	60	offen (torsionsweich)	30	2210	1,73	mittel
2	Rheinbrücke Koblenz-Horchheim	1973	12	60		29,8	2200	1,873	leicht
3	BAB - Br. Dortmund-Ems-Kanal b. Amelsbüren	1964	12	(60)		29,1	2190	1,95	leicht
4	Werrabrücke Hedemünden	1952	12	60		25	1450	2,00	mittel
5	Rheinbrücke Duisburg - Honberg	1954	14	60	geschlossen (torsionssteif)	30	9510	2,10	leicht
6	Köhlbrand-Hochbrücke Hamburg	1974	12	75		29,3	4520	2,15	gravierend
7	Haseltalbrücke	1961	12	55		31	6110	2,32	gravierend
8	Rheinbrücke Germersheim	1971	12	65		30	11920	2,40	leicht
9	Donaubrücke Deggenau	1974	12	(60)		30	10870	2,415	leicht
10	Rheinbrücke Speyer	1974	12	60		30	10750	2,55	
11	Mühlbachbrücke Schwaiganger		12	(60)		30	6620	2,55	gravierend
12	Rheinbrücke Leverkusen	1965	12	70		30	9540	2,555	
13	Fuldabrücke Bergshausen	1962, 1971	12	60		30	14640	2,753	mittel
14	Rheinbr. Wiesbaden-Schierstein	1962	12	(60)		29,4	10040	3,00	leicht
15	Kanalbrücke Mölln	1974	12	60		26	12000	3,625	leicht
16	Wiehltalbrücke	1972	12	(75)		30	8580	4,00	gravierend
17	Hochbrücke Rader-Insel	1972	12	(75)		30	8580	4,00	gravierend
18	Donaubrücke Schalding	1972	12	(75)		30	12160	4,75	gravierend
19	Jagsttalbrücke Widdern	1974	12	75	30	10850	5,00	gravierend	
20	Donaubrücke Straubing		12	(75)	30	12160	5,13	gravierend	

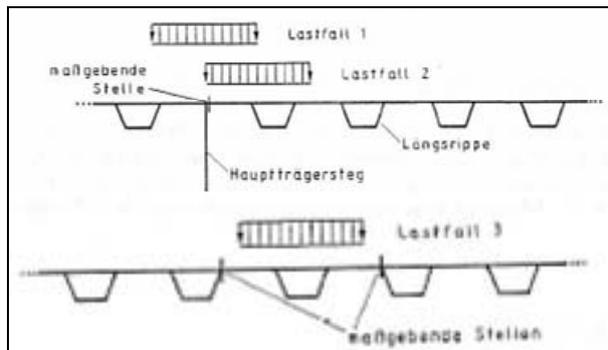


Bild A 18: Ungünstigste Laststellungen 1 und 2 im Hauptträgerstegbereich und Laststellung 3 im Plattenfeld

Tabelle A 3: Querbiegemomente im Deckblech und Dehnungen an der Belagsoberkante aus lokalen Plattenmomenten bei starren Längsrippen und Plattenmomenten infolge Rippendurchbiegungen

Lfd. Nr.	Querträgerabstand [m]	Lastfall 1		Lastfall 2		Lastfall 3	
		m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]	m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]	m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]
1	1,730	-5,90	12,9	-2,67	5,8	-1,57	3,4
2	1,873	-6,06	13,2	-2,83	6,2	-1,65	3,6
3	1,950	-6,17	13,5	-2,95	6,4	-1,70	3,7
4	2,000	-6,78	14,8	-3,66	8,0	-2,01	4,4
5	2,100	-5,55	7,7	-2,50	3,5	-1,67	2,3
6	2,150	-6,20	16,6	-3,11	8,3	-1,71	4,6
7	2,320	-5,81	11,7	-2,85	5,7	-1,74	3,5
8	2,400	-5,72	13,4	-2,58	6,1	-1,47	3,5
9	2,415	-5,83	12,7	-2,65	5,8	-1,47	3,2
10	2,550	-5,87	12,8	-2,74	6,0	-1,54	3,4
11	2,550	-5,93	12,9	-3,07	6,7	-1,91	4,2
12	2,555	-5,77	14,5	-2,79	7,0	-1,70	4,3
13	2,753	(-5,50)	(12,0)	(-2,73)	(6,0)	(-1,61)	(3,5)
14	3,000	-5,98	13,1	-3,14	6,9	-1,94	4,2
15	3,625	(-6,71)	(14,6)	(-4,36)	(9,5)	(-2,66)	(5,8)
16	4,000	-7,27	19,5	-5,41	14,5	-3,49	9,3
17	4,000	Wie 16					
18	4,750	-7,35	19,7	-5,65	15,1	-4,00	10,7
19	5,000	-7,22	19,3	-5,45	14,6	-4,29	11,5
20	5,130	-7,98	21,4	-6,85	18,3	-4,37	11,7

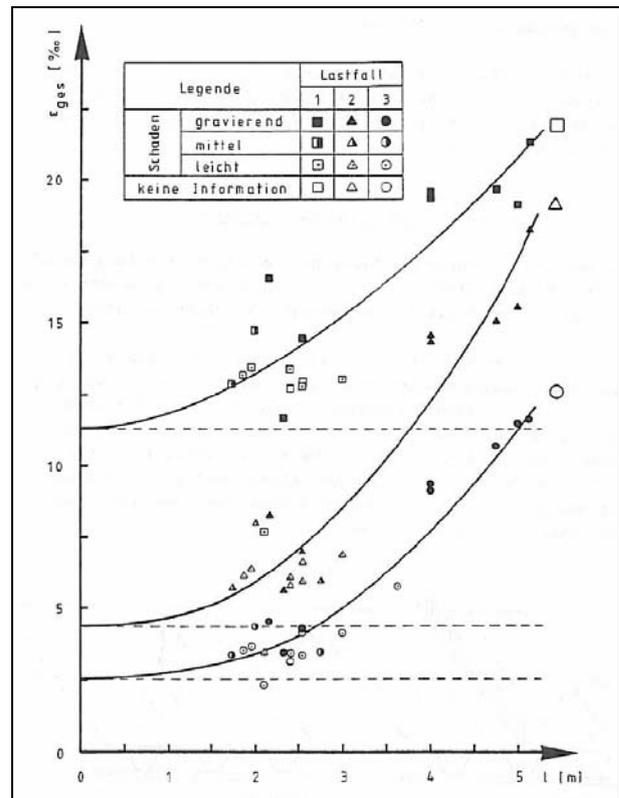


Bild A 19: Maximale Dehnungen an der Belagsoberkante für die verschiedenen Laststellungen über der Rippenspannweite und Schadensbefund

Tabelle A 4: Querbiegemomente im Deckblech und Dehnungen an der Belagsoberkante aus Rippendurchbiegung

Lfd. Nr.	Querträgerabstand [m]	Lastfall 1		Lastfall 2		Lastfall 3	
		m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]	m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]	m_{ges} [kNm/cm]	ϵ_{ges} [‰]
1	1,730	-0,739	1,61	-0,663	-1,45	-0,380	-0,83
2	1,873	-0,896	1,96	-0,817	-1,78	-0,456	-1,00
3	1,950	-1,011	2,21	-0,935	-2,04	-0,511	-1,12
4	2,000	-1,167	3,53	-1,645	-3,59	-0,817	-1,78
5	2,100	-0,392	0,55	-0,492	-0,69	-0,476	-0,66
6	2,150	-1,036	2,78	-1,098	-2,94	-0,516	-1,38
7	2,320	-0,653	1,32	-0,836	-1,69	-0,550	-1,11
8	2,400	-0,562	1,32	-0,567	-1,33	-0,284	-0,67
9	2,415	-0,672	1,47	-0,638	-1,39	-0,280	-0,61
10	2,550	-0,709	1,55	-0,728	-1,59	-0,354	-0,77
11	2,550	-0,771	1,68	-1,055	-2,30	-0,721	-1,57
12	2,555	-0,608	1,53	-0,777	-1,95	-0,507	-1,27
13	2,753	(-0,335 0,73)	-	-0,723	-1,58	-0,416	-0,91
14	3,000	-0,824	1,80	-1,130	-2,47	-0,747	-1,63
15	3,625	(-1,551 3,39)	-	(-2,346 -5,12)	-	-1,474	-3,22
16	4,000	-2,105	5,64	-3,400	-9,11	-2,295	-6,15
17	4,000	Wie 16	-	-	-	-	-
18	4,750	-2,185	5,85	-3,639	-9,75	-2,810	-7,53
19	5,000	-2,063	5,53	-3,439	-9,21	-3,097	-8,30
20	5,130	-2,818	7,55	-4,840	-12,96	-3,182	-8,52

Bild A 20 und Bild A 21 zeigen eine geeignete Auftragung von Längsrippenspanweiten, Rippenträgheitsmomenten und Schadensbefund im Feld der maximalen Belagsdehnungen für Lasten neben einem Hauptträgersteg (Laststellung 2) und Lasten im Plattenfeld (Laststellung 3), die eine plausible Begrenzung der Steifigkeit der orthotropen Platte ermöglicht.

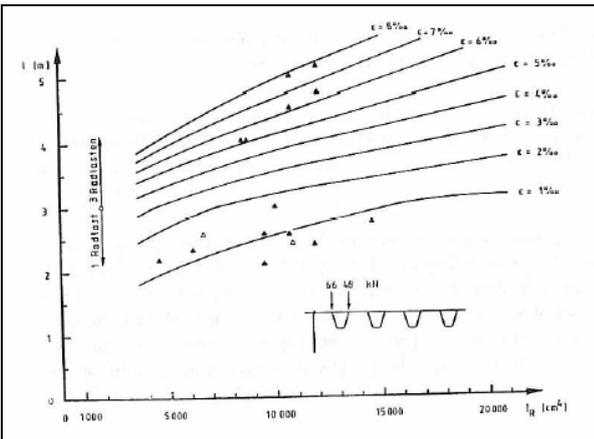


Bild A 20: Linien gleicher Belagsdehnungen (ohne lokale Anteile) für Lastfall 2

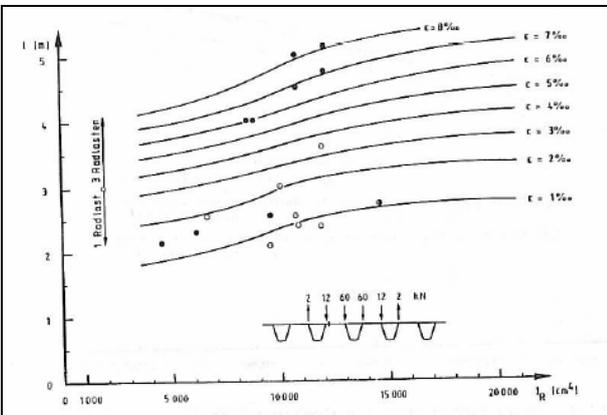


Bild A 21: Linien gleicher Belagsdehnung (ohne lokalen Anteil) für Lastfall 3

Das Ergebnis ist die Mindeststeifigkeitsregelung für die Längsrippen der orthotropen Platte, die auch in die europäischen Normung eingegangen ist, siehe Bild 9.

A.3.3 Schlussfolgerungen

Die Einführung der Mindeststeifigkeitsregelung hatte folgende Ergebnisse

1. Die Deckblechbiegemomente der Stahlbahn wurden reduziert mit Vorteil für deren Dauerhaftigkeit. Eine Quantifizierung dieses Vorteils ist nicht ohne weiteres möglich, dazu bedarf es einer genaueren Berechnung der Entlastung des Deckblechs durch die Verbundwirkung mit dem Fahrbahnbelag, siehe nachfolgenden Abschnitt A.4.
2. Die Dehnungsanforderung an die Oberfläche des Fahrbahnbelages wurde verringert. Jedoch sind die Begrenzungen der Oberflächendehnungen, die mit der Mindeststeifigkeit erreicht wurden, nicht realistisch erfasst, da sie mit viel zu ungünstigen Annahmen ermittelt wurden.

In einer genaueren Erfassung wäre wiederum eine genauere Berücksichtigung der Verbundwirkung zwischen Stahlblech und Belag unter Beachtung der temperaturbedingten Steifigkeit und der temperaturbedingten Grenzdehnungen erforderlich, siehe Abschnitt A.4.

Tabelle A 5 mit einigen Angaben zum Dehnvermögen und zur Zugfestigkeit aus Zugversuchen von Gussasphaltprüfkörpern zeigt, dass die grob ermittelten Dehnungsanforderungen aus der Berechnung für die Mindeststeifigkeit vom Asphalt nicht erreichbar sind.

Tabelle A 5: Ergebnisse von Zugversuchen mit Gussasphaltprüfkörpern

Specimen code	T [°C]	Intended $\dot{\epsilon}$ [1/s]	Real $\dot{\epsilon}$ [1/s]	$\dot{\epsilon}_{failure}$	E_{tan} [Mpa]	f_y [Mpa]
G 5-2-11	40	0,01493	0,01493	0,01884	268	0,9226
G 5-2-9	34,1	0,00442	0,00442	0,01418	515	1,0619
G 5-1-8	34,1	0,02529	0,02523	0,01138	498	1,8999
G 5-3-2	20	0,01556	0,01556	0,00438	2811	5,8589
G 5-3-5	20	0,01806	0,01515	-	-	6,6397
G 5-1-6	20	0,00010	0,00010	0,01166	21416	1,2831
G 5-1-9	20	0,00010	0,00010	0,01288	1489	1,2334
G 5-3-8	20	0,03102	0,03102	-	-	7,1022
G 5-3-10	20	0,01275	0,01275	0,00171	7592	5,0904
G 5-3-6	20	0,01520	0,01275	0,00435	11004	5,7295
G 5-3-3	20	0,01567	0,01567	0,00411	6157	5,8638
G 5-2-1	0	0,00001	0,00001	0,00346	5411	3,7252
G 5-2-8	0	0,0001	0,0001	0,00166	10031	6,7839
G 5-1-4	5,9	0,00453	0,03547	-	-	7,0575

3. Die Antwort der Industrie, die Brückenbeläge anbietet, auf die Mindeststeifigkeitsfestlegungen für die Stahlfahrbahn war nicht eine Veränderung der Stoffeigenschaften für die Schutz- und Deckschichten in Richtung größerer Dehnfähigkeit, sondern eine Verbesserung des Belagsystems mit elastischer Dichtungsschicht, mit der die Dehnungsanforderung verringert wird. Damit wird die Dauerhaftigkeit des Belages in Hinblick auf Rissbildung im Belag verbessert, der Steifigkeitsbeitrag des Belages zur Entlastung des Stahlblechs aber verringert. Insofern liefen die Entwicklungsbemühungen alle in Richtung Schutzziel Belag und Korrosionsschutz Stahldeckblech; das Schutzziel Vermeidung von Rissen im Stahlblech, erreichbar durch eine Vergrößerung des Steifigkeitsbeitrags des Belages zu dem Verbundsystem Stahl-Belag mit der Folge geringerer Spannungen aus Verkehr im Stahlblech, war bisher nicht Gegenstand der Entwicklung.

Daraus ergeben sich folgende Schlussfolgerungen:

1. Es interessieren Nachweisverfahren, mit denen die mit den bestehenden Bauarten verbundenen Sicherheiten für
 - a) die Dauerhaftigkeit der Beläge
 - b) die Dauerhaftigkeit der Stahlkonstruktion (Deckblech und Rippenanschlüsse)
 unter Berücksichtigung der Verbundwirkung des Stahl-Belag-Systems nachgewiesen werden können.
2. Es interessieren Techniken, mit denen die Dauerhaftigkeit der Beläge und der Stahlkonstruktion verbessert werden kann. Diese Verbesserungen sind nur dann akzeptabel, wenn sie mit den unter 1. genannten Verfahren auch nachgewiesen werden können.

Der nachfolgende Abschnitt A.4 geht auf diese Fragen ein.

A.4 Anwendung der erweiterten Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen

A.4.1 Allgemeines

Das Verformungsverhalten der Schichten des Verbundsystems Stahl-Belag lässt sich mit der üblichen Verbundtheorie nicht erfassen, da die Voraussetzung vom Ebenbleiben der Querschnitte nicht erfüllt wird.

Vom Prinzip her gibt es zwei Möglichkeiten, das durch die unterschiedlichen Schubverformungen der Schichten gesteuerten Dehnungsverhalten zu erfassen

1. Finite Element Methode
2. Erweiterte Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen

Beide Verfahren müssen mit Stoffkennwerten aus Kleinprobenversuchen „gefüttert“ werden, um das Verhalten des Verbundsystems berechnen zu können. Die Zuverlässigkeit der Berechnungsergebnisse kann nur durch Messungen an Großprobenversuchen geprüft werden.

Bisher gibt es nur rechnerische Simulationsuntersuchungen des statischen Verhaltens für ausgesuchte Konfigurationen von orthotropen Platten mit einzelnen Belagssystemen, die mit Finiten Element-Berechnungen anhand von aus Kleinproben ermittelten Stoffkennwerten zum Zwecke der Aufklärung der mechanischen Zusammenhänge durchgeführt wurden [63]. Eine Bestätigung durch Messungen an Großbauteilen gibt es bisher nicht. Auch fehlen bisher systematische Untersuchungen zur Erfassung der Wirkung verschiedener Stoffparameter auf die Schutzziele zum Zwecke des Dauerhaftigkeitsnachweises oder der Weiterentwicklung der Systeme für bessere Dauerfestigkeit.

Für solche systematischen Untersuchungen ist auch das Finite Element-Verfahren weniger geeignet, da es mit zu vielen Variablen (statisch Unbestimmten in Finiten Elementen) arbeitet und die erzielte Datenflut und Genauigkeit für die Interpretation der Ergebnisse eher hinderlich ist.

Es sollte also ein ausreichend genaues Verfahren mit wenigen Variablen verwendet werden, das einen guten Überblick über die Zusammenhänge gestattet und später auch für rechnerische Dauerhaftigkeitsnachweise praktisch geeignet ist. Dafür eignet sich besonders die „erweiterte Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen“.

Die Überprüfung der Zuverlässigkeit der Ergebnisse der Berechnung mit der „erweiterten Biegetheorie“ sollten nicht an dem komplexen Gebilde einer vollständigen originalen 3-D orthotropen Platte erfolgen, da auch hier die Übersicht verloren geht; vielmehr sollte die Überprüfung an geeigneten bauteilähnlichen Prüfkörpern erfolgen, die gut vergleichbare Messergebnisse liefern.

Für solche „geeignete bauteilähnliche Prüfkörper“ bietet sich der Prüfkörper für Dauerschwellbiegeprüfungen nach ZTV-BEL-ST, an. Dazu müsste zusätzlich zu der Dauerschwellbiegeprüfung ein Ver-

suchsprogramm für „statische“ Untersuchungen treten, das folgende Punkte beachtet:

1. für die „statischen“ Untersuchungen müsste der Versuchskörper voll instrumentiert werden, um das Dehnungsverhalten in den verschiedenen Schichten im Feldbereich und an der Mittelstützung bei veränderlicher Belastung messen zu können.
2. Die Untersuchungen müssten bei verschiedenen Temperaturen des Gesamtsystems durchgeführt werden, um den starken Temperatureinfluss auf das Verhalten zu erfassen.
3. Die Belastung sollte realitätsnah mit ausreichender Belastungsrate $\delta P / \delta t$ durchgeführt werden, um den in der orthotropen Platte unter Verkehr erwarteten Dehnungsraten zu entsprechen.

Es liegt also nahe, die Dauerschwellbiegeprüfung so zu modifizieren, dass sie

- a) mit instrumentalisierem Prüfkörper,
- b) mit variablen Belastungshöhen,
- c) bei verschiedenen Prüfkörpertemperaturen

gefahren wird um das „statische“ Verbundverhalten des Stahl-Belag-Systems zu identifizieren. Erst dann könnten Ermüdungsversuche angeschlossen werden.

Da das Ermüdungsverhalten des Verbundsystems Stahl-Belag stark von dessen statischen Verhalten abhängt, ist auch die derzeitige Praxis der Bestimmung der Oberlast für den Dauerschwellbiegeversuch fraglich.

Zurzeit wird die erforderliche Oberlast so eingestellt, dass die Durchbiegung $l/600$ erreicht wird.

Damit erhalten „weich“ eingestellte Belagsysteme (z. B. mit elastischer Pufferschicht) geringere Oberlasten, d. h. die Dauerhaftigkeitsanforderungen sind geringer, als bei „hart“ eingestellten Belagssystemen, die auf ausreichende Verbundwirkung zur Entlastung des Stahlblechs hinzielen. Diese erhalten höhere Oberlasten und stehen daher unter höheren Anforderungen.

Die durch die Dauerschwellbiegeprüfung provozierte Entwicklungen geht also in Richtung „weich“ eingestellter Beläge mit geringer Verbundwirkung.

Richtig wäre, die Belastungen abhängig von den tatsächlichen Verkehrsbelastungen, die für die Durchführung des Dauerhaftigkeitsnachweises angesetzt werden müssen, und unabhängig von den Durchbiegungen festzusetzen.

Im Folgenden wird also die „erweiterte Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformung“ so weiterentwickelt, dass sie speziell für die Anwendung im modifizierten Dauerschwellbiegeversuch passt.

Nach entsprechenden Anwendungserfahrungen könnte man in Zukunft daran denken, den modifizierten Dauerschwellbiegeversuch zur Bestimmung der für die Berechnung erforderlichen Stoffeigenschaften anstelle von Kleinteilprüfungen zu verwenden, da Unsicherheiten der Übertragbarkeit der Ergebnisse von Kleinteilversuchen für verschiedene Stoffe auf das Verhalten im Verbundsystem dadurch ausgeschaltet werden können.

A.4.2 Ansatz von Zusatzverwölbungen zur Erfassung der Schubverformungen in den Belagsschichten

Bild [46] hat als erster die Anwendbarkeit der „erweiterten Biegetheorie unter Berücksichtigung der Schubverformungen“ auf das System Stahl-Belag gezeigt, indem er zusätzlich zu den Dehnungs- und Biegeansätzen (Einheitsverwölbungen 1 und \tilde{z}) der Verbundtheorie, siehe Bild A 22, zwei zusätzliche unbekannte Verwölbungen w_{S1} und w_{S2} zugelassen hat, Bild A 23, die die Schubverformung in der Dichtungsschicht (Pufferschicht) als „Dehnungssprung“ w_{S1} und die Schubverformung im Belag als Folge einer fiktiven konstanten Schubspannung und deshalb als „Knick“ der Dehnung w_{S2} repräsentieren.

Nach Orthogonalisierung der Zusatzverformungen erhält man die normierten Zusatzverwölbungen \tilde{w}_{S1} und \tilde{w}_{S2} , siehe Bild A 25, mit denen es möglich ist, für eine vorgegebene Belastung auf ein vorgegebenes statisches System die Dehnungen oder Spannungen im Verbundsystem Stahl-Belag zu berechnen, wenn die Stoffwerte E_{Belag} , ν_{Belag} , C_{Dichtung} bekannt sind, Bild A 24.

Bild A 24 zeigt die Aufteilung der Belastungen p_z in die „Hauptachsen“ mit den Verformungsbeiträgen ζ , v_{S1} und v_{S2} . Im Falle der Schubverformung ist die Lösung der Differentialgleichung für ein „Biegesystem mit Zugkraft $C_i S_i$ “ zur Ermittlung der Schnittgröße M_{wi} erforderlich.

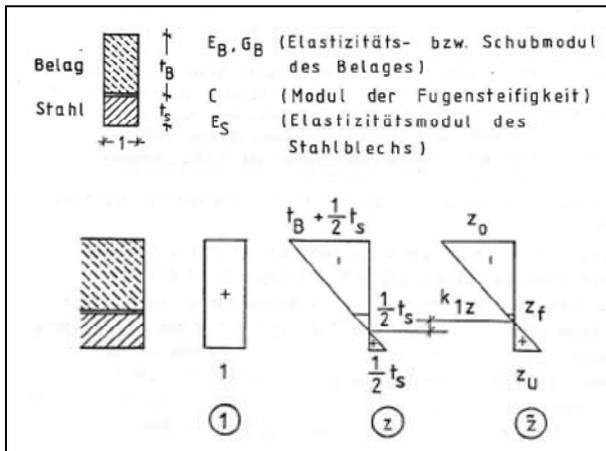


Bild A 22: Verwölbungen 1 und \tilde{z} für die Dehnung und Biegung des Verbundkörpers Stahl-Belag

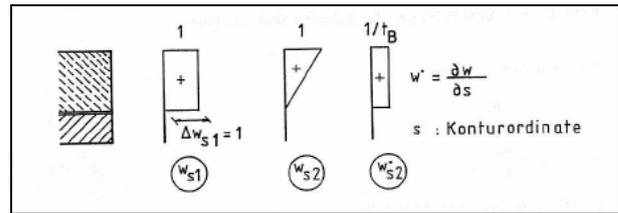


Bild A 23: Ansatz für Zusatzverwölbungen W_{S1} für den Dehnungssprung in der Dichtungsschicht und W_{S2} für den Knick der Dehnung im Belag

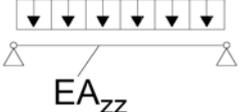
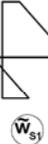
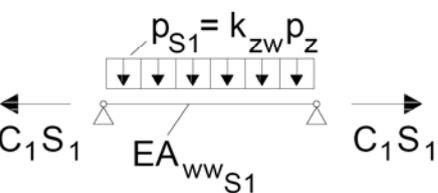
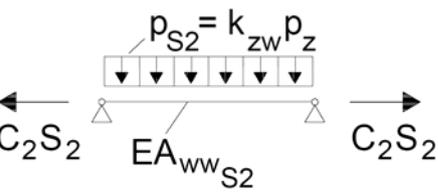
Verwölbung	Differentialgleichung Statisches System	Schnittgrößen	Spannung
	$EA_{11} \cdot \xi'' = N$ 	$N = EA_{11} \cdot \xi''$	$\sigma = \frac{N}{A_{11}} \cdot 1 \cdot \left(\frac{1}{n}\right)$
	$EA_{zz} \cdot \zeta'''' = p_z$ 	$M_z = -EA_{zz} \cdot \zeta''''$	$\sigma = \frac{M_z}{A_{zz}} \cdot \tilde{z} \cdot \left(\frac{1}{n}\right)$
	$EA_{wwS1} \cdot v_{S1}'''' - C_1 S_1 \cdot v_{S1}'' = p_z$ $p_{S1} = k_{zw} p_z$ 	$M_{\tilde{w}_{S1}} = -EA_{wwS1} \cdot v_{S1}''$	$\sigma = \frac{M_{W1}}{A_{wwS1}} \cdot \tilde{w}_{S1} \cdot \left(\frac{1}{n}\right)$
	$EA_{wwS2} \cdot v_{S2}'''' - C_2 S_2 \cdot v_{S2}'' = p_z$ $p_{S2} = k_{zw} p_z$ 	$M_{\tilde{w}_{S2}} = -EA_{wwS2} \cdot v_{S2}''$	$\sigma = \frac{M_{W2}}{A_{wwS2}} \cdot \tilde{w}_{S2} \cdot \left(\frac{1}{n}\right)$

Bild A 24: Zusammensetzung der Spannung in den Schichten des Verbundsystems Stahl-Belag aus normierten Einzelspannungen

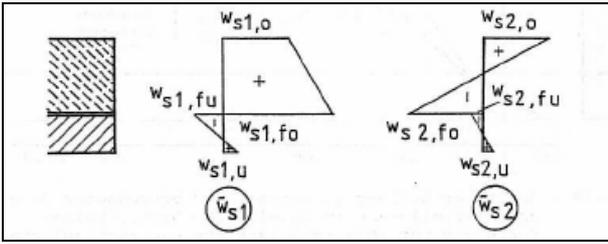


Bild A 25: Normierte Zusatzverwölbungen \tilde{w}_{s1} und \tilde{w}_{s2}

In Bild A 26 wird als Beispiel für die Anwendung der erweiterten Biegetheorie auf einen einfeldrigen Plattenstreifen mit gelenkiger Lagerung mit $C \Rightarrow \infty$ (schubstarre Dichtungsschicht), die Dehnungsverteilung über die Schichten berechnet und gezeigt, dass der Dehnungsknick seine Ursache nicht in der Nichtlinearität der Stoffgesetze, sondern in der Schubverformung der Belagsschichten hat.

Leider standen in [46] für schubelastische Dichtungsschichten keine realistischen Daten für die Schubsteifigkeit zur Verfügung, so dass nur Parameterstudien ohne Versuchsabsicherungen, z. B. für einfeldrige Plattenstreifen mit mittiger Einzellast von unten (Stützbereich über Rippenstegen) durchgeführt werden konnten. Das Bild A 27 zeigt z.B. für diesen Fall die Abhängigkeit der Dehnung an der Belagsoberfläche und Bild A 28 die Abhängigkeit der Schubbeanspruchung in der Dichtungsschicht von verschiedenen Parametern.

Die Untersuchungen von Bild [46] zeigen die Anwendbarkeit des Berechnungsverfahrens der erweiterten Biegetheorie, doch fehlt eine ausreichende Kalibrierung an Messergebnissen. Solche neueren Messergebnisse, siehe Bild A 15, zeigen, dass die Dehnungsverteilungen über das System Stahl-Belag nicht nur schichtweise linear, sondern auch mit Krümmungen angesetzt werden müssen.

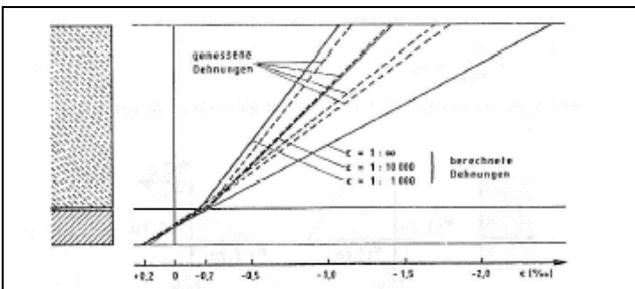


Bild A 26: Dehnungsverteilung im Verbundsystem Stahl-Belag bei schubstarrer Dichtungsschicht mit Knick infolge Schubverformung der Schutz- und Deckschicht

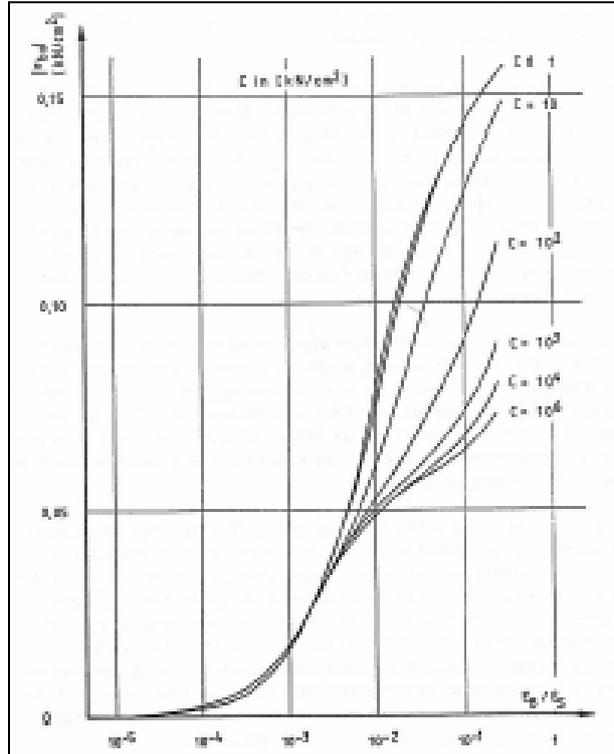


Bild A 27: Dehnungen an der Belagsoberfläche bei verschiedenen Parameter E_B und C

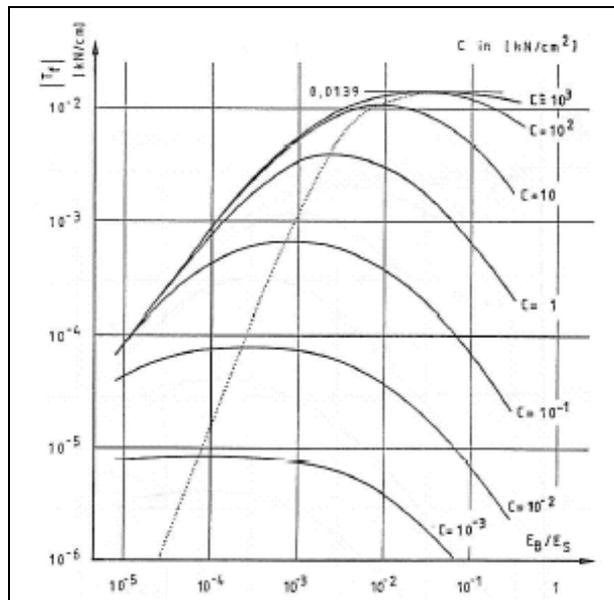


Bild A 28: Schubfluss in der Dichtungsschicht bei verschiedenen Parameter E_B und C

Die erweiterte Biegetheorie muss also um den Krümmungseinfluss ergänzt werden. Dies geschieht, indem entsprechend Bild A 30 zu den Zusatzverwölbungen für den Dehnungssprung in der Dichtungsschicht und den Knick in den Belagschichten noch eine Zusatzverwölbung mit parabelförmigem Verlauf aus einer linear verteilten Schubspannung dazugenommen wird [83].

Bild A 31 zeigt für eine bestimmte Realisierung die normierten Zusatzverwölbungen \tilde{w}_{S1} , \tilde{w}_{S2} und \tilde{w}_{S3} mit steigender „Frequenz“, d. h. mit relativ steigender Inanspruchnahme der Schubenergie.

Für die Erfassung der dritten Zusatzverwölbung müsste also Bild A 24 um eine weitere Zeile erweitert werden.

Für das statische System des „modifizierten Dauerschwellbiegeversuchs“, siehe Bild A 29, und die gewählte Belastung lassen sich die Verläufe der Schnittgrößen für die einzelnen normierten Verwölbungen aus der Lösung der zugehörigen Differentialgleichungen ermitteln.

Bild A 32 zeigt die Spannungs- und die Dehnungsverteilungen an den Momentenspitzen in Feld und an der Innenstütze.

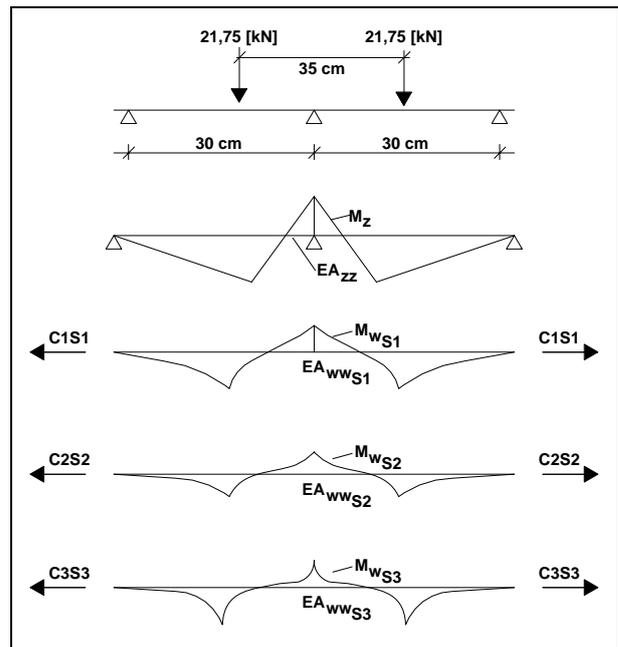


Bild A 29: Statisches System und Belastung des modifizierten Dauerschwellbiegeversuchs und Schnittgrößenverteilungen für die einzelnen normierten Verwölbungen

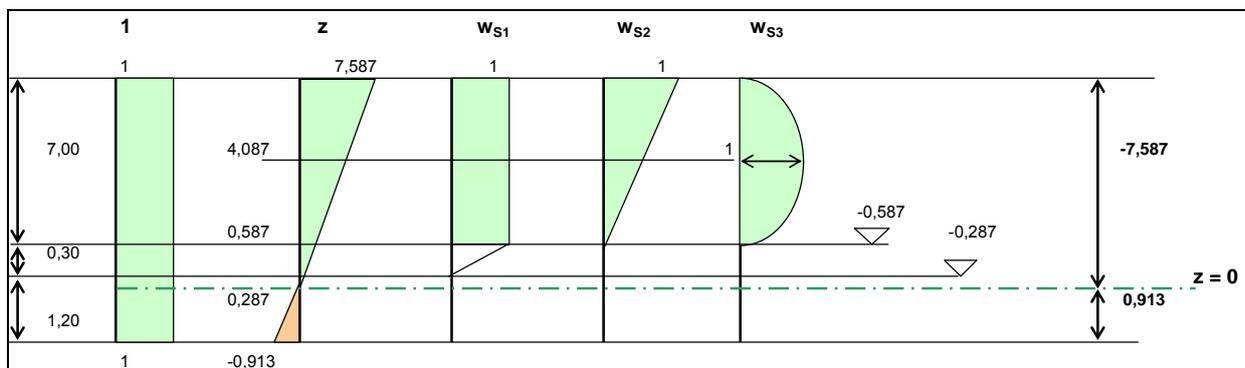


Bild A 30: Ansatz für Zusatzverwölbung \tilde{w}_{S1} , \tilde{w}_{S2} und \tilde{w}_{S3} zur Erfassung der Schubverformungen in den Belagsschichten

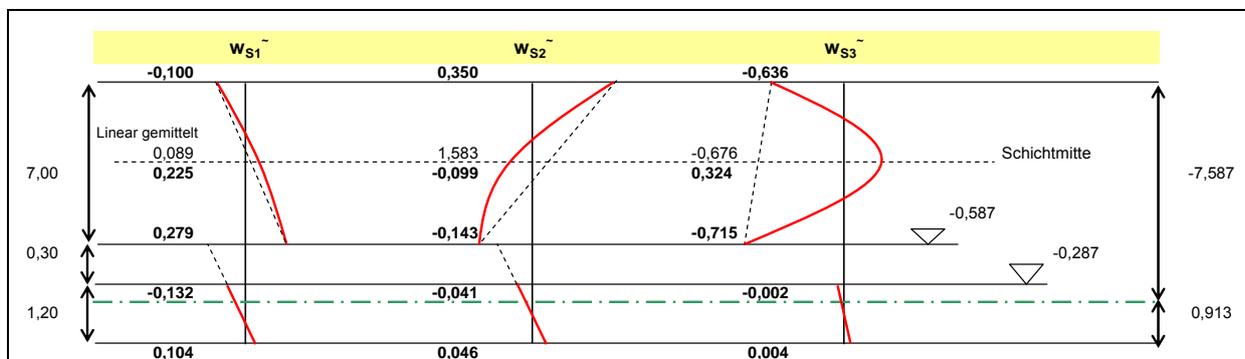


Bild A 31: Normierte Zusatzverwölbung \tilde{w}_{S1} , \tilde{w}_{S2} und \tilde{w}_{S3} infolge Schubverformungen der Deckschichten

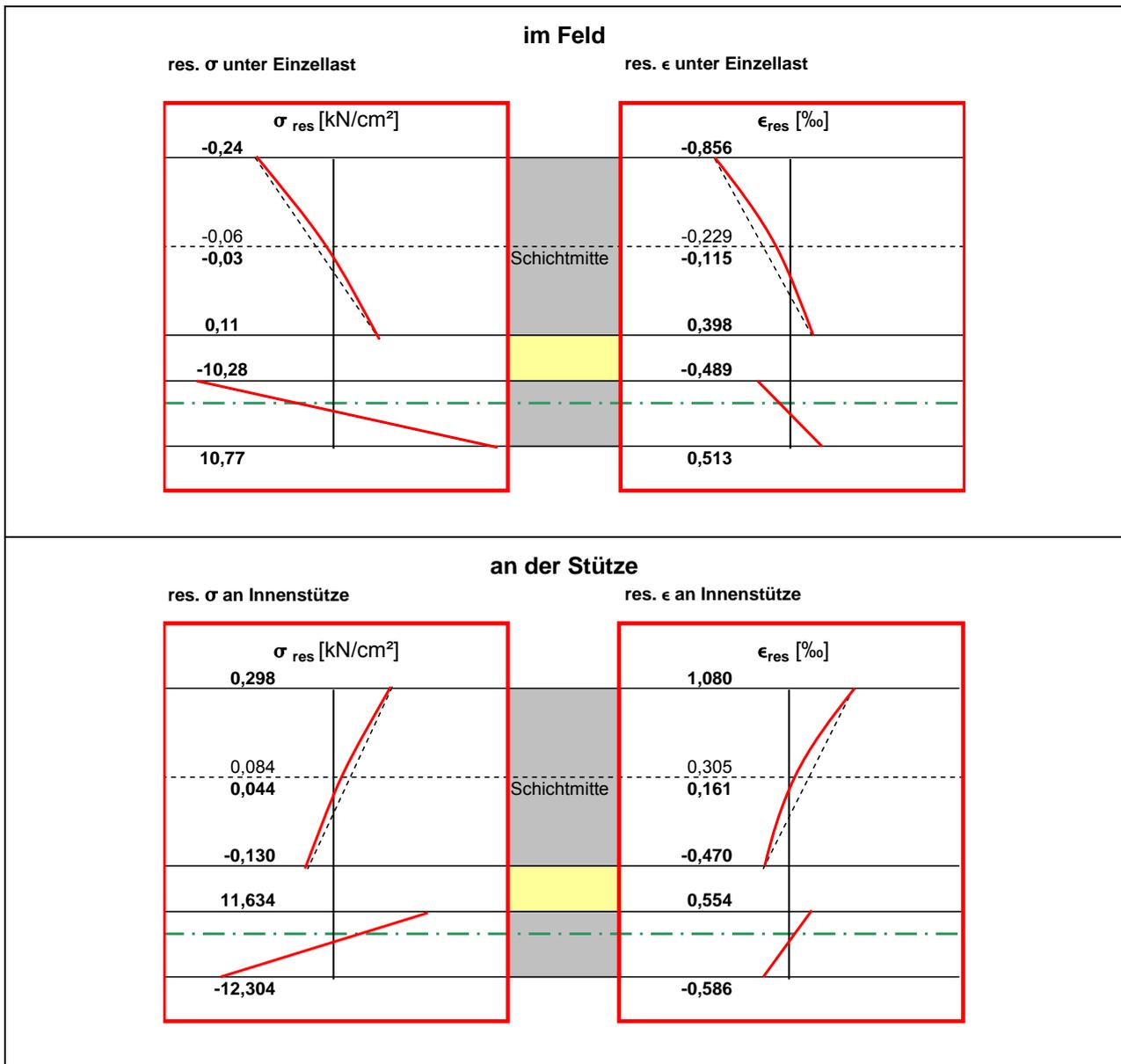


Bild A 32: Spannungs- und Dehnungsverteilungen über die Schichten an den Momentenspitzen im Feld und an der Innenstütze

Mit einer entsprechenden Instrumentierung könnten mit Messungen der Dehnungen die Annahmen für die Nachrechnung des modifizierten Dauerschwellbiegeversuchs bestätigt bzw. korrigiert werden (Verfahren der Identifikation mechanischer Eigenschaften von Systemen mit Hilfe von statischen oder Schwingungsmessungen).

Darüber hinaus stünde das Verfahren für die Nachrechnung von anderweitig durchgeführten Untersuchungen zur Verfügung, wenn dazu eine ausreichende Dokumentation der Stoffdaten und Ergebnisse vorhanden ist.

A.5 Weitere Untersuchungen, die das Verhalten nach der erweiterten Biegetheorie bestätigen

Im Folgenden wird auf messtechnische Untersuchungen eingegangen, die über die in [63] durchgeführten Stoffuntersuchungen hinaus die Mitwirkung des Fahrbelages mit dem Deckblech auf orthotropen Fahrbelagstützen.

Dabei handelt es sich um

1. Untersuchungen am TRRL
2. Untersuchungen an der Universität Bristol
3. Messuntersuchungen der TU Delft

Untersuchungen am TRRL

An dem Transport Research Laboratory [4] wurden neben Bauteilversuchen auch Messungen an einer Brücke (A 40 - Denham) durchgeführt, bei der verschiedene Beläge in einer Fahrtrichtung eingebaut wurden. Die Messungen an den Brückenbelägen haben folgende Ergebnisse geliefert:

- Die Asphaltstärke hat einen Einfluss auf Bereiche, die in der Nähe des Deckblechs liegen; auf die Spannungen im Längsrippenuntergurt ist der Einfluss gering.
- Die Spannungen in der Verbindung Längsrippe-Deckblech wurden durch einen Dünnbelag (9 mm Epoxidharzbelag) kaum beeinflusst; jedoch bei einem 38 mm starken Splittmastixasphalt wurden die Spannungen erheblich reduziert, s. Bild A 35.
- Die Belastungsgeschwindigkeit bestimmt in dem lokalen Bereich der Verbindungsnaht Längsrippe-Deckblech die Größe der Spannungsreduktion, s. Bild A 36.

Aus diesen Messungen wurden für einzelne Detailpunkte Einflusslinien ermittelt, s. Bild A 33 und Bild A 34.

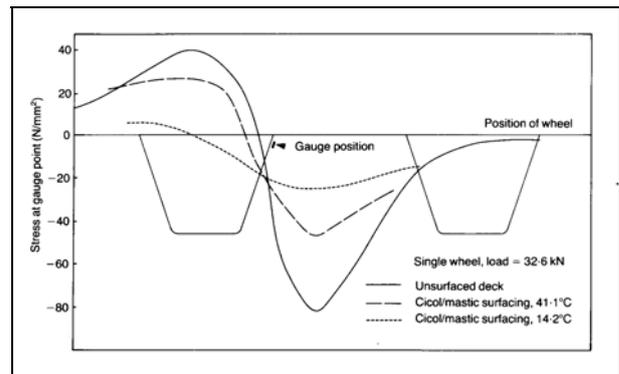


Bild A 33: Quereinflusslinie der Biegespannungen in der Längsrippenwand [4]

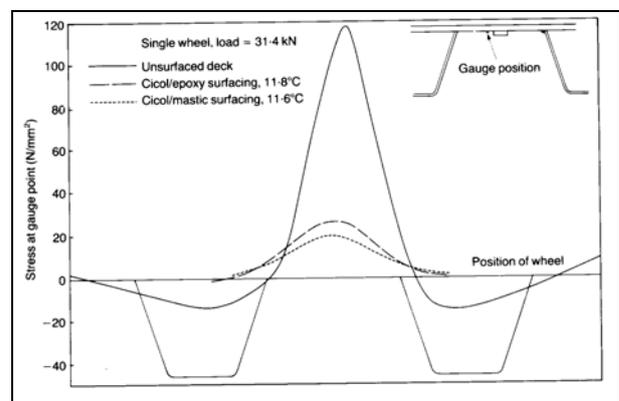


Bild A 34: Quereinflusslinie der Spannungen am Längsstoß des Deckblechs [4]

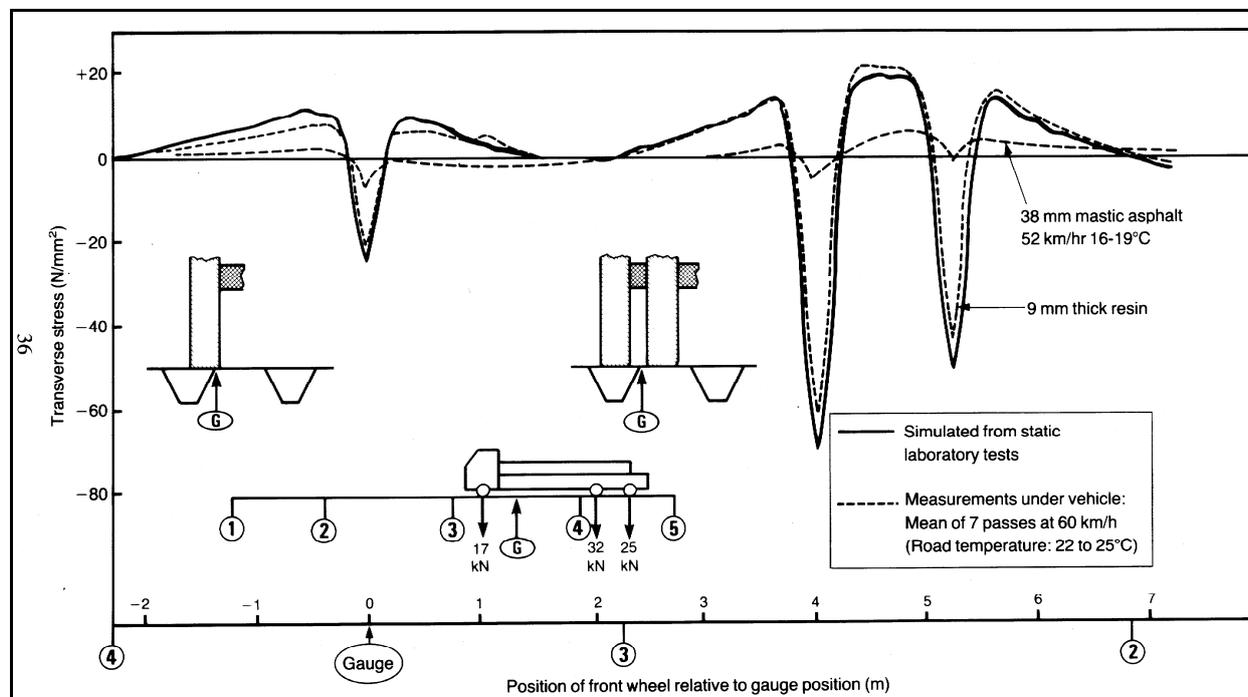


Bild A 35: Vergleich der statischen und dynamischen Einflusslinie in Längsrichtung für die Querbiegespannung [4]

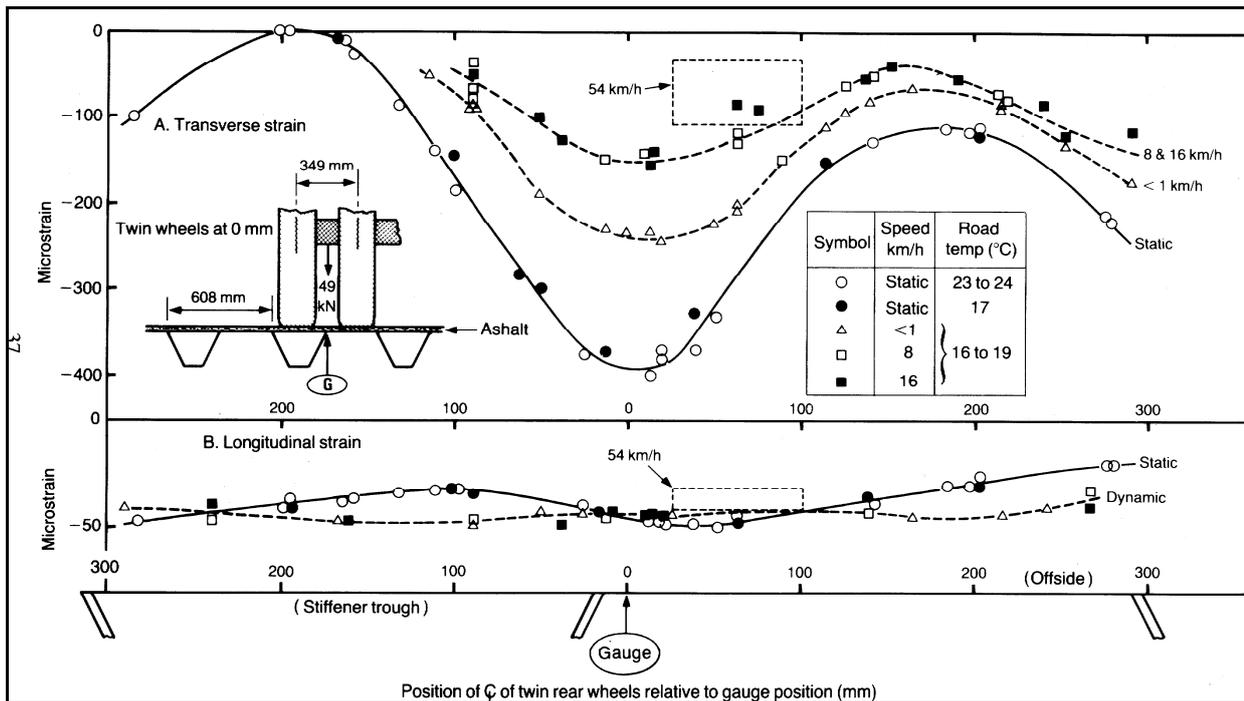


Bild A 36: Einfluss der Überfahrgeschwindigkeit auf die gemessenen Dehnungen [4]

Darüber hinaus wurden auch Untersuchungen an verschiedenen Asphaltzusammensetzungen durchgeführt, wobei der Bitumengehalt zwischen einem weichen B50 und einem harten B25 variiert wurde. Hierbei spielt aber auch der gewählte Zuschlag eine entscheidende Rolle, der jedoch entsprechend der Verfügbarkeit in jeder Region individuell gewählt wird, so dass allgemein gültige Aussagen hier nur schwer möglich sind.

Durch weitere Untersuchungen wurde der Einfluss von Asphalttrissen auf die festgestellte Spannungsreduktion bei einem intakten Belag untersucht. Bild A 37 bis Bild A 39 geben Einflusslinien wieder, die an der Severn-Brücke gemessen wurden, indem man den vorhandenen intakten Asphaltbelag durch einen 35 mm tiefen Schnitt geschädigt hat. Es wird deutlich, dass selbst ein ‚gerissener‘ Asphaltbelag eine Spannungsreduktion in den betroffenen Bereichen des Deckblechs herbeiführt.

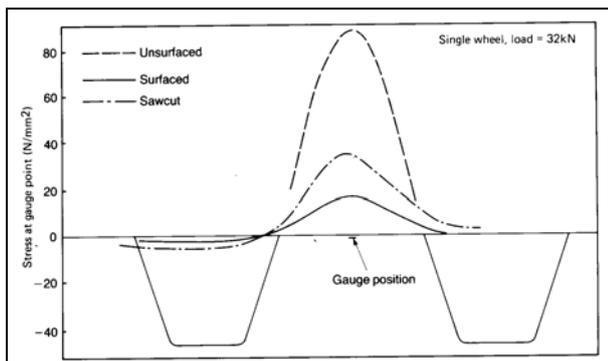


Bild A 37: Querbiegespannung am Deckblechstoß

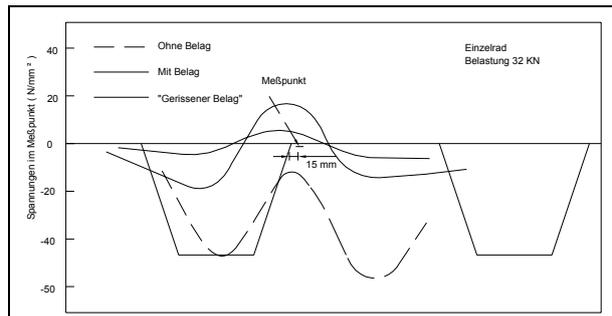


Bild A 38: Querbiegespannung im Deckblech im Bereich der Verbindungsnaht Längsrippe-Deckblech [4]

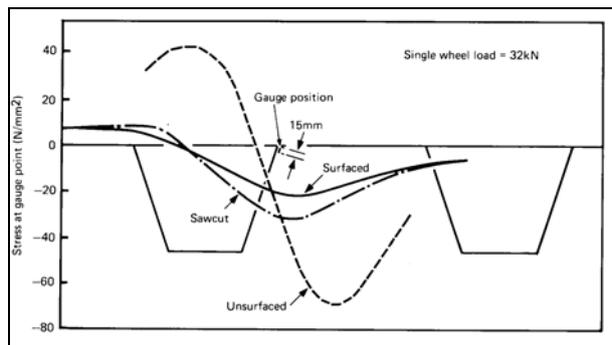


Bild A 39: Querbiegespannung in der Längsrippenwand im Bereich der Verbindungsnaht Längsrippe-Deckblech [4]

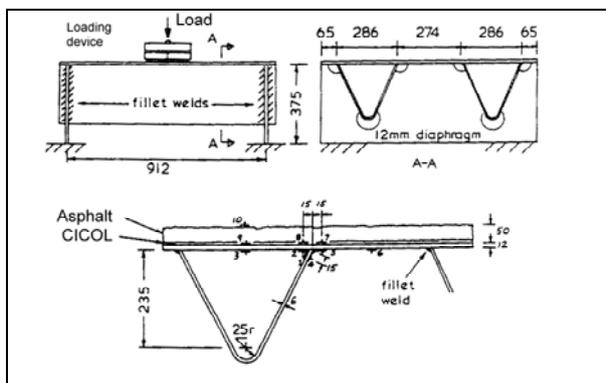
Untersuchungen an der Universität Bristol

Laborversuche, die an der Universität in Bristol durchgeführt wurden, belegen ebenfalls Spannungsreduktionen [54], die jedoch stark von der Temperatur abhängig sind. Unter dynamischer Beanspruchung mit einer Frequenz von 0.1/sec ergaben sich bei 35°C Spannungsreduktionen von 64-84%, im Temperaturbereich von 15 bis 5 °C lag die Reduktion bei 84-98%. Das Bild A 40 gibt den Versuchsaufbau und die Ergebnisse für die einzelnen Messstellen an.

Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Verbundwirkung werden in [60], [50]-[54] angegeben.

Die in [60] dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für einen Asphalt-Stahldeckblechverbund gehen von den Airy'schen Spannungsfunktionen aus und berücksichtigen den Schubversatz zwischen Belag und Stahldeckblech in der Haftschrift (s. Bild A 41).

In [52] und [53] wird die Gesamtsteifigkeit des Verbundkörpers ebenfalls unter Beachtung der Schubsteifigkeit K in der Verbundfuge berechnet. Die Herleitung der Formeln erfolgt in Analogie zu der Berechnung eines Stahl-Beton-Verbundquerschnitts nach Johnson. Mit einfachen Formeln lässt sich dann aus der Gesamtsteifigkeit des Verbundkörpers EI_v eine äquivalente Stahldeckblechdicke ermitteln, s. Bild A 42.



Dehnungsmeßstelle	35 °C	15 °C	5 °C
1	0,23	0,16	0,11
2	0,23	0,12	-0,16
3	0,30	0,15	0,12
4	0,20	-0,12	-0,14
5	0,36	0,09	0,02
6	0,16	0,05	0,0
7	0,29	0,02	0,0
8	0,36	0,11	0,06

Bild A 40: Versuche zum Asphalt-Stahldeckblechverbund und ermittelte Spannungsreduktionen bezogen auf Versuche an einem reinem Stahlbauteil [54]

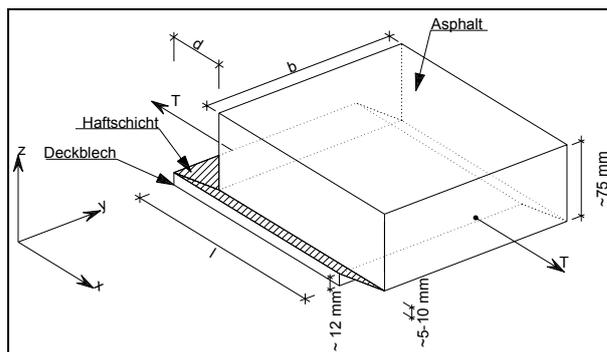


Bild A 41: Elastischer Schubversatz in der Haftschrift

$$\frac{1}{d_0} = \frac{1}{d_1} + \frac{m}{d_2} \quad \text{mit} \quad m = \frac{E_s}{E_A}$$

$$I_0 = I_1 + \frac{I_2}{m} \quad \text{mit} \quad I_1 = \frac{d_1^3}{12}; I_2 = \frac{d_2^3}{12}$$

$$d_0 = \frac{1}{2}(d_1 + d_2) \quad \alpha^2 = \frac{k}{E_s} \cdot \left(\frac{1}{d_0} + \frac{d^2}{I_0} \right)$$

die Gesamtsteifigkeit des Verbundkörpers:

$$EI_v = E_s \cdot I_0 / \left\{ 1 - \frac{d_0 \cdot d_c^2}{I_0 + d_0 \cdot d_c^2} \cdot \left(1 - \frac{\tanh \alpha \cdot L}{\alpha \cdot L} \right) \right\}$$

Bild A 42: Berechnung äquivalenter Stahlblechdicken nach Smith [54]

Das Bild A 43 gibt die Auswertung dieser Formel für verschiedene Asphaltstärken und verschiedene Schubsteifigkeiten an.

Hierbei wird deutlich, dass die Asphaltstärke einen wesentlichen Einfluss hat, die Schubsteifigkeit der Haftschrift jedoch nicht.

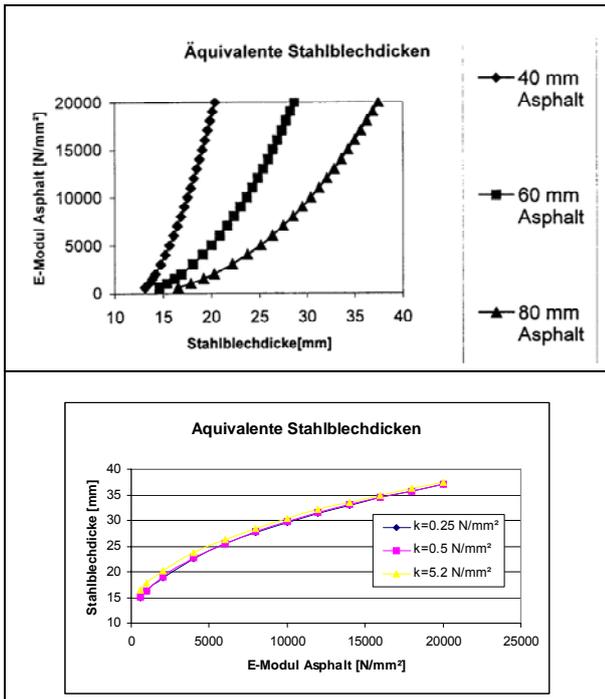


Bild A 43: Auswertung für verschiedene Asphaltstärken und Schubsteifigkeiten

Messuntersuchungen der TU Delft

Die TU Delft führte Messungen an niederländischen Brücken durch, die ebenfalls erhebliche Spannungsreduktionen abhängig von der Deckblechdicke aufweisen. Die Messungen wurden dabei während verschiedener Jahreszeiten an einer Brücke durchgeführt, so dass die Temperaturschwankungen erfasst sind. Das Bild A 44 gibt die Geometrie der Brücke und die Blechdicken an. Im Bild A 45 sind die ermittelten Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ für die Verbindung Längsrippe-Deckblech und den Längsrippenstoß angegeben.

Neben der zu erwartenden Entlastung der Verbindung Längsrippe-Deckblech wurden hier auch Entlastungen im Bereich des Längsrippenstoßes festgestellt, die allerdings nicht so deutlich ausfielen.

Aktuelle Untersuchungen [63], die an der TU Delft durchgeführt wurden, kommen zu dem Schluss, dass die Verbundwirkung hinsichtlich ihrer Größe nicht überbewertet werden darf.

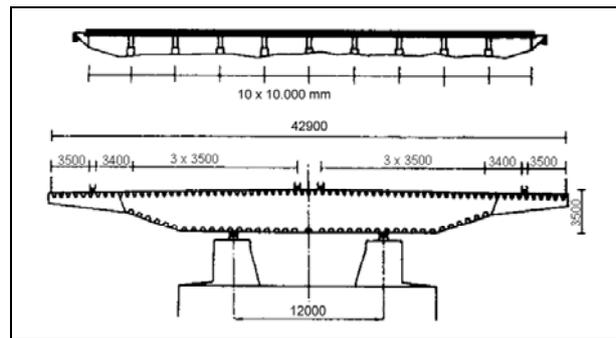


Bild A 44: Messungen der TU Delft an der Moerdijkbrücke: [55] Angabe der Messstellen (Gauge Number)

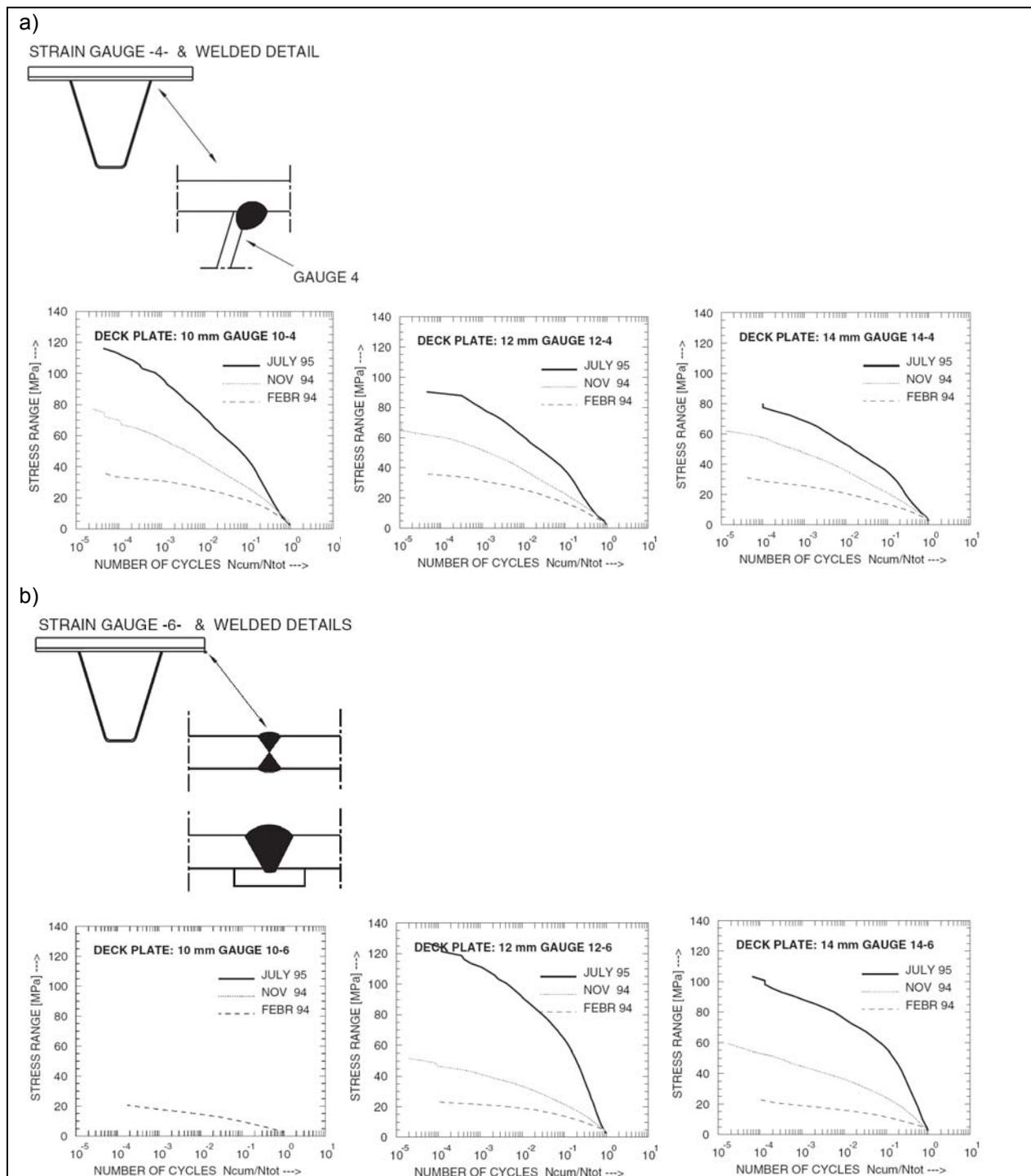


Bild A 45: Ergebnisse der Messungen[55] der Spannungsschwingbreiten $\Delta \sigma$ abhängig von den Deckblechdicken
 a)Verbindung Längsrippe-Deckblech 10-4, 12-4 und 14-4
 b)Längsrippenstoß 10-6, 12-6, 14-6.

A.6 Schlussfolgerungen für die Führung des Dauerhaftigkeitsnachweises

A.6.1 Allgemeines

Dauerhaftigkeitsnachweise für den Belag und die stählerne Fahrbahnkonstruktion setzen die Einhal-

tung von Tragfähigkeitsnachweisen, d.h. von Dehnungs- und Spannungsgrenzen für extreme Belastungen voraus. Die dafür durchzuführenden Trag sicherheitsnachweise dürfen aufgrund des einmaligen Auftretens der Bemessungslast von Beanspruchbarkeiten im nichtlinearen Bereich, der Stoffcharakteristiken ausgehen.

Dauerhaftigkeitsnachweise werden dagegen für „mittlere“ Betriebsbelastungen geführt und setzen aufgrund der großen Anzahl von Wiederholungen dieser Belastung elastisches Stoffverhalten und realistische Spannungs- und Dehnungsbeziehungen voraus, die von der erweiterten Biegetheorie unter Berücksichtigung des Schubverhaltens zu treffend beschrieben werden können.

Dauerfestigkeitsnachweise beruhen auf der Theorie der durch Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma_{Ei}$ oder Dehnungsschwingbreiten $\Delta\varepsilon_{Ei}$, und ihrer Anzahl n_{Ei} erzeugten Schädigung, die aus dem Abstand zu Ermüdungsfestigkeitslinien $\Delta\sigma_R - N_R$ oder $\Delta\varepsilon_R - N_R$ berechnet und mit der Zeit akkumuliert werden kann.

Für die Ermittlung solcher Schädigungen müssen folgende Daten vorhanden sein:

1. Die Neigung m der Ermüdungsfestigkeitslinien für die geschweißte Deckblechkonstruktion und für die Belagschichten, um damit und aus der Verkehrslastverteilung die schadensäquivalente Verkehrsbelastung zu bestimmen.
2. die mittleren Temperaturganglinien über einen Tag (Tag und Nacht) und über ein Jahr (Sommer - Winter), um mit diesen die schadensäquivalenten Stoffgrößen der Beläge und mit diesen die Ermüdungsbeanspruchungen zu bestimmen.
3. Die Ermüdungsfestigkeitswerte für Stahl und für den Belag, um aus der Gegenüberstellung von Ermüdungsbeanspruchung und Ermüdungsbeanspruchbarkeit den Dauerhaftigkeitsnachweis zu führen.

A.6.2 Ermüdungsfestigkeit für das Stahlblech

Für geschweißte Ermüdungsdetails des stählernen Deckblechs darf die Standard-Ermüdungslinie nach EN 1993-1-9 Zugrunde gelegt werden, siehe Bild A 46, wobei wegen der hohen Lastspielzahl und des gemischten Lastspektrums die für die Anwendung der Miner-Regel erweiterte Haibachlinie und hier der Bereich mit $m = 5$ interessant ist

Die Ermüdungseinstufung des kritischen Kerbfalls an den Punkten der möglichen Rissentstehung an der Naht zwischen Deckblech und Längsrippensteg hängt stark von der Art und Weise ab, wie die Spannungsschwingbreiten aufgrund der Deckblechbiegung an der „heißen“ Stelle ermittelt wurden.

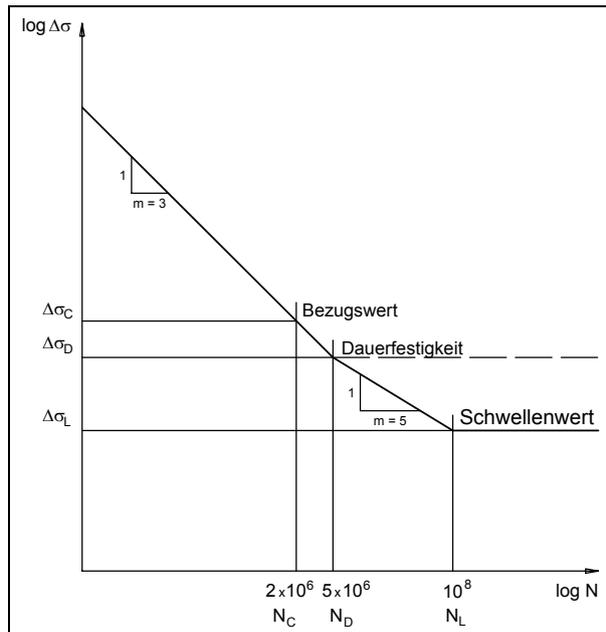


Bild A 46: Standardermüdungsfestigkeiten für die Anwendung der Miner-Regel bei geschweißten Stahlkonstruktionen

Tabelle A 6: Detaileinstufung [85] für die Schweißnähte zwischen Deckblech und Rippen. Nach EN 1993-1-9: ergibt sich $\Delta\sigma_c^* = 50$ und $\Delta\sigma_c^{**} = 71$

Detailbeschreibung	Versuchszahl	Messdaten $\Delta\sigma_R$ an Rissstelle	Extrapolierte Werte an Nahtübergang
Kehlnaht mit Restspalt > 4mm	84	56	63*
HV-Naht mit Restspalt 2 mm	16	50	56
HV-Naht $t_a = t_w$ Handschw.	26	80	90**
HV-Naht $t_a = t_w$ Autom. Schw.	13	90	100**

Tabelle A 7: Ermüdungskategorien für das Deckblech an der Einspannstelle am Querträgeranschluss

Risslänge	0 mm	Gerade erkennbar	50 mm	100 mm
Versuchszahl	15	17	15	14
$\Delta\sigma_c$	147	161	173	194

Für Nennspannungen am Nahtübergang des Rippensteges (Kategorie 1) hat Kolstein [85] die Einstufungen in Tabelle A 6 vorgeschlagen.

Für die Rissentwicklung im Deckblech an der Stelle der Durchdringung durch den Querträgersteg hat de Jong vorgeschlagen, die Spannungen am Modell eines beidseitig eingespannten Plattenstreifens mit 290 mm Stützweite ohne Verbundwirkung unter dem gleichmäßig verteilten Reifendruck zu berechnen.

Für diesen Fall wurden auch Detailklassen für vorhandene Risse in Tabelle A 7 angegeben [84].

A.6.3 Ermüdungsfestigkeit der Belagsstoffe

Medani [63] gibt für Gussasphalt eine dehnungsbezogene mittlere Ermüdungsfestigkeitsklasse an, die der Gleichung

$$\Delta \epsilon_R^m \cdot N_R = K = \Delta \epsilon_R^{4,45} \cdot N_R = 2 \cdot 10^{16} \text{ folgt.}$$

Die Neigung entspräche derjenigen für Stahl, und die Detaileinstufung bei $N_R = 2 \cdot 10^6$ läge bei

$$\Delta \epsilon_c = \left(\frac{2 \cdot 10^{16}}{2 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{4,45}} = 177,83 \mu\text{m/m}$$

siehe Bild A 47.

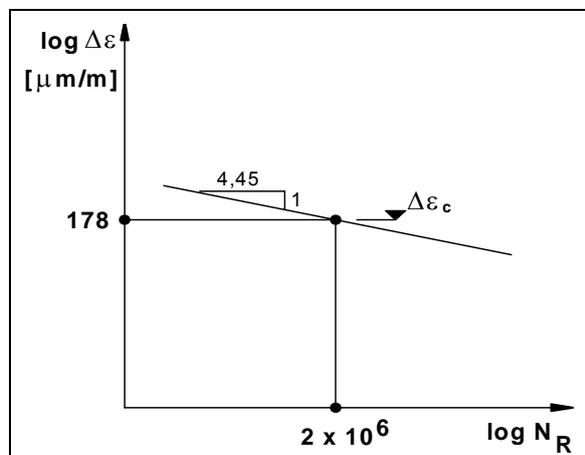


Bild A 47: Dehnungsbezogene Ermüdungsfestigkeitslinie (Wöhlerlinie) für Gussasphalt

A.6.4 Vorgehensweise zur Bestimmung schadensäquivalenter Stoffwerte für den Dauerhaftigkeitsnachweis

Die Ermittlung schadensäquivalenter Stoffwerte erfolgt über die Zeitverläufe der Lufttemperatur und der Sonneneinstrahlung und den daraus ermittelten Asphalttemperatur-Zeit-Verläufen, siehe Bild A 48.

Diese liefern die Zeitverläufe der Steifigkeitswerte der Beläge, die z. B. mit den Angaben in Tabelle A 8 abgeschätzt werden können

Mit den Zeitverläufen des Verkehrsaufkommens $Q_e \cdot n_i$ (Q_e „Ermüdungsfahrzeug“; n_i = Anzahl der Ermüdungsfahrzeuge) und der Stoffdaten können dann mit der erweiterten Biegetheorie die Zeitverläufe der Dehnungs- und Spannungsbeanspruchung ermittelt und daraus die schadensäquivalenten Werte $\Delta \sigma_{Ei}$ und $\Delta \epsilon_{Ei}$ bestimmt werden. Diese ermöglichen Rückschlüsse auf die schadensäquivalenten Stoffwerte, die der direkten Bestimmung der schadensäquivalenten Werte $\Delta \sigma_{Ei}$ und $\Delta \epsilon_{Ei}$ zugrunde gelegt werden dürfen.

Das Verfahren ist ähnlich wie bei der Bestimmung schadensäquivalenter Schubmoduli für PVB-Folien in Verbundgläsern, siehe [86].

Der Dauerhaftigkeitsnachweis erfolgt dann durch Bilanzieren der schadensäquivalenten Beanspruchungen $\Delta \epsilon_{E2}$ oder $\Delta \sigma_{E2}$ für $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel mit den Beanspruchbarkeitsdaten $\Delta \epsilon_C$ und $\Delta \sigma_C$.

Tabelle A 8: links: Materialkennwerte von Schutz- und Deckschichten aus Asphalt (Anhaltswerte) rechts: Materialkennwerte von bituminösen Dichtungsschichten (Anhaltswerte)

T [°C]	E [N/mm²]	v [-]
-10	12000	0,30
20	3000	0,35
50	300	0,45

T [°C]	E [N/mm²]	v [-]
-10	1000	0,30
20	100	0,35
50	5	0,45

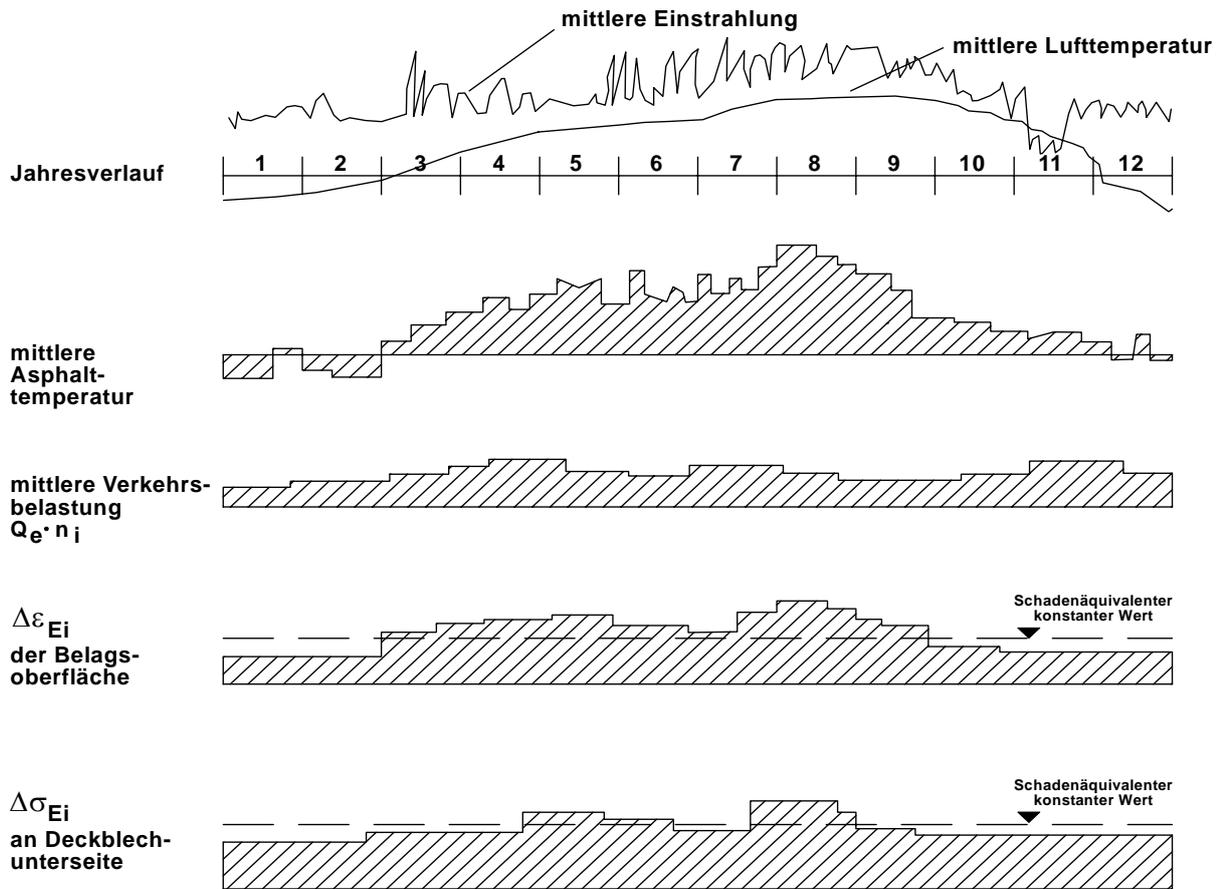


Bild A 48: Ermittlung schadensäquivalenter Dehnungs- und Spannungsschwingungsbreiten aus dem Zeitverlauf der Asphalttemperaturen