

ARBEITSAUSSCHUSS: "BEMESSUNG UND STANDARDISIERUNG
DER VERKEHRSFLÄCHENBEFESTIGUNGEN"
FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN

FGSV-Arbeitspapier

Nr. 65

**Mechanisches Verhalten von Asphalt
in Befestigungen für Verkehrsflächen
– Eingangsgrößen in die Bemessung
(Materialkennwerte)**

**Arbeitsgruppe Fahrzeug und Fahrbahn
Arbeitsausschuss: Bemessung und Standardisierung
der Verkehrsflächenbefestigungen
Arbeitskreis: Stoffverhalten
Bearbeitergruppe: Asphalt**

Leiter:

Akad. Rat. Dr.-Ing. Lorenzl, Braunschweig

Mitarbeiter:

Dr.-Ing. Grätz, Darmstadt
Dr.-Ing. Großmann, Karlsruhe
Prof. Dr.-Ing. Hothan, Hannover
Dr.-Ing. Lempe, München
Univ.-Prof. Dr. Dr.-Ing. habil. Michalski, Rellingen
Dipl.-Ing. Otto, Dresden
Dipl.-Ing. (FH) Schellenberger, Schleusingen
Dr.-Ing. Zander, Bergisch Gladbach

Vorbemerkung

Das Arbeitspapier „Mechanisches Verhalten von Asphalt in Befestigungen für Verkehrsflächen – Eingangsgrößen in die Bemessung (Materialkennwerte)“ ist von der Bearbeitergruppe „Asphalt“ des Arbeitskreises „Stoffverhalten“ (Leiter: Dr.-Ing. Gleitz) im Arbeitsausschuss „Bemessung und Standardisierung der Verkehrsflächenbefestigungen“ (Leiter: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Wellner) aufgestellt worden. Das Arbeitspapier ersetzt das „Merkblatt über die mechanischen Eigenschaften von Asphalt“, Ausgabe 1985.

© 2006 Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln

Das Werk ist urheberrechtlich geschützt. Die dadurch begründeten Rechte, insbesondere die des Nachdruckes, der Übersetzung, des Vortrages, der Entnahme von Abbildungen und Tabellen, der Funksendung, der Mikroverfilmung oder der Vervielfältigung auf anderen Wegen und Speicherung in Datenverarbeitungsanlagen bleiben, auch bei nur auszugsweiser Verwertung, vorbehalten.

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1. Einführung	4
2. Zweck und Anwendungsbereich	5
3. Begriffe	6
3.1 Stoffeigenschaften	6
3.2 Arten der Belastung	7
3.3 Beanspruchung	8
3.3.1 Spannungen	8
3.3.2 Verformungen	9
3.4 Moduln und Verhältniszahlen	10
3.5 Allgemeine Begriffe der Festigkeit und des Versagens	11
4. Bestimmung von Werkstoffkenngrößen	13
4.1 Kenngrößen bei statischer Belastung	14
4.2 Kenngrößen bei kurzzeitiger Belastung	16
4.3 Kenngrößen bei zeitabhängiger Belastung	18
4.3.1 Komplexer Elastizitätsmodul	18
4.3.2 Absoluter Elastizitätsmodul	23
4.4 Kenngrößen bei Schwellbelastung	25
4.5 Relaxation	29
4.6 Querdehnzahl	31
5. Festigkeit	33
5.1 Ermüdung und Bruch	34
5.1.1 Beanspruchung	34
5.1.2 Schadenshypothesen	35
5.1.2.1 Normalspannungshypothese	36
5.1.2.2 Hauptschubspannungshypothese	37
5.1.2.3 Mohr-Coulombsche Festigkeitshypothese	38
5.1.2.4 Verbesserte Schubspannungshypothese	39
5.1.2.5 Hypothese zur Gestaltänderungsenergie	43
5.1.3 Einfluss von mechanogenen und kryogenen Spannungen auf das Gebrauchsverhalten	45
5.1.4 Zeitfestigkeit, statische Festigkeit, Dauerfestigkeit	48
5.1.5 Ermüdungsgesetze	49
5.1.5.1 Potenzansätze	50

5.1.5.2	Energiekonzeptverfahren	53
5.1.5.3	Weitere Ermüdungsgesetze	54
5.1.6	Schadensakkumulation	58
5.2	Irreversible Verformung	59
6.	Rheologische Modelle	61
6.1	Definition "Rheologie"	61
6.2	Grundmodelle	62
6.2.1	Hookesche Feder (rein elastisches Verhalten)	62
6.2.2	Newtonscher Dämpfer (rein viskoses Verhalten)	63
6.2.3	St. Vènantsches Modell (rein plastisches Verhalten)	65
6.3	Erweiterung und Modifikation der Grundmodelle	65
6.3.1	Maxwell-Modell (rein elastoviskoses Verhalten)	65
6.3.2	Voigt-Kelvin-Modell (rein viskoelastisches Verhalten)	66
6.3.3	Burgers-Modell	67
6.3.4	Krass-Modell	69
6.3.5	Huschek-Modell	70
6.3.6	Generalisiertes Maxwell-Modell	71
6.3.7	Huet-Modell	73
6.3.8	Weiland-Modell	74
6.3.9	Hou-Modell	74
6.3.10	Gartung-Modell	79
6.4	Anwendungsempfehlungen von Modellen zur Beschreibung des Widerstandes von Asphalt gegen Beanspruchung	82
6.4.1	Verfahren zur Prognose von Spurrinnen (Verformungen)	82
6.4.2	Kälterisse	86
6.4.3	Ermüdungsrisse	86
7.	Mess- und Auswertemethoden	87
7.1	Kälteverhalten	88
7.1.1	Statischer Spaltzugversuch	88
7.1.2	Statischer Zugversuch	90
7.1.3	Abkühlversuch	91
7.1.4	Relaxationsversuch	92
7.1.5	Retardationsversuch	93
7.2	Verhalten bei Wärme	94
7.2.1	Statischer Kriechversuch	94
7.2.2	Statischer Stempeleindringversuch	95
7.2.3	Druckschwellversuch	96

7.2.4 Dynamischer Stempeleindringversuch	97
7.2.5 Spurbildungsversuch	98
7.2.6 Triaxialversuch	98
7.3 Ermüdungsverhalten	99
7.3.1 Dynamischer Zugversuch	100
7.3.2 Dynamischer Spaltzugversuch	100
7.3.3 Biegeversuch	101
7.3.3.1 Zwei-Punkt-Biegeversuch	101
7.3.3.2 Drei-Punkt-Biegeversuch	102
7.3.3.3 Vier-Punkt-Biegeversuch	104
7.4 Sonstige Mess- und Auswertemethoden	105
7.4.1 Zug-Druck-Versuch	105
7.4.2 Schubwechselversuch	106
7.4.3 Großversuchsanlagen	107
7.4.4 Weitere Methoden	110
8. Schätzmethoden für den E-Modul von Asphalt	111
8.1 Nach Francken und Verstraeten	111
8.2 Shell-Methode	116
9. Literaturverzeichnis	118

1. Einführung

Asphalte sind Gemische aus Gesteinskörnungen und Bitumen. Die Einzelkörner verhalten sich unter Belastungen, die nicht zur Zerstörung führen, im Wesentlichen elastisch. Das bedeutet, dass durch Spannungen erzwungene Verformungen der Körner nach Wegnahme der Spannungen wieder zurückgestellt werden.

Das Gemisch aus Gesteinskörnungen (Haufwerk) reagiert auf äußere Belastungen zusätzlich plastisch. Das bedeutet, dass die dadurch sprungartig auftretenden Verformungen des Haufwerks nicht vollständig, sondern nur teilweise zurückgebildet werden. Die irreversiblen Verformungen sind auf Veränderungen der Haufwerksgeometrie, das heißt auf Verschiebungen der Einzelkörner gegeneinander, auf Umlagerungen, auf Kantenabbrüche und Kornzertrümmerungen zurückzuführen.

Das Bindemittel Bitumen verhält sich – abgesehen von tiefen Temperaturen und/oder kurzen Belastungszeiten - viskos und erfährt unter dem Einfluss von Temperatur und Belastung mit der Zeit zunehmende und irreversible Verformungen.

Die Verformungseigenschaften des Einzelkorns (Elastizität), des Haufwerks (Plastizität) und des Bindemittels (Viskosität) finden sich in den Stoffeigenschaften des Asphalts wieder. Diese Eigenschaften bestimmen mit unterschiedlichen Anteilen das mechanische Verhalten von Asphalt. Zur Beschreibung wird die Mechanik als Lehre von den Kräften, Bewegungen, Spannungen und Verformungen von Körpern und Systemen herangezogen.

Die Technische Mechanik greift als Teilgebiet der allgemeinen Mechanik in fast alle Gebiete der Technik ein. Sie baut auf Basisgesetzen der allgemeinen Mechanik auf, entwickelt Methoden zur Voraussage des Verhaltens realer Systeme (z.B. Straßenbefestigungen) und liefert damit dem Ingenieur Richtlinien zur Lösung seiner Aufgaben.

Im praktischen Fall muss der Ingenieur oft bekannte Basisgesetze mit Theorien verflechten und durch plausible Hypothesen ergänzen. Diese Vorgehensweise hat gerade in der Straßenbautechnik Verbreitung gefunden. Vielerorts wird intensiv an der Vervollständigung der Mechanik der Straßenbefestigung unter Einbeziehung der Erfahrungen in Labor und Praxis gearbeitet. Die Bemühungen sind langwierig und aufwendig, weil die mechanischen Eigenschaften vieler Straßenbaustoffe sehr komplex sind. Dieses gilt besonders für Asphalte. Ihre Eigenschaften können zwar nach Maß und Zahl ermittelt werden, doch erfordert die Weiterverwendung der Stoffkenn-

werte als Eingabedaten in bekannte Theorien in jedem Fall weitgehende Vereinfachungen. Theorien, die das elastisch-plastisch-viskose Verhalten der Asphalte in Straßenbefestigungen vollständig beschreiben, gibt es bisher jedoch nicht. Die vorhandenen Theorien können - wie beispielsweise die elastische Mehrschichtentheorie - insgesamt oder in Teilen zur Berechnung des Systemverhaltens unter Berücksichtigung der Asphalteigenschaften angewendet werden.

2. Zweck und Anwendungsbereich

Die Dimensionierung von Straßenbefestigungen aus Asphalt erfolgt weitgehend im Rahmen erprobter Standardausführungen, die aufgrund der vorliegenden technischen Erfahrungen, wissenschaftlicher Erkenntnisse und unter dem Gesichtspunkt kostensparender Bauweisen in Richtlinien normativ festgelegt werden.

Die Zahl der standardisierten konstruktiven Möglichkeiten reicht zwar für den Normalfall aus, jedoch fordert die steigende Anzahl von Sonderfällen die Anwendung spezieller Bemessungsverfahren, die stoffspezifische Kenngrößen als Eingabedaten benötigen.

Neben der Dimensionierung mit Hilfe von Rechenprogrammen treten aber auch verstärkt Verfahren in den Vordergrund, die zur Vorausberechnung von Langzeitreaktionen (Verformungen und Risse), d.h. zur Prognose von Schäden herangezogen werden können. Die aktuellen Methoden für das Management der Straßenerhaltung können durch die genaue Beschreibung der Stoffeigenschaften erweitert werden, wenn Strategien zur Schadensvorsorge oder -behebung in Betracht gezogen werden.

Zur Abschätzung des zu erwartenden Ermüdungs- und Verformungsverhaltens sowie für die Erklärung der mechanischen Eigenschaften werden die speziellen Stoffeigenschaften der Asphalte entweder in Labor- und Feldversuchen bestimmt oder mit Hilfe von Schätzverfahren ermittelt, die auf der Kenntnis der stofflichen Zusammensetzung der Gemische beruhen.

Spezielle Anforderungen beruhen im allgemeinen nicht nur auf mechanischen Materialprüfungen, die in den aktuellen Normen oder Technischen Vorschriften festgelegt sind. Es werden vielmehr zusätzlich neue Verfahren und Prüfungen notwendig, die

auch den Fall der Verwendung bisher nicht im Straßenbau eingesetzter Baustoffe sowie Sonderbauweisen erfassen.

Der Einblick in den wissenschaftlichen Hintergrund und die Anwendung der verfügbaren Bemessungsverfahren, die Methoden zur Ermittlung der Tragfähigkeit sowie die Berechnung der Restnutzungsdauer bestehender Befestigungen ist im Regelfall schwierig. Deshalb wird in diesem Arbeitspapier zunächst eine einheitliche Sprachregelung anhand der Definition zahlreicher alter und neuer Begriffe angeboten. Ferner werden ein Überblick sowie eine ausführliche Information zum besseren Verständnis des Einflusses einzelner Komponenten, welche die mechanischen Eigenschaften von Asphalt und dessen Verhalten aufgrund äußerer Einwirkungen bestimmen, gegeben.

Durch das vorliegende Arbeitspapier werden Kenntnisse über spezifische Voraussetzungen und Randbedingungen für die verschiedenen Rechenverfahren vermittelt. Sie können für das Erkennen von Anwendungsbeschränkungen und für eine sinnvolle Interpretation der Rechenergebnisse von Bedeutung sein. Darüber hinaus sollen sie dem Anwender helfen, Rechenmodelle und Nomogramme zu nutzen.

3. Begriffe

3.1 Stoffeigenschaften

homogen	gleichartig, an allen Stellen des Kontinuums, des Körpers oder Stoffes identische physikalische Eigenschaften besitzend
heterogen	Gegensatz von homogen
isotrop	in allen räumlichen Richtungen gleich reagierend
anisotrop	Gegensatz von isotrop
reversibel	in Verbindung mit einer Verformung nicht bleibend und ohne äußere Einwirkung umkehrbar
irreversibel	Gegensatz von reversibel
Elastizität	Fähigkeit eines Körpers, durch äußere Kräfte oder Momente erzeugte Gestalt- und/oder Volumenänderungen nach Wegfall der Ursachen sprunghaft und vollständig zurückzubilden

Viskosität	Eigenschaft eines (flüssigen oder gasförmigen) Stoffes (Fluids), durch äußere Kräfte oder Momente mit der Zeit zunehmende Gestalt- und/oder Volumenänderungen zu erfahren, die nach Wegfall der Ursachen erhalten bleiben
Viskosität, dynamische	Proportionalitätskonstante des Newtonschen Fließgesetzes
Viskosität, kinematische	Quotient aus dynamischer Viskosität und Dichte
Elastoviskosität	Verhalten einer viskosen Flüssigkeit mit elastischen Eigenschaften (Maxwell-Flüssigkeit)
Viskoelastizität	Verhalten eines elastischen Festkörpers mit viskosen Eigenschaften (Kelvin-Körper)
Plastizität	Eigenschaft eines Körpers, durch äußere Kräfte oder Momente Gestalt- und/oder Volumenänderungen sprunghaft zu erfahren, die nach Wegfall der Ursachen erhalten bleiben
Viskoplastizität	Zusammenwirken der viskosen und plastischen Eigenschaften eines Stoffes
Relaxation	auf die elastoviskosen Eigenschaften eines Stoffes zurückzuführender zeitlich verzögerter, irreversibler Spannungsabfall bei einmalig aufgeprägter konstanter Dehnung (Stoffverhalten entsprechend einem Maxwell-Modell)
Retardation	auf die viskoelastischen Eigenschaften eines Stoffes zurückzuführende zeitlich verzögerte, reversible Verformung bei aufgeprägter konstanter Spannung (Stoffverhalten entsprechend einem Kelvin-Modell)

3.2 Arten der Belastung

Belastung	Ursache für das Entstehen von Spannungen und Verformungen in einem Körper
Druck	Belastung eines Körpers durch zwei entgegengesetzt wirkende, in derselben Wirkungslinie aufeinander zustrebende Kräfte, gekennzeichnet durch ein negatives Vorzeichen

Zug	Belastung eines Körpers durch zwei entgegengesetzt wirkende, an derselben Wirkungslinie auseinanderstrebende Kräfte, gekennzeichnet durch ein positives Vorzeichen
Schub	Belastung eines Körpers durch zwei entgegengesetzt wirkende, nicht in derselben Wirkungslinie angreifende Kräfte
Moment	Produkt aus dem Betrag der Kraft und dem senkrechten Abstand ihrer Wirkungslinie vom Drehpunkt
Temperaturlastfall	Belastung eines Körpers durch Kräfte aus Temperaturveränderungen

3.3 Beanspruchung

Beanspruchung	Verformungen und Spannungen an einem beliebigen Punkt im Körper
mechanogene Beanspruchung	aus dem Verkehr herrührende Beanspruchung
kryogene Beanspruchung	eine aufgrund behinderter Dehnung infolge Temperaturänderungen auftretende Beanspruchung

3.3.1 Spannungen

Spannung	Quotient aus Kraft und Fläche
Normalspannung	senkrecht auf ein Flächenelement einwirkende Komponente einer Spannung
Tangentialspannung	auf die Fläche eines Rotationskörpers senkrecht zur Richtung des Radius einwirkende Komponente einer Spannung
Radialspannung	auf die Fläche eines Rotationskörpers in Richtung des Radius einwirkende Komponente einer Spannung
Hauptspannung	Normalspannung auf einem Flächenelement solcher Orientierung, dass die Tangentialspannungen zu null werden

Druckspannung	auf eine Stauchung eines Körpers hinwirkende Normalspannung
Zugspannung	auf eine Dehnung eines Körpers hinwirkende Normalspannung
Schubspannung	auf eine Gleitung eines Körpers hinwirkende Spannung
Torsionsspannung	auf eine Verdrehung eines Körpers hinwirkende Tangentialspannung
Biegespannung	auf eine Biegung eines Körpers hinwirkende Spannung (Quotient aus Biegemoment und Widerstandsmoment)
Fließgrenze	diejenige Spannung, bei deren Erreichen eine irreversible Verformung auftritt
Hydrostatische Spannung	in einem Volumenelement in allen Richtungen gleich groß wirkende Normalspannungen (bewirkt im Triaxialversuch nur eine Volumenänderung und keine Gestaltänderung am Volumenelement)
Deviatorspannung	Abweichung der axialen von der hydrostatischen Spannung (bewirkt im Triaxialversuch eine Gestaltänderung am Volumenelement)

3.3.2 Verformungen

Verformung	durch äußere Kräfte oder Temperaturänderungen bewirkte Volumen- und/oder Gestaltänderung, reversibel oder irreversibel
Dehnung	auf die ursprüngliche Länge eines Körpers bezogene Längenänderung als Folge einer Normalspannung, positiv oder negativ
Stauchung	negative Dehnung als Folge einer Druckspannung
Gleitung	Winkeländerung als Folge einer Schubspannung (Winkeldeformation)
Verzerrung	bei einer Normal- bzw. Schubspannung entstehende kleine linearisierbare Verformung (Dehnung bzw. Gleitung), reversibel oder irreversibel
Volumendehnung	auf das ursprüngliche Volumen eines Körpers bezogene Volumenänderung

Kompressibilität	Zusammendrückbarkeit eines Stoffes
Gestaltänderung	durch Volumenkonstanz gekennzeichnete Verformung eines Körpers
Kriechen	nichtlineare zeitabhängige Verformung eines Stoffes bei aufgeprägter Spannung (zurückzuführen auf die viskoelastischen und/oder viskoplastischen Eigenschaften)
Fließen	lineare zeitabhängige Verformung eines Stoffes bei aufgeprägter Spannung (zurückzuführen auf die viskosen Eigenschaften)
Biegung	Verformung eines Körpers durch ein Biegemoment
Torsion	Verformung eines Körpers durch ein Drehmoment

3.4 Moduln und Verhältniszahlen

Modul	Materialkennwert im linearen Verformungsbereich, Quotient aus Spannung und elastischer Dehnung bzw. Gleitung
Schubmodul	Materialkennwert, Quotient aus Schubspannung und elastischer Gleitung
Kompressionsmodul	Materialkennwert, Quotient aus hydrostatischem Druck und elastischer Volumendehnung
Elastizitätsmodul	Materialkennwert, Quotient aus Normalspannung und elastischer Dehnung
Nachgiebigkeit	Kehrwert eines Moduls
Querdehnzahl	Materialkennwert, negatives Verhältnis von Querdehnung und Längsdehnung
effektiver Elastizitätsmodul	Modul zur elastizitätstheoretischen Berechnung viskoelastischen Stoffverhaltens, ermittelt bei kurzzeitig wirkenden, stoßförmigen zeitabhängigen Spannungen
komplexer Elastizitätsmodul/	
komplexer Schubmodul	bei dynamischen Versuchen mit zeitabhängiger Belastung an viskoelastischen Stoffen ermittelter Modul

absoluter Modul	Betrag des komplexen Elastizitäts- oder Schubmoduls, weitere Bezeichnungen: dynamischer Modul und dynamic stiffness
komplexe Querdehnzahl	bei dynamischen Versuchen mit zeitabhängiger Belastung an viskoelastischen Stoffen ermittelte Querdehnzahl
absolute Querdehnzahl	Betrag der komplexen Querdehnzahl
Materialphasenwinkel	Phasenverschiebung zwischen zeitabhängiger Spannung und Dehnung, Arcustangens des Verhältnisses von Imaginär- zu Realteil des komplexen Moduls
Realteil des komplexen Moduls	Produkt aus dem absoluten Modul und dem Kosinus des Materialphasenwinkels
Imaginärteil des komplexen Moduls	Produkt aus dem absoluten Modul und dem Sinus des Materialphasenwinkels
Glasmodul	Materialkennwert eines viskoelastischen Stoffes, der bei zeitabhängiger Beanspruchung bei hohen Frequenzen und tiefen Temperaturen erreicht wird
Steifigkeit	Quotient aus Spannung und Dehnung für eine bestimmte Belastungszeit und Temperatur

3.5 Allgemeine Begriffe der Festigkeit und des Versagens

Festigkeit	Grenzbeanspruchung, bei der in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl ein Versagen infolge eines Bruches oder einer die Gebrauchstauglichkeit beeinträchtigende Verformung eintritt
Bruch	Versagen eines Körpers durch Zerreißen, Zerquetschen oder Zertrennen infolge von Spannungen
Bruchfestigkeit	die zum Bruch führende Spannung
Druckfestigkeit	die zum Bruch führende, auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Druckspannung
Zugfestigkeit	die zum Bruch führende, auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Zugspannung

Biegezugfestigkeit	die zum Bruch führende, auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Zugspannung bei Biegebeanspruchung
Spaltzugfestigkeit	die zum Bruch führende, auf den Ursprungsquerschnitt bezogene Zugspannung bei indirekter Zugbeanspruchung
Schubfestigkeit	die zum Bruch führende Schubspannung
Dauerfestigkeit	Spannung, unterhalb der keine Ermüdung angenommen wird
Zeitfestigkeit	Lastwechselzahl bis zum Bruch für eine bestimmte Belastung
Anstrengung	Verbrauch an Festigkeit

(Weitere einmalig auftretende Begriffe sind im Text erläutert)

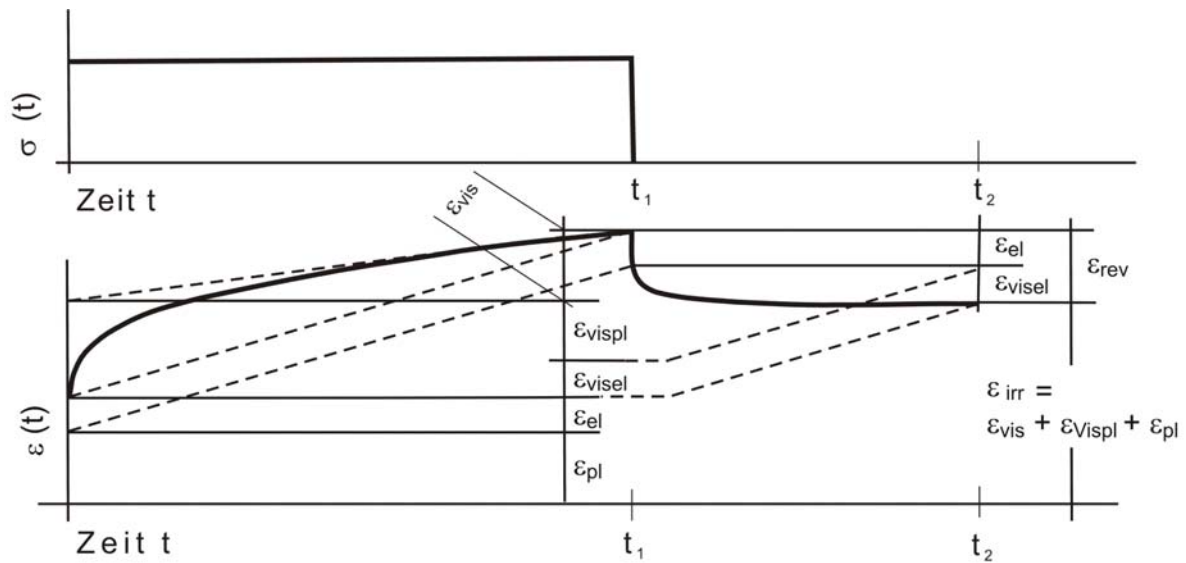
4. Bestimmung von Werkstoffkenngrößen

Asphalt ist ein Mehrstoffgemisch, dessen Bestandteile auf eine Beanspruchung unterschiedlich reagieren. Das Einzelkorn verhält sich unter einer Belastung elastisch, das Haufwerk vieler Körner dagegen verformt sich auch plastisch. Das Bitumen wiederum besitzt ausgeprägte viskose Eigenschaften, d.h. eine länger einwirkende Beanspruchung verursacht eine zeitabhängige Fließverformung (Kriechen) des Bindemittels.

Das komplexe Spannungs-Verformungsverhalten von Asphalt wird überdies maßgeblich durch den gravierenden Einfluss der Temperatur bestimmt. Dies ist vor allem auf die Viskosität des Bitumens zurückzuführen, da sie sich innerhalb des Gebrauchstemperaturbereichs stark verändert. Bei tiefen Temperaturen überwiegen die elastischen Verformungsanteile, während das Bindemittel bei Zunahme der Temperatur irreversibel reagiert.

Nicht immer sind die Anteile einer Verformung infolge einer Beanspruchung eindeutig voneinander zu trennen. So ist es notwendig, auch die Rückverformungen bei einer Entlastung zu betrachten, um die viskosen, viskoelastischen und viskoplastischen Verformungen voneinander trennen zu können, siehe Abb. 4.1.

Nach der in Abbildung 4.1 dargestellten Definition wird unter der viskosen Verformung diejenige Verformung verstanden, die proportional mit der Zeit anwächst. Viskoelastische und viskoplastische Verformungsanteile stellen Übergangszustände dar, in denen die Linearität von Zeit und Verformung nicht gegeben ist. Dabei können beide Übergangszustände noch einmal nach ihrer vorherrschenden Verformungseigenschaft unterteilt werden, indem diese entsprechend dem deutschen Sprachgebrauch ans Wortende gesetzt wird. So beschreibt das viskoelastische Verformungsverhalten (Voigt-Kelvin-Modell) in erster Linie die elastische Verformung mit viskosen Eigenschaften, während das elastoviskose Verformungsverhalten (Maxwell-Modell) die viskosen Anteile betont.



elastisch	ϵ_{el}	zeit-unabhängig	reversibel	ϵ_{rev}
plastisch	ϵ_{pl}		irreversibel	ϵ_{irr}
viskos	ϵ_{vis}	zeit-abhängig	reversibel	ϵ_{rev}
visko-elastisch	ϵ_{visel}		irreversibel	ϵ_{irr}
visko-plastisch	ϵ_{vispl}			

Abb. 4.1: Definition der Verformungsanteile

4.1 Kenngrößen bei statischer Belastung

Ein Asphaltkörper wird durch eine Normalspannung σ statisch belastet. Die Spannung wird als zeitabhängige Funktion $\sigma(t)$ wie folgt beschrieben:

Eine konstante Spannung $\sigma(t) = \sigma_0$ wird zum Zeitpunkt $t = 0$ am Probekörper sprungartig erzeugt und konstant gehalten (Spannungssprung, Abbildung 4.2).

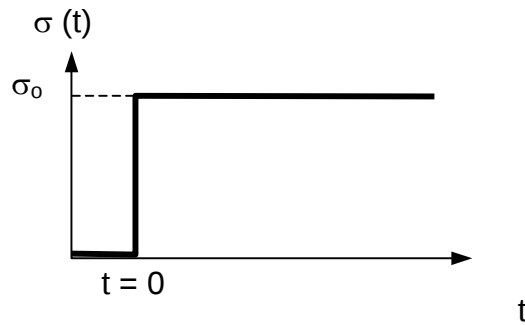


Abb. 4.2: Spannungssprung

Bei statischer Belastung ist die Längsdehnung ε beim Baustoff Asphalt zeitabhängig und kann wie folgt beschrieben werden:

$$I(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (4.1)$$

mit

$I(t)$	$[m^2/MN]$	Kriechfunktion in Abhängigkeit von der Zeit
$\varepsilon(t)$	$[-]$	Dehnung zum Zeitpunkt t
σ_0	$[MN/m^2]$	Spannung zum Zeitpunkt $t = 0$

$$I(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{i\omega E^*} e^{i\omega t} d\omega \quad (4.2)$$

mit

E^*	$[MN/m^2]$	komplexer Elastizitätsmodul (siehe Gleichung 4.9)
-------	------------	---

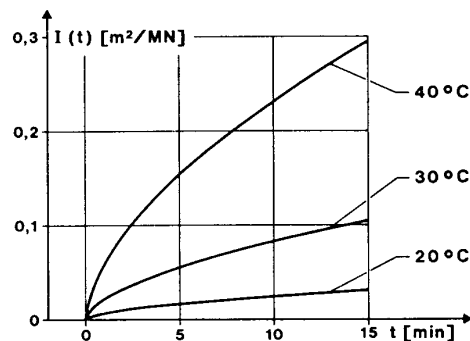


Abb. 4.3: Beispiel für die Kriechfunktion eines Modellasphaltes bei verschiedenen Temperaturen

$I(t)$ ist die Kriechfunktion, welche das elastoviskose Verhalten des Materials beschreibt und an die Stelle der konstanten Nachgiebigkeit $I = 1/E$ bei elastischen Stoffen tritt (Abbildung 4.3).

Kriechvorgänge treten ausgeprägt bei statischer Belastung auf (z.B. durch stehende Fahrzeuge). Eine Berechnung der aus dieser Belastung resultierenden Verformungen in Abhängigkeit von der Zeit ist nach der Elastizitätstheorie nicht möglich.

4.2 Kenngrößen bei kurzzeitiger Belastung

Die Spannungen, die bei bewegten Lasten in einer Asphaltbefestigung entstehen, können durch kurzzeitig wirkende, zeitabhängige Spannungsfunktionen (Stöße) beschrieben werden. Bei einer Radüberfahrt wird z.B. eine räumliche Vertikalspannungs-Verteilung in der Befestigung unter dem rollenden Rad mit der Fahrgeschwindigkeit v bewegt (Abbildung 4.4). Wird ein Volumenelement unter einem Punkt A von der Spannung erfasst, so erfährt das Element kurzzeitig eine Spannungseinwirkung, die im Labor durch eine stoßförmige Spannungsfunktion angenähert werden kann. Hier eröffnet sich nun die Möglichkeit, einen Elastizitätsmodul für Asphalt zu definieren.

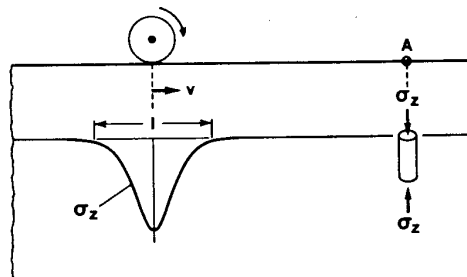


Abb. 4.4: Spannungsverlauf für die Vertikalspannung σ_z unter einem rollenden Rad über einer räumlichen Breite l [HÜRTGEN, 1990]

Ein Asphaltprobekörper wird durch eine zeitabhängige Normalspannung $\sigma(t)$ von der Form einer kurzzeitig wirksamen Schwellfunktion (Stoß) belastet (Abbildung 4.5). Die Reaktion auf diese Spannung - messbar als Längsdehnung $\varepsilon(t)$ - kann mit der Kriechfunktion $I(t)$ mit Hilfe der Integrationsvariablen ϑ nach folgendem Integral berechnet werden:

$$\varepsilon(t) = \int_{\vartheta=0}^t I(t-\vartheta) \dot{\sigma}(\vartheta) d\vartheta \quad (4.3)$$

In Abbildung 4.6 ist ein Beispiel für den Verlauf von $\varepsilon(t)$ für zwei Temperaturen angegeben. Auffallend ist die Asymmetrie im Kurvenverlauf, die mit zunehmender Temperatur stärker wird. Ist die Zeit nach Beendigung des Spannungsstoßes hinreichend groß, so verbleibt ein irreversibler Verformungsanteil.

Es lässt sich ein „effektiver E-Modul“ E_{eff} in folgender Weise definieren:

$$E_{\text{eff}} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (4.4)$$

d.h., E_{eff} ist der E-Modul eines elastischen Vergleichskörpers, der bei dem gegebenen Spannungsverlauf (Stoß) die gleiche maximale Dehnung ε_0 erfährt wie der viskoelastische Körper. Die Asymmetrie in $\varepsilon(t)$ bleibt dabei unberücksichtigt.

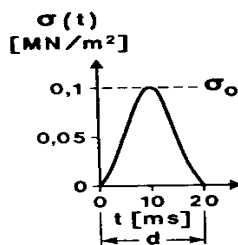


Abb. 4.5: Normalspannung $\sigma(t)$
(Schwellfunktion)
[HÜRTGEN, 1990]

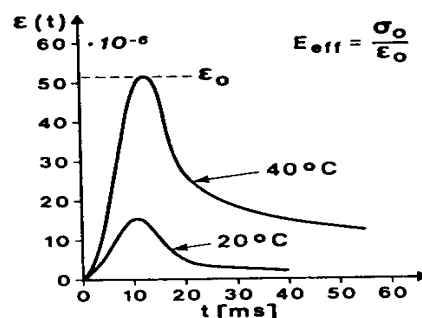


Abb. 4.6: Beispiel für den zeitlichen Verlauf der axialen Dehnung $\varepsilon(t)$ bei Belastung durch eine Normalspannung $\sigma(t)$

Im englischen Sprachgebrauch wird für den oben definierten Modul die Bezeichnung „resilient modulus“ E_{res} verwendet. Es ist üblich, zur Vereinfachung den effektiven E-Modul wie bei elastischen Stoffen kurz mit E zu bezeichnen.

Der E-Modul von Asphalt ist sowohl von der Temperatur T als auch von der Dauer d der Spannungseinwirkung abhängig. Er wird kleiner bei höheren Temperaturen und

größerer Belastungsdauer, z.B. bei geringeren Fahrgeschwindigkeiten und hohen Temperaturen in der Asphaltbefestigung.

Die Anwendbarkeit eines E-Moduls von Asphalt für elastizitätstheoretische Rechnungen ist aus Untersuchungen an Asphaltbefestigungen (Überfahrversuche) hinreichend gesichert. Er darf jedoch erst ab einer Fahrgeschwindigkeit von 30 km/h und bei Temperaturen nicht wesentlich über 30°C benutzt werden. In den anderen Fällen sind die zugrundegelegten Modelle ungenau, was zu einer Vergrößerung der Abweichung von den theoretischen Grundlagen und somit zu einer verstärkten Fehlerhäufigkeit führt.

4.3 Kenngrößen bei zeitabhängiger Belastung

4.3.1 Komplexer Elastizitätsmodul

Der zur Zeit übliche Standardversuch zur experimentellen Bestimmung des E-Moduls von Asphalt ist der einaxiale dynamische Versuch mit sinusförmiger Belastung. Er wird in verschiedenen Versuchsanordnungen durchgeführt, z.B. als Zug-Druck-Versuch, Zugschwellversuch, Biegeversuch oder Schubversuch zur Bestimmung des Schubmoduls. Das Prinzip des dynamischen Versuchs wird hier am Beispiel des Zug-Druck-Versuches erläutert (siehe Abb. 4.7).

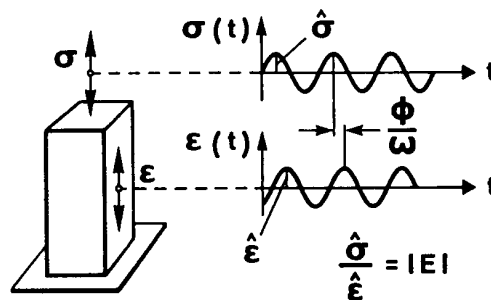


Abb. 4.7: Dynamischer Zug-Druck-Versuch an einem Asphaltprobekörper

Im Asphaltkörper werden sinusförmige Normalspannungen $\sigma(t)$ erzeugt und die daraus resultierenden sinusförmigen Längsdehnungen $\varepsilon(t)$ bestimmt (Abbildung 4.7):

$$\sigma(t) = \hat{\sigma} \cdot \sin \omega t \quad (4.5)$$

und

$$\varepsilon(t) = \hat{\varepsilon} \cdot \sin(\omega t - \phi) . \quad (4.6)$$

$\hat{\sigma}$ und $\hat{\varepsilon}$ sind die Spannungs- bzw. Dehnungsamplituden, $\omega = 2\pi f$ ist die Kreisfrequenz, f die Frequenz. Zwischen Spannung und Dehnung besteht eine Phasenverschiebung ϕ , der sogenannte Materialphasenwinkel.

Zur Definition des E-Moduls von Asphalt sind die folgenden rheologischen Zusammenhänge von Interesse. Aus den Messergebnissen des dynamischen Versuchs (siehe die Gleichungen 4.5 und 4.6) können die Größen

$$\frac{\hat{\sigma}}{\hat{\varepsilon}} \cos \phi = E_r(\omega) = E' \quad (4.7)$$

und

$$\frac{\hat{\sigma}}{\hat{\varepsilon}} \sin \phi = E_i(\omega) = E'' \quad (4.8)$$

bestimmt werden. E' ist der Realteil, E'' der Imaginärteil des sogenannten komplexen Elastizitätsmoduls E^* :

$$E^* = E' + i \cdot E'' ; i = \sqrt{-1} \quad (4.9)$$

Abbildung 4.8 stellt schematisch die Aufteilung des komplexen Elastizitätsmoduls in realen und imaginären beziehungsweise elastischen und viskosen Anteilen dar.

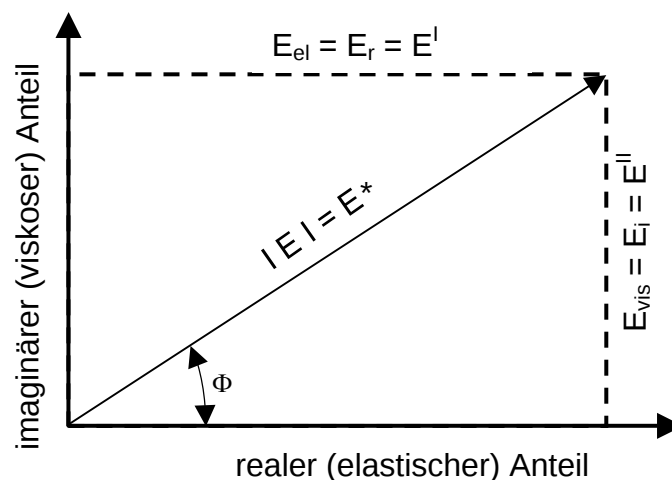


Abb. 4.8: Schematische Darstellung der Aufteilung des komplexen Elastizitätsmoduls in realen und imaginären beziehungsweise elastischen und viskosen Anteilen

Zwischen dem komplexen Elastizitätsmodul E^* und der Kriechfunktion $I(t)$ (siehe Abbildung 4.3) besteht die Beziehung:

$$I(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{1}{i\omega E^*} e^{i\omega t} d\omega \quad . \quad (4.2)$$

Zwischen dem komplexen Elastizitätsmodul E^* und der Funktion $E(t)$, dem sogenannten Relaxationsmodul, besteht die Beziehung:

$$E(t) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{E^*}{i\omega} e^{i\omega t} d\omega \quad . \quad (4.10)$$

(Die Integraltransformationen in den Gleichungen 4.9 und 4.10 sind Fouriertransformationen).

Bei konstanter, aufgezwungener Dehnung ε_0 ist

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 \cdot E(t) \quad (4.11)$$

die Spannungsrelaxation.

Die Reaktion $\varepsilon(t)$ auf eine beliebig zeitabhängige Spannungsfunktion $\sigma(t)$ wird mit Hilfe des folgenden Faltungsintegrals berechnet:

$$\varepsilon(t) = \int_{\vartheta=0}^t I(t-\vartheta) \dot{\sigma}(\vartheta) d\vartheta \quad . \quad (4.3)$$

Der Realteil E' und der Imaginärteil E'' des komplexen Elastizitätsmoduls lassen sich am Voigt-Kelvin-Modell (siehe Abbildung 6.6) verdeutlichen. Das Modell besteht aus einer Feder und einem Dämpfer, die parallel miteinander verbunden sind. Dem Modell wird durch eine äußere Spannung σ eine zeitliche Dehnung ε entsprechend einer Sinus-Funktion

$$\sigma(t) = \hat{\sigma} \cdot \sin \omega t \quad (4.5)$$

aufgezwungen (Abbildung 4.9 a).

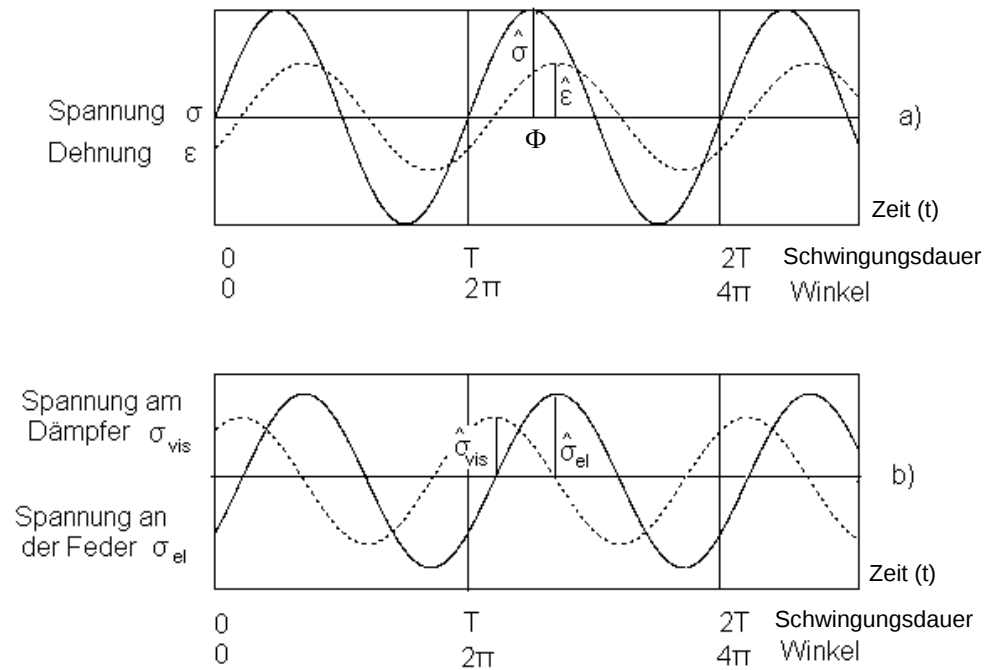


Abb. 4.9: Verlauf der Spannungen und Dehnungen im Kelvin-Model bei sinusförmiger Belastung (Deutung des komplexen Elastizitätsmoduls)

Die Spannung führt zu einer sinusförmigen Dehnung ε , wobei die Dehnung um die Zeit $t = \Phi / \omega$ der Spannung nachläuft, d.h. die Dehnung erreicht das Maximum später als die Spannung (Abbildung 4.9 a).

Die Dehnung wird mit folgender Gleichung beschrieben:

$$\varepsilon(t) = \hat{\varepsilon} \cdot \sin(\omega t - \phi) . \quad (4.6)$$

Die Dehnungen der Feder und des Dämpfers sind gleich. Sie werden durch dieselbe Funktion (Gleichung 4.6) beschrieben.

Die Summe der Spannungen σ_{el} und σ_{vis} , die zu Dehnungen der Feder und des Dämpfers führen, ist der angelegten äußeren Spannung σ gleich.

$$\sigma = \sigma_{el} + \sigma_{vis} \quad (4.12)$$

Der zeitliche Verlauf der Spannungen σ_{el} und σ_{vis} geht aus Abbildung 4.9 b hervor.

Die Spannung an der Feder σ_{el} verläuft phasengleich mit der Dehnung ϵ , da beide Größen einander proportional sind. Es gilt:

$$\sigma_{el} = \hat{\sigma}_{el} \cdot \sin(\omega t - \Phi) . \quad (4.13)$$

Die Spannung am Dämpfer σ_{vis} eilt der Dehnung $\epsilon_{vis} = \epsilon$ um die Zeit $t = \pi/2\omega = T/4$ (T = Schwingungsdauer), entsprechend einem Winkel $\pi/2$, voraus.

Die Dehngeschwindigkeit ($d\epsilon/dt$) ist beim Durchgang der Dehnung durch die Null-Linie am größten, was zum höchsten Betrag der Spannung am Dämpfer führt. An den Extrema der Dehnungsfunktion ist die Dehngeschwindigkeit und demzufolge auch die Spannung am Dämpfer gleich Null.

Es gilt bei Berücksichtigung der Abbildung 4.9 b:

$$\sigma_{vis} = \hat{\sigma}_{vis} \cdot \sin\left(\omega t - \Phi + \frac{\pi}{2}\right) = \hat{\sigma}_{vis} \cdot \cos(\omega t - \Phi) . \quad (4.14)$$

Werden die Gleichungen 4.5, 4.13 und 4.14 in die Gleichung 4.12 eingesetzt, so folgt:

$$\hat{\sigma} \cdot \sin(\omega t) = \hat{\sigma}_{el} \cdot \sin(\omega t - \Phi) + \hat{\sigma}_{vis} \cdot \cos(\omega t - \Phi) . \quad (4.15)$$

Für den Zeitpunkt $t = (\Phi/\omega + T/4)$, entsprechend einem Winkel $\omega t = (\Phi + \pi/2)$, geht Gleichung 4.15 über in

$$\hat{\sigma} \cdot \cos \Phi = \hat{\sigma}_{el} \quad (4.16)$$

und für $t = (\Phi/\omega)$, entsprechend einem Winkel $\omega t = \Phi$, ergibt sich

$$\hat{\sigma} \cdot \sin \Phi = \hat{\sigma}_{vis} . \quad (4.17)$$

Der Phasenwinkel Φ in Abbildung 4.9 beträgt $\Phi = \pi/5 = 36^\circ$. Damit folgt aus den Gleichungen 4.16 und 4.17:

$$\frac{\hat{\sigma}_{el}}{\hat{\sigma}} = 0,81 \text{ und } \frac{\hat{\sigma}_{vis}}{\hat{\sigma}} = 0,59 .$$

Die Division von Gleichung 4.17 durch 4.16 führt zu

$$\frac{\hat{\sigma}_{vis}}{\hat{\sigma}_{el}} = \tan \Phi \quad . \quad (4.18)$$

Daraus folgt:

1. Der Phasenwinkel kann nur zwischen 0 und $\pi/2$ liegen, da $\hat{\sigma}_{el}$ und $\hat{\sigma}_{vis}$ keine negativen Werte annehmen.
2. Mit zunehmenden Phasenwinkel nimmt die Spannungsamplitude am Dämpfer im Verhältnis zur Spannungsamplitude an der Feder zu und umgekehrt.

Die Division beider Seiten der Gleichungen 4.16 und 4.17 durch $\hat{\varepsilon}$ und der Vergleich mit den Gleichungen 4.7 und 4.8 liefert:

$$\frac{\hat{\sigma}}{\hat{\varepsilon}} \cdot \cos \Phi = \frac{\hat{\sigma}_{el}}{\hat{\varepsilon}} = E' \quad (4.19)$$

und

$$\frac{\hat{\sigma}}{\hat{\varepsilon}} \cdot \sin \Phi = \frac{\hat{\sigma}_{vis}}{\hat{\varepsilon}} = E'' \quad . \quad (4.20)$$

Demnach entspricht der Elastizitätsmodul der Feder (Federmodul) $\hat{\sigma}_{el}/\hat{\varepsilon}$ dem Realteil E' des komplexen E-Moduls.

Der Quotient $\hat{\sigma}_{vis}/\hat{\varepsilon}$ entspricht dem Imaginärteil E'' des komplexen E-Moduls und kann als „Dämpfermodul“ bezeichnet werden.

4.3.2 Absoluter Elastizitätsmodul

Beim Zug-Druck-Versuch wird durch

$$\frac{\hat{\sigma}}{\hat{\varepsilon}} = |E| \quad (4.21)$$

der absolute E-Modul definiert. Die frequenz- und temperaturabhängigen aus der Messung ermittelten Größen $|E|$ und ϕ sind die Bestimmungsstücke bei allen dynamischen Versuchen.

Der absolute Elastizitätsmodul $|E|$ ist der Absolutwert von E^* :

$$|E| = |E^*| = \sqrt{E'^2 + E''^2} . \quad (4.22)$$

Der Materialphasenwinkel ϕ wird berechnet aus

$$\frac{E'}{E''} = \tan \phi . \quad (4.23)$$

Für den aus rheologischen Zusammenhängen hergeleiteten „Absoluten E-Modul“ werden auch folgende Bezeichnungen angewendet: „Dynamischer Modul“ oder im englischen Sprachgebrauch „Dynamic Stiffness“.

Hier interessiert der Zusammenhang zwischen dem experimentell ermittelten absoluten E-Modul $|E|$ und dem E-Modul $E(d)$. Aus theoretischen Untersuchungen folgt:

$$E(d) = |E(f)| . \quad (4.24)$$

Der E-Modul $E(d)$ [HÜRTGEN, 1982, A] ist bei Anwendung eines Spannungsstoßes mit der Impulsbreite d [ms] gleich dem absoluten Modul $|E|$ bei einer Frequenz von

$$f = \frac{1}{3d} . \quad (4.25)$$

Tab. 4.1: Impulsbreite d des Spannungsstoßes und räumliche Breiten l des Spannungsverlaufes in Abhängigkeit der Frequenz

Frequenz [Hz]	Impulsbreite d [ms]	räumliche Breite l [m]
1	333,3	5,56
5	66,7	1,11
10	33,3	0,56
20	16,7	0,28

In Tabelle 4.1 sind die räumlichen Breiten bei vorgegebener Frequenz bei einer mittleren Fahrgeschwindigkeit von 60 km/h, berechnet aus $v = l/d$, dargestellt (siehe dazu Abbildung 4.4). An Straßen sind räumliche Breiten des Spannungsverlaufes für

die Vertikalspannung σ_z an der Unterseite der Asphalt-Tragschicht von bis zu 4 m gemessen worden [HÜRTGEN, 1982, A].

Abbildung 4.10 zeigt $|E|$ in Abhängigkeit von der Temperatur bei verschiedenen Frequenzen an einem Beispiel.

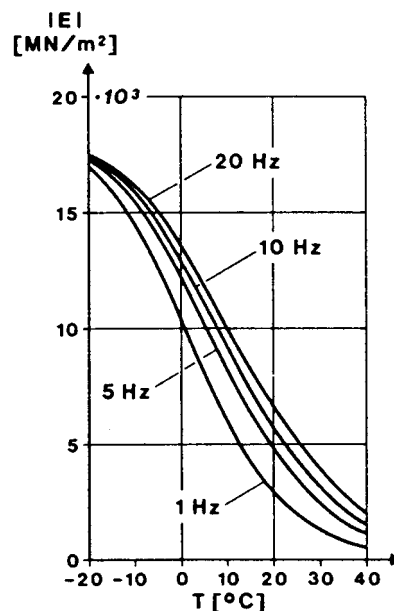


Abb. 4.10: Beispiel für den absoluten Modul $|E|$ in Abhängigkeit von der Temperatur (Modellasphalt) [HÜRTGEN, 1982, A]

Aus Abbildung 4.10 ist zu erkennen, dass der Unterschied in den Modulwerten zwischen 5 und 20 Hz im Vergleich zum Temperatureinfluss von untergeordneter Bedeutung ist.

Aufgrund der bisherigen Erfahrungen wird vorgeschlagen, den absoluten Modul $|E|$ bei $f = 10$ Hz als Modul für Asphalt zu verwenden, geltend für eine mittlere Geschwindigkeit von $v = 60$ km/h.

4.4 Kenngrößen bei Schwellbelastung

Wie im Abschnitt 4.2 bereits näher erläutert, werden an einem Punkt einer Asphaltbefestigung bei Radüberfahrten die kurzzeitig wirkenden, zeitabhängigen Spannungen in Spannungsfunktionen $\sigma(t)$ beschrieben. Das Verhältnis des Maximums σ_0 der Spannungsfunktion zum Maximum ε_0 der entstehenden zeitabhängigen Dehnung $\varepsilon(t)$ (siehe Abbildung 4.11) führte zur Definition des effektiven E-Moduls.

Bei der kurzzeitigen Spannungseinwirkung entstehen in einem Volumenelement Verformungen, die nach der Entlastung nur zum Teil zurückgehen. Die bleibenden Verformungen führen schließlich z.B. zur Ausbildung von Spurrinnen.

Zur Bestimmung der Baustoffeigenschaft „Verformbarkeit“ werden zylinderförmige Asphaltkörper in Triaxialzellen oder durch kurzzeitig wirkende Schwellfunktionen $\sigma(t)$ axial belastet, wodurch der Effekt der Radüberfahrten im Laborversuch simuliert werden kann.

Es sind u.a. zwei Möglichkeiten der dynamischen Schwellbelastung im Experiment üblich (siehe Abbildung 4.11):

1. Die Spannungsfunktionen $\sigma(t)$ werden in bestimmten zeitlichen Abständen (z.B. 2 s) getrennt voneinander aufgegeben. Es wird die Längsdehnung kurz vor Beginn der jeweils folgenden Belastung gemessen und als bleibende Dehnung in Abhängigkeit von der Anzahl n der Belastungen dargestellt.
2. Die Belastung wird kontinuierlich, meist sinusförmig aufgebracht.

Das Ergebnis beider Versuchstypen ist eine dynamische Kriechkurve $\tilde{\epsilon}(n)$.

Die Verformungsanteile dürften denen bei statischer Belastung entsprechen, siehe Abbildung 1.

Da die Belastung beim dynamischen Versuch nicht sprungartig erfolgt, werden die elastischen und plastischen Dehnungen ebenfalls nicht sprungartig, sondern über die gesamte Belastungsphase verteilt auftreten.

Der erste Versuchstyp soll hier als der der Realität am besten entsprechende Belastungsfall zur Formulierung der Zusammenhänge benutzt werden.

Abbildung 4.11 zeigt den zeitlichen Verlauf der Längsdehnung $\epsilon(t)$ an einem zylinderförmigen Probekörper als Reaktion auf eine einzelne Belastung $\sigma(t)$. Die Asymmetrie im Verlauf von $\epsilon(t)$ wird nahezu vollständig durch das viskoelastische Verhalten von Asphalt hervorgerufen. Nach Rücknahme der Spannung bleiben die entstandenen irreversiblen Dehnungen, bestehend aus plastischer, viskoplastischer und viskoser Dehnung (ϵ_{pl} , ϵ_{vispl} , ϵ_{vis}) sowie ein Teil der nicht zurückgegangenen viskoelastischen Dehnung ($\epsilon_{visel, Rest}$) erhalten.

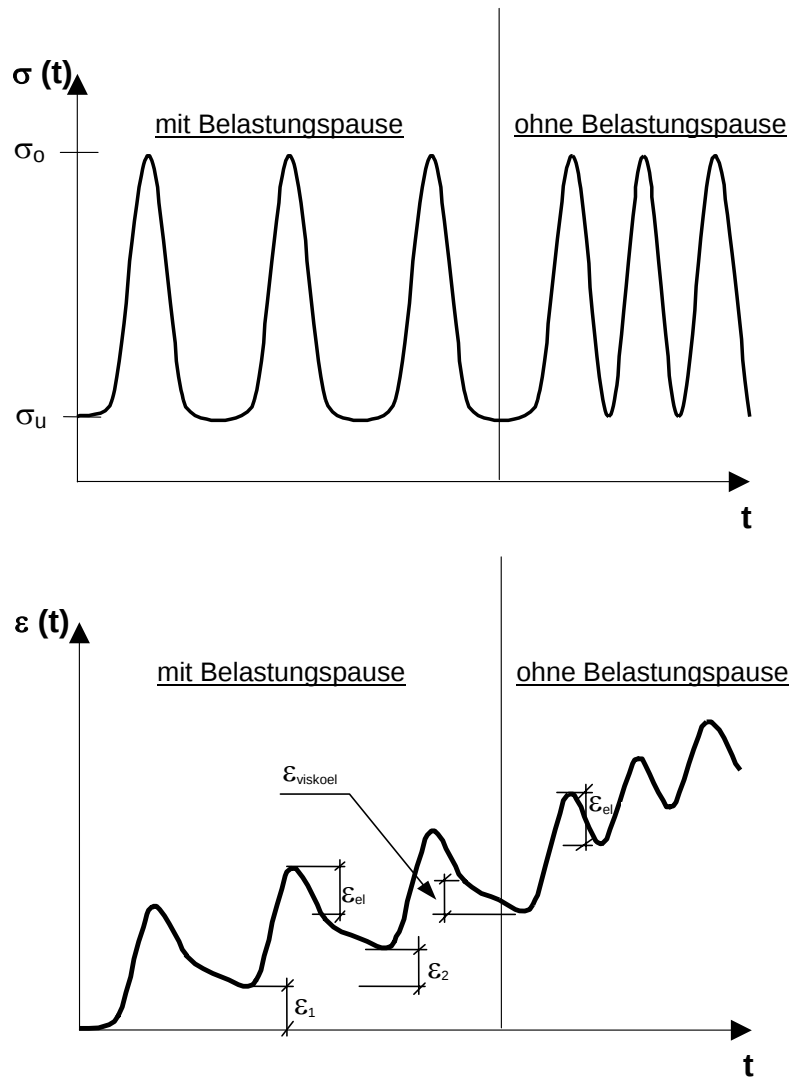


Abb. 4.11: Beispiel zum Verformungsverhalten bei dynamischer Lasteintragung: Längsdehnung $\varepsilon(t)$ als Reaktion auf eine Spannung $\sigma(t)$ (Schwellfunktion)

Während der Belastungspause bildet sich die viskoelastische Dehnung zurück. Die Rückbildung ist um so größer, je länger die Pause ist.

Bei einer endlich langen Pause setzt sich die bleibende Dehnung $\tilde{\varepsilon}_i$ nach einer Spannungseinwirkung zusammen aus:

$$\tilde{\varepsilon}_i = \varepsilon_{vis} + \varepsilon_{pl} + \varepsilon_{vispl} + \varepsilon_{visel, Rest} = \varepsilon_{irr} + \varepsilon_{visel, Rest} \quad (4.26)$$

Für sehr lange Pausen verschwindet $\varepsilon_{visel, Rest}$.

Nach der Einwirkung von n Belastungen ist die bleibende Dehnung

$$\tilde{\varepsilon}(n) = \sum_{i=1}^n \tilde{\varepsilon}_i \quad . \quad (4.27)$$

Die Funktion $\tilde{\varepsilon}(n)$ wird als dynamische Kriechkurve bezeichnet. Abbildung 4.12 zeigt ein Beispiel für eine dynamische Kriechkurve.

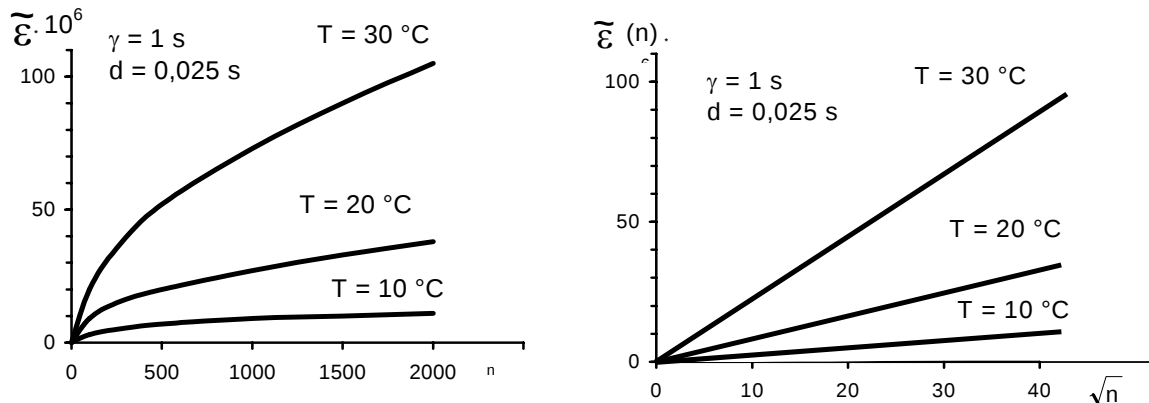


Abb. 4.12: Theoretisch berechnete Impulskriechkurven $\tilde{\varepsilon}(n)$.
Verwendete Spannungsfunktion: Sinus-Schwellimpuls,
 d = Impulsdauer, γ = Impulsabstand [HÜRTGEN, 1990]

Ist der zeitliche Abstand zwischen den einzelnen Belastungen genügend groß, so wird schon bei relativ geringer Belastungszahl n der Verlauf der Kriechkurve fast ausschließlich durch die Anteile der irreversiblen Dehnung bestimmt.

Es ist naheliegend, $\varepsilon_{\text{irr}}(n)$ allgemein wie folgt zu formulieren:

$$\varepsilon_{\text{irr}}(n) = A \cdot \frac{q_0}{g(E)} \cdot f(n) \quad (4.28)$$

mit

q_0	[N/mm ²]	Maximum einer zeitabhängigen Spannung, $q = \sigma_z - \sigma_r$
σ_z	[N/mm ²]	Vertikalspannung in einer Straßenbefestigung
σ_r	[N/mm ²]	Radialspannung in einer Straßenbefestigung
A	[-]	dimensionslose Konstante
$g(E)$	[N/mm ²]	Funktion des Elastizitätsmoduls
$f(n)$	[-]	Verfestigungsfunktion.

In Gleichung (4.28) ist die Hypothese der klassischen Plastizitätstheorie enthalten, die besagt, dass für die bleibende Verformung allein die durch die Deviatorspannung entstehende Gestaltänderung maßgebend ist.

Des weiteren wird in Gleichung (4.28) angenommen, dass ein Zusammenhang zwischen der irreversiblen Dehnung ε_{irr} und dem E-Modul, also der Steifigkeit des Materials besteht. Die Abhängigkeit von der Anzahl der Belastungen n wird durch die Funktion $f(n)$ beschrieben. Sie ist eine Verfestigungsfunktion, die den degressiven Zuwachs der permanenten Verformung beschreibt.

Für die Berechnung der irreversiblen Verformungen in Asphaltschichten genügt eine gemessene dynamische Kriechkurve $\varepsilon_{irr}(n)$ mit langen Lastpausen und die gesicherte Annahme der Linearisierung in q_0 . Für eine vergleichende Bewertung von Asphaltarten werden jedoch auch Kriechkurven aus Versuchen mit statischer Belastung herangezogen (siehe Abschnitt 4.1).

4.5 Relaxation

Im engeren Sinne bedeutet Spannungsrelaxation einen zeitabhängigen Spannungsabfall bei aufgezwungener Dehnung. Die Relaxation ist auf die elastoviskosen Eigenschaften eines Stoffes zurückzuführen.

Am einfachsten lässt sich das Prinzip der Relaxation durch das Maxwellsche Modell einer relaxierenden Flüssigkeit beschreiben. Dieses besteht aus zwei in Reihe angeordneten Elementen, nämlich einer die Elastizität charakterisierenden Feder und einem die Viskosität beschreibenden Dämpfer. Für den Zusammenhang von Spannung und Dehnung im elastischen Element - der Feder - gilt das Hookesche Gesetz: $\sigma = \varepsilon_{el} \cdot E$ oder $\varepsilon_{el} = \sigma/E$. Durch Differentiation des Hookeschen Gesetzes nach der Zeit kann die Dehngeschwindigkeit des elastischen Elementes ermittelt werden: $\dot{\varepsilon}_{el} = \dot{\sigma}/E$.

Die Dehngeschwindigkeit des viskosen Elementes - des Dämpfers - ergibt sich mit der Hilfe des Newtonschen Gesetzes $\sigma = \dot{\varepsilon}_v \cdot \lambda$ als Quotient aus Spannung und Zugviskosität.

Die Summe der Dehngeschwindigkeiten ist für den einfachsten Fall der Relaxation bei konstant gehaltener Dehnung gleich Null. Aus diesem Ansatz folgt eine lineare homogene Differentialgleichung:

$$\dot{\varepsilon}_{el} + \dot{\varepsilon}_v = \frac{\dot{\sigma}}{E} + \frac{\sigma}{\lambda} = 0 \quad . \quad (4.29)$$

Für den Fall der Relaxation ist die Lösung dieser Gleichung:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{E}{\lambda} \cdot t} \quad . \quad (4.30)$$

Der Quotient λ/E wird allgemein als Relaxationszeit t_R bezeichnet. Sie hat auch die Dimension einer Zeit, da die Zugviskosität λ in $N \cdot s/m^2$ gemessen wird. Damit ergibt sich:

$$\sigma(t) = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{t}{t_R}} \quad . \quad (4.31)$$

Zur Erläuterung dieser Gleichung dient Abbildung 4.13. Einem aus Feder und Dämpfer bestehenden spannungsfreien Maxwell-Modell wird zum Zeitpunkt $t = 0$ eine Dehnung sprungartig aufgezwungen. Die aufgezwungene Dehnung erzeugt zum Zeitpunkt $t = 0$ im System eine zur Längenänderung der Feder proportionale Kraft - oder nach entsprechender Umrechnung - eine zur Dehnung proportionale innere Spannung. Diese Spannung wirkt zugleich auch auf den Dämpfer. Der Dämpfer bleibt jedoch zum Zeitpunkt $t = 0$ zunächst unverformt, da er als viskoses Element Zeit benötigt, um Verformungen ausführen zu können. Wird dem Dämpfer diese Zeit gelassen, so gerät er unter dem Einfluss der Federspannung in Bewegung, was zwangsläufig zu einer sukzessiven Entspannung der Feder führt. Das Modell entspannt sich also, ohne dass äußere Verformungen oder Dehnungen auftreten. Mit zunehmender Entspannung der Feder wird die Dehngeschwindigkeit im Dämpfer geringer. Der Relaxationsprozess verläuft also zunehmend langsamer. Nach einer Zeit, die der Relaxationszeit entspricht, sind im Maxwell-Modell nur noch 36,8 % der Anfangsspannung σ_0 vorhanden, also der $1/e$ -fache Betrag. Nach Ablauf der vierfachen Relaxationszeit ist die Spannung auf weniger als 2 % der Anfangsspannung zurückgefallen. Der Relaxationsprozess kommt zur Ruhe, wenn die Feder vollständig entspannt ist.

Das Maxwell-Modell ist in der Lage, Systeme zu beschreiben, in denen mittels Dehnungen von außen aufgezwungene Spannungen durch innere viskose Verschiebungen auf Null abgebaut werden.

Die Geschwindigkeit, mit der erzwungene Spannungen abgebaut werden, ist dabei durch die Relaxationszeit t_R bestimmt. Kurze Relaxationszeiten bewirken einen schnellen Spannungsabbau. Bei extrem großen Relaxationszeiten nähert sich das Verhalten der Substanz demjenigen eines rein elastischen Stoffes.

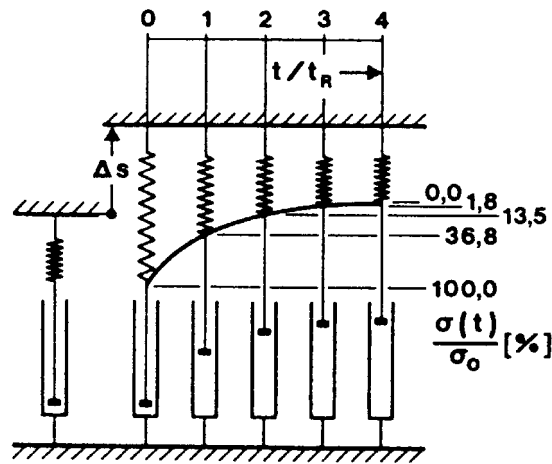


Abb. 4.13: Spannungsabfall in einem auf konstante Länge gedehnten Maxwell-Modell

Die Relaxationszeiten von Asphaltbetonen liegen bei Temperaturen von etwa $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$ in der Größenordnung von Sekunden, bei $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ in der Größenordnung von Minuten und bei $-20\text{ }^{\circ}\text{C}$ in der Größenordnung von Stunden.

In der Literatur wird der Relaxationsprozess auch durch andere Funktionen als die oben hergeleitete Exponentialfunktion näherungsweise beschrieben.

Mit Hilfe von aus rheologischen Modellvorstellungen abgeleiteten Exponentialfunktion können kryogene Zugspannungen in der Asphaltbefestigung ermittelt werden.

4.6 Querdehnzahl

Neben dem E-Modul wird für elastizitätstheoretische Berechnungen bei Bemessungsverfahren die Querdehnzahl μ benötigt. Für einen elastischen Stoff ist die Querdehnzahl μ definiert als das negative Verhältnis von Querdehnung ε_x zur Längsdehnung ε_z :

$$\mu = - \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} \quad (4.32)$$

Versuchsergebnisse zeigen, dass näherungsweise eine konstante Querdehnzahl μ wie bei elastischen Stoffen verwendet werden kann. Es ist $0,25 < \mu < 0,4$ (wobei hohe Werte bei hohen Temperaturen auftreten). Es ist gebräuchlich $\mu = 0,35$ zu verwenden.

Bei Asphalt kann die Querdehnzahl μ wie der E-Modul auch z.B. im dynamischen Versuch bei sinusförmig zeitabhängiger Belastung bestimmt werden. Es ergibt sich aus den Amplituden der Quer- und Längsdehnung $\hat{\varepsilon}_x$ und $\hat{\varepsilon}_z$ eine von der Frequenz und der Temperatur abhängige absolute Querdehnzahl

$$|\mu| = \frac{\hat{\varepsilon}_x}{\hat{\varepsilon}_z} \quad (4.33)$$

Auch für die Querdehnzahl liefert der dynamische Versuch eine komplexe, frequenzabhängige Funktion:

$$\mu^* = \mu' + i \mu'' \quad (4.34)$$

Mit den Amplituden $\hat{\varepsilon}_x$ und $\hat{\varepsilon}_z$ der Quer- und Längsdehnungsschwingungen sowie dem Phasenwinkel ϕ zwischen den beiden Schwingungen gilt

$$\mu' = -\frac{\hat{\varepsilon}_x}{\hat{\varepsilon}_z} \cos \Phi \quad (4.35)$$

$$\mu'' = -\frac{\hat{\varepsilon}_x}{\hat{\varepsilon}_z} \sin \Phi \quad \text{und} \quad (4.36)$$

$$|\mu^*| = \sqrt{\mu'^2 + \mu''^2} \quad (4.37)$$

Beispiele für die Querdehnzahlen μ' , μ_{visel} und μ'' sind in der Tabelle 4.2 angegeben.

Tab. 4.2: Querdehnzahl eines Splittmastixasphaltes 0/11 S ermittelt mittels Kriechversuch bei einer Belastungszeit von 2 Stunden [HOU, 1996]

Temperatur °C	Spannung N/mm ²	Querdehnzahl		
		μ' elastisch	μ_{visel} visko- elastisch	μ'' viskos (viskoplastisch)
40	0,25	0,245	0,593	0,404
50	0,15	0,294	0,733	0,659
50	0,25	0,369	1,188	0,699
60	0,25	0,373	1,319	0,587
60	0,35	0,314	1,451	0,782

5. Festigkeit

Als fest bezeichnet man Körper, die der durch äußere Kraft hervorgerufenen Änderung ihres Volumens sowie ihrer Gestalt einen Widerstand in Form von Druck, Zug oder Schub entgegensetzen. Die widerstandsbildenden Vorgänge können sowohl elastische Verzerrungen der Materie als auch Reibung bei gefügeinternen Gleitbewegungen (Fließen) sein. Bei Asphalt treten beide Erscheinungen zugleich auf. Sie sind im vorliegenden Zusammenhang als Beanspruchungen der Körpermaterie anzusehen, und wirken, jedoch in verschiedener Weise, schädigend auf deren Brauchbarkeit ein.

Die Fähigkeit, Gleichgewicht herstellende Gegenkräfte durch elastische Verzerrungen zu bilden, ist begrenzt. Die maximalen inneren Kräfte, die ein Körper aufzubringen vermag, nennt man seine jeweiligen Festigkeitsgrenzen oder auch kurz Festigkeiten. Als Stoffeigenschaften drückt man diese Größen in Spannungen, also auf die Flächeneinheit bezogene Kraftanteile aus. Werden die Grenzwerte erreicht, dann tritt der Schadensfall in Form von Gefügetrennungen (z. B. Bruch) ein.

Beanspruchungen unterhalb der Festigkeitsgrenzen hinterlassen ebenfalls Wirkungen. Mit jeder Belastungswiederholung tritt eine zunehmende Gefügeschwächung bis zur endgültigen Gefügeauflösung ein. Diese Entwicklung wird als Ermüdung bezeichnet.

Die Erzeugung von Gegenkräften bei Fließvorgängen ist zwangsläufig mit Verschiebungen in der Materie verbunden. Ihre Kopplung mit den elastischen Verzerrungen führt zum elastoviskosen, viskoelastischen und viskoplastischen Verhalten, durch welches gemeinsam mit den rein plastischen Reaktionen bleibende Verformungen des Materials entstehen. Auch hierdurch kann die Brauchbarkeit einer Konstruktion verringert und schließlich ganz aufgehoben werden. Aufgrund von Ungleichmäßigkeiten in der Materialbeschaffenheit streut das Ausmaß der bleibenden Verformungen. Die Folge dieses Materialverhaltens sind Längs- und Querunebenheiten .

Gebrauchsfähigkeitsbetrachtungen an Straßen erfordern die quantitative Erfassung aller Schädigungsarten, Bruch bzw. Ermüdung, Längs- und Querunebenheiten, sowie u.U. die Zusammenfassung der Einzelbeiträge zu einem Gesamturteil.

5.1 Ermüdung und Bruch

5.1.1 Beanspruchung

Zur rechnerischen Erfassung von Ermüdungszuständen und Bruchvorgängen bedient man sich der Methoden der „klassischen“ Festigkeitslehre. Hierin werden nur Zusammenhänge zwischen äußeren Belastungen, Verzerrungen und Spannungen einerseits und deren Auswirkungen auf den Zusammenhalt der Materie andererseits betrachtet. Bleibende Verformungen werden noch nicht mit in diese Überlegungen einbezogen. Die inneren Verzerrungen und Spannungen werden als Beanspruchungen bezeichnet. Sie können bei Belastungen, die nicht zum Bruch führen, bereits einen Teil der Gefügefestigkeit beanspruchen und bei mehrfacher Wiederholung den Festigkeitsvorrat ganz aufzehren.

Die Beanspruchungen (Verzerrungen und Spannungen) sind durch ein Stoffmodell miteinander verknüpft. Wichtig für eine quantitative Betrachtung des Festigkeitsverbrauchs ist die Erfassung und die zweckmäßige Darstellung des Beanspruchungszustandes. Dieser wird durch die drei Hauptspannungen oder die drei Hauptdehnungen vollständig beschrieben. Zumeist werden die Hauptspannungen benutzt. Aus deren Auftragung im σ, τ -Diagramm lassen sich mittels der aus ihnen konstruierbaren Mohrschen Kreise alle Komponenten des Beanspruchungszustandes ablesen.

Die größte Schubbeanspruchung tritt in der Ebene auf, die durch die Richtungen der größten und kleinsten Hauptspannungen σ_1 und σ_3 festgelegt ist (Abbildung 5.1).

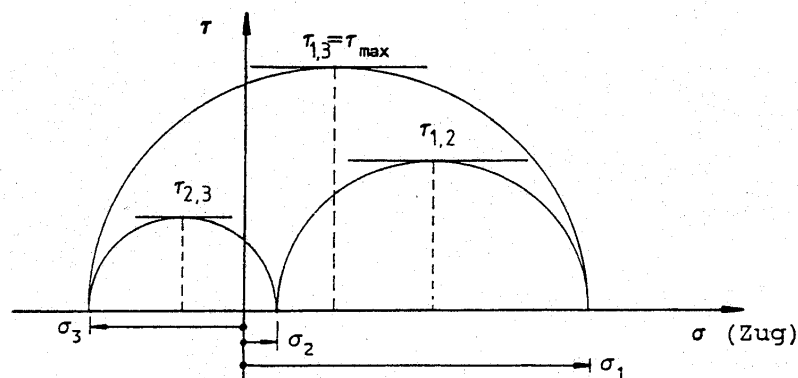


Abb. 5.1: Darstellung des Beanspruchungszustandes mittels Mohrschen Kreises

mit

σ	[N/mm ²]	Normalspannung,	} In der unter dem Winkel α geneigten Ebene
τ	[N/mm ²]	Schubspannung,	
σ_1	[N/mm ²]	größte Hauptspannung,	
σ_2	[N/mm ²]	mittlere Hauptspannung,	
σ_3	[N/mm ²]	kleinste Hauptspannung und	
$\tau_{\max}$	[N/mm ²]	maximale Schubspannung in der unter 45° geneigten Ebene.	

Die Eigenwerte σ_1 , σ_2 und σ_3 und die orthogonalen Eigenvektoren der Matrix $\underline{\sigma}$ heißen Hauptnormalspannungen bzw. Spannungshauptachsen. Im Hauptachsensystem sind alle Schubspannungen null. Die Eigenwerte sind die Wurzeln des Polynoms $-\sigma^3 + I_1\sigma^2 + I_2\sigma + I_3 = 0$ mit

$$I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3, \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} I_2 &= (\sigma_x\sigma_y + \sigma_y\sigma_z + \sigma_z\sigma_x) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \\ &= -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1), \end{aligned} \quad (5.2)$$

$$\begin{aligned} I_3 &= \sigma_x\sigma_y\sigma_z + 2\tau_{xy}\tau_{yz}\tau_{zx} - (\sigma_x\tau_{yz}^2 + \sigma_y\tau_{zx}^2 + \sigma_z\tau_{xy}^2) \\ &= \sigma_1\sigma_2\sigma_3. \end{aligned} \quad (5.3)$$

I_1 , I_2 und I_3 sind Invarianten des Spannungstensors, d. h. sie sind für ein und denselben Körperpunkt unabhängig von der Richtung des x, y, z-Systems, in dem $\underline{\sigma}$ gegeben ist.

5.1.2 Schadenshypothesen

Die Schadenshypothesen dienen unter anderem dem Zweck, den in der Realität vorliegenden dreidimensionalen Beanspruchungsfall durch eine eindimensionale Vergleichsspannung σ_v beziehungsweise Vergleichsdehnung ε_v zu ersetzen, wobei die Dehnungen über Stoffgesetze - Grundgleichungen des räumlichen Kontinuums - aus den Spannungen errechnet werden können [CHMELKA, 1972]. Diese Vergleichsgröße kann dann in Verbindung mit einem Ermüdungsgesetz zur Abschätzung der Gefügeschwächung eines Straßenkörpers durch wiederholte mehrdimensionale Beanspruchungen herangezogen werden. Da die Ermüdungsgesetze die ertragbaren

Lastwechselzahlen entweder auf der Grundlage von Spannungen oder Dehnungen bestimmen, werden im Folgenden nur die Vergleichsspannungen behandelt.

Das σ, τ -Diagramm eignet sich neben der Darstellung des Beanspruchungszustandes auch zur Kennzeichnung der Grenzfestigkeiten (siehe Abbildungen 5.2 bis 5.6). Es ermöglicht so den unmittelbaren Vergleich zwischen den auftretenden und den maximal ertragbaren schädigenden Größen. Zur Deutung der Schadensauslösung existieren zurzeit mehrere Schadenshypothesen. Allen Hypothesen liegt eine gemeinsame Bedingung (in Form einer Grenzwertgleichung) für die Schadensauslösung zugrunde. Bezeichnet man die vorhandene Beanspruchung mit σ_{vorh} und die Grenzbeanspruchung mit $\sigma_{\text{krit}} = f$, dann lautet diese Bedingung

$$\sigma_{\text{vorh}} = f \text{ (Versagensgrenze) .} \quad (5.4)$$

Im σ, τ -Diagramm stellt diese Gleichung die Berührbedingung zwischen dem Beanspruchungskreis und einem Festigkeitspunkt oder einer Festigkeitskennlinie dar.

5.1.2.1 Normalspannungshypothese

Bei der Normalspannungshypothese (Abbildung 5.2) wird angesetzt, dass bei Erreichen der Festigkeit f eine Trennung der Materieteilchen in einer zur Zugrichtung senkrechten Ebene erfolgt. Es muss weiterhin vorausgesetzt werden, dass die Zugfestigkeit f_t ein Stoffkennwert ist, dessen Größe vom Beanspruchungszustand nicht beeinflusst wird. Im σ, τ -Diagramm wird die Grenzfestigkeit der Normalspannungshypothese durch einen Punkt auf der positiven σ -Achse markiert. Die genannte Schadensbedingung wird erfüllt, wenn der Mohrsche Kreis den Punkt f_t erreicht. Für die Bestimmung der Vergleichsspannung σ_v gilt:

$$\sigma_v = \sigma_1 \quad \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad (5.5)$$

Schubspannungen τ haben hierbei keinen Einfluss auf das Festigkeitsverhalten.

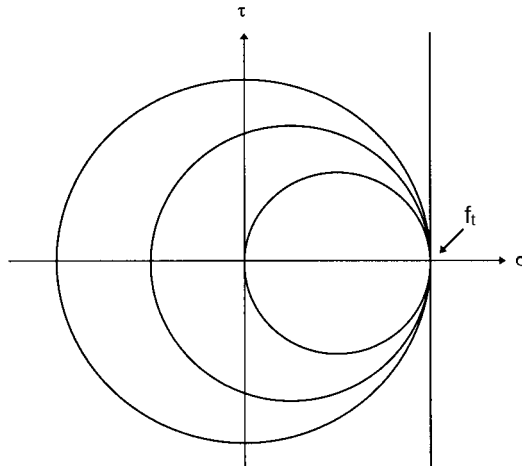


Abb. 5.2: Zugfestigkeitsgrenze f_t nach der Normalspannungshypothese (Reibungswinkel $\varphi = 90^\circ$)

5.1.2.2 Hauptschubspannungshypothese

In der Hauptschubspannungshypothese wird vorausgesetzt, dass der Schaden beim Erreichen eines Schubspannungsgrenzwertes $\tau_{\text{vorh}} = f_s$ (anstelle einer Zugfestigkeit f_t) in Form eines Gleitens der Materie in der Schubrichtung (anstelle einer Trennung senkrecht dazu) eintritt. Die maximale Schubspannung ergibt sich wie folgt:

$$\tau_{\text{max}} = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad (5.6)$$

mit

$$\tau_{\text{max}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad \text{größte Schubspannung} = \tau_1.$$

Auch hierbei muss wieder angenommen werden, dass f_s eine vom Beanspruchungszustand unbeeinflussbare Stoffgröße ist. Die Festigkeitsgrenze wird unter diesen Voraussetzungen im σ, τ -Diagramm durch eine Parallele zur σ -Achse repräsentiert. Die Schadensbedingung wird erfüllt, wenn durch Laststeigerung der Beanspruchungskreis soweit vergrößert wird, dass sein Scheitel die Grenzgerade f_s berührt. Eine seitliche Verschiebung des Kreises durch Veränderung der Lastart von Druck zu Zug oder umgekehrt bleibt hierbei ohne Einfluss (Abbildung 5.3). Die Vergleichsspannung nimmt nach der Hypothese der größten Schubspannung deren zweifachen Wert an:

$$\sigma_v = 2 \cdot \tau_1 \quad \text{bzw.} \quad \sigma_v = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]. \quad (5.7)$$

Der Beanspruchungszustand von Asphalten kann im Bereich hoher Temperaturen durch die Hauptschubspannungshypothese und im Bereich tiefer Temperaturen durch die Normalspannungshypothese annähernd beschrieben werden.

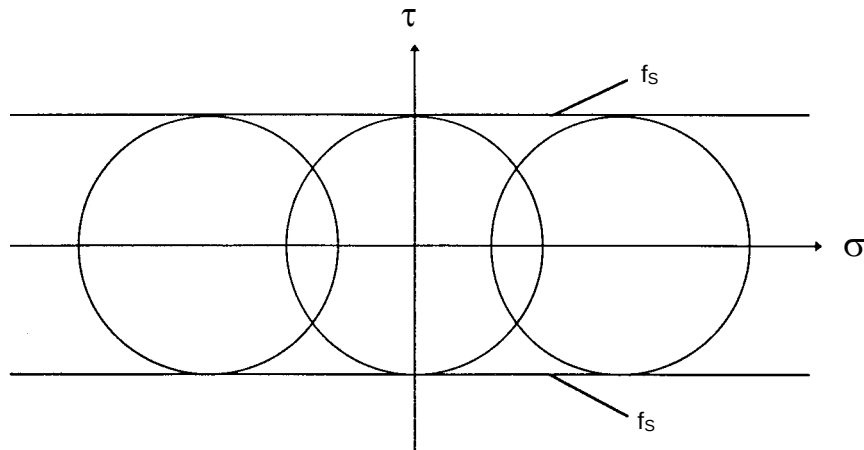


Abb. 5.3: Schubfestigkeitsgrenzen f_s nach der Hauptschubspannungshypothese (Reibungswinkel $\varphi = 0^\circ$)

5.1.2.3 Mohr-Coulombsche Schadenshypothese

In einer weiteren Schadenshypothese wird eine Auswirkung des Beanspruchungszustandes auf das Festigkeitsverhalten berücksichtigt. Der Mohr-Coulombsche Ansatz beschreibt ein mit wachsendem Druck lineares Ansteigen der Schubfestigkeit f_s (Abbildung 5.4). Aus der Parallelen zur σ -Achse wird nunmehr eine zur Druckseite hin ansteigende Gerade, deren Steigung ein Maß für den durch innere Reibung (Reibungswinkel φ) erzeugbaren Widerstand gegen eine Verschiebung in der Schubebene darstellt. Der Achsenabstandswert entspricht der Kohäsion. Diese Hypothese wie auch die Hauptschubspannungshypothese schließen die Möglichkeit einer Materialtrennung aus, andererseits läßt sich mit der Normalspannungshypothese keine Gefügeverschiebung deuten.

Die Vergleichsspannung berechnet sich wie folgt:

$$\sigma_v = \tau_0 + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]. \quad (5.8)$$

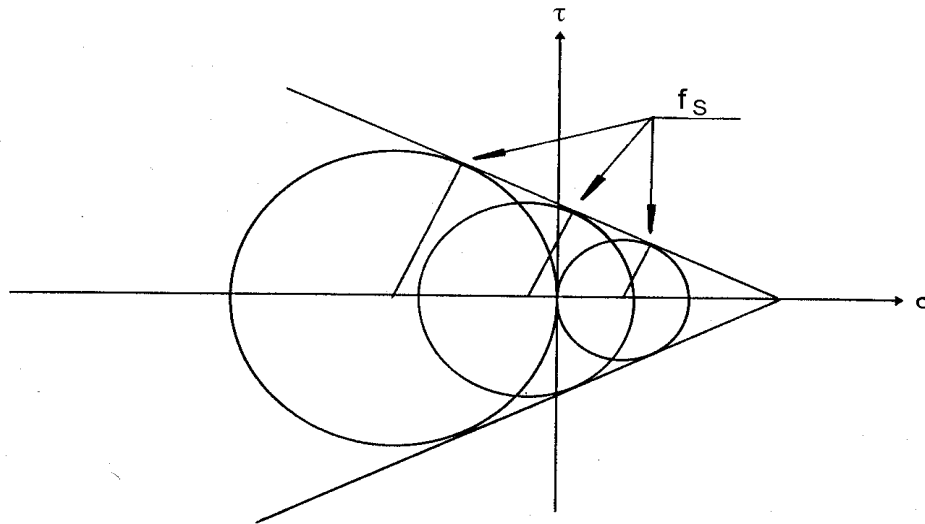


Abb. 5.4: Festigkeitsgrenzlinien nach der Mohr-Coulombschen Schadenshypothese

5.1.2.4 Verbesserte Schubspannungshypothese

Die Möglichkeiten der Normalspannungs- und Hauptschubspannungshypothese sind in der verbesserten Schubspannungshypothese enthalten, deren Festigkeitscharakteristik den parabelförmigen Verläufen in den Abbildungen 5.5 und 5.6 entspricht. Diese Hypothese enthält sowohl die Zunahme von f_s mit zunehmender Druckbeanspruchung wie auch gleichfalls einen Schnittpunkt f_t mit senkrechter Tangente auf der σ -Achse, der im Gegensatz zu der Mohr-Coulombschen Geraden eine Berührung des Beanspruchungskreises in diesem Punkt erlaubt. Beide Versagensarten durch Trennung und Verschiebung sind mit dieser Hypothese darstellbar. Eine Berührung der Festigkeitslinie im Punkt f_t , also das Auftreten einer Trennung, ist jedoch nur bei ausreichend großer Öffnung des parabelähnlichen Kurvenzuges und bei einaxialer Zugbeanspruchung möglich (siehe Abbildung 5.5).

Nach den bisherigen Erkenntnissen scheint es angebracht, auch beim Festigkeitsverhalten von Asphalten von der verbesserten Schubspannungshypothese auszugehen. Die Kurvencharakteristik, gekennzeichnet durch die Lage des Scheitelpunktes auf der σ -Achse, durch die Öffnung und den Anstieg der Kurve ist das stofftypische Merkmal für die Gefügefestigkeit.

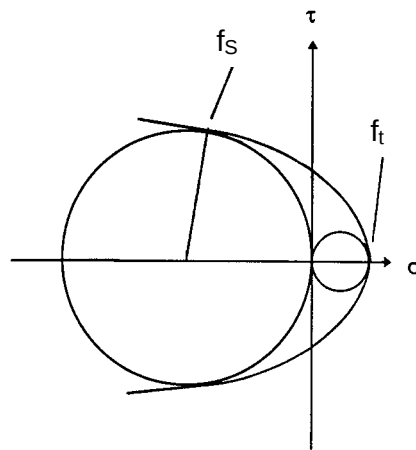


Abb. 5.5: Festigkeitsgrenzlinie nach der verbesserten Schubspannungshypothese mit Möglichkeit von Zug- und Schubbruch

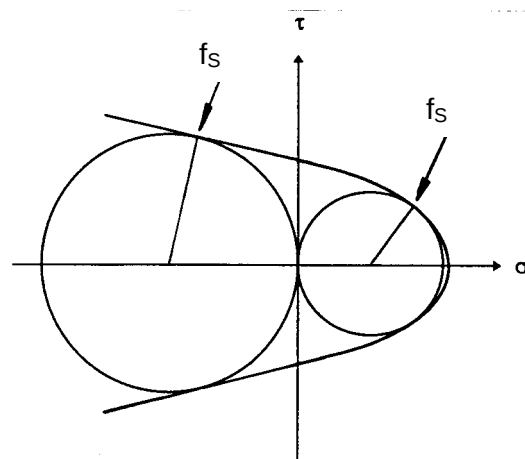


Abb. 5.6: Festigkeitsgrenzlinie nach der verbesserten Schubspannungshypothese ohne Möglichkeit des Zugbruchs $c = f_c / f_t < 3$

Bei Asphalten ist eine Reihe von Eigenschaften, so auch das Festigkeitsverhalten, temperaturabhängig. Mit fallender Temperatur durchläuft der Asphalt Zustandsformen von duktil (verformbar) bis spröde. Dies bewirkt bei den Festigkeitskennlinien ein zunehmendes Öffnen der Kurvenverläufe und ein Vergrößern der Krümmungsradien im Scheitelpunkt. Bei Erwärmung nähert sich der Asphalt dem mit der verbesserten Hauptschubspannungshypothese beschriebenen Sonderfall, bei fallender Temperatur dem durch die Normalspannungshypothese ausgedrückten Sonderfall.

Die wahren Festigkeitsgrenzlinien können nur experimentell bestimmt werden. Eine mathematische Erfassung auf physikalischer Grundlage ist bisher noch nicht gelungen. Leon [LEON, 1993] hat mit guter Anpassung an gemessene Werte (Zement-Beton) den Zusammenhang durch einen Parabelansatz (Leonsche Parabel) formal beschrieben. Er benötigt dazu neben der Zugfestigkeit f_t , die den Parabelscheitel auf der σ -Achse fixiert, die Größe c , die das Verhältnis der Druck- zur Zugfestigkeit des Baustoffs angibt und die Öffnungsweite der Parabel bestimmt. Im Bereich von $1 \leq c < 3$ erfolgt nach dieser Theorie ein Versagen durch Überschreiten der Schubfestigkeit. Bei Werten $c \geq 3$ tritt entweder ein Schubbruch oder ein Zugbruch auf.

Der Leonsche Ansatz lautet:

$$\tau^2 = 2 \cdot p_c \cdot (f_t - \sigma)$$

mit $p_c = 0,5 \left((c+2) - 2 \sqrt{c+1} \right) f_t = p_0 \cdot f_t$ (5.9)

mit

τ	[N/mm ²]	Schubspannung,
f_t	[N/mm ²]	Zugfestigkeit,
σ	[N/mm ²]	Spannung und
c	[-]	Quotient von Druck- und Zugfestigkeit.

Hagemann [HAGEMANN, 1980] hat das Verhältnis der Druck- zur Zugfestigkeit eines Asphalttragschichtmaterials (ATS) bei verschiedenen Temperaturen experimentell bestimmt. Hothan [HOTHAN, 1986] näherte diese Versuchsergebnisse durch eine Regressionsgleichung an:

$$c_{ATS} = \left(\frac{72,7749 - T}{32,8565} \right)^{1,923} [-] \quad \text{mit } T < 40 \text{ } ^\circ\text{C} . \quad (5.10)$$

Die Vergleichsspannung nach der verbesserten Schubspannungshypothese ergibt sich nach Hagemann im Bereich $1 \leq c < 3$ zu:

$$\sigma_v = \frac{c-1}{2c} (\sigma_1 + \sigma_3) \pm \sqrt{\frac{(c-1)^2}{4 \cdot c^2} \cdot (\sigma_1 + \sigma_3)^2 + \frac{1}{c} \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^2} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (5.11)$$

mit

c	[-]	Quotient von Druck- und Zugfestigkeit,
σ_1	[N/mm ²]	größte Hauptspannung und
σ_3	[N/mm ²]	kleinste Hauptspannung.

Im Bereich $3 \leq c < 7$ lautet die Vergleichsspannung nach Hagemann:

$$\sigma_v = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2(p_c - 2)} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{4(p_c - 2)^2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4 \cdot p_c \cdot (p_c - 2)}} \quad \left[\text{N/mm}^2 \right] \quad (5.12)$$

$$\text{mit } p_c = \frac{(c + 2) - 2 \cdot \sqrt{c + 1}}{2} . \quad (5.13)$$

Bei Bestätigung dieser Annahme ließe sich das von Natur aus äußerst komplexe Festigkeitsverhalten mit Hilfe von nur zwei Kenngrößen, die jedoch temperaturabhängig sind, relativ einfach behandeln. Für verschiedene Asphaltmaterialien wurden für den Parameter f_t die in Tabelle 5.1 aufgeführten Werte ermittelt, die bis zum Vorliegen vollständigerer Daten zunächst zur Orientierung dienen können. Für das Asphalttragschichtmaterial kann auch das Verhältnis c von Druck- und Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur angegeben werden, siehe Tabelle 5.2.

Tab. 5.1: Beispiele für Zugfestigkeiten f_t für verschiedene Asphaltarten in Abhängigkeit von der Temperatur [LEUTNER, RENKEN, LÜTHJE, 2000]

Asphaltsorte	Temperatur in °C	- 25	- 10	+ 5	+ 20
Asphaltbeton 0/11 mit Bitumen 70/100	Zugfestigkeit f_t in N/mm ²	5,4	4,8	1,5	0,3
Asphaltbeton 0/16 mit Bitumen 30/45	Zugfestigkeit f_t in N/mm ²	3,3	4,3	1,6	0,8

Tab. 5.2: Beispiele für Zugfestigkeiten f_t und Verhältnisse c von Druck- und Zugfestigkeit für eine Asphalttragschicht in Abhängigkeit von der Temperatur [HAGEMANN, 1980]

Temperatur in °C	- 10	0	+ 10	+ 20	+ 30
Zugfestigkeit f_t in N/mm ²	4,0	3,2	2,5	1,7	1,3
Verhältnis c	5,8	4,6	3,7	2,4	1,5

5.1.2.5 Hypothese zur Gestaltänderungsenergie

Die mittlere Hauptspannung, die einen Einfluss auf den Fließbeginn des Werkstoffes hat [ULRICH, 1967], wird nur bei der Hypothese zur Gestaltänderungsenergie berücksichtigt. Die Ableitung dieser Schadenshypothese ist in [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995] ausführlich dargestellt. Es handelt sich dabei um einen beweisbaren Satz der Plastizitätstheorie. Es ist nämlich möglich, einen mehrachsigen Spannungszustand eindeutig auf eine für das Fließen maßgebende Schubspannung, die Oktaederschubspannung τ_8 , und eine für das Fließen unwichtige Normalspannung σ_8 zurückzuführen. Der Hauptspannungs- und der Oktaederspannungszustand sind in der Abbildung 5.7 dargestellt.

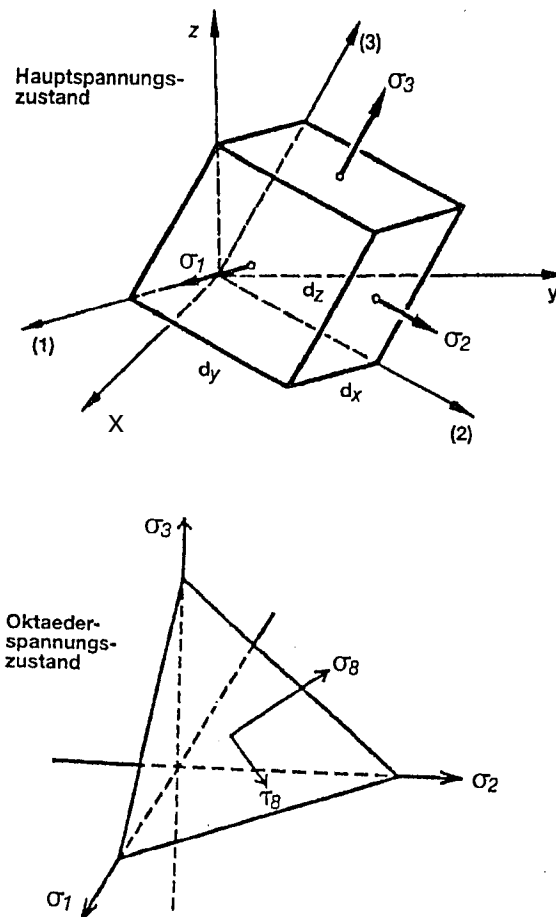


Abb. 5.7: Hauptspannungs- und Oktaederspannungszustand [ULRICH, 1967]

Die Oktaederschubspannung charakterisiert die Beanspruchung des Werkstoffes und den Fließbeginn. Für die Vergleichsspannung wird derselbe Ausdruck gefunden, der auch nach der Hypothese der kritischen Gestaltänderungsenergie folgt [ULRICH, 1967], [RECKLING, 1967]:

$$\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]. \quad (5.14)$$

Zwischen dieser Vergleichsspannung und der Oktaederschubspannung τ_8 besteht folgender Zusammenhang:

$$\sigma_v = \frac{3}{\sqrt{2}} \cdot \tau_8 \quad \left[\text{N/mm}^2 \right]. \quad (5.15)$$

Die Hypothese zur Gestaltänderungsenergie genügt praktisch allen Werkstoffen [REINHARD, 1973]. Wie bei der statischen Beanspruchung wäre es auch bei der dynamischen Beanspruchung von großem Nutzen, die Grenzbelastung bei mehrachsiger Beanspruchung durch eine Vergleichsspannung angeben zu können. Aus [HERTEL, 1969] kann entnommen werden, dass allein die erweiterte Hypothese zur Gestaltänderungsenergie nach [SINES, 1959], die in [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995] ausführlich beschrieben ist, eine brauchbare Vergleichsspannung liefert. Als Festigkeitskennwerte sind in dieser Hypothese die Schwell- und die Wechselfestigkeit enthalten. Die Hauptanwendungsgebiete dieser Hypothese betreffen den Fließbeginn von Werkstoffen, die sich im normalen Zugversuch zäh verhalten, sowie den Dauerbruch unter mehrachsiger dynamischer Beanspruchung bei duktilen Werkstoffen [HÜTTE, 1989].

Analog zur Vergleichsspannung kann bei der statischen und der dynamischen Hypothese zur Gestaltänderungsenergie auch die Vergleichsdehnung bestimmt werden. Bei isotropen Werkstoffen fallen die Hauptspannungsachsen mit den Hauptdehnungsachsen zusammen, so dass für diese die gleichen Indizes gelten [REINER, 1968].

Über die Anwendung der Hypothese zur Gestaltänderungsenergie beim Vergleich der Beanspruchungszustände in der Fahrbahnoberfläche und in den Probekörpern für den Biege- und den Spaltzugschwellversuch wurde in [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995] berichtet. Die Hypothese zur Gestaltänderungsenergie wurde auch bei der Auswertung von Druckschwellversuchen angewendet.

5.1.3 Einfluss von mechanogenen und kryogenen Spannungen auf das Gebrauchsverhalten

Herkömmliche Ermüdungsbetrachtungen bezogen sich unter Vernachlässigung kryogener Zugspannungen in der Vergangenheit ausschließlich auf die Unterseite der gebundenen Schichten und hier speziell auf den Bereich unter der Lasteinleitungsfläche eines Fahrzeugreifens. In einer Asphaltbefestigung herrscht ein dreiaxialer Spannungszustand. In vertikaler Richtung wirkt eine aus der Radlast resultierende Druckspannung; in horizontaler Richtung wird diese innerhalb der Fahrbahnplatte durch zwei orthogonal zueinander stehende, aus Verkehr herrührende Spannungs-komponenten ergänzt. Sie treten innerhalb der Lastachse oberhalb der neutralen Faser als Druckspannungen und unterhalb der neutralen Faser als Zugspannungen auf. Die Vergleichsspannungen werden unter der Lasteinleitungsfläche nach der verbesserten Schubspannungshypothese zur Abschätzung der Gefügeschwächung durch die mehrdimensionale Beanspruchung herangezogen.

Neuere Ermüdungsbetrachtungen berücksichtigen gerade auch vor dem Hintergrund der Längsrisssbeobachtungen an der Oberfläche neben den Rollspuren seit der zweiten Hälfte der achtziger Jahre auch den Bereich außerhalb der Lasteinleitungsfläche und die Anwendung der Hypothese zur Gestaltänderungsenergie.

Im Bereich an der Oberfläche außerhalb der Lasteinleitungsfläche existiert nur ein biaxialer Spannungszustand.

Außerhalb der Lasteinleitungsfläche sind kryogene und/oder mechanogene Zugspannungen für das Eintreten eines ersten Risses an der Fahrbahnoberfläche verantwortlich. Kryogene Zugspannungen sind aufgrund behinderter Dehnung infolge Temperaturänderungen auftretende Zwängungsspannungen.

Zur Ermittlung kryogener Zugspannungen in Asphaltbefestigungen erfasst die in [ARAND, 1981] aufgrund rheologischer Modellvorstellungen abgeleitete Exponentialfunktion das thermo-rheologische Verhalten von Asphalten mit zufriedenstellender Annäherung an die Wirklichkeit. Sie gestattet, die konkurrierenden Einflüsse des bei Abkühlungsprozessen auftretenden thermisch induzierten Spannungsaufbaus und der ebenfalls temperaturabhängigen Relaxation gleichzeitig zu berücksichtigen.

Die Exponentialfunktion nach [ARAND, 1981] vereinfacht sich bei konstanter Temperaturrate und ebenfalls konstantem Elastizitätsmodul sowie konstantem eindimen-

sionalen Wärmedehnbeiwert unter der Annahme einer intervallweise konstanten Zugviskosität beziehungsweise Relaxationszeit zu:

$$\sigma(T,t) = \sigma_0 \cdot e^{-\frac{t}{t_R}} - \lambda(T) \cdot \alpha \cdot \dot{T} \cdot \left(1 - e^{-\frac{t}{t_R}} \right) \quad (5.16)$$

mit

$\sigma(T,t)$	[N/mm ²]	Spannung in Abhängigkeit von der Temperatur T und der Zeit t,
σ_0	[N/mm ²]	Anfangsspannung,
t	[s]	Zeit,
t_R	[s]	Relaxationszeit = $\lambda(T)/E$,
$\lambda(T)$	[N·s/mm ²]	temperaturabhängige Zugviskosität,
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul,
α	[1/K]	eindimensionaler Wärmeausdehnungskoeffizient und
$\dot{T}$	[K/h]	Temperaturrate.

Aus Gleichung 5.16 ist abzulesen, dass die Entstehung von Zugspannungen nur bei negativen Temperaturraten erfolgen kann, da nur in diesem Fall der zweite Term der Gleichung einen positiven Beitrag zu den Spannungen $\sigma(T,t)$ liefert. Umgekehrt ist das Auftreten einer Temperaturrate mit positivem Vorzeichen mit der Entstehung von Druckspannungen verbunden.

Der Elastizitätsmodul des Asphalts wurde gemäß [ARAND, 1981] bei einer Anfangstemperatur von 20 °C und Anfangsspannung von 0 MPa zu 15.000 MPa festgelegt und der an sich temperaturabhängige eindimensionale Wärmeausdehnungskoeffizient als konstante Größe zu $2,5 \cdot 10^{-5} \text{ K}^{-1}$ gewählt. Weitere Parameter können dem Kapitel 8 entnommen werden.

Alle bisher in der Praxis angewendeten Schadenshypothesen gehen von der Annahme aus, dass die Beanspruchung der Asphaltbefestigung alleine aus der Verkehrslast herrührt, die hauptsächlich als vertikale Kraft auf die Asphaltoberfläche wirkt und nur in Ausnahmefällen wie zum Beispiel beim Bremsen oder Beschleunigen horizontale Komponenten aufweist. Keine direkte Berücksichtigung findet die Zwängungsspannung aufgrund der Behinderung der Dehnungen infolge Temperaturänderungen. Aber gerade diese kryogenen Zugspannungen haben einen großen Einfluß auf die Schadensentwicklung von Asphaltbefestigungen.

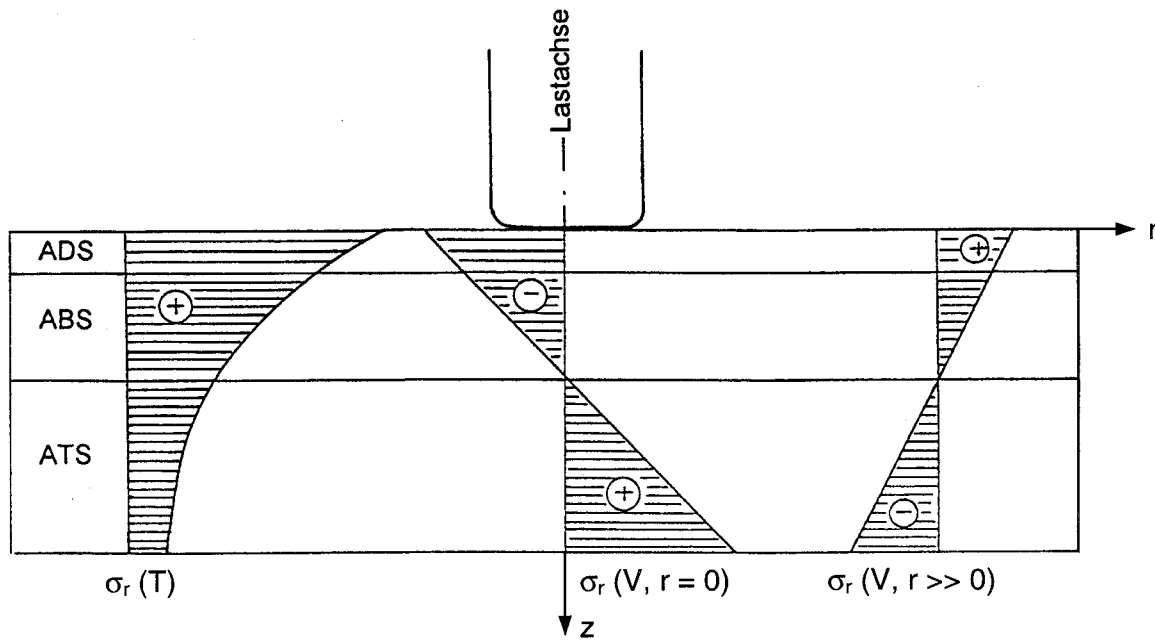


Abb. 5.8: Kryogene Zugspannungen $\sigma_r(T)$ sowie verkehrslastbedingte Zugspannungen in der Lastachse $\sigma_r(V, r = 0)$ und außerhalb der Lastachse $\sigma_r(V, r \gg 0)$ in einer Fahrbahnbefestigung aus Asphalt in Abhängigkeit von der Position unterhalb der Fahrbahnoberfläche - Prinzipskizze für den einaxialen Spannungszustand [ARAND, LORENZL, 1995]

Auf durch den Verkehr beanspruchten Straßen treffen die mechanogenen Zugspannungen $\sigma_r(V)$ bei entsprechenden Temperaturen auf mehr oder weniger große kryogene Zugspannungen $\sigma_r(T)$. Für den Lastfall "einaxialer Spannungszustand bei tiefen Temperaturen" ist das Zusammenwirken mechanogener Zugspannungen mit kryogenen Zugspannungen in Abbildung 5.8 schematisch dargestellt. Diese lässt erkennen, dass die Fahrbahnbefestigung dann am stärksten beansprucht wird, wenn größere verkehrslastbedingte Zugspannungen an der Fahrbahnoberfläche außerhalb der Lastachse auf dort bereits vorhandene abkühlungsbedingte Zugspannungen treffen. Diesem Umstand wird durch Superposition der kryogenen Zugspannungen und der mechanogenen Zugspannungen Rechnung getragen, die bei Annahme eines linear-elastischen Stoffverhaltens bei tiefen Temperaturen vereinfacht addiert werden können:

$$\sigma_r = \sigma_r(T) + \sigma_r(V, r \gg 0) \quad (5.17)$$

mit

σ_r	[N/mm ²]	einaxiale Zugspannung,
$\sigma_r(T)$	[N/mm ²]	kryogene Zugspannung,
$\sigma_r(V)$	[N/mm ²]	verkehrslastbedingte Zugspannung und
r	[cm]	Abstand von der Lastachse.

5.1.4 Zeitfestigkeit, statische Festigkeit, Dauerfestigkeit

Der Verbrauch der Festigkeit erfolgt im allgemeinen durch Belastungswiederholungen. Zwischen der Anzahl der Lastwiederholungen bis zum Schaden und der Höhe der inneren Kräfte besteht dabei ein Zusammenhang, der als die sogenannte Zeitfestigkeit bezeichnet wird. Die durch Einzelbelastung ermittelte statische Festigkeit ist ein Grenzfall der Zeitfestigkeit.

Bei einer Reihe von Stoffen wird eine Beanspruchungsschwelle postuliert, unterhalb der kein Verbrauch an Festigkeit (Anstrengung) stattfinden soll. Dieser untere Grenzwert der Zeitfestigkeit wird Dauerfestigkeit genannt. Bis zu dieser Größe können Beanspruchungen beliebig oft schadlos wiederholt werden (s. Abb. 5.9).

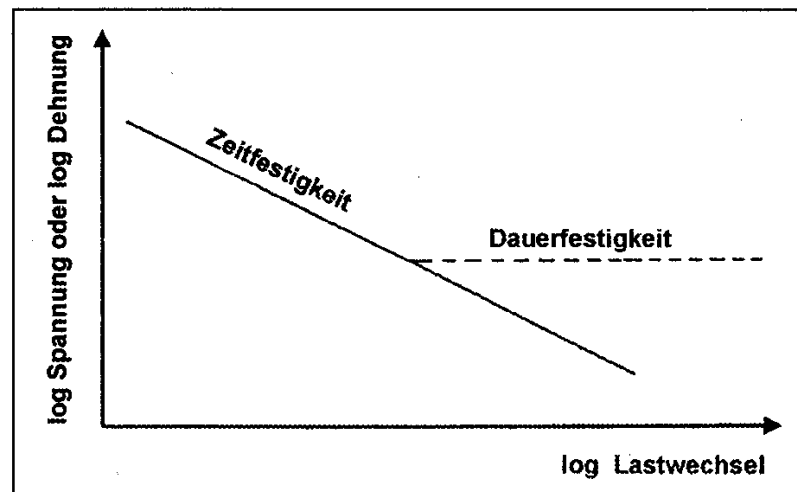


Abb. 5.9: Schematische Darstellung von Zeit- und Dauerfestigkeit

Die in den Abbildungen 5.2 bis 5.6 dargestellten Festigkeitsgrenzlinien gelten für die statische Festigkeit (einmalige Belastung bis zum Erreichen des Bruchzustandes). Aus der Abbildung 5.8 ist ersichtlich, dass infolge Beanspruchung (Spannung oder

Dehnung) die Lastwechsel kleiner werden, so dass in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel verschiedene Festigkeitsgrenzlinien entstehen. Wird diese Festigkeitsgrenzlinie in einem räumlichen σ - τ -N-Diagramm aufgetragen, so entstehen Festigkeitsflächen.

Die Verbindung der Berührungspunkte dieser Fläche mit Spannungskreisen aus Lasten gleicher Art, aber unterschiedlicher Größe nennt man Wöhlerlinien (ursprünglich ermittelt an Stahl). Sie geben für jeweils eine bestimmte Beanspruchungskonstellation den Zusammenhang zwischen der Höhe der entscheidenden Spannungsart und deren Wiederholbarkeit bis zum Eintritt des Schadens an.

Dies kann die vollkommene Gefügetrennung, der Bruch also, oder eine Gefügezerrüttung mit einem bestimmten Verlust an Festigkeit sein.

Die Zeitfestigkeit von Asphalt wird außer von der Temperatur und der Verformungsgeschwindigkeit stark davon beeinflusst, ob zwischen den Lastwiederholungen Ruhepausen eingeschaltet werden [VAN DIJK and VISSER, 1977], [RAITHBY, STERLING, 1972]. Für eine Asphalttragschicht wurden in Schubversuchen Faktoren für die Lastwechselzahl LW_{50} ermittelt, welche zu einem Festigkeitsabfall auf die Hälfte des Anfangswertes (50%) bei Versuchen mit Lastunterbrechung gegenüber Versuchen ohne Lastunterbrechung führt.

Tab. 5.2: Faktoren der Erhöhung der Lastwechselzahl LW_{50} durch Belastungspausen zwischen jeder sinusförmigen Lastwiederholung (Belastungsdauer 0,12 s.). Asphalttragschicht 0/32 mit Bitumen 70/100. [MC ELVANEY, PELL, 1974]

Temperatur [°C]	Dauer der Lastunterbrechung [s]					
	0	0,2	0,5	1,0	5,0	> 10,0
+ 30	1	4	9	20	55	60
+ 10	1	2	3	4	6	6

5.1.5 Ermüdungsgesetze

Nach Vorliegen der Ergebnisse aus Beanspruchungsrechnungen (Bestimmung von Verzerrungen und Spannungen) an vereinfachenden Modellen können mit Hilfe der

Schadenshypothesen Art, Größe und Konstellation der kritischsten Beanspruchung gesucht werden. Aus der für sie geltenden Wöhlerlinie ist sodann die Anzahl der maximal ertragbaren Beanspruchungswiederholungen N oder, bei geringerer Lastmenge, der Schadensanteil n/N zu bestimmen.

Die Schwächen dieses Vorgehens liegen im Wesentlichen in den unvollkommenen Kenntnissen über die Gesamtheit aller Wöhlerlinien.

5.1.5.1 Potenzansätze

Verfügbar sind vorerst nur einige für bestimmte Beanspruchungsfälle geltende Berührungslinien auf diesen Flächen. Zur mathematischen Beschreibung benutzt man allgemein die Potenzansätze, die sich auf die Spannungs- und Dehnungswerte anwenden lassen:

$$N = K_1 \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon} \right)^{K_2} \quad (5.18)$$

$$N = K_1' \cdot \left(\frac{|E^*|}{\sigma} \right)^{K_2'} \quad (5.19)$$

mit

N	$[-]$	Anzahl der ertragbaren Lastwechsel,
K_1, K_1'	$[-]$	materialabhängiger Koeffizient,
K_2, K_2'	$[-]$	materialabhängiger Exponent,
ε	$[-]$	Dehnung,
$ E^* $	$[N/mm^2]$	absoluter Elastizitätsmodul und
σ	$[N/mm^2]$	Zugspannung.

Mit ε bzw. σ ist die kritische Beanspruchung, Verzerrung bzw. Spannung oder Vergleichsspannung bzw. Vergleichsdehnung gemeint.

Die kritische Beanspruchung wird in Dauerbelastungsversuchen an Probekörpern erzeugt, z. B. durch Biegeversuche oder Schubwechselversuche mit sinusförmig zeitabhängiger Belastungen [ARAND, 1993]. Angewendet auf Gleichung 5.18 ist dann beispielsweise N die Anzahl der Lastwechsel bis zum Eintreten des Bruches

bei einer Dehnung ε . Die Koeffizienten K_1 und K_2 bzw. K_1' und K_2' werden aus Versuchen mit verschiedenem ε bzw. σ bestimmt.

Die Anwendbarkeit der durch die Gleichungen 5.18 beziehungsweise 5.19 beschriebenen Ermüdungsgesetze auf Asphalt gilt international als unumstritten. Die von Kenis [KENIS, 1982] zusammengefassten Beiträge über das Materialkennwertepaar K_1 und K_2 variieren aufgrund unterschiedlicher Prüfbedingungen erheblich (spannungs- oder weggeregelter Versuch). Sie streuen von $6,94 \cdot 10^{-7}$ bis $9,73 \cdot 10^{-15}$ für den Koeffizienten K_1 und 3,291 bis 5,92 für den Exponenten K_2 . Die Wertepaare gehören zu Beziehungen für die Bruchdehnung an Asphalttragschichten.

Kenis [KENIS, 1982] schlägt vor, die Materialkennwerte zu

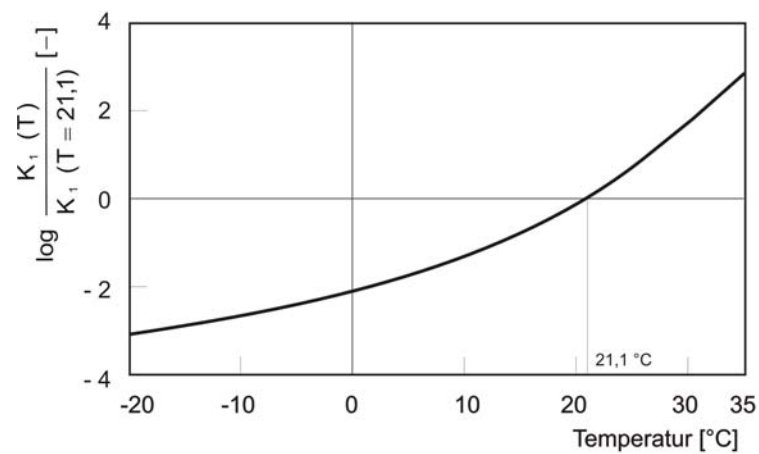
$$\begin{aligned} K_1 &= 2,0 \cdot 10^{-12} \text{ und} \\ K_2 &= 5,00 \end{aligned}$$

zu wählen, wobei diese Werte für eine Temperatur von $T = 70^\circ\text{F}$, entsprechend $21,1^\circ\text{C}$, gelten. Im übrigen weist Kenis darauf hin [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1976, A], dass die Materialkennwerte des Ermüdungsgesetzes sich mit der Temperatur ändern.

Bei Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit der Materialkennwerte des Ermüdungsgesetzes geht Gleichung 5.19 in Gleichung 5.20 über:

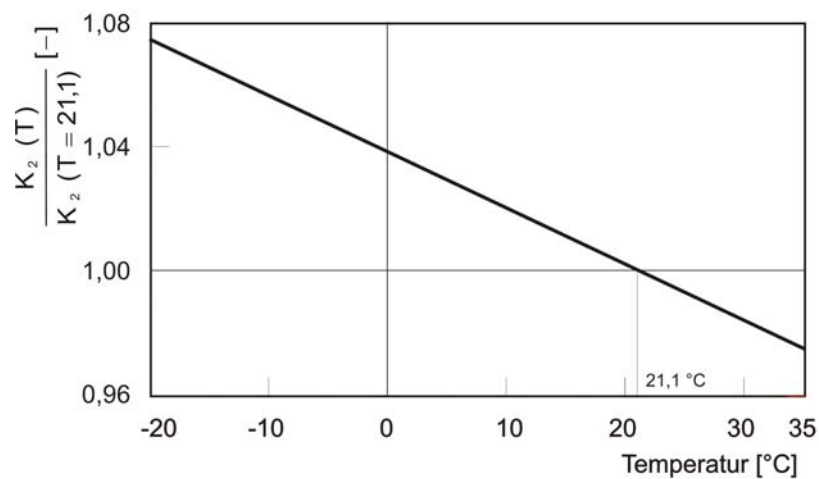
$$N = K_1(T) \cdot \left(\frac{|E^*|}{\sigma_Z} \right)^{K_2(T)} \quad [-] \quad (5.20)$$

Der von Kenis eingeführte temperaturabhängige Koeffizient $K_1(T)$ und der ebenfalls temperaturabhängige Exponent $K_2(T)$ lassen sich unter Verwendung der in [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1976, A + B], [KENIS, SHERWOOD, McMAHON, 1982] angegebenen Zusammenhänge zwischen der Größe der Materialkennwerte und der Temperatur mathematisch approximieren. Die mathematische Approximation ist eingehender in [ARAND, LORENZL, 1995] und [LORENZL, 1996] beschrieben (siehe Abb. 5.10 und 5.11).



$$\log [K_1(T)/K_1(T = 21,1)] = -2,0973 + 0,067968 \cdot T + 1,0217 \cdot 10^{-3} \cdot T^2 + 1,279 \cdot 10^{-5} \cdot T^3 + 5,0328 \cdot 10^{-7} \cdot T^4; T \text{ in } [^{\circ}\text{C}]$$

Abb. 5.10: Logarithmus des Quotienten $K_1(T)/K_1(T = 21,1 \text{ }^{\circ}\text{C})$ in Abhängigkeit von der Temperatur [ARAND, LORENZL, 1995] und [LORENZL, 1996]



$$\frac{K_2(T)}{K_2(T = 21,1)} = 1,038 - 0,0018 \cdot T; T \text{ in } [^{\circ}\text{C}]$$

Abb. 5.11: Quotient $K_2(T)/K_2(T = 21,1 \text{ }^{\circ}\text{C})$ in Abhängigkeit von der Temperatur [ARAND, LORENZL, 1995] und [LORENZL, 1996]

5.1.5.2 Energiekonzeptverfahren

Zur Beschreibung der Ermüdung wird auch das „Energiekonzept“ verwendet. Dieses beruht auf dem Effekt der Umwandlung der durch eine Belastung eingetragene Energie in Wärme (dissipierte Energie). Das benötigte Datenmaterial wird üblicherweise aus Zwei-, Drei- oder Vier-Punkt-Biegeversuchen erhalten. Hierbei wird mit kontinuierlicher sinusförmiger Wechselbelastung (entweder dehnungs- oder spannungsgeregelt) mit konstanter Frequenz (10 bis 60 Hz) bei Temperaturen zwischen 0 °C und 30 °C gearbeitet.

Die dissipierte Energie je Lastwechsel haben van Dijk et al. [VAN DIJK, VISSER, 1977] nach der Formel:

$$\Delta W = \pi \cdot \sigma \cdot \varepsilon \cdot \sin \Phi \quad (5.21)$$

errechnet. Mit Hilfe von Photos des auf einem Oszilloskopen dargestellten Spannungs-Dehnungs-Zustandes bestimmten sie in den siebziger Jahren die für ihre Berechnungen benötigten Größen der Spannungs- und Dehnungsamplituden (σ und ε) sowie den Phasenwinkel (ϕ).

Für erste vergleichende Betrachtungen wurde der Energieverbrauch je Lastwechsel über die gesamte Versuchsdauer als konstant angenommen, um den Gesamtenergieverbrauch nach der Formel:

$$W = \Delta W \cdot n \quad (5.22)$$

berechnen zu können.

Weiterhin wurde festgestellt, dass der Phasenwinkel sich über die Versuchsdauer verändert. Zur Bestimmung des Gesamtenergieverbrauchs je Volumeneinheit mussten die Dehnungs- oder Spannungsfunktionen sowie die Funktion des Phasenwinkels über die Versuchsdauer integriert werden. Die Verläufe wurden somit in feste Intervalle mit konstanten Belastungszyklen eingeteilt. Die dissipierte Energie eines solchen Intervalles wird nach der Formel

$$W_i = N_i \cdot \pi \cdot \bar{\sigma}_i \cdot \bar{\varepsilon}_i \cdot \sin \bar{\Phi}_i \quad (5.23)$$

berechnet, wobei N_i die Anzahl der Lastwechsel in jedem Intervall darstellt. Dem Gesamtenergieverbrauch W_{FAT} je Volumeneinheit entspricht demnach die Summe der Intervalle:

$$W_{FAT} = \sum_{i=1}^n W_i \quad (5.24)$$

In weiterführenden Untersuchungen erkannte van Dijk, dass die Ergebnisse - als Gesamtenergieverbrauch gegenüber der Lastwechselzahl graphisch im doppelt-logarithmischen Maßstab dargestellt - trotz unterschiedlichster Versuchsbedingungen alle relativ auf einer Geraden lagen. Van Dijk beschreibt diesen Zusammenhang zwischen der Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Eintreten eines Ermüdungsschadens und dem Gesamtenergieverbrauch bis zu diesem Punkt mit der Gleichung:

$$W_{FAT} = A \cdot N^z. \quad (5.25)$$

Für den untersuchten Asphaltbeton ergaben sich für die Materialkonstanten $z = 0,63$ und $A = 0,0676 \text{ Joule/cm}^3$.

5.1.5.3 Weitere Ermüdungsgesetze

Francken und Verstraeten [FRANCKEN and VERSTRAETEN, 1974] geben aufgrund von spannungsgeregelten 2-Punkt-Biegeversuchen an trapezförmigen Proben für die Gleichungen 5.18 und 5.19 einen mittleren Wert von $1/K_2 = 0,21$, also $K_2 = 4,76$ an und stellen für K_1 eine Beziehung zu konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten her.

Bei Cooper und Pell [COOPER, PELL, 1974], ebenfalls aufgrund von Biegeversuchen, liegt die Spannweite von b zwischen 2,5 und 6,3, im Mittel bei $b = 4,3$. Sie finden des weiteren folgende Beziehung zwischen a und b :

$$\lg a = 1,6 - 3,2 b. \quad (5.26)$$

Nach Heukelom und Klomp [HEUKELOM, KLOMP, 1964] lässt sich für Asphalt die Anzahl N der maximal ertragbaren Beanspruchungswiederholungen durch Biegezug mit

$$N = \frac{10^{2,633 \cdot (\lg E + 1)}}{(10 \cdot \sigma)^5} \quad (5.27)$$

beschreiben. Dabei ist σ = Biegezugspannung in N/mm^2 , E = Elastizitätsmodul in N/mm^2 (siehe Abbildung 5.12). Die Ergebnisse sind im Drei-Punkt-Biegeversuch ermittelt worden.

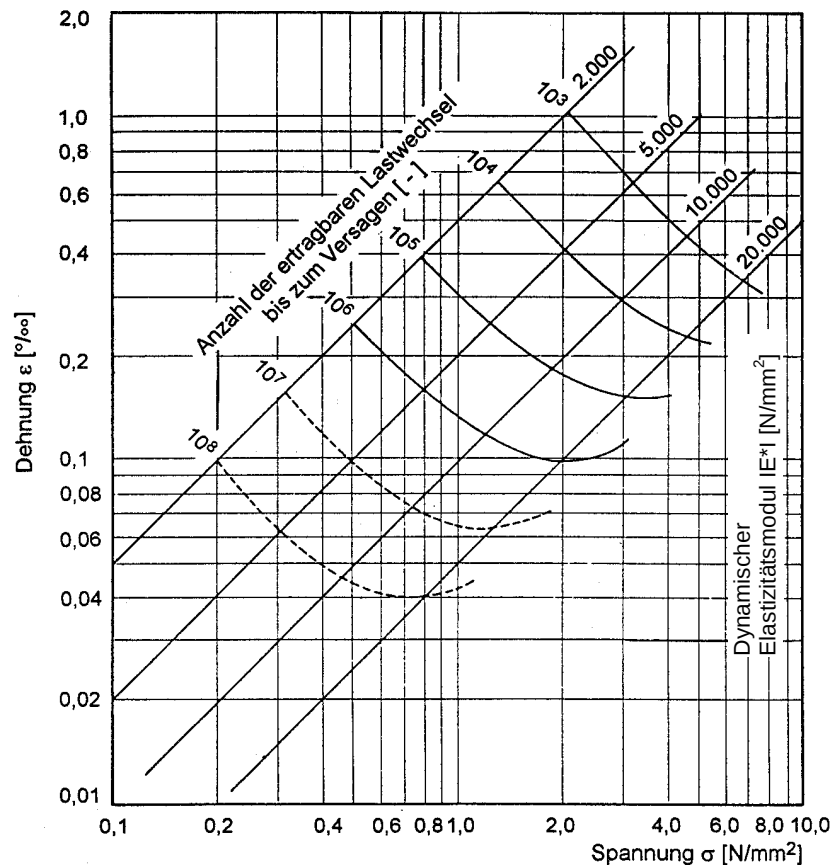


Abb. 5.12: Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Versagen in Abhängigkeit von der Beanspruchung (σ oder ε) und dem absoluten Elastizitätsmodul $|E^*|$ des Asphaltes

Das Asphalt Institut (Maryland) entwickelte zur Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphaltmischungen die von verschiedenen Organisationen wiederholt verwendete Gleichung der Form

$$N = K \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^c \cdot \left(\frac{1}{|E^*|} \right)^d \quad (5.28)$$

mit

N	[-]	Bruchlastwechselzahl,
ε_t	[-]	Zugdehnung,
c, d	[-]	materialabhängige Koeffizienten,
$ E^* $	[N/mm ²]	absoluter Elastizitätsmodul und
K	[-]	Faktor (in Abhängigkeit von der Asphaltzusammensetzung und der Verdichtung).

durch die Einführung eines Koeffizienten, der die Laborverhältnisse auf die auf der Straße überführen soll, zu folgendem Ausdruck [THE ASPHALT INSTITUT, 1981] weiter:

$$N = S_f \cdot A \cdot N_{lab} \quad (5.29)$$

$$\text{worin } A = 10^M; \quad M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_b}{V_b + V_v} - 0,69 \right)$$

$$N_{lab} = 0,04325 \cdot \varepsilon_t^{-3,291} \cdot |E^*|^{-0,854}$$

mit

S_f	[-]	Umrechnungsfaktor Labor/in situ (18,4),
A	[-]	Normierungsfaktor,
V_b	[Vol.-%]	Bitumengehalt und
V_v	[Vol.-%]	Hohlraumgehalt.

Für die gleiche Anwendung schlug Shell [SHELL, 1978] die Gleichung

$$N = \left(\frac{\varepsilon_t}{(0,856 \cdot V_b + 108) \cdot |E^*|^{-0,36}} \right)^{-5} \quad (5.30)$$

vor. Im SHRP Programm wurde hingegen von Tayebali [TAYEBALI, 1994] die Gleichung wie folgt gefasst:

$$N = S_f \cdot 2,738 \cdot 10^{-5} \cdot e^{0,077 \cdot \text{HFB}} \cdot \varepsilon_0^{-3,624} \cdot |E^*|_{\text{Abfall}}^{-2,720} \quad (5.31)$$

mit

HFB	[%]	Hohlraumfüllungsgrad mit Bindemittel,
ε_0	[-]	Anfangsdehnung (-verformung) und
$ E^* _{\text{Abfall}}$	[N/mm ²]	Abfall des absoluten Elastizitätsmoduls.

Zeitfestigkeiten von Schubwechselbeanspruchungen können nach Untersuchungen von Lempe [LEMPE, 1972] durch

$$N = \frac{10^{(9,389 - 0,0922 \cdot T - 0,00089 \cdot T^2)}}{(10\tau)^{(4,85 - 0,00675 \cdot T)}} \quad (5.32)$$

ausgedrückt werden. Dabei ist τ = Schubwechselspannung in N/mm², T = Temperatur in °C.

Bei den Versuchen nach [HEUKELOM, KLOMP, 1964] sowie [LEMPE, 1972] galt als Versagenskriterium ein Abfall des absoluten E-Moduls auf 50 % des Anfangswertes.

Nach weiteren Untersuchungen kann der Bruchzustand bei Ermüdungsversuchen über Energiebetrachtungen zutreffender definiert werden. Von Rowe [ROWE, 1993] wurde, basierend auf dem Konzept der dissipierten Energie, eine Methode zur Bestimmung der Lastwechselzahl bis zur Rissentstehung entwickelt. In Abbildung 5.13 wurde das Produkt aus Lastwechselzahl und E-Modul (entspricht dem Verhältnis von gespeicherter und dissipierter Energie) in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl aufgetragen. Es kann eine Veränderung der E-Moduli beobachtet und der Zeitpunkt der Mikro- und Makrorissentstehung in Bezug zur Lastwechselzahl ermittelt werden. Das Produkt aus plastischer Verformung und eingetragener Last stellt die dissipierte Energie und das Produkt aus elastischer Verformung und eingetragener Last die gespeicherte Energie dar. Das elastische Potenzial spiegelt das Rückstellvermögen des Körpers und das plastische Potenzial das plastische Verformungsvermögen wieder.

Die europäischen Ansätze sind zusammengestellt im Abschlussbericht der European Commission, Directorate General Transport unter dem Titel „Long Term Performance of Road Pavements“ [COST 324, 1997].

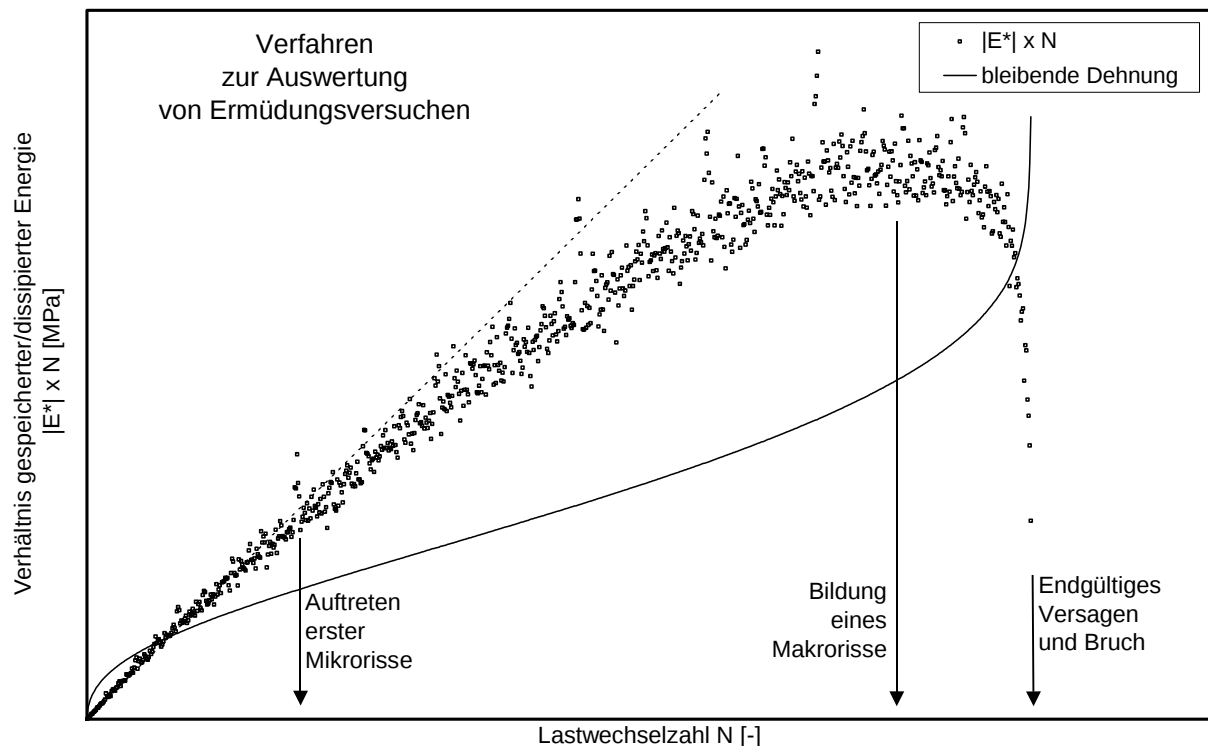


Abb. 5.13: Darstellung des Verhältnisses der gespeicherten und dissipierten Energie in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zur grafischen Ermittlung des Auftretens eines Mikro- und Makrorisses sowie des endgültigen Versagens [ROWE, 1993]

5.1.6 Schadensakkumulation

Zur Beurteilung des Einflusses unterschiedlicher Beanspruchungszustände auf das Ermüdungsverhalten von Asphalt kann die ursprünglich für Aluminium aufgestellte Hypothese nach Miner [MINER, 1945] herangezogen werden. Wird Asphalt nur mit einem Teil n_A der für einen bestimmten Beanspruchungszustand A ertragbaren Wiederholungen N belastet, so hat diese geringere Zahl n_A an Lastspielen noch nicht den ganzen Vorrat an Festigkeit, sondern erst einen Anteil davon aufgezehrt. Nach der Hypothese von Miner ist dieser verbrauchte Vorratsanteil durch das Verhältnis der erfolgten zu den insgesamt bis zum Schadenseintritt ertragbaren Belastungsgängen, also durch n_A/N_A , quantifizierbar.

Den Ausdruck n_A/N_A nennt man den Schadensanteil, der durch n_A -malige Wiederholung des oberhalb der Ausgangsdauerfestigkeit liegenden Beanspruchungszustandes A entstanden ist. Sein Betrag ist kleiner als 1. Auf gleiche Weise ergibt eine n_B -malige Beanspruchung mit einem Zustand B einen Schadensanteil n_B/N_B . Die schädigenden Wirkungen nacheinander aufgebrachter, unterschiedlich gearteter

Beanspruchungsmengen summieren sich. Der volle Schaden tritt ein, wenn die Summe der Anteile den Wert 1 erreicht. Die Schadensbedingung für den ersten sichtbaren Anriss – also nicht den Bruch des Bauteils – lautet dann

$$S = \frac{n_A}{N_A} + \frac{n_B}{N_B} + \frac{n_C}{N_C} + \dots = 1. \quad (5.33)$$

Einschränkend muss berücksichtigt werden, dass die Miner-Hypothese nur unter der Voraussetzung einer annähernd konstant bleibenden Mittelspannung gelten kann. Selbst unter Einhaltung dieser Randbedingung kann die tatsächliche Gesamtschädigung im Einzelfall Werte zwischen $S = 0,25$ und $S = 7,0$ annehmen; bei veränderlicher Mittelspannung weitet sich dieser Bereich erheblich auf. Die sogenannte relative modifizierte Miner-Regel (Palmgren-Miner) [RADAJ, 1995] setzt daher die Schadenssumme $S \neq 1$.

Die Herleitung nichtlinearer Hypothesen zur Schadensakkumulation hat bislang kaum praktische Anwendungen hervorgebracht, da sowohl der stark steigende experimentelle Aufwand als auch die Komplexität der Berechnungen mitsamt der damit verbundenen Einengung jeder Hypothese auf spezielle Belastungskollektive den Nutzen angenäherter Ergebnisse schmälert.

5.2 Irreversible Verformung

Nach Abschnitt 4.4 „Kenngrößen der Schwellbelastung“ werden die irreversiblen Verformungen von Asphalt durch experimentell ermittelte dynamische Kriechkurven $\varepsilon_{\text{irr}}(n)$ beschrieben. Nach Gleichung 4.28 ist die bleibende Dehnung:

$$\varepsilon_{\text{irr}}(n) = A \frac{q_0}{g(E)} \cdot f(n) \quad (5.34)$$

Bei zeitabhängigen Spannungen ist q_0 das Maximum der Spannung ($q = \sigma_1 - \sigma_3 = 2\tau_{\text{max}}$). Dabei ist σ_1 die größte, σ_3 die kleinste Hauptspannung und τ_{max} die größte Schubspannung. Nach der klassischen Plastizitätstheorie kann q_0 bzw. τ_{max} als maßgebend für die Entstehung der irreversiblen Verformung angenommen werden. Die

Abhängigkeit der irreversiblen Verformung von n , der Anzahl der Belastungen, wird durch die Funktion $f(n)$ beschrieben, die experimentell bestimmt wird.

Nach experimentellen Untersuchungen von Francken und Verstraeten [FRANCKEN, VERSTRAETEN, 1974] lautet die Gleichung dann

$$\varepsilon_{\text{irr}}(n) = 57,5 \frac{q_0}{|E|} \left(\frac{n}{1000 f} \right)^k \quad (5.35)$$

In Gleichung 5.34 bedeutet f die Frequenz.

Bei den Versuchen wird eine kontinuierliche sinusförmige Schwellbelastung mit der Grenzfrequenz f angewendet. Die Versuche werden in einer Triaxialzelle durchgeführt. Die Funktion $f(n)$ wird durch ein Potenzgesetz angenähert. Der Exponent k schwankt zwischen 0,1 und 0,3.

Beckedahl [BECKEDAHL, 1987] hat basierend auf dem VESYS-Modell eine Entwicklung für Spurrinnen nachgebildet. Sie werden durch folgende Formel berechnet:

$$\varepsilon_{\text{irr}}(n) = \varepsilon_{\text{el}} \nu n^{0,5} \quad (5.36)$$

mit

ν = Materialfaktor.

Francken, Eustacchio, Isacsson und Partl [FRANCKEN, EUSTACCHIO, ISACSSON, PARTL, 1997] haben einen weiteren Ansatz zur Berechnung der irreversiblen Verformung geliefert:

$$\varepsilon_{\text{irr}} = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2 \cdot E_{\text{irr}}(V, T)} \cdot \left[\frac{N}{450 \cdot V} \right]^{0,25} \quad (5.37)$$

mit

V	[km/h]	Geschwindigkeit,
T	[°C]	Temperatur,
N	[-]	Anzahl der Lastwechsel,
E_{irr}	[-]	irreversibler Verformungsmodul und
σ_v, σ_h	[N/mm ²]	Vertikal- und Horizontalspannung.

Weitere Ausführungen dazu sind dem Kapitel 6.4.1 zu entnehmen.

6. Rheologische Modelle

6.1 Definition „Rheologie“

Die Rheologie wird allgemein wie folgt definiert [GIESEKUS, 1994]:

„Die Rheologie ist diejenige Wissenschaft, welche Erscheinungen zu beschreiben, zu erklären, zu messen und anzuwenden sucht, die bei der Verformung von Stoffen an denselben auftreten“.

Diese Definition ordnet der Rheologie vier Teilgebiete, die Phänomenologische bzw. Makrorheologie, die Strukturrheologie bzw. Mikrorheologie, die Rheometrie und die angewandte Rheologie, zu.

Im Gegensatz zu den klassischen Theorien der Mechanik (z.B. Elastomechanik, Hydromechanik), welche den Stoff (z.B. den elastischen Festkörper) als vorgegeben hinnehmen und sich vor allem mit den statischen und dynamischen Erscheinungen befassen, betrachtet die Rheologie primär den Stoff und die Kennzeichnung seiner Eigenschaften. Bei der Rheologie werden neben den mechanischen Spannungen die mit der Verformung einhergehenden thermischen, elektromagnetischen und optischen Phänomene (Wärmeleitfähigkeit, Piezoelektrizität, Elektro- und Magnetostriktion etc.) berücksichtigt. Die Aufgabe der Rheologie ist es, diese Eigenschaften zu klassifizieren und geeignete Modelle (Idealisierungen) zur mathematischen Beschreibung der verschiedenen Materialklassen zu entwickeln [REINER, 1968].

Die grundlegenden rheologischen Eigenschaften sind die Elastizität, die Plastizität, die Viskosität und die Festigkeit. Zentraler Gegenstand der Rheologie sind die rheologischen Stoffgleichungen.

Zu den Arbeitsmethoden der Rheologie zählen die Messung der Deformation (Dehnung, Stauchung, Scherung), der dazu benötigten Zeiten (Relaxation, d.h. verzögerte Reaktion eines Körpers auf äußere Einwirkungen) sowie die Bestimmung der Temperatureinflüsse.

In der experimentellen Rheologie werden die Standardversuche wie beispielsweise der Relaxationsversuch und der Retardationsversuch angewendet.

6.2 Grundmodelle

Bei allen nachfolgend beschriebenen Modellen wird von einer sprungartig aufgebrachten Beanspruchung ausgegangen (Spannungssprung), die eine zeitlang wirkt und anschließend sprungartig wieder abgebaut wird.

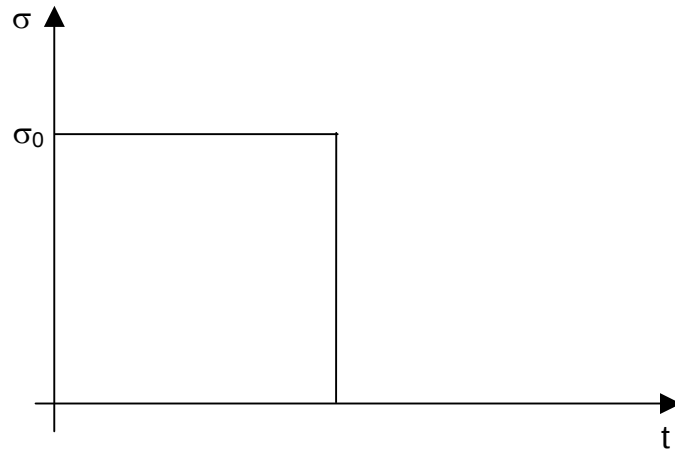


Abb. 6.1: Spannungs-Zeit-Diagramm

Möglich sind auch andere Beanspruchungszustände (Dehnungssprung, zeitabhängige Spannungs- und Dehnungsverläufe, wie z.B. Sinusschwingung), die bei den hier dargestellten Modellen nicht angesetzt wurden.

6.2.1 Hookesche Feder (rein elastisches Verhalten)

Die ideal-elastische Feder beschreibt das physikalische Stoffverhalten Elastizität. Auf eine Belastung erfolgt eine sprungartige Verformung, die bei Entlastung sofort und vollständig zurückgestellt wird. Der rein-elastische Körper weist zwischen der Längenänderung und der einwirkenden Kraft eine Proportionalität auf.

Das Verhalten des Hookeschen Körpers kann mit der folgenden Gleichung beschrieben werden:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (6.1)$$

mit

σ	[MPa]	Spannung,
E	[MPa]	Elastizitätsmodul und
ε	[-]	Dehnung.

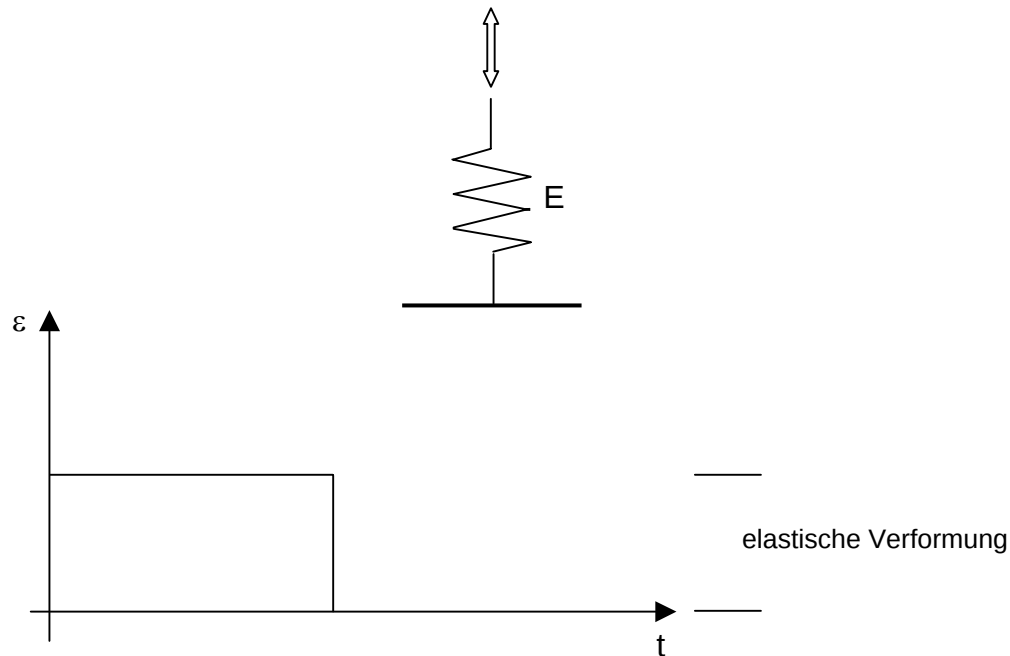


Abb. 6.2: Zeitverformungsdiagramm der Hookeschen Feder

Im Asphalt ist diese Verformung identisch mit dem Zusammendrücken bzw. sprungartiger Wiederausdehnung der Gesteinskörnungen.

6.2.2 Newtonscher Dämpfer (rein viskoses Verhalten)

Der rein-viskose Dämpfer mit einer Newtonschen Flüssigkeit beschreibt das physikalische Stoffverhalten Viskosität. Es entsteht eine zunehmende Verformung bei zeitlich fortbestehender Belastung. Dieser Vorgang ist irreversibel.

Der viskose Körper, auch Newton-Körper genannt, ist ein als masselos angenommenes Dämpfungsglied, bestehend aus einem Kolben in einem mit einer rein-viskosen Flüssigkeit gefüllten, unendlich langen Zylinder.

Die Dämpfungskonstante des Kolbens entspricht der Viskosität der im Zylinder befindlichen Flüssigkeit. Je nach Lastfall kann die Viskosität als Scherviskosität η oder

als Zugviskosität λ in die das rein-viskose Verhalten beschreibende Gleichung eingesetzt werden:

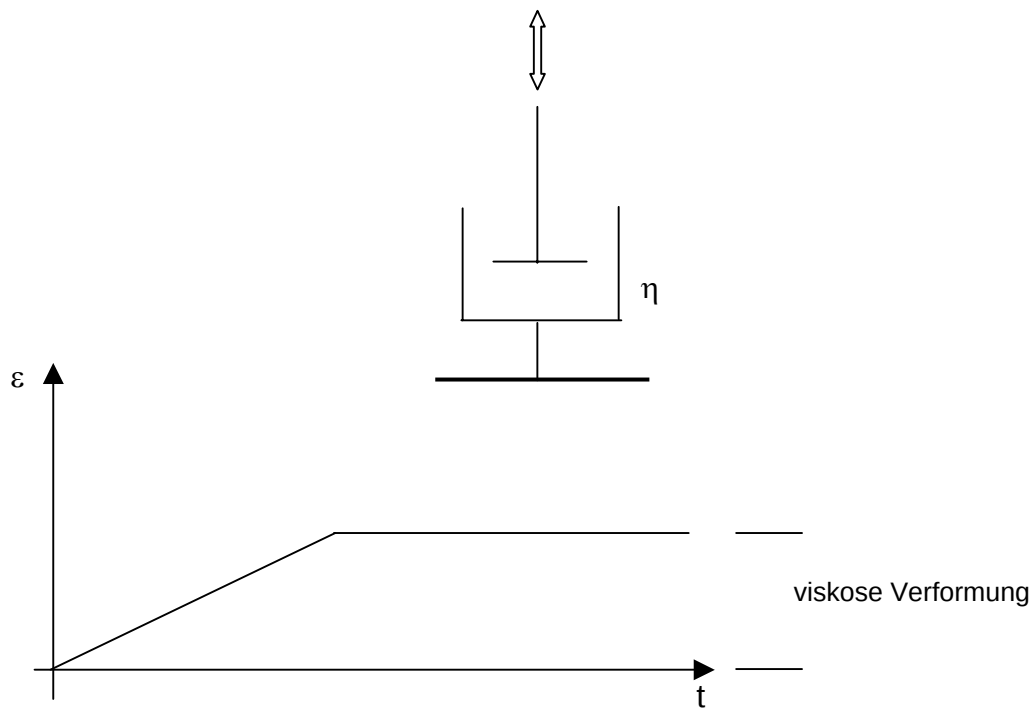


Abb. 6.3: Zeitverformungsdiagramm des Newtonschen Dämpfers

$$\sigma = \eta \cdot \dot{\epsilon} = \eta \cdot \frac{d\epsilon}{dt} \quad (6.2)$$

mit

σ	[MPa]	Spannung,
η	[MPa]	Zugviskosität und
$\dot{\epsilon}$	[s ⁻¹]	Dehngeschwindigkeit

$$\epsilon(t) = \frac{1}{\eta} \cdot \sigma \cdot t. \quad (6.3)$$

Der Newtonsche Dämpfer charakterisiert das Pressen des Bitumens in die Hohlräume unter ständiger bzw. auch wiederholter Belastung.

6.2.3 St. Vènantsches Modell (rein plastisches Verhalten)

Der St. Vènantsche Körper stellt ein Reibungsmodell dar und entspricht somit dem physikalischen Stoffverhalten Plastizität.

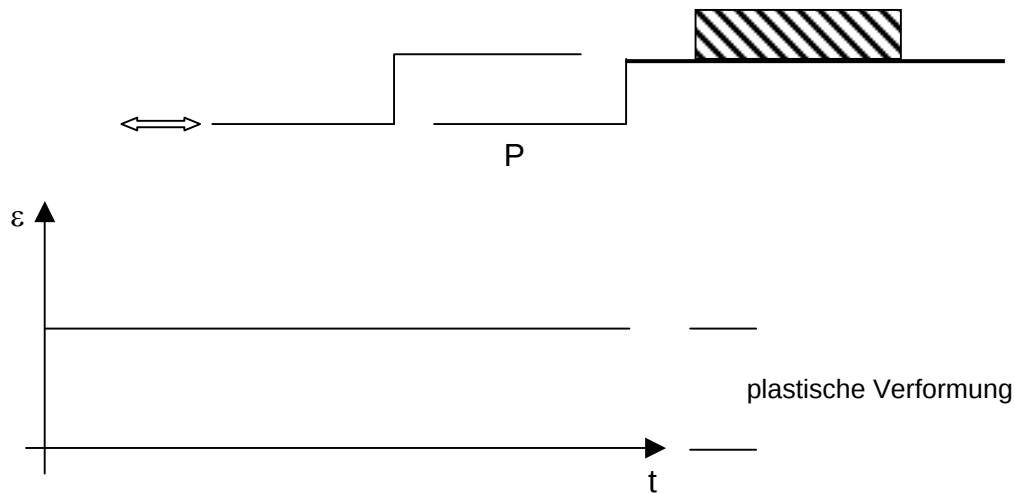


Abb. 6.4: Zeitverformungsdiagramm des St. Venantsches Modelles

Eine Verformung tritt erst dann auf, wenn die angreifenden Kräfte größer sind als die haltenden Kräfte (Reibung). Bei Asphalten ist die plastische Verformung begrenzt.

6.3 Erweiterungen und Modifikationen der Grundmodelle

Alle rheologischen Grundmodelle können miteinander zu größeren und komplexeren kombiniert werden. Mit den drei genannten Modellen ist jeweils nur das ideale Stoffverhalten zu beschreiben. Reale Materialien weisen allerdings stets unter verschiedenen Bedingungen unterschiedliche Belastungsreaktionen auf.

6.3.1 Maxwell-Modell (rein elastoviskoses Verhalten)

Eine einfache Kombination von zwei Grundmodellen ist das Maxwell-Modell, eine Reihenschaltung aus Feder und Dämpfer.

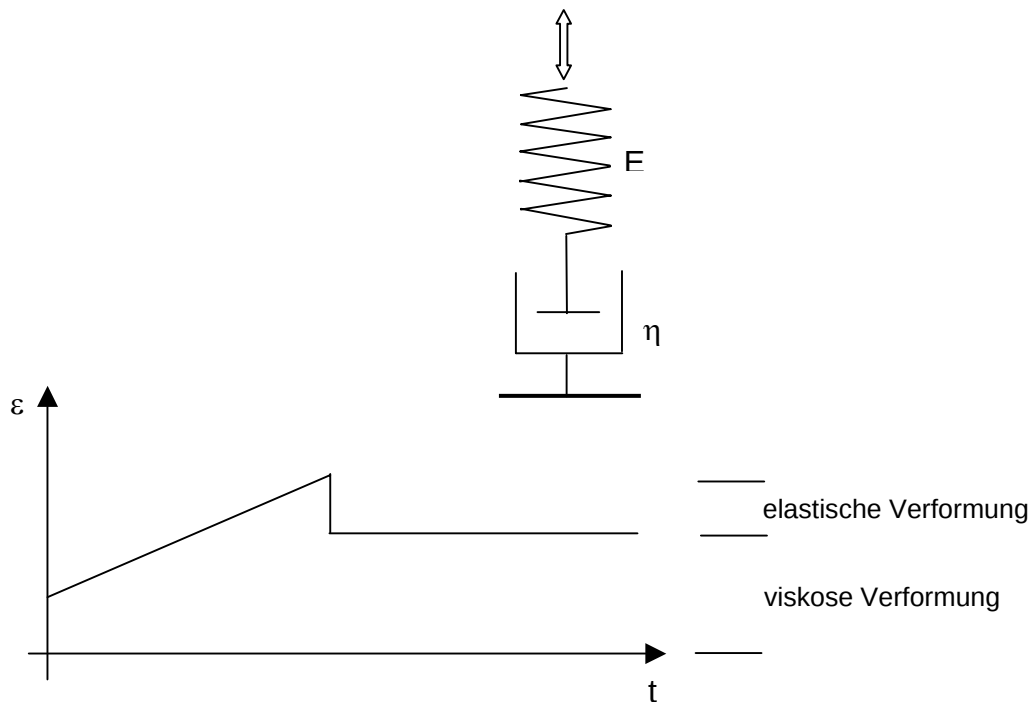


Abb. 6.5: Zeitverformungsdiagramm des Maxwell-Modelles

Bei einer Reihenschaltung zweier rheologischer Elemente verursacht eine Belastung des Gesamtsystems grundsätzlich gleiche Spannungen in beiden Einzelmodellen. Es sind folgende Formeln anzuwenden:

$$\epsilon = \epsilon_F + \epsilon_D \quad (6.4)$$

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{1}{\eta_1} \cdot \sigma \cdot t \quad (6.5)$$

Mit der Reihenschaltung lässt sich der zeitliche Spannungsverlauf im Asphalt unter den Bedingungen des Relaxationsversuches recht zuverlässig bestimmen (siehe Kapitel 7.1.4).

6.3.2 Voigt-Kelvin-Modell (rein viskoelastisches Verhalten)

Das Voigt-Kelvin-Modell stellt ebenfalls eine Kombination aus Feder und Dämpfer dar. In diesem Fall sind beide Elemente parallelgeschaltet.

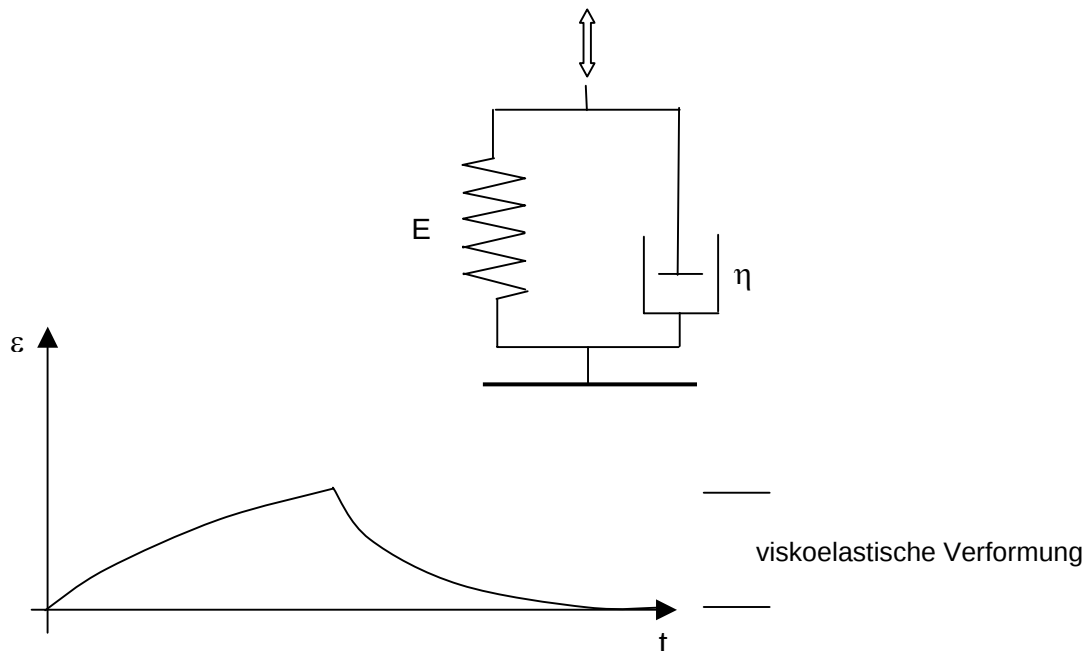


Abb. 6.6: Zeitverformungsdiagramm des Voigt-Kelvin-Modelles

Das Kelvinmodell stellt die viskoelastische Verformung dar, die durch die Parallelschaltung von Feder und Dämpfer zeitabhängig und ebenso reversibel ist. Aufgrund der fehlenden irreversiblen Verformung kann dieses Modell nur einen Teil der Eigenschaften des Asphaltes beschreiben.

Folgende Formeln sind von Bedeutung:

$$\sigma = \sigma_F + \sigma_D = E \cdot \varepsilon + \eta \cdot \dot{\varepsilon} \quad (6.6)$$

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\sigma}{\eta_2} - \frac{E_2}{\eta_2} \cdot \varepsilon \quad (6.7)$$

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_2} \cdot \left(1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} \cdot t} \right) \quad (6.8)$$

6.3.3 Burgers-Modell

Burgers schlug eine Reihenschaltung des Maxwell- und Voigt-Kelvin-Modelles vor, wodurch ein Modell entsteht, welches sich gut für Relaxations- und Retardationsversuche heranziehen lässt.

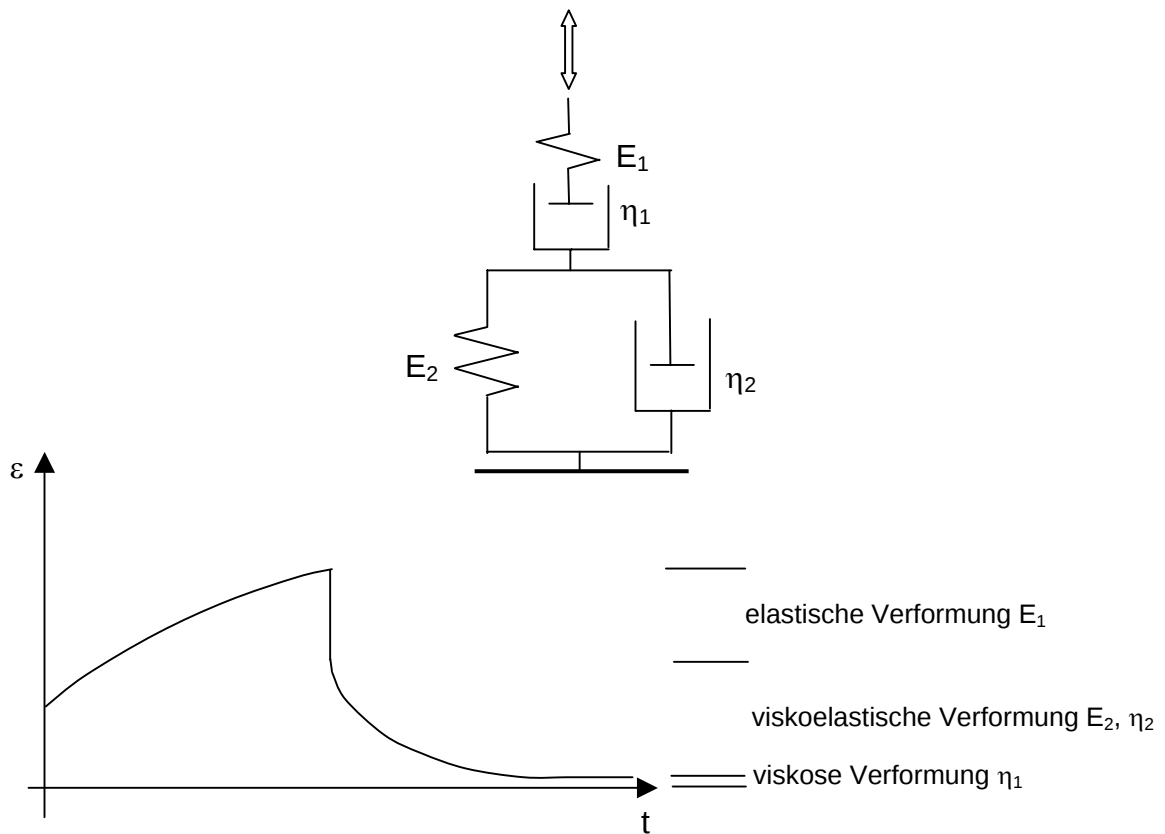


Abb. 6.7: Zeitverformungsdiagramm des Burgers-Modelles

Durch das Fehlen von Reibungsgliedern finden die irreversiblen Verformungen nicht genügend Beachtung. Die irreversiblen Verformungen rühren hierbei nur aus dem Newtonschen Dämpfer des Maxwell-Anteiles.

Nach folgender Formel lässt sich dieses Modell berechnen:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma}{E_1} + \frac{\sigma}{\eta_1} \cdot t + \frac{\sigma}{E_2} \left(1 - e^{-\frac{E_2}{\eta_2} \cdot t} \right), \quad (6.9)$$

wobei der erste Term das Maxwell-Modell und der zweite Term das Voigt-Kelvin-Modell nachbildet.

6.3.4 Krass-Modell

Eine Erweiterung zum Burgers-Modell stellt das Krass-Modell durch Einführung eines plastischen Anteiles P_1 und P_2 dar.

Das Krass-Modell stellt die Verformung im Asphalt sehr gut dar. Die Feder E_1 symbolisiert die sprungartige Zusammendrückung und Wiederausdehnung der Gesteinskörner. Der Plastizitätsmodul P_1 (plastische Feder) steht für die irreversiblen Verschiebungen der Mineralstoffkomponenten.

Mittels der Feder E_1 gelangt das in die Hohlräume gepresste Bitumen teilweise wieder zurück. Das Plastizitätsmodul P_2 verkörpert die Langzeitverschiebung der Mineralstoffkomponenten.

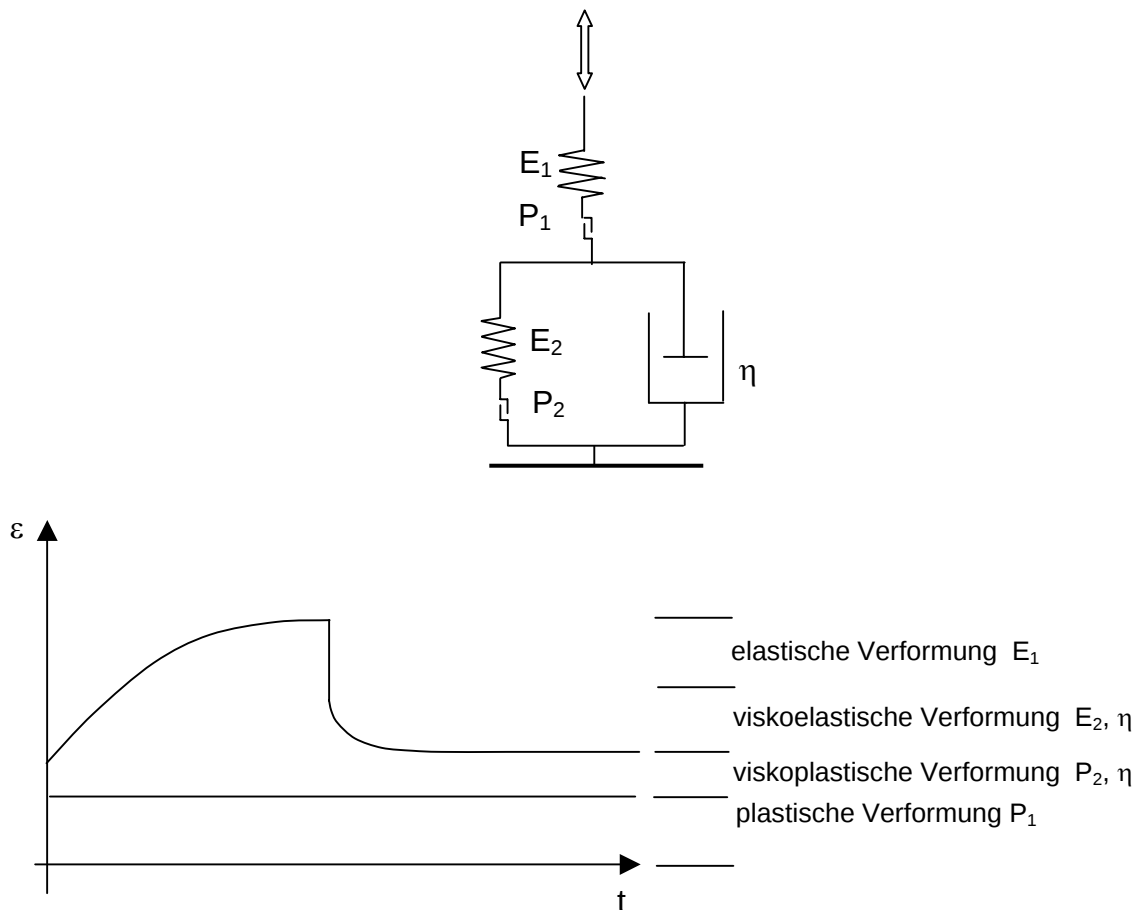


Abb. 6.8: Zeitverformungsdiagramm des Krass-Modelles

E_1 und P_1 stellen den zeitlich unabhängigen und E_2 , P_2 und η den zeitlichen abhängigen Teil der Verformungen dar.

Nach folgender Formel lässt sich dieses Modell berechnen [KRASS, 1971]:

$$\varepsilon_x(t) = \frac{2}{3} \sigma_z \left[\frac{1}{E_1} + \frac{1}{6K} + \frac{1}{P_1} - \left(\frac{1}{E_2} + \frac{1}{P_2} \right) \left(e^{-\eta_1 t} - 1 \right) - \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{6K} \right) \left(\theta_1(t - t_1) + \theta_2(t - t_1) \right) - \frac{1}{E_2} \theta_2(t - t_1) \right] \quad (6.10)$$

$$\theta_1(t - t_1) = \begin{cases} 0 & t \leq t_1 \\ (1 - e^{-\eta_2(t - t_1)}) & t > t_1 \end{cases} \quad (6.11)$$

$$\theta_2(t - t_1) = \begin{cases} 0 & t \leq t_1 \\ e^{-\eta_2(t - t_1)} & t > t_1 \end{cases} \quad (6.12)$$

mit

K	[MPa]	Kompressionsmodul,
P	[MPa]	Parameter des Reibungselements,
η_1	[1/s]	Kehrwert der Retardationszeit des Belastungsastes und
η_2	[1/s]	Kehrwert der Retardationszeit des Entlastungsastes.

Diese Gleichungen beziehen sich auf den einaxialen Druckversuch ohne Stützdruck.

6.3.5 Husc hek-Modell

Dieses Modell wurde gegenüber dem von Krass um den irreversiblen Newtonschen Dämpfer η_1 erweitert, der für das Eindringen des Bitumens in die Hohlräume infolge der Verkehrsbelastung steht.

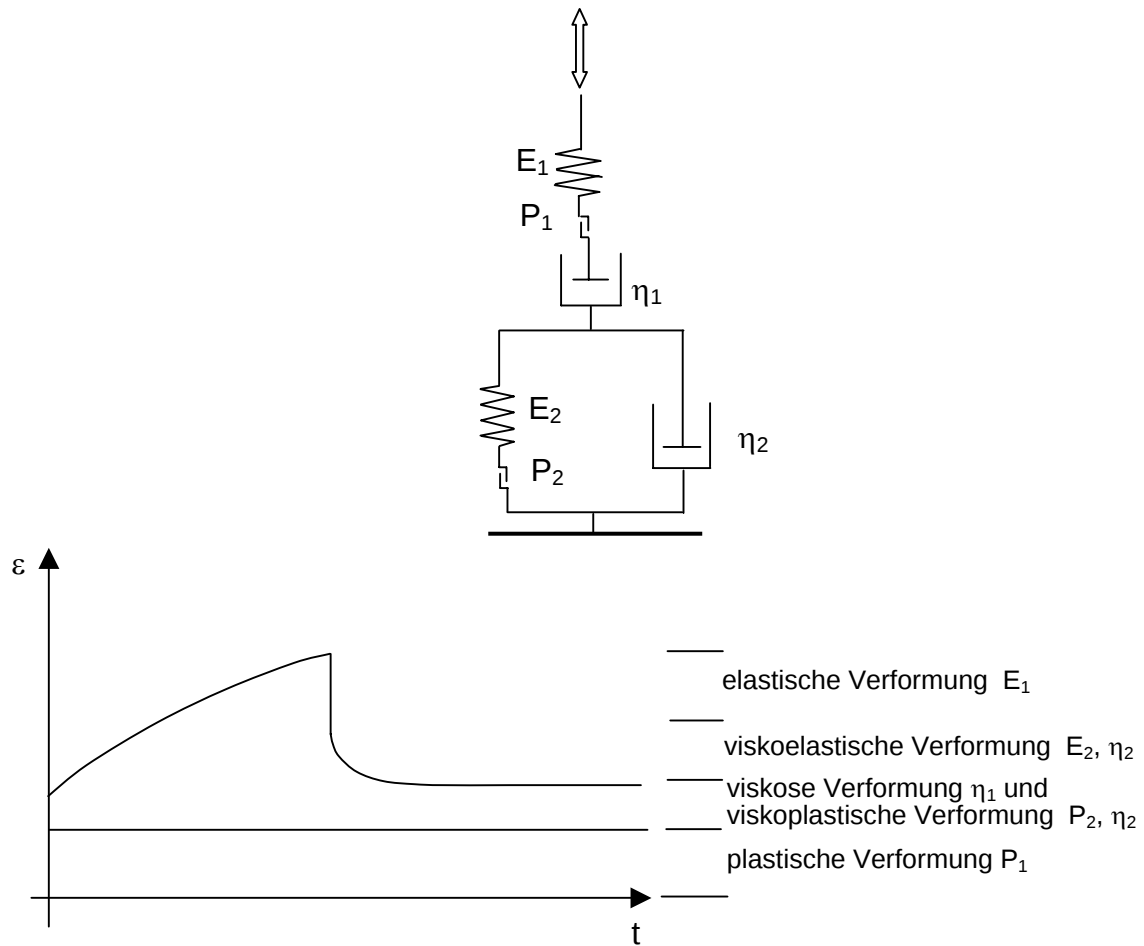


Abb. 6.9: Zeitverformungsdiagramm des Huschek-Modelles

6.3.6 Generalisiertes Maxwell-Modell

Die Darstellung des komplexen Moduls E^* in der komplexen Zahlenebene als die Abhängigkeit zwischen dem Imaginärteil E'' und dem Realteil E' ergibt die Möglichkeit, Auskunft über den Typus der Viskoelastizität von Asphalt zu erhalten [HÜRTGEN, 1982, A]. Dieser Zusammenhang ist in der Abbildung 6.10 als Beispiel für die Ergebnisse eines Biegeversuchs dargestellt.

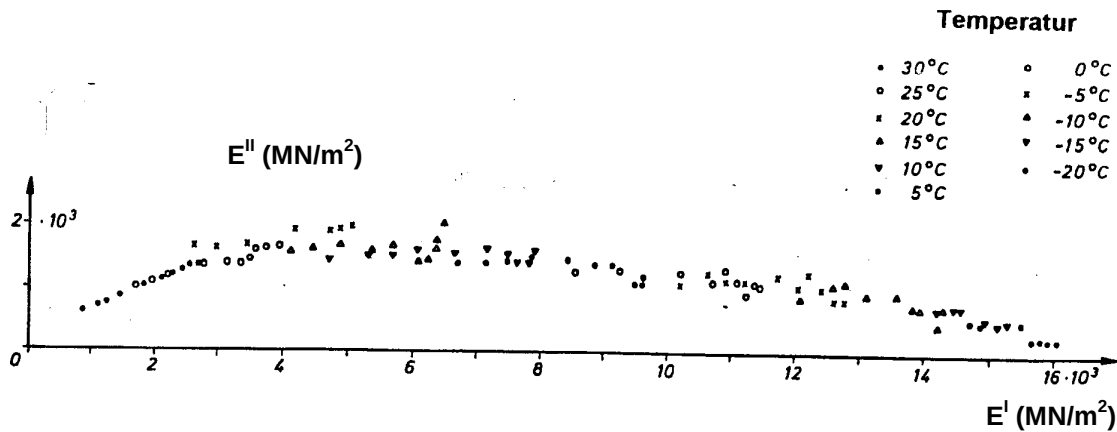


Abb. 6.10: $E' - E''$ -Diagramm des komplexen Moduls aus dem Biegeversuch [HÜRTGEN, 1982, A]

Viel diskutiert werden immer wieder mehr oder weniger komplizierte, aus mehreren Parametern, d.h. Federn und Dämpfern, zusammengesetzte Modelle. Der in der Abbildung 6.10 dargestellte Zusammenhang zwischen dem Imaginärteil und dem Realteil des komplexen Moduls kommt dem für ein Maxwell-Modell ermittelten Zusammenhang, das aus drei parallel geschalteten Maxwell-Modellen besteht, am nächsten. Dies zeigt, dass die Entwicklung eines generalisierten Maxwell-Modelles, das aus n Maxwell-Modellen besteht, sinnvoll ist. Dieses generalisierte Maxwell-Modell ist in der Abbildung 6.11 dargestellt.

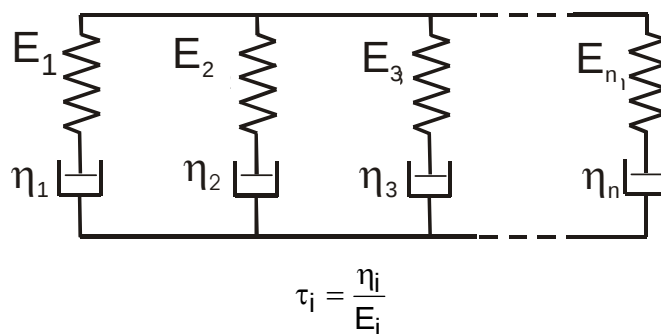


Abb. 6.11: Generalisiertes Maxwell-Modell [HÜRTGEN, 1982, A] [HÜRTGEN, 2000]

Aus der Parallelschaltung der n Maxwell-Modelle entsteht für die Bestimmung des komplexen Moduls der folgende Ausdruck:

$$\frac{E^*}{E_\infty} = \sum_{i=1}^n \frac{E_i / E_\infty}{1 + (j\omega \tau_i)^{-1}} \quad (6.13)$$

$$E_\infty = \sum_{i=1}^n E_i \quad (6.14)$$

Die Herleitung dieses Summenausdrucks ist in [HÜRTGEN, 1982, A], [HÜRTGEN, 2000] beschrieben. In diesen Gleichungen ist E_∞ die Summe aller Federanteile; dieser Modul ist der Glasmodul, der bei $\omega \cdot \tau_i \rightarrow \infty$ erreicht wird. Aus den Gleichungen kann das Relaxationsspektrum berechnet werden [HÜRTGEN, 1982, A], [HÜRTGEN, 2000].

6.3.7 Huet-Modell

Die in der Abbildung 6.10 des Abschnittes 6.3.6 dargestellten Abhängigkeiten zwischen dem Imaginärteil und dem Realteil des komplexen Moduls können mit einem Rechenansatz als Ortskurve quantifiziert werden, der von [HUET, 1965] aus dem generalisierten Maxwell-Modell abgeleitet wurde. Die Ableitung ist in [HÜRTGEN, 1982, A] beschrieben. In der Abbildung 6.12 ist die Ortskurve nach Huet mit dem $E' - E''$ - Diagramm für die Ergebnisse des im Abschnitt 6.3.6 enthaltenen Biegezugversuchs dargestellt. Weiterhin ist in dieser Abbildung das Symbol für das Huet-Modell aufgeführt.

Mit Hilfe dieser Ortskurve kann das viskoelastische Verhalten des Asphaltes beschrieben werden.

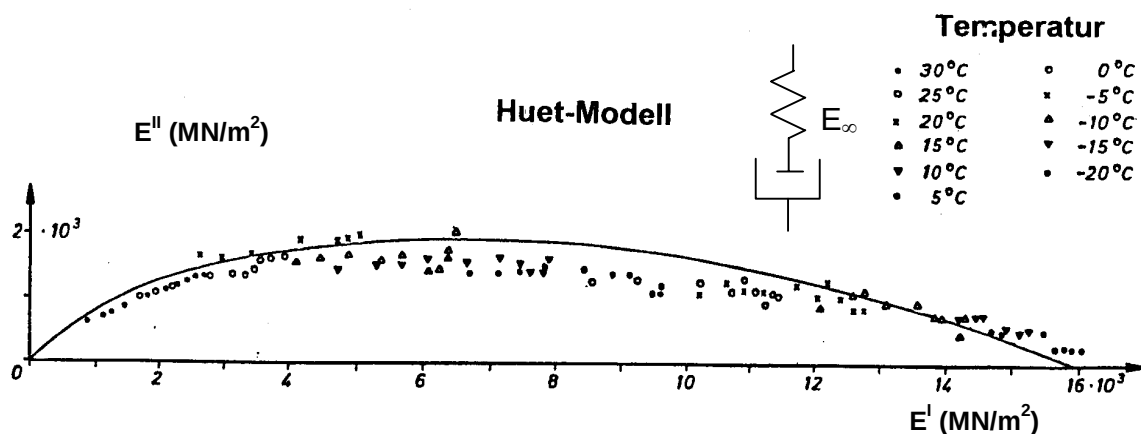


Abb. 6:12: Ortskurve nach Huet mit dem $E' - E''$ - Diagramm [HÜRTGEN, 1982, A]

6.3.8 Weiland-Modell

Weiland [WEILAND, 1986] hat im Rahmen seiner Dissertation u.a. Untersuchungen zum zeitlichen Dehnungsverlauf von Asphaltprobekörpern durchgeführt, wobei Grundlage der Untersuchungen im Laboratorium der Triaxialversuch war. Die Beschreibung des zeitlichen Verlaufes der Axialdehnung erfolgte mit Hilfe rheologischer Modelle. Hierbei hat sich gezeigt, dass von allen herangezogenen Modellen das 5-Parameter-Modell von Krass den Verformungsvorgang am besten beschreibt, wenn auch die Übereinstimmung mit den Messwerten nicht optimal ist. Um eine bessere Übereinstimmung zu erzielen, wurde ein modifiziertes 5-Parameter-Modell vorgeschlagen, bei dem der Newtonsche Dämpfer des Krassschen Modells durch einen Dämpfer mit allmählich ansteigender Viskosität ersetzt wurde (Verfestigungseffekt).

Die Dehnung des modifizierten 5-Parameter-Modells von Krass, bei dem die Viskosität des Dämpfers mit der Zeit zunimmt, kann mit der Gleichung

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 + \varepsilon_{t\infty} \left(1 - e^{-\frac{t}{bt^c}} \right) \quad (6.15)$$

beschrieben werden, d.h. die Konstante η des 5-Parameter-Modells von Krass wird durch eine Funktion mit der Form

$$\eta(t) = \frac{1}{bt^c} \quad (6.16)$$

ersetzt. Da die Gleichungen zur Ermittlung der Koeffizienten b und c sowie der sprungartigen und der zeitabhängigen Anteile der Axialdehnung ε_0 und $\varepsilon_{t\infty}$ in Abhängigkeit der Einflussgrößen Last und Temperatur für den praktischen Gebrauch zu unhandlich sind, sind in [WEILAND, 1986] für ausgewählte Kombinationen Tabellen enthalten.

6.3.9 Hou-Modell

Die infolge der Verkehrsbelastung in den Schichten initiierten Spannungen werden teilweise von dem Bitumen und teilweise von den Gesteinskörnern übertragen; die Größe und die Richtung der Spannung zwischen zwei benachbarten Gesteinskörnern ist von dem dreidimensionalen Spannungszustand abhängig und kann gemäß Abbildung 6.13 in eine Normal- und eine Schubspannung zerlegt werden.

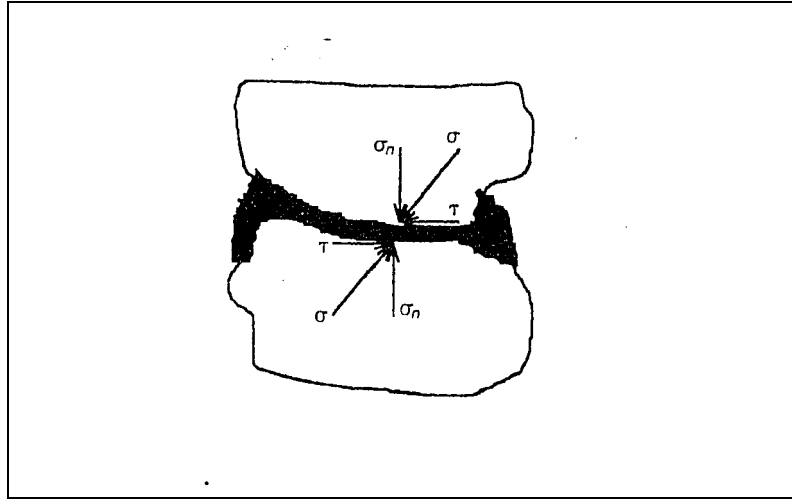


Abb. 6.13: Schematische Darstellung der auf zwei Gesteinskörner wirkenden Spannungen [HOU, 1996]

Durch die Normalspannung wird eine Reibungsspannung aktiviert, die der aus der äußeren Belastung resultierenden Schubspannung entgegenwirkt. Die Normal- und die Schubspannung beeinflussen den Verschiebungszustand der Gesteinskörner. Im Haufwerk kann die Verschiebung nur in den Ebenen stattfinden, in denen die Reibungsspannung überwunden wird [MOLERUS, 1985]. Als Repräsentant für diese Ebenen wird in [HOU, 1996] die in Abbildung 5.7 dargestellte Oktaederfläche herangezogen.

Die Gleichungen zur Berechnung des Spannungszustandes auf der Oktaederfläche lauten [HOU, 1996]:

- Normalspannung (hydrostatischer Anteil des Spannungstensors):

$$\sigma_8 = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (6.17)$$

- Schubspannung (deviatorischer Anteil des Spannungstensors):

$$\tau_8 = \frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (6.18)$$

Der Verformungszustand wird analog berechnet [HOU, 1996]:

- Normaldehnung (Volumenänderung):

$$\varepsilon_8 = \frac{1}{3} \cdot (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3) \quad (6.19)$$

- Scherdehnung (Gestaltänderung):

$$\gamma_8 = \frac{2}{3} \cdot \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \quad (6.20)$$

Auf der Oktaederfläche werden bei der Spannungsanalyse gegenüber der Mohr-Coulomb'schen Fließbedingung [HUSCHEK, 1983] alle drei Hauptspannungen berücksichtigt. Weiterhin kann der Einfluss der inneren Reibung des Haufwerks auf die Verformung analysiert werden, was nach [HOU, 1996] mit der in [WEILAND, 1986] verwendeten normalen dreidimensionalen Darstellungsweise nicht möglich ist.

Der zeitliche Verlauf der Dehnungsanteile, insbesondere der zeitliche Verlauf der viskosen Dehnung, ist für die rechnerische Ermittlung der Spurrinnenbildung wichtig. Zur rechnerischen Ermittlung der zeitabhängigen Verformungsanteile von Asphalt haben rheologische Modelle Anwendung gefunden. Die innere Struktur eines Asphaltes und seine mechanischen Eigenschaften verändern sich jedoch durch die Dehnungen dahingehend, dass vor und nach dem Wendepunkt der Impulskriechkurven der Asphalt ein unterschiedliches Verformungsverhalten aufweist. Das Verformungsverhalten vor und nach dem Wendepunkt kann nach [HUSCHEK, 1983] nicht mit einem einheitlichen rheologischen Modell und daraus resultierendem Stoffansatz beschrieben werden. In der Praxis befindet sich i.a. die Fahrbahnbefestigung während ihrer gesamten Nutzungsdauer in der Verfestigungsphase [HOU, 1996] bzw. im Bereich des sekundären Kriechens [GARTUNG, 1996], d.h. der Wendepunkt wird nicht erreicht. Zur Beschreibung der Beziehungen zwischen den Spannungen und Dehnungen auf der Oktaederfläche wurde in [HOU, 1996] für diesen Zeitbereich das in Abbildung 6.14 dargestellte zweidimensionale rheologische Modell entwickelt.

Die Viskosität η_v ist abhängig von der viskosen Scherdehnung γ_{8v} und der vor dem Versuchsbeginn schon vorhandenen Scherdehnung. Sie ist positiv und nimmt mit dem Zuwachs der viskosen Scherdehnung γ_{8v0} zu. Diese Viskosität ist somit keine Materialkonstante sondern eine Funktion der Zeit. In der Belastungsphase wächst der Widerstand durch zunehmende Gesteinskornkontakte. Eine Verschiebung der Gesteinskörner in der Schubspannungsrichtung und damit eine viskose bzw. viskoplastische Verformung findet nur dann statt, wenn die Schubspannung τ_8 die Reibungsspannung $\tan(\rho) \cdot \sigma_{\text{eff}}$ überwindet. Das Phänomen, dass nach der Lastpause zwischen zwei Lastspielen eine größere viskoplastische Dehnung hervorgerufen wird, ist auf die Rückdehnung der Gesteinskörner zurückzuführen. Infolge dieser Rückdehnung verringert sich die Anzahl der Gesteinskornkontakte und damit die Kontaktspannung. Die innere Reibung des Gesteinskorngerüsts wird kleiner. Der Asphalt wird beim nächsten Belastungszyklus verformungsanfälliger. Je größer die Lastpause ist, um so größer ist die viskoplastische Dehnung. Diese zeitlich veränderliche Schwellbelastung erzeugt gegenüber einer zeitlich konstanten Belastung bei gleich großer Oberspannung größere viskoplastische Dehnungen. Dieses Verfor-

mungsverhalten wird als dynamischer Effekt bezeichnet und bei der Schwellbelastung mit Lastpause durch folgende Gleichung berücksichtigt [HOU, 1996]:

$$\gamma_{8vd}(t) = \sum n_d \cdot \Delta\gamma_{8v}(t) \quad (6.21)$$

mit

n_d [-] Faktor für den dynamischen Effekt bei Schwellbelastung und
 γ_{8v} [mm] viskoplastische Scherdehnung.

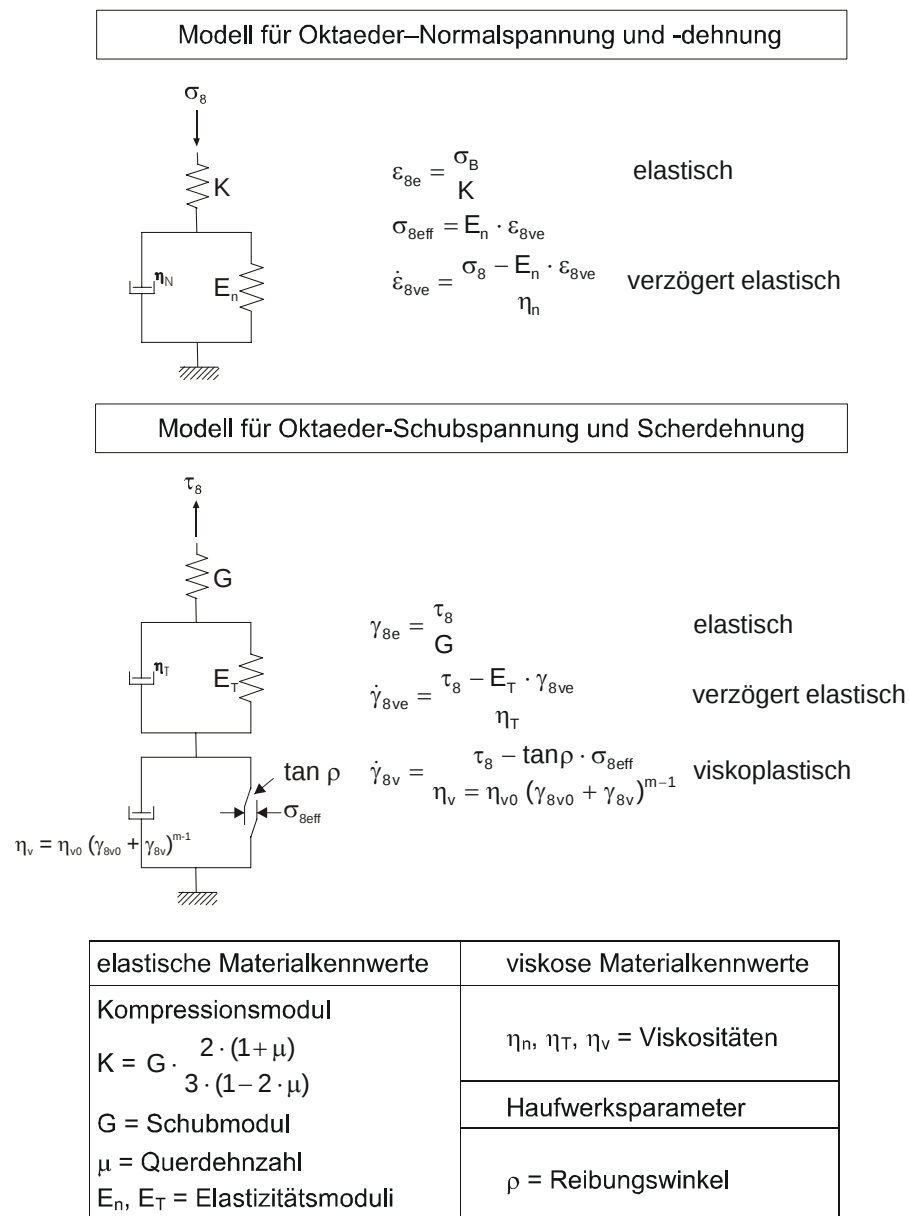


Abb. 6.14: Zweidimensionales Modell zur Beschreibung des Spannungs-Verformungsverhaltens von Asphalt [HOU, 1996]

Infolge der Scherdehnungen entsteht eine Volumendehnung, die durch folgende Gleichung berücksichtigt wird:

$$\varepsilon_{8T} = n_{ve} \cdot (\gamma_{8v0} + \gamma_{8v} + \gamma_{8vd}) \cdot \gamma_{8ve} + n_v \cdot (\gamma_{8v} + \gamma_{8vd}) \quad (6.22)$$

mit

$n_{ve}, n_v [-]$ konstante Faktoren für die Beziehung zwischen der Volumen- und der Scherdehnung.

Tab. 6.1: Materialkennwerte eines Asphaltbetons 0/11S [HOU, 1996]

Kennzeichnung		B 401	B 502	B 601
Temperatur	°C	40,0	50,0	60,0
Kriechversuch	MN/m ²	0,25	0,25	0,25
Stat. Versuch	kN/m ² /min	62,5	62,5	62,5
E	MN/m ²	862,0	473,0	356,0
μ	-	0,165	0,355	0,375
E _n	MN/m ²	3,409 E + 4	3,409 E + 4	3,409 E + 4
E _n / η _n	1/s	2,981 E - 3	8,654 E - 3	1,047 E - 2
E _τ	MN/m ²	1,116 E + 2	1,313 E + 2	1,528 E + 2
E _τ / η _τ	1/s	8,005 E - 3	8,015 E - 3	8,125 E - 3
tanρ	-	1,369	1,370	1,358
n _{ve}	-	2,906 E + 1	3,931 E + 1	1,150 E + 1
n _v	-	7,725 E - 3	7,180 E - 2	9,195 E - 2
m		6,043	6,001	6,000
γ _{8v0}	-	2,146 E - 3	1,637 E - 3	1,423 E - 3
η _v	MN/m ² · s	2,676 E + 15	3,069 E + 15	1,260 E + 16
n _{dk}		1,053 E + 1	7,871 E + 0	1,254 E + 1
n _{ds}		1,078	1,207	2,429
γ _{8vdk}		1,803 E - 3	2,591 E - 3	2,370 E - 3
γ _{8vs} bei 150 kN/m ² ³⁾		3,062 E - 3	3,582 E - 3	3,867 E - 3
AQSm ¹⁾		4,069 E - 8	3,762 E - 8	5,976 E - 8
n ²⁾		358,0	370,0	354,0

1) mittlere Abstandsquadratsumme zwischen berechneten und beobachteten Werten, AQSm = Abstandsquadratsumme/n.

2) n = Anzahl der in Rechnung eingezogenen Messpunkte

3) Die berechnete viskose Dehnung aus statischem Versuch bei 150 kN/m² mit der jeweils in diesem Versuch verwendeten Spannungszuwachsrate

Die Lösungen der in der Abbildung 6.14 aufgeführten Differentialgleichungen unter Berücksichtigung der beiden o. g. Gleichungen sind für den Kriechversuch, den kraftgeregelten statischen Druckversuch sowie den Druckschwellversuch mit und ohne Lastpause in [HOU, 1996] zusammengestellt. Die in diesen Spannungs-Dehnungs-Zeit-Gleichungen enthaltenen Materialkennwerte werden durch Regressionsrechnung bestimmt. Abgesehen von den Faktoren für den dynamischen Effekt sind die Materialkennwerte für die drei Belastungsarten gleich [HOU, 1996]. Ein Beispiel für die berechneten Materialkennwerte ist in Tabelle 6.1 aufgeführt.

6.3.10 Gartung-Modell

Das Schädigungsmodell nach Gartung [GARTUNG, 1996] geht von einem zeitabhängigen Stoffverhalten aus, welches - ähnlich wie bei Stahl unter höheren Temperaturen oder bei Steinsalz - qualitativ durch Kriechkurven beschrieben werden kann. Anhand einaxialer Untersuchungen sollte die gesamte Kriechkurve inklusive Bruchzustand beschrieben werden.

Die Kriechkurven lassen sich gemäß Abbildung 6.15 in drei unterschiedliche Phasen einteilen:

- Beim primären Kriechen (Konsolidierungsphase) kommt es zu einem Anstieg der Verfestigung im Materialgefüge, wobei die Kriechgeschwindigkeit stetig abnimmt.
- Das sekundäre Kriechen (Beharrungsphase) ist gekennzeichnet durch das Gleichgewicht zwischen Verfestigungs- und Erholungsvorgängen. Die Kriechgeschwindigkeit ist während der gesamten Phase konstant.
- Als zusätzlicher Verformungsmechanismus tritt beim Beschleunigungskriechen intergranulares Gleiten auf. Im Kriechversuch ist eine Zunahme der Kriechgeschwindigkeit erkennbar. Der Bereich des tertiären Kriechens (Ermüdungsphase) wird in relativ kurzer Zeit durchlaufen, da hier die Kriechgeschwindigkeit hoch ist.

Höhere Spannungen beschleunigen den Versagensprozess, während höhere Temperaturen zu größeren Bruchdehnungen führen. Beim Zug-Kriech-Bruch tritt eine Schädigung des gesamten Querschnittes ein.

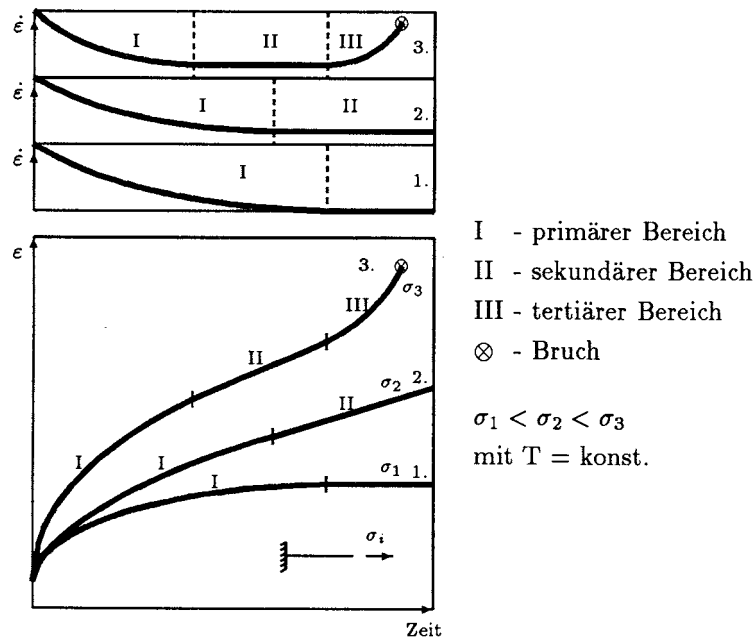


Abb. 6.15: Qualitativer Verlauf der Kriechkurven

Das primäre und sekundäre Kriechen wird mit Hilfe einer Erweiterung des Burgers-Modells angenähert. Die lineare rheologische Gleichung des Burgers-Modells lautet:

$$\varepsilon(t) = \left[\frac{1}{E} + \frac{1}{G} \cdot \left[1 - \exp \left\{ -\frac{G}{\eta_K} \cdot t \right\} \right] + \frac{t}{\eta_N} \right] \cdot \sigma \quad (6.23)$$

mit

$\varepsilon(t)$	[-]	Dehnung zum Zeitpunkt t,
E	[N/mm ²]	Elastizitätsmodul,
G	[N/mm ²]	Federkennwert im Kelvinkörper (entspricht dem Schubmodul),
σ	[N/mm ²]	Spannung,
η_K	[-]	Viskositätsparameter aus dem Kelvin-Modell und
η_N	[-]	Viskositätsparameter aus dem Newton-Modell.

Für die Beschreibung des tertiären Kriechens ist das Modell erweitert und angepasst worden. Hierzu wurde eine neue Evolutionsgleichung in das nichtlineare Gleichungssystem des Werkstoffmodells integriert.

Der Einfluss der Schädigung - in diesem Fall das tertiäre Kriechen - bezieht sich per Definition nur auf den Newton-Dämpfer (η_N). Es änderte sich nur der Ansatz für die viskoplastische Kriechgeschwindigkeit in der Dehnungsbilanz

$$\dot{\varepsilon}^{vp} = A_N \cdot \tilde{\sigma}^{\eta_N} \quad (6.24)$$

unter Berücksichtigung von

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D} \quad (6.25)$$

und

$$D(t) = 1 - \left(1 - \left(\frac{\sigma}{B} \right)^r \cdot t \cdot (\kappa + 1) \right)^{\frac{1}{\kappa + 1}} \quad (6.26)$$

mit

$\dot{\varepsilon}^{vp}$	[mm/min]	effektive viskoplastische Kriechgeschwindigkeit,
A_N	[MPa ^{-nκh} -1]	Vorfaktor Dämpfer,
$\tilde{\sigma}^{\eta_N}$	[MPa]	Spannung im Newton-Dämpfer,
D	[-]	Schädigungsvariable und
B, r, κ	[-]	Materialparameter ($B = 5,06$; $r = 6,5$ und $\kappa = 15,3$ bei -10°C).

Damit wirkt am Newton-Dämpfer die effektive Spannung $\tilde{\sigma}$, die größer oder gleich der Spannung σ ist. In folgender Abbildung 6.16 wird der qualitative Verlauf der Kriechkurve und der effektiven Spannung gezeigt.

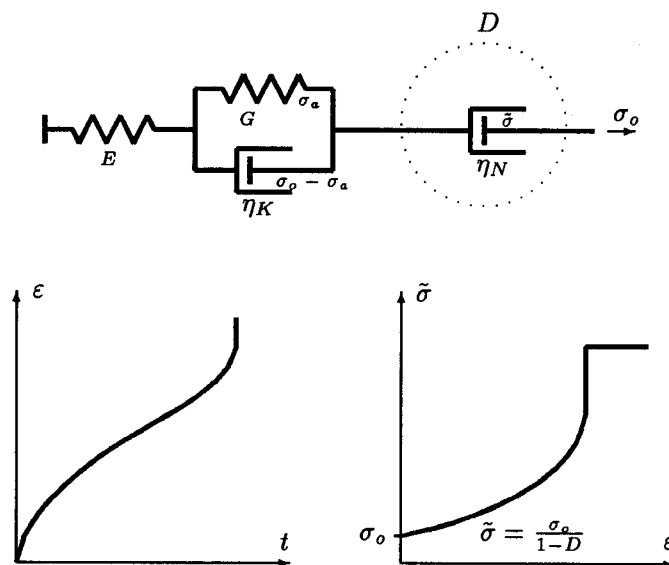


Abb. 6.16: Das Schädigungsmodell nach Gartung

6.4 Anwendungsempfehlungen von Modellen zur Beschreibung des Widerstandes von Asphalt gegen Beanspruchung

6.4.1 Verfahren zur Prognose von Spurrinnen (Verformungen)

Zur Prognose der Spurrinnenbildung infolge der Beanspruchung durch den Verkehr wurden zahlreiche Verfahren entwickelt ([DAVID, LÜCKE, 1976], [BECKEDAHL, 1987], [BECKEDAHL, GERLACH u.a., 1991], [GERLACH, BECKEDAHL, KÖHLER, ARAND, DÖRSCHLAG, LORENZL, 1993], [CLAESSEN, EDWARDS, SOMMER, UGE, 1977], [VAN DE LOO, 1976], [HUSCHEK, 1977] und [BROWN, BELL, 1977]). Bei vielen Methoden wurde eine Rechenmethode aufgrund der elastischen Mehrschichtentheorie unter Berücksichtigung der Verkehrsbelastungsbedingungen und der Beschaffenheit der Schichten verwendet, um die Spannungen und die Dehnungen oder die Verformungen in der Fahrbahn zu erfassen [HOU, 1996].

Ende der 60er Jahre wurde von der US-Straßenbaubehörde DOT das „VESYS-Konzept“ entwickelt und in Deutschland [BECKEDAHL, 1987], [BECKEDAHL, GERLACH u.a., 1991] modifiziert. Ein weiteres Prognoseverfahren ist die „Shell-Methode“ [CLAESSEN, EDWARDS, SOMMER, UGE, 1977], [VAN DE LOO, 1976], [HILLS, BRIEN, VAN DE LOO, SOMMER, 1975]. Prinzipiell bestehen diese beiden Methoden aus zwei Schritten. Beim ersten Schritt werden die elastischen Größen (Spannungen, Dehnungen und Verformungen) in der Fahrbahnbefestigung unter Berücksichtigung der Verkehrs-, Witterungs- und Konstruktionsbedingungen berechnet. Beim zweiten Schritt werden die viskosen Verformungen und Spurrinnen anhand dieser elastischen Verformungen festgestellt. Im Hinblick auf die Berechnung der Spurrinnenentwicklung werden die beiden Verfahren in [HOU, 1996] wie folgt beurteilt:

- Beim VESYS-Verfahren werden nach [BECKEDAHL, 1987] die vom Asphalt abhängigen Kenngrößen $\alpha_{R,k}$ und $\mu_{R,k}$ durch die Korrelation der berechneten Spurrinnentiefen an den in situ gemessenen zeitabhängigen Spurrinnentiefen ermittelt. Grundsätzlich sind diese Kenngrößen nur für den gleichen Straßenaufbau geeignet. Dadurch wird der Anwendungsbereich des Verfahrens eingeschränkt.
- Das Shell-Verfahren ist dann richtig, wenn die reversible Verformung des Asphaltes nur aus der reversiblen Verformung des Bitumens entstehen würde. Die reversible Verformung des Asphaltes stammt jedoch auch aus der reversiblen Verformung des Gesteinskorngerüsts. Mit diesem Verfahren kann der Beitrag des Gesteinskorngerüsts zur elastischen Verformung des Asphaltes nicht separiert werden.

Modelle als Verhaltensfunktionen wurden in Europa sowohl auf der Netz- als auch auf der Projektebene für das übergeordnete Straßennetz entwickelt. Beinahe alle in dem Bericht über die „COST-Action 324“ [COST 324, 1997] zusammengestellten Modelle wurden aus Feldstudien abgeleitet. Schwerpunkte des in den USA durchgeführten SHRP-Programmes sind [BELLIN, 1993]:

- das Verformungsverhalten von Asphalt im Gebrauchszustand mit physikalisch definierten Kenngrößen zu beschreiben,
- die entsprechenden Methoden der Laborversuche zu entwickeln,
- die rechnerischen Verfahren zur Ermittlung der Veränderungen der Asphaltfahrbahnen in Abhängigkeit von der Temperatur, der Belastungsdauer und der Größe der Belastung zu entwickeln.

Die Berechnung der Spannungen und Verformungen in den Asphaltbefestigungen infolge der Verkehrslast erfolgt bis heute auf der Grundlage der elastischen Mehrschichtentheorie mit unterschiedlichen EDV-Programmen, wie z.B. BISAR, CIRCLY. Programme wie PACE und KENLAYER berücksichtigen zwar die viskosen Eigenschaften, sie vernachlässigen bzw. vereinfachen jedoch die dynamischen Lasten des Verkehrs, so dass der Berechnung der statische Lastfall zugrunde liegt [HOPMANN, 1996]. Grundlegende theoretische Überlegungen im Hinblick auf die Entwicklung einer viskoelastischen Mehrschichtentheorie sind in [BJÖRKLUND, 1984] enthalten.

VEROAD (Visco-Elastic Road Analysis Delft) [HOPMAN, 1996], [NILSSON, OOST, HOPMANN, 1996] ist ein Mehrschichtenprogramm, das die Viskoelastizität des Asphaltes und die dynamische Belastung berücksichtigt. Als Input der Belastung werden die Größe der Lastfläche und der Kraft sowie die Geschwindigkeit benötigt. Zur Berechnung der Spannungen und der Dehnungen sowie der Verschiebungen werden weiterhin die Schichtdicken und die viskoelastischen Kennwerte der Schichtbaustoffe benötigt. Die Viskoelastizität wird mit dem Burgers-Modell beschrieben. Die vier viskoelastischen Kennwerte werden an Asphaltprobekörpern mit dem 4-Punkt-Biegeversuch ermittelt. Die Spannungen und die Dehnungen sowie die Gleitungen werden für das Mehrschichtensystem in Abhängigkeit von der Tiefe als Zeitfunktionen berechnet, wodurch z.B. die Spurrinnenbildung modelliert werden kann. Das Materialverhalten von Asphalt kann nach [GARTUNG, 1996] prinzipiell mit dem Burgers Modell beschrieben werden, jedoch wird die durch die Gesteinskornstruktur des Asphaltes bedingte Fließgrenze nicht berücksichtigt, ferner überschätzt das Modell in der Entlastungsphase das reversible Dehnungsverhalten. Weiterhin deuten Versuche auf ein Verfestigungsverhalten der Asphaltprobekörper hin, das von dem Modell nicht wiedergegeben werden kann [GARTUNG, 1996].

Das in [HOU, 1996] beschriebene Verfahren zur Berechnung der Spurrinnen besteht aus zwei Schritten:

- Berechnung der Spannungen innerhalb der Fahrbahnbefestigung infolge der Radbelastung mit Hilfe der elastischen Mehrschichtentheorie und
- Berechnung der zeitabhängigen viskosen Dehnungen infolge der berechneten Spannungen mittels der aus dem zweidimensionalen rheologischen Modell (Hou-Modell) abgeleiteten Spannungs-Dehnungs-Zeit-Gleichungen.

Der Berechnungsablauf ist in der Abbildung 6.17 dargestellt.

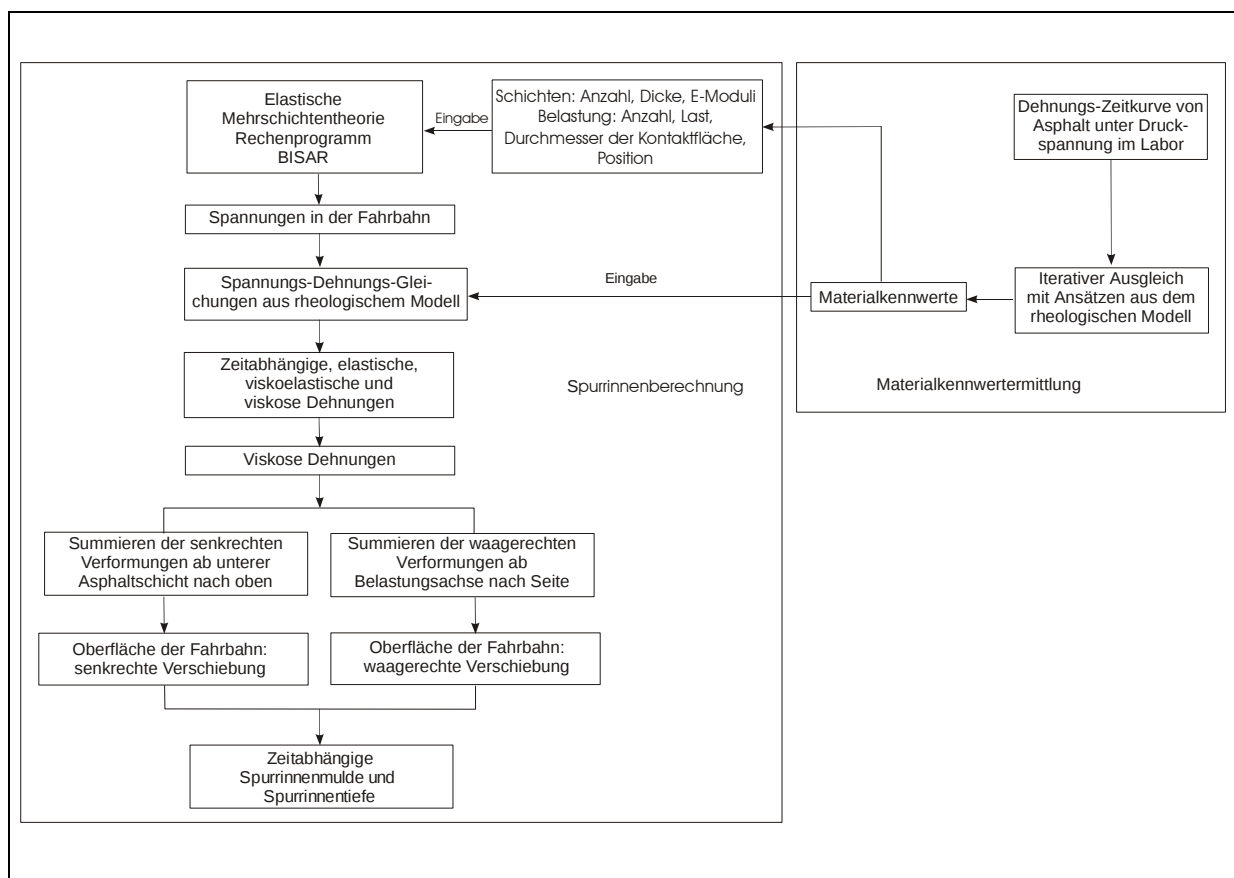


Abb. 6.17: Ablaufschema zur Berechnung der Spurrinnenbildung nach [HOU, 1996]

Die Berechnungen gehen davon aus, dass nur Vertikallasten auftreten, zwischen den einzelnen Schichten voller Verbund herrscht und die unter der Asphalt-schicht liegenden ungebundenen Schichten keinen Beitrag zu der Spurrinnenbildung leisten.

Während einer Radüberfahrt wird die Fahrbahnbefestigung nur sehr kurz belastet. Die dabei entstehende Dehnung ist überwiegend elastisch. Die viskoelastische und

die viskose Dehnung sind im Verhältnis zur elastischen Dehnung sehr gering. Sie haben kaum einen Einfluss auf die unter einer Radüberfahrt entstehenden Spannungen in den Schichten der Fahrbahn [WELLNER, GLEITZ, 1994]. Die Vereinfachung der elastischen Mehrschichtentheorie, d.h. das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Materials als elastisch anzunehmen, ist deshalb für die Berechnung der Spannungen zulässig [HOU, 1996]. Der Spannungszustand wurde in [HOU, 1996] mit dem BISAR-Programm [SHELL, 1972] in Anlehnung an [HILLS, BRIEN, VAN DE LOO, SOMMER, 1975] für eine Fahrgeschwindigkeit von 0,7 km/h und eine über die Tiefe konstante Temperatur berechnet. Die Normal- und die Schubspannungen in der Oktaederfläche (siehe Abschnitt 6.3.9) sind maßgebend für die irreversiblen Verformungen. Je größer die Schubspannung und je kleiner die Normalspannung in einem Punkt ist, desto größer ist dort die Neigung zur irreversiblen Verformung unter der Voraussetzung, dass der Reibungswiderstand des St.-Venant-Gliedes überwunden wird. Zwei Bereiche mit großer Schubspannung und kleiner Normalspannung wurden festgestellt [HOU, 1996]:

- die Schichten mit der Tiefe ab 50 mm im Bereich der Lastachse und
- der Rand der kreisförmigen Lasteinleitungsfläche in einer Tiefe von ca. 80 mm.

Nach der Überfahrt des Fahrzeuges verschwinden die elastischen und die viskoelastischen Dehnungen. Die zeitlichen Veränderungen der Dehnungsanteile unter den mit dem BISAR-Programm berechneten Spannungen wird auf der Oktaederfläche mit den für das Hou-Modell abgeleiteten Verformungsansätzen und den ermittelten Materialkennwerten berechnet. Die Gleichung zur Berechnung der viskoplastischen Dehnungen, lautet [HOU, 1996]:

$$\varepsilon_{iv} = (\gamma_{8v} + \gamma_{8vd}) \cdot \frac{\sigma_i - \sigma_8}{\tau_8} + \eta_v \cdot (\gamma_{8v} + \gamma_{8vd}) \quad (6.27)$$

mit:

i	[-]	Koordinaten x, y, z,
8	[-]	Oktaederfläche
γ	[%]	Scherdehnung,
γ_v	[%]	viskoplastische Scherdehnung,
γ_{vd}	[%]	zusätzliche viskoplastische Scherdehnung infolge des dynamischen Effekts,
η_v	[-]	Faktor für die Beziehung zwischen den viskoplastischen Volumen- und Scherdehnungen auf der Oktaederfläche,
σ	[MPa]	Normalspannung und
τ	[MPa]	Schubspannung.

Der Einfluss der Fahrgeschwindigkeit auf die viskoplastischen Dehnungen wurde durch variierte Belastungsfrequenzen berücksichtigt. Aus den viskoplastischen Dehnungen wird durch Summenbildung über kleine Fahrbahnelemente die viskoplastische Verformung und damit die Spurrinnenbildung berechnet. Die senkrechten und die waagrechten Verformungen der Fahrbahnoberfläche bilden die Spurrinnenmulde [HOU, 1996]. Ein Beispiel ist in der Abbildung 6.18 dargestellt.

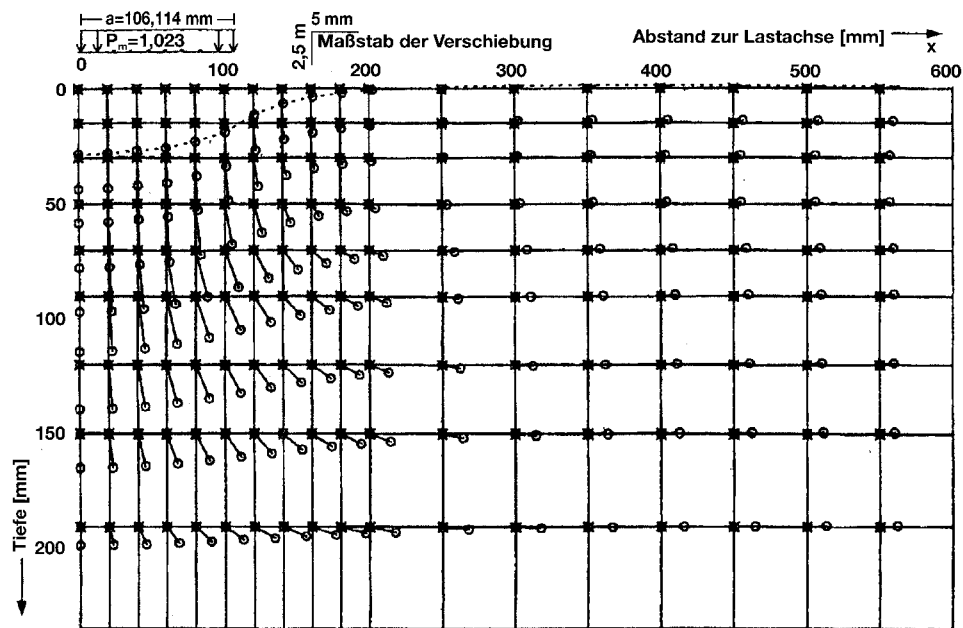


Abb. 6.18: Viskoplastische Verschiebung in verschiedenen Punkten der x-z-Ebene infolge einer Radlast nach 13500 Lastspielen [HOU, 1996]

6.4.2 Kälterisse

Zur Beschreibung des Widerstandes von Asphalt gegen tiefe Temperaturen kann das in Kapitel 5.1.3 und 5.1.5.1 Beschriebene als Ansatz verwendet werden. Weitergehende Informationen sind [ARAND, LORENZL, 1995] zu entnehmen.

6.4.3 Ermüdungsrisse

Der Widerstand gegen Ermüdung wird zur Zeit durch das Garton-Modell beschrieben. Erläuterungen sind dem Kapitel 6.3.10 zu entnehmen.

7. Mess- und Auswertemethoden

Messmethoden zur Bestimmung der mechanischen Eigenschaften von Asphalt werden in diesem Abschnitt beschrieben. Die Eigenschaften werden an Probekörpern ermittelt, die entweder im Laboratorium hergestellt oder aus einer Straßenbefestigung gebohrt oder geschnitten worden sind.

Bei der Bestimmung der Materialkennwerte wird der Probekörper im Labor in einer Belastungseinrichtung Beanspruchungen ausgesetzt, die denjenigen in der Straßenbefestigung unter Verkehr ähnlich sein sollen. Die Reaktionen hierauf sind zu erfassen (Reaktionskräfte, Verformungen) und unter Einbeziehung der Probekörperabmessungen in Materialkennwerte umzurechnen. Dabei sollten die Belastungseinrichtungen je nach der zu ermittelnden Materialeigenschaft möglichst einfache Lastfälle simulieren. Es ist also ein definierter Spannungszustand anzustreben.

Die Beanspruchung sollte dabei sowohl in ihrem zeitabhängigen Verlauf als auch in der Höhe der Beanspruchung in Straßen unter Verkehr angepasst sein. Die meisten Bemessungsrechnungen basieren auf der Elastizitätstheorie und dem statischen Lastfall. Diese Rechenmechanismen verlangen als Eingabewerte außer den die Geometrie beschreibenden Schichtdicken E-Moduln und Querdehnzahlen. Sie können nur als konstante, von der Belastungsgeschwindigkeit unabhängige Werte eingegeben werden, wenn auch berücksichtigt werden muss, dass wegen der Temperaturabhängigkeit dieser Eingabewerte die Rechnung für jede Temperatursituation gesondert durchgeführt werden muss. Werden die Eingabewerte E-Modul und Querdehnzahl nun bei zeitabhängigen Spannungen und Verformungen ermittelt, die denen in Straßen unter Verkehr entsprechen, so ist bereits durch die Methode der Bestimmung dem nichtelastischen Stoffverhalten Rechnung getragen, d. h. die geforderten Stoffeigenschaften müssen viskoelastisch bzw. viskoplastisch ermittelt worden sein, um das äquivalente Verhalten der Konstruktion mittels einer elastischen Theorie beschreiben zu können.

Eine Berücksichtigung der Temperaturabhängigkeit der Baustoffeigenschaften durch Untersuchungen bei variabler Temperatur ist selbstverständlich.

Im Folgenden werden die Grundversuche zur Bestimmung der rheologischen Funktionen beschrieben. Dabei wird auf die gültigen Technischen Regelwerke verwiesen.

7.1 Kälteverhalten

7.1.1 Statischer Spaltzugversuch

Mit dem statischen Spaltzugversuch können Spaltzugfestigkeiten und Dehnungen bestimmt und der statische E-Modul berechnet werden. Voraussetzung dafür ist die Erfassung der Querverformung während des Versuches.

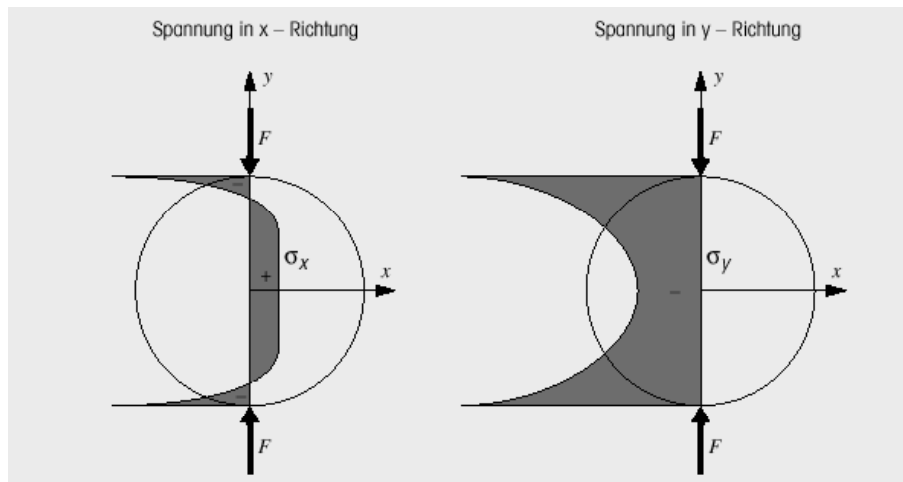


Abb. 7.1: Spannungsverlauf entlang der y-Achse eines elastischen Probekörpers

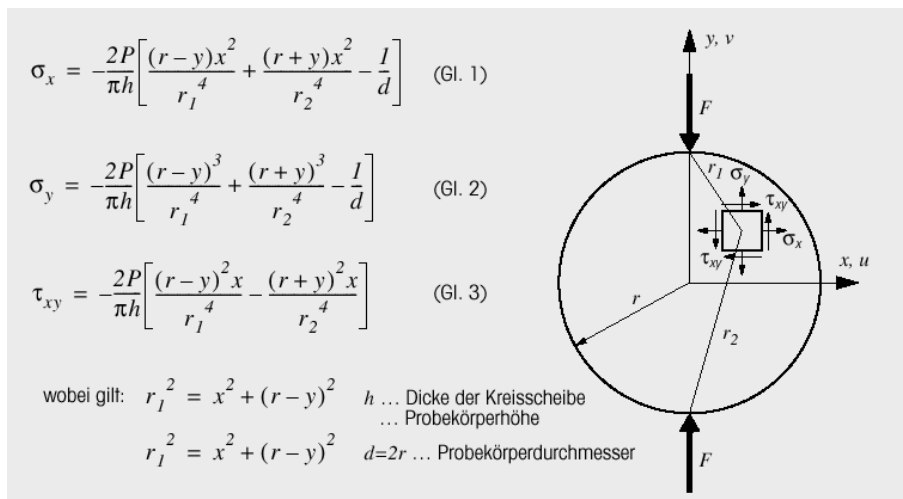


Abb. 7.2: Spannungsgleichungen und -definitionen beim Spaltzugversuch

Bei diesem Versuch wird ein waagrecht liegender zylindrischer Probekörper über seine Mantelfläche durch zwei diametral angeordnete Lasteintragsstreifen mit einer Druckkraft weggeregelt belastet, die senkrecht dazu eine Zugspannung im Probekörper hervorruft. Unter der Voraussetzung einer homogenen Spannungs-

verteilung und bei Betrachtung des Probekörpers als Kreisscheibe, entsteht ein zweiachsiger Spannungszustand. Die Zugspannung im mittleren Bereich des Querschnittes bewirkt bei Erreichen der Spaltzugfestigkeit das Zerstören des Probekörpers.

Aus der gemessenen Bruchlast kann die Spaltzugfestigkeit in der Probekörpermitte nach Gleichung 7.1 berechnet werden. Die Erfassung der Querverformung ermöglicht die Berechnung der Dehnungen (Gleichung 7.2) und des statischen Elastizitätsmoduls (Gleichung 7.3) bei Kenntnis der Querdehnzahl μ .

$$\sigma_{SZ} = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot h \cdot d} \quad (7.1)$$

$$\varepsilon_{Br} = \frac{2 \cdot u \cdot (1 + 3 \cdot \mu)}{\pi \cdot d \cdot (0,274 + \mu)} \quad (7.2)$$

$$E = \frac{F \cdot (0,274 + \mu)}{h \cdot u} \quad (7.3)$$

mit

F	[N]	Kraft,
h	[mm]	Probekörperhöhe bzw. Dicke der Kreisscheibe,
d	[mm]	Probekörperdurchmesser und
u	[mm]	Querverschiebung.

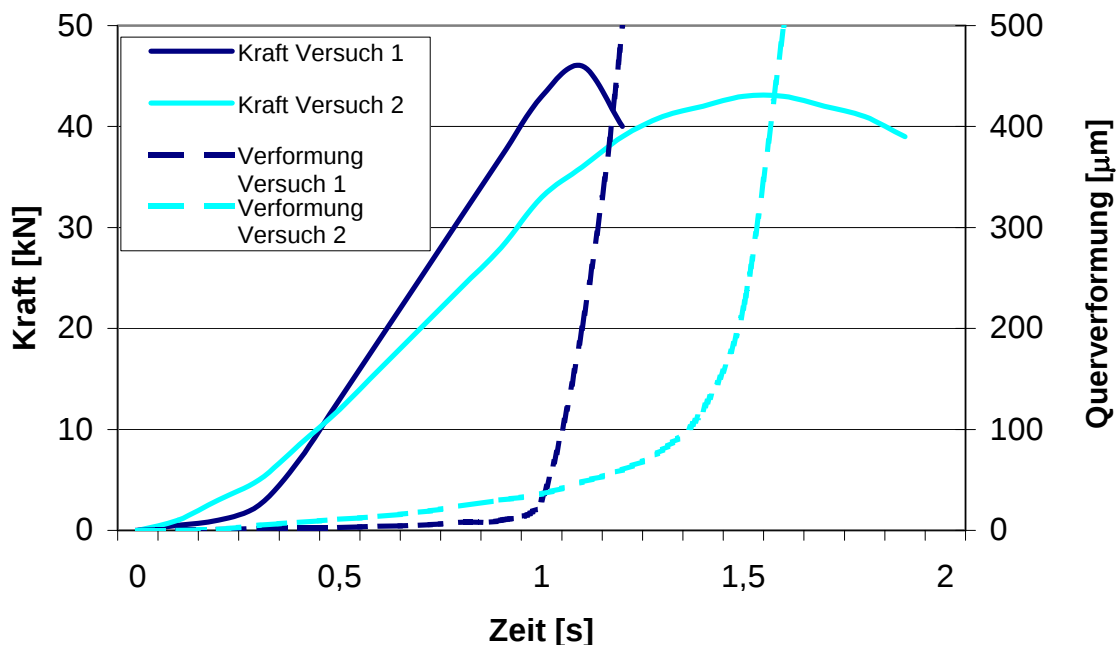


Abb. 7.3: Kraft-Verformungs-Verlauf beim statischen Spaltzugversuch

Bei der Ableitung der in Abbildung 7.2 enthaltenen Spannungsgleichungen wird von der Annahme ausgegangen, dass die Kraft als Linienlast in den Probekörper eingetragen wird. Infolge dieser Linienlast entstehen an den Krafteintragungsstellen theoretisch unendlich große Druckspannungen. Zur Verminderung der sehr hohen Druckspannungen wird daher die Last beim Versuch über Lastverteilungstreifen (Druckstreifen) eingetragen, die zwischen dem Belastungsstempel und dem Probekörper angeordnet sind. Dadurch wird die Linienlast über eine Fläche in den Probekörper eingetragen. Unter Verwendung der Scheibengleichung wurde die Spannungsverteilung in dem Probekörper infolge einer Flächenlast abgeleitet. Die Breite des Lastverteilungstreifens betrug 10 mm für den Probekörperdurchmesser von 150 mm. Die Gleichungen zur Berechnung der Normalspannungen im Probekörpermittelpunkt und auf dem Scheibenumfang sind in der Tabelle 7.1 zusammengestellt.

Tab. 7.1: Gleichungen zur Berechnung der Normalspannungen im Probekörpermittelpunkt und auf dem Scheibenumfang infolge einer Flächenlast

Koordinate	$\sigma_y =$	$\sigma_x =$
$x = 0, y = 0$	$-0,0127 \cdot F/h$	$+0,0042 \cdot F/h$
$x = 0, y = d/2$	$-0,1006 \cdot F/h$	$-0,1006 \cdot F/h$

7.1.2 Statischer Zugversuch

Ziel des Zugversuches ist die Ermittlung der maximalen Zugspannung (Zugfestigkeit) und der dabei maximal erreichten Dehnung (Bruchdehnung) bei verschiedenen Temperaturen.

Der Zugversuch wird bei verschiedenen Temperaturen (üblicherweise -25 , -10 , $+5$ und $+20^\circ\text{C}$) durchgeführt. Die Probekörper werden spannungsfrei auf die Prüftemperatur temperiert und anschließend mit konstanter Geschwindigkeit (1mm/min) in axialer Richtung gezogen.

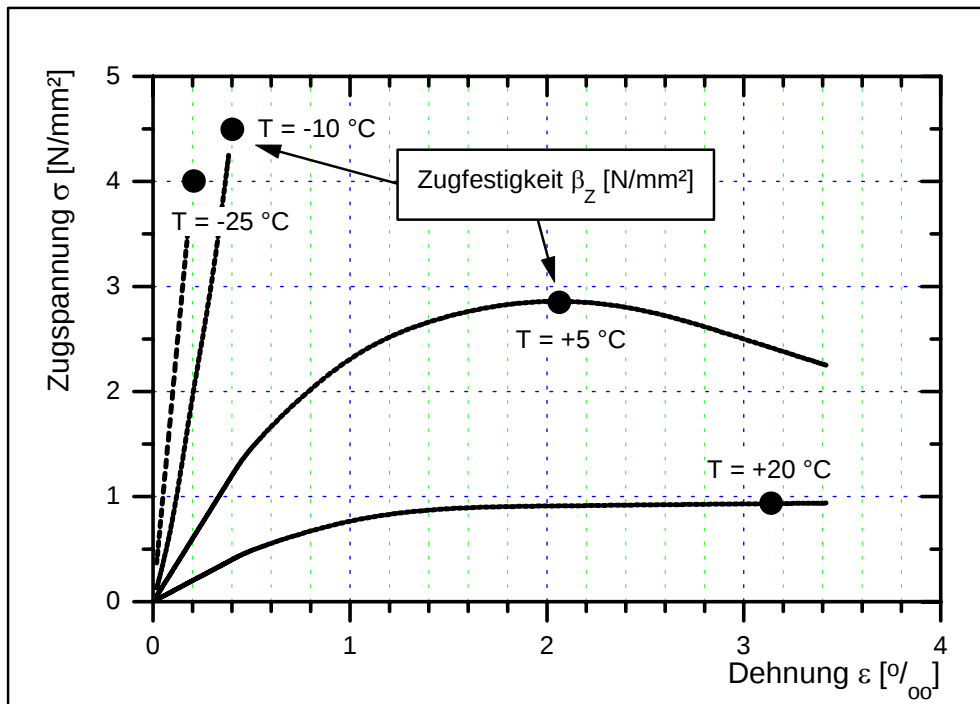


Abb. 7.4: Spannungs-Dehnungsbeziehung beim statischen Zugversuch

7.1.3 Abkühlversuch

Der Abkühlversuch gibt Aufschluss über die Fähigkeit des Materials zu viskosen Reaktionen. Der Probekörper wird im Abkühlversuch auf konstanter Länge gehalten und dabei kontinuierlich, ausgehend von +20°C, abgekühlt. Aufgrund des verhinderten Schrumpfens des Probekörpers treten im Material Spannungen in Abhängigkeit von der Temperatur und der Zeit auf. Mit Abnahme der Asphalttemperatur nehmen die Spannungen zu, bis sie schließlich die Zugfestigkeit erreichen.

In Verbindung mit den Zugfestigkeiten aus dem Zugversuch bei unterschiedlichen Temperaturen lässt sich die Zugfestigkeitsreserve ($\Delta\beta_z$) als Differenz der Abkühlkurve mit der durch einen Linienzug verbundenen Kurve der Zugfestigkeiten ermitteln.

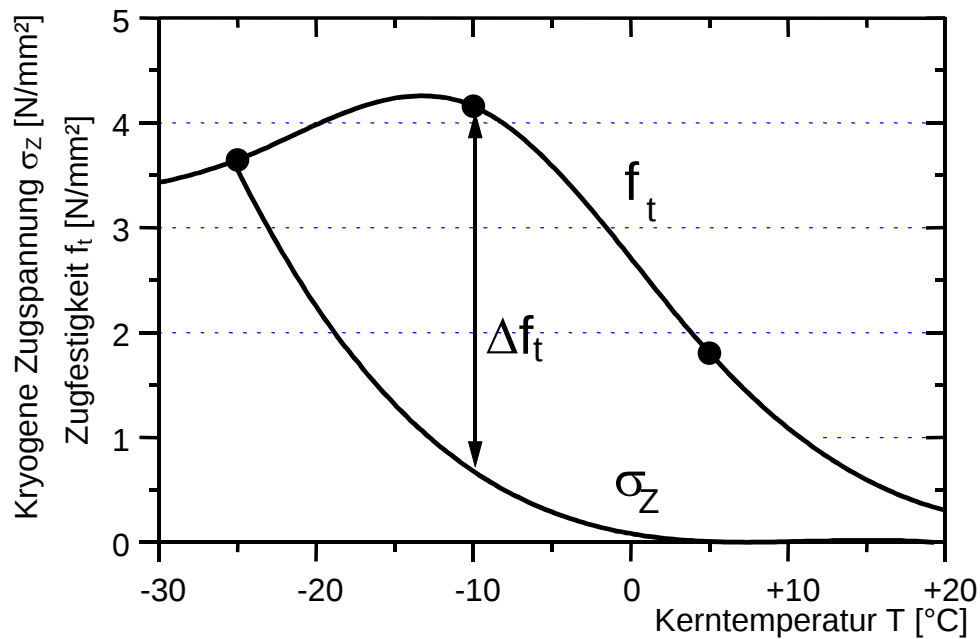


Abb. 7.5: Zugspannungen in Abhängigkeit von der Temperatur und Zugfestigkeitsreserve beim Abkühlversuch

7.1.4 Relaxationsversuch

Im Versuch wird der Probekörper bei verschiedenen Temperaturen (-25, -10, +5 und +20 °C) auf ein bestimmtes Maß gezogen und auf dem dabei erreichten Dehnungsmaß gehalten. Die Abnahme der Spannung (Relaxation) erfolgt über Fließprozesse im Material. Die Relaxationszeit t_R ist definiert als die Zeit, in der die Spannung auf das 1/e-fache der Ausgangsspannung abgesunken ist. Die Relaxationszeit kann bei tiefen Temperaturen Größenordnungen von mehreren Stunden oder sogar Tagen annehmen.

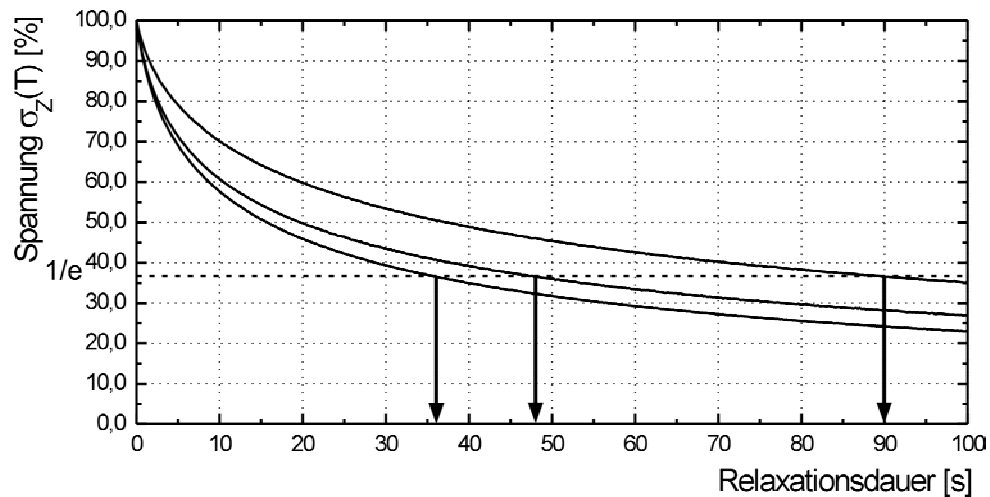


Abb. 7.6: Spannungs-Zeit-Kurve des Relaxationsversuches bei unterschiedlichen Materialien

7.1.5 Retardationsversuch

Der Retardationsversuch gibt Aufschluss über das Rückverformungspotential und die Zugviskosität (Viskosität aus dem Zugversuch) des Materials.

Der Probekörper wird axial auf ein konstantes Spannungsniveau gezogen und auf diesem so lange gehalten, bis die durch das Fließvermögen des Asphaltes anwachsenden Dehnungen eine bevorstehende Zerstörung ankündigen. Es schließt sich eine zweistündige Entlastung des Probekörpers an, in der die Rückverformungen festgehalten werden.

Die Versuchsergebnisse werden in einem Zeit-Dehnungs-Diagramm aufgetragen. Es ergibt sich für die Dauer der Belastung eine Kurve, die sich in drei Phasen unterteilen lässt. Die primäre ist durch eine spontane Anfangsdehnung und eine zunehmende Abflachung der Dehnungskurve gekennzeichnet. Die Dehngeschwindigkeit verringert sich und erreicht in der sekundären Phase ein konstantes Maß (stationäres Kriechen). Die Schädigung des Asphalts, die zum Bruch führen wird, kündigt sich im tertiären Bereich durch einen Anstieg der Kriechgeschwindigkeit an. Eine Schwierigkeit des Versuches liegt darin, die Zeiten so vorzugeben, dass sich der lineare Bereich voll ausprägt und die tertiäre Phase vor der Entlastungsphase beginnt. Keinesfalls soll der Probekörper vor der Entlastung reißen.

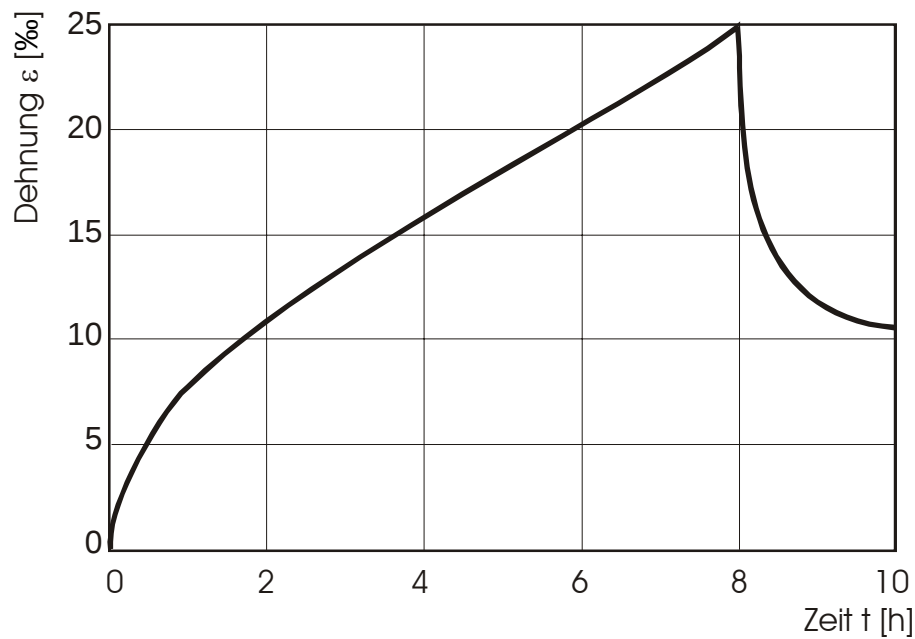


Abb. 7.7: Dehnungs-Zeit-Kurve des Retardationsversuches

7.2 Verhalten bei Wärme

7.2.1 Statischer Kriechversuch

Der axiale Kriechversuch unter statischer Belastung gehört in der Materialprüfung seit langem zu den häufig durchgeführten Versuchen, da damit auf einfache Weise das rheologische Verhalten eines Materials angesprochen wird. Beim statischen Kriechversuch wird auf einen zylindrischen Probekörper in der Regel eine gleichförmige Druckbeanspruchung in Richtung der Zylinderachse aufgebracht. Die axiale und radiale Formänderung wird in Abhängigkeit der Zeit gemessen. Die Spannungs-Dehnungsbeziehungen sind in folgender Abbildung dargestellt.

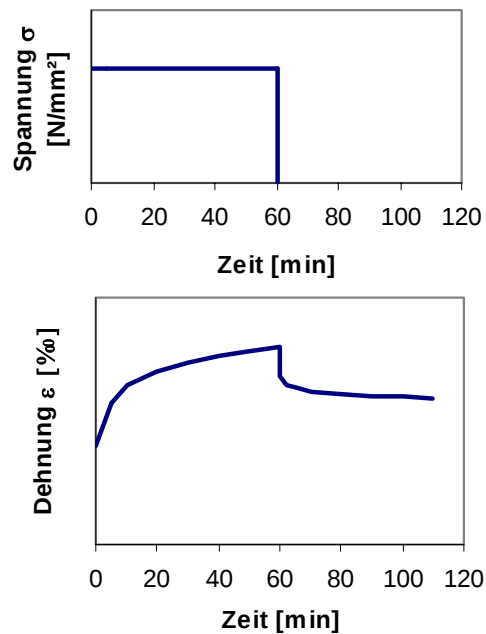


Abb. 7.8: Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus dem statischen Kriechversuch

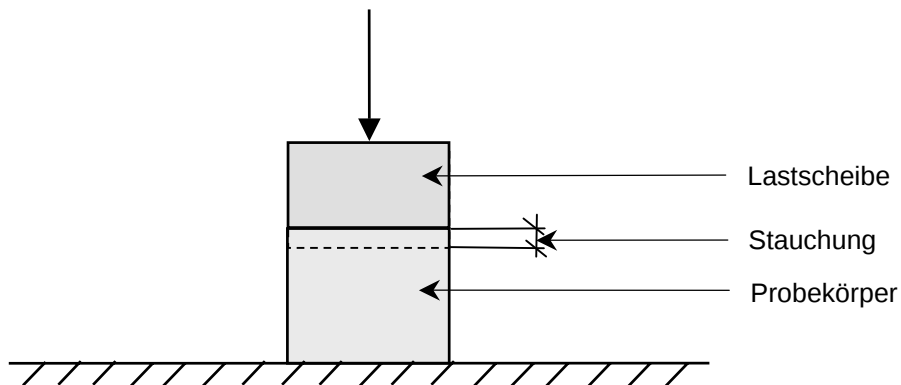


Abb. 7.9: Prinzipskizze des statischen Kriechversuches

7.2.2 Statischer Stempeleindringversuch

Der statische Stempeleindringversuch ist ein statischer Kriechversuch, bei dem ein Asphaltprobekörper (Würfel oder Zylinder) eingespannt (behinderte Seitendehnung) und axial durch einen runden Stempel belastet wird.

Es wird die Stempeleindringtiefe des Probekörpers in Abhängigkeit von der Belastungszeit gemessen. Mit Hilfe der daraus entstehenden Eindringkurve kann die Standfestigkeit des Asphaltes beurteilt werden.

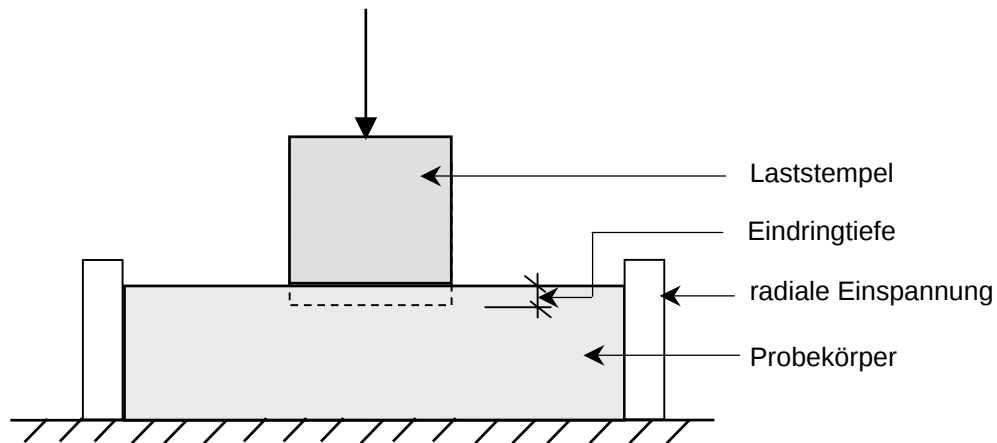


Abb. 7.10: Prinzipskizze des statischen Stempel Eindringversuches

7.2.3 Druckschwellversuch

Beim Druckschwellversuch wird eine Probe mit den Abmessungen eines Marshall-Probekörpers über die kreisförmigen Probekörperendflächen vollflächig dynamisch einaxial auf Druck beansprucht. Als Zielgröße zur Beschreibung des Verformungswiderstandes wird die irreversible axiale Verformung in Abhängigkeit von der Anzahl der Lastwechsel gemessen und mit Hilfe der Probekörperdicke in eine Dehnung umgerechnet.

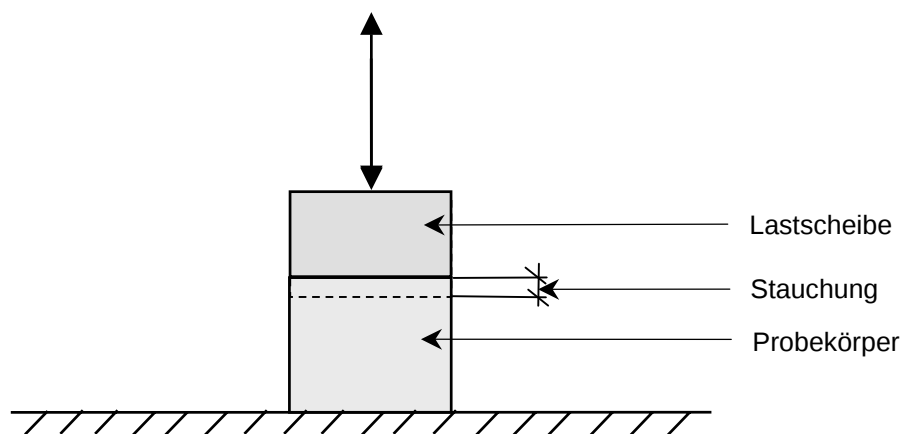


Abb. 7.11: Prinzipskizze des Druckschwellversuches

Als untere und obere Scheitelwerte der sinusimpulsförmigen (genauer: haversineimpulsförmigen) Druckschwellbelastung werden Druckspannungen von 0,025 MPa und 0,2 MPa für Walzasphalte für normale Beanspruchungen (z.B. Asphaltbeton) sowie 0,35 MPa für Walzasphalte für besondere Beanspruchungen (z.B. Splittmastix-

asphalt) angesetzt. Die Impulsdauer beträgt 0,2 s und die Pause zwischen zwei Lastimpulsen 1,5 s.

Der Versuch wird bei einer Asphaltkörpertemperatur von $T = + 50^{\circ}\text{C}$ durchgeführt.

7.2.4 Dynamischer Stempleindringversuch

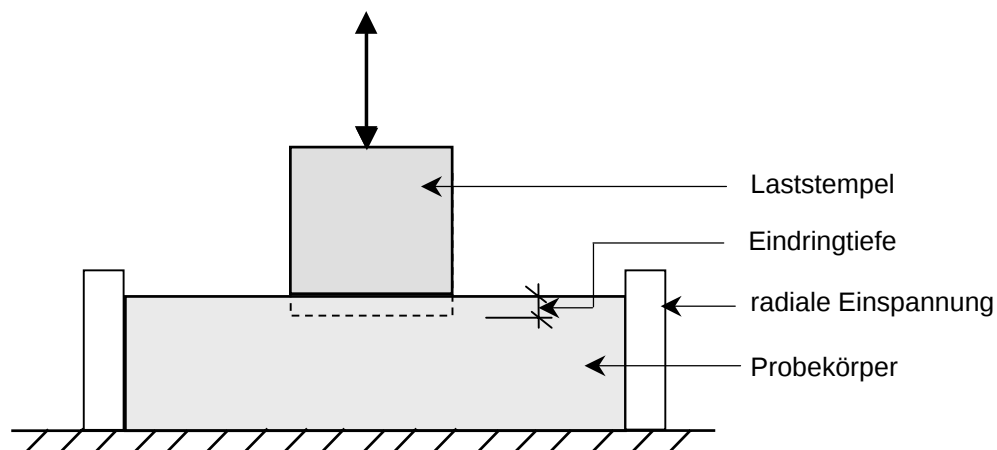


Abb. 7.12: Prinzipskizze des dynamischen Stempleindringversuches

Der dynamische Stempleindringversuch kann zur Ansprache des Verformungswiderstandes von Asphalt verwendet werden. Bei diesem Versuch wird i.d.R. ein zylindrischer Asphaltprobekörper radial eingespannt und in axialer Richtung durch einen runden Stempel wiederholt belastet (Druckschwellbelastung). Der Stempeldurchmesser ist dabei deutlich geringer als der des Probekörpers (Verhältnis $D_{\text{St}} : d_{\text{Pk}} = 1 : 2,5$). Die Stempleindringtiefe wird in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl und der eingetragenen Spannung zur Beurteilung des Verformungswiderstandes erfasst. Darüber hinaus wird nach jedem Lastwechsel die plastische Verformung des Probekörpers erfasst. Durch Summation dieser Verformungsanteile kann letztlich eine Impulskriechkurve aufgezeichnet werden, die ebenfalls Aussagen zum Verformungsverhalten des Probekörpers liefert.

7.2.5 Spurbildungsversuch

Beim Spurbildungsversuch wird ein Rad (Stahl oder Gummi) mit einer Breite von 47 mm bei einem Auflagegewicht von 700 N über die zu untersuchende Asphaltprobe hin- und hergerollt. Dieser Vorgang findet mit einer Frequenz von 53 Überrollungen pro Minute statt.

Die Messung der Spurrinnentiefe findet bei jeder Überrollung statt. Die vertikale Bewegung des Prüfrades der mittleren 100 mm der Rollstrecke wird ermittelt und aufgezeichnet.

Der Versuch wird nach 20.000 Überrollungen oder bei einer erreichten Spurrinnentiefe von 20 mm beendet.

7.2.6 Triaxialversuch

Der Triaxialversuch ist im Regelfall ein dynamischer Versuch, bei dem zusätzlich zu einer axialen Belastung analog dem dynamischen Druck-Schwellversuch periodisch eine variable radiale Druckspannung aufgebracht wird. In Zukunft soll der Probekörper auch in axialer Richtung gezogen werden. Der Triaxialversuch wird im Regelfall an zylindrischen Probekörpern durchgeführt, wodurch ein rotationssymmetrischer Spannungszustand erzeugt wird. Die radialen und axialen Spannungen sollen idealerweise im Betrag und zeitlichen Verlauf identisch sein mit einer in einer Asphaltsschicht auftretenden Spannung. Auf Grundlage der eingetragenen Spannungen und in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl entstandenen Dehnungen ist eine Modellierung des Stoffverhaltens vorzunehmen. Im Versuch sind die in der Straßenbefestigung auftretenden Beanspruchungszustände (große und kleine Hauptspannungen, Phasenverschiebung) bei allen möglichen Temperaturen möglichst wirklichkeitsnah zu simulieren. Die Probekörper weisen zur Zeit Abmessungen von 1:0,6 bis 1:3 auf. Grundsätzlich sollte die Endflächenreibung weitestgehend ausgeschlossen werden. Merkmalsgröße zur Beschreibung des Verformungswiderstandes des untersuchten Asphalts ist die irreversible einaxiale Dehnung nach bis zu 150.000 Lastwechseln.

Als Probekörper können sowohl im Laboratorium hergestellte Probekörper als auch Bohrkerne verwendet werden.

Die Probe wird auf eine starre kreisrunde Bodenplatte aufgelegt. Über der Probe befindet sich eine zweite Lastplatte, über welche die Asphaltprobe unter einen axialen Druck oder Zug gesetzt werden kann, siehe Abbildung 7.13.

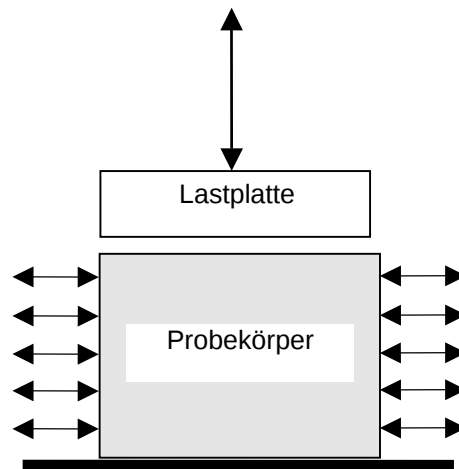


Abb. 7.13: Prinzipskizze des dynamischen Triaxialversuches

7.3 Ermüdungsverhalten

Zur experimentellen Ermittlung der Anzahl der ertragbaren Lastwechsel bis zum Erreichen eines definierten Zustandes (z.B. Mikro- oder Makrorissentstehung (vgl. Kap. 5.1.5.3)) oder des Bruches werden üblicherweise Wechsel- oder Schwellversuche durchgeführt. Die Versuche können kraftgeregelt (spannungskonstant) oder weggeregelt (dehnungskonstant) durchgeführt werden. Brown [BROWN, 1978] lieferte eine physikalische Begründung für die Festlegung der Versuchsbedingungen (kraftgeregelte bzw. weggeregelte Versuche). Die Straßenbefestigung als Gesamtsystem wird quasi kraftgeregelt belastet. Ist das Asphaltpaket sehr dick und somit sehr steif, so wird es kraftgeregelt beansprucht. Einem dünnen Asphaltpaket wird, durch die darunter liegenden ungebundenen Tragschichten, die eine im Verhältnis zum Asphalt wesentlich geringere Steifigkeit besitzen, eine Dehnung aufgezwungen. Monismith und Salam [MONISMITH, SALAM, 1971] gaben somit folgende Empfehlungen für die Annahme der Beanspruchung des Asphaltpaketes:

- Weggeregelte Beanspruchung für dünne Asphaltpakete ($< 50 \text{ mm}$),
- Kraftgeregelte Beanspruchung für dicke Asphaltpakete ($> 150 \text{ mm}$).

Die Ergebnisse beider Versuche konvergieren über die Formänderungsenergie.

7.3.1 Dynamischer Zugversuch

Mit diesem Versuch werden sowohl die kryogenen als auch die mechanogenen Zugspannungen berücksichtigt. Das bedeutet für die Beanspruchungsgrößen, dass aufgrund der temperaturlastbedingten Spannungen in der Asphaltbefestigung eine konstante Grundspannung vorhanden ist. Diese Grundspannung oder auch Unterspannung wird von den zyklisch auftretenden Spannungen aus der Verkehrsbeanspruchung überlagert und es entsteht eine Schwellbeanspruchung.

Mit dem dynamischen Zugversuch wird in Abhängigkeit der aufgetragenen Zugspannungen und der Asphaltkörpertemperatur die Anzahl der ertragbaren Lastwechsel ermittelt.

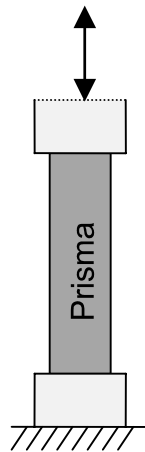


Abb. 7.14: Prinzipskizze des dynamischen Zugversuches

7.3.2 Dynamischer Spaltzugversuch

Das Ermüdungsverhalten sowie die Ermittlung von elastischer Verformung kann mit dem Spaltzugschwellversuch untersucht werden. Das Prinzip des Spaltzugversuches (Beanspruchungsschema) ist in der Abbildung 7.1 dargestellt.

Beim dynamischen Spaltzugversuchen kann von einem ein- oder zweiachsialen Spannungszustand ausgegangen werden, der in Abhängigkeit der wiederholt aufgetragenen Belastung nach einer Lastwechselzahl n zum Zugbruch führt.

Im Probekörpermittelpunkt treten die Hauptspannungen als Zug- und Druckspannungen auf. Der Quotient zwischen der Druck- und der Zugspannung beträgt bei

Annahme eines zweiachsigen Spannungszustandes 3. Dies bedeutet, dass ein Zugbruch nur auftreten kann, wenn die Druckfestigkeit des zu prüfenden Stoffes mindestens dreimal so groß wie seine Zugfestigkeit ist [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995]. Aus neueren Untersuchungen [BROWN, READ, 1996] und [SAID, 1996] kann gefolgert werden, dass der dynamische Spaltzugversuch bis zu einer Temperatur von 20 °C angewendet werden kann.

Der elastische Kennwert (E-Modul) kann für Asphalt gemäß der [EN 12697 – 26] aus den Untersuchungsergebnissen von dynamischen Spaltzugversuchen oder nach dem in [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995] beschriebenen Verfahren als Be- und Entlastungsmoduln berechnet werden. Diese Ausführungen zeigen, dass mit dem dynamischen Spaltzugversuch sowohl das Ermüdungsverhalten bezüglich des Widerstandes gegen Rissbildung als auch die viskoelastischen Eigenschaften (E-Modul) prüftechnisch angesprochen werden können.

7.3.3 Biegeversuch

7.3.3.1 Zwei-Punkt-Biegeversuch

Zur Beurteilung des Ermüdungsverhaltens von Asphaltsschichten wird mit dem Zwei-punkt-Biegeversuch der Lastfall einer überrollenden Achse simuliert. Der prismatische oder trapezoide Probekörper wird dem Bohrkern aus der Fahrbahnbefestigung in horizontaler Richtung parallel zur Überfahung entnommen und am unteren Ende fest eingespannt in die Versuchsanlage eingebaut. Über einen am Probekörperkopf angreifenden Schwingungserreger wird das obere Ende des Probekörpers normal zur Körperachse entweder ausschließlich in den Zugbereich (Schwellversuch) oder abwechselnd in den Druck- und Zugbereich (Wechselversuch) ausgelenkt. Die kraftgeregelte, sinusförmige Belastung ruft eine Biegezugbeanspruchung auf den Längsseiten des Probekörpers hervor, die am Ort des Momentenmaximums die Entstehung des bruchauslösenden Risses verursacht.

Während des Versuchs wird die horizontale Auslenkung des Probekörperkopfes sowie die Anzahl der Lastwechsel – üblicherweise werden sie mit einer Frequenz von $f = 25$ Hz aufgebracht – aufgezeichnet. Als Ergebnis des Versuchs wird aus der Auftragung der Auslenkung des Probekörperkopfes über der Lastwechselzahl die Lage des Wendepunktes, das Ende oder die Steigung des linearen Funktionsbereiches oder die Lastwechselzahl beim Erreichen einer bestimmten Auslenkung ermittelt.

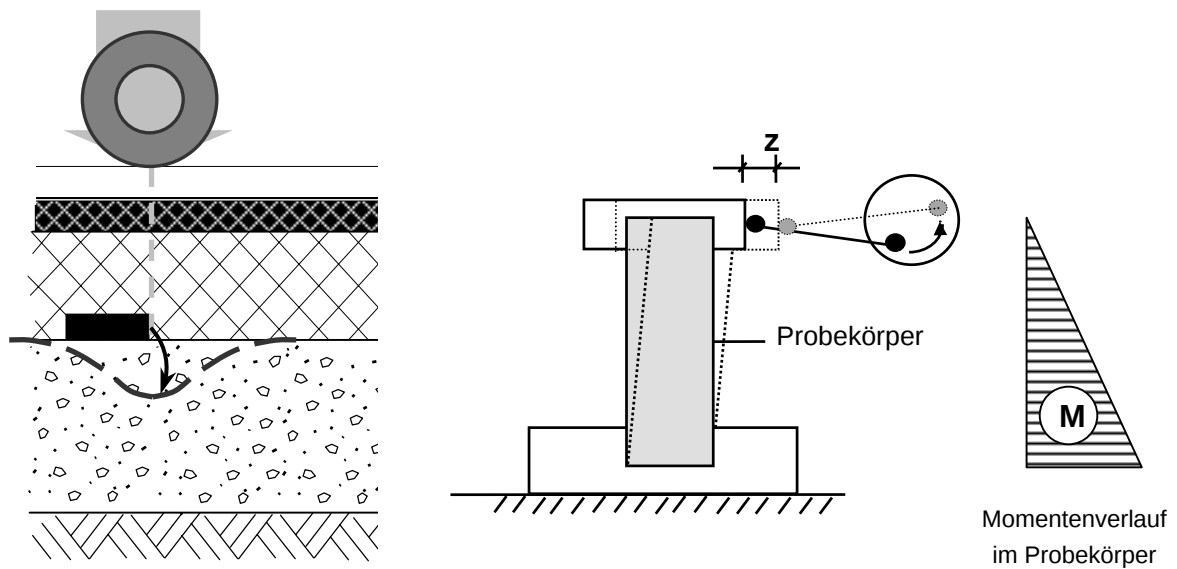


Abb. 7.15: Lastfall und Prinzipskizze des Zwei-Punkt-Biegeversuchs

7.3.3.2 Drei-Punkt-Biegeversuch

Der Drei-Punkt-Biegeversuch stellt ebenso wie der Zwei-Punkt-Biegeversuch die versuchstechnische Umsetzung des Lastfalls der die Asphaltdecke überfahrenden Achse dar, wobei durch die Berücksichtigung des dritten Punktes sowohl der Raum vor als auch hinter dem Rad betrachtet wird.

Üblicherweise wird der Drei-Punkt-Biegeversuch mit einer sinusförmigen Belastung von maximal 2,5 kN bei 10 Hz an prismatischen Probekörpern durchgeführt. Die Auflagerung ist frei drehbar.

Als Ergebnis des Drei-Punkt-Biegeversuchs gilt die Anzahl von Lastwechseln, die bezogen auf die anfängliche Durchbiegung in der Belastungsachse zu einer Verdoppelung dieser Größe geführt hat.

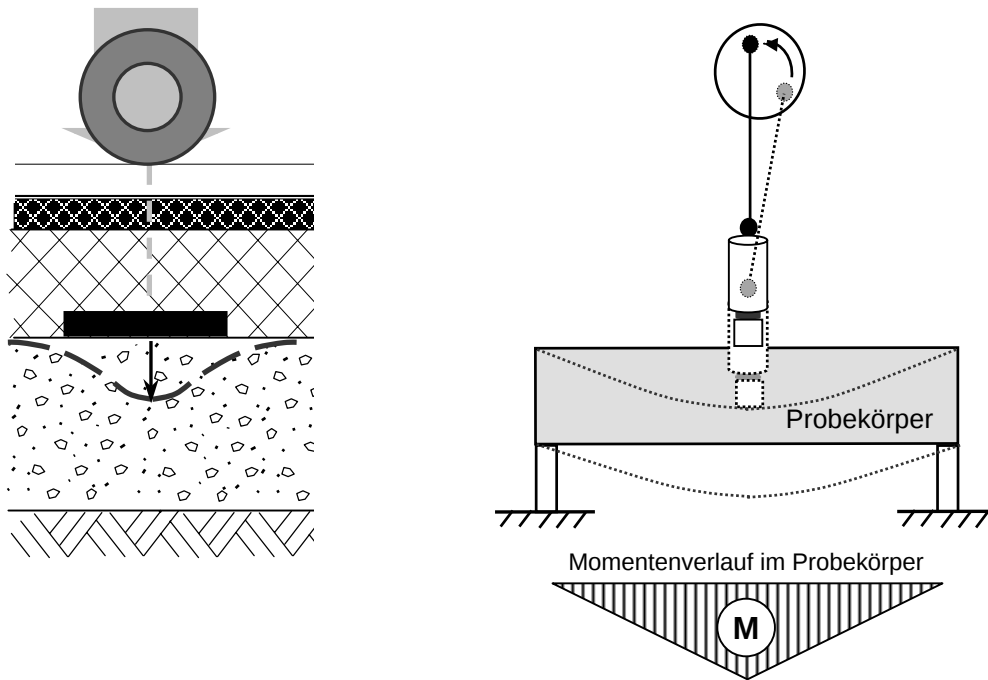


Abb. 7.16: Lastfall und Prinzipskizze des Drei-Punkt-Biegeversuchs

Die dynamische Biegebelastung erzeugt in dem Probekörper eine Durchbiegung, die während des Versuchsablaufes registriert wird. Ein Beispiel ist in der Abbildung 7.17 dargestellt.

Die im unteren Teil der Abbildung 7.17 dargestellten Hüllkurven weisen einen Wendepunkt zum Zeitpunkt t_w auf; die untere Hüllkurve wird als Impulskriechkurve bezeichnet. Zur quantitativen Beschreibung der Hüllkurven wurden Regressionsgleichungen entwickelt, die in [GRÄTZ, PAULMANN, 1987] aufgeführt sind. Aus der Regressionsgleichung der Impulskriechkurve können die Wendepunktkoordinaten Zeit t_w und Durchbiegung w_w berechnet werden. Diese Wendepunktkoordinaten sind ein Maß für das Zeitfestigkeitsverhalten des Asphaltes.

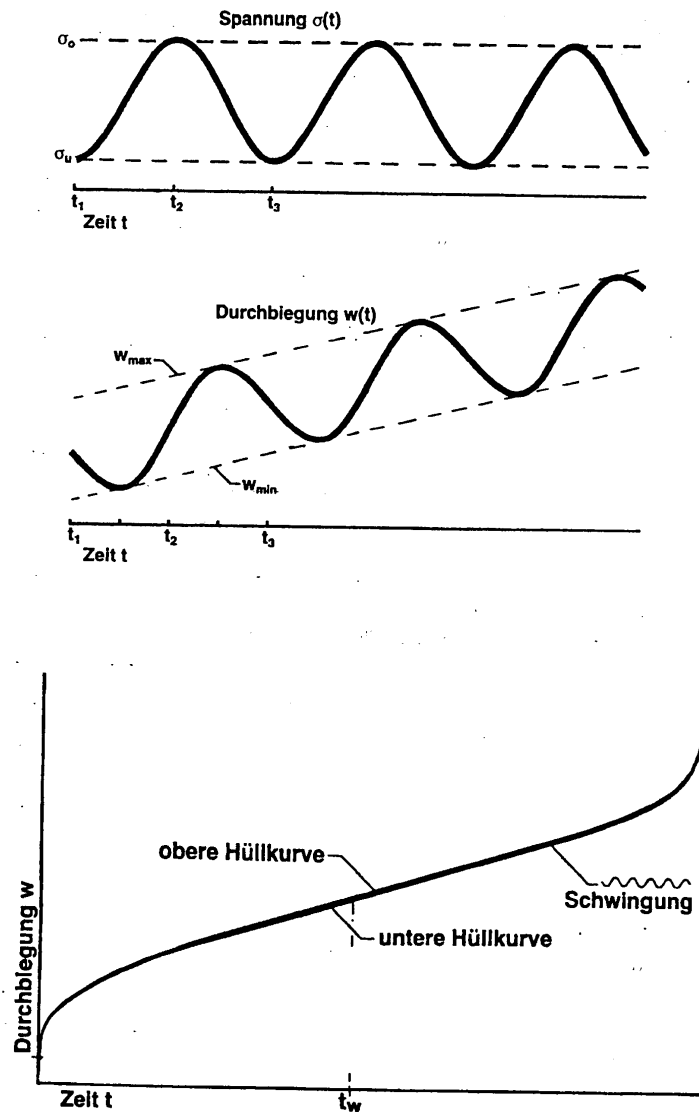


Abb. 7.17: Verlauf der Spannung und der Durchbiegung in Abhängigkeit von der Zeit bei einem Biegeschwellversuch [GRÄTZ, PAULMANN, 1987]

7.3.3.3 Vier-Punkt-Biegeversuch

Der sehr aufwendige Vier-Punkt-Biegeversuch wird an prismatischen Probekörpern durchgeführt, deren Länge mindestens die achtfachen Ausmaße der maximalen Stirnflächenkantenlänge aufweisen muss. Daraus resultieren üblicherweise Balkenlängen von rund 400 mm. Die Auflagerung ist frei drehbar.

Als Reaktion auf die sinusförmige Belastung wird die Durchbiegung des Balkens in Balkenmitte gemessen. Der Wert der Durchbiegung, der zum Abbruch des Versuchs

ches führen soll, muss in Abhängigkeit der Balkenabmessungen, der gewählten Last und Frequenz und des untersuchten Materials abgeschätzt werden.

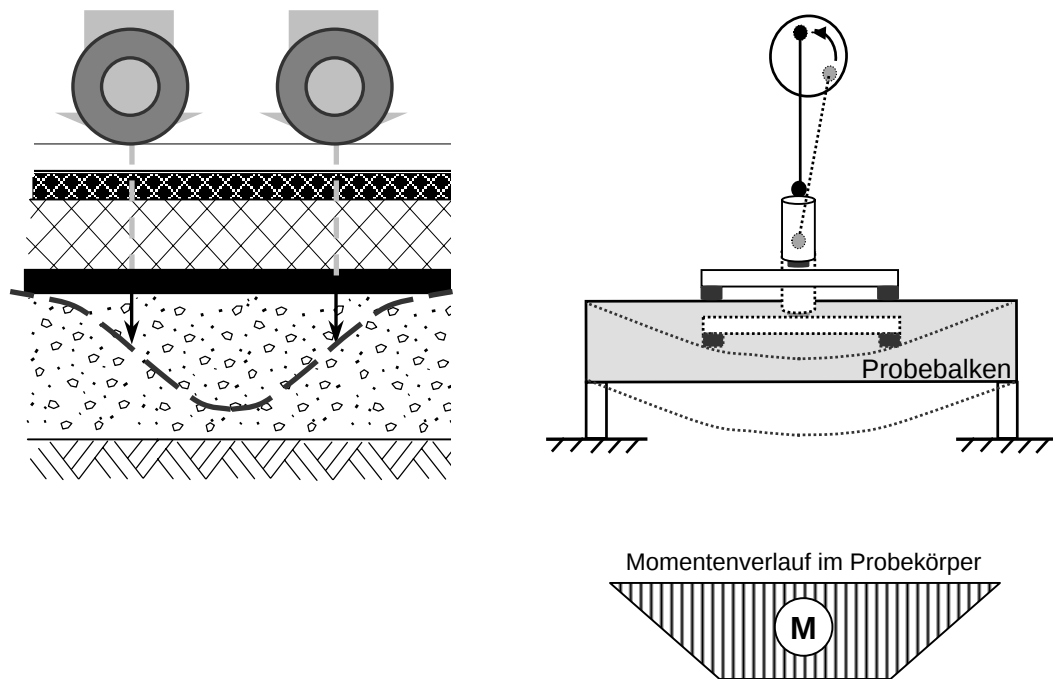


Abb. 7.18: Lastfall und Prinzipskizze des Vier-Punkt-Biegeversuchs

7.4 Sonstige Mess- und Auswertemethoden

7.4.1 Zug-Druck-Versuch

Im dynamischen Versuch wird der Probekörper einer sinusförmigen dynamischen Wechselbelastung ausgesetzt, dabei wird der absolute E-Modul bestimmt.

Eine am Probekörper der Masse m angreifende Kraft $P(t)$ beansprucht den Probekörper auf Zug-Druck (siehe Abbildung 4.7). Gemessen wird die Verschiebung am freien Ende des Probekörpers, welche um ϕ gegen die Kraft verschoben ist.

Über die Stoffgleichung für viskoelastische Stoffe

$$\sigma(t) = |E^*(t)| \cdot \varepsilon(t) \quad (7.4)$$

mit:

$\sigma(t)$	[Pa]	Spannungsfunktion,
$ E^*(t) $	[Pa]	Modulfunktion oder Relaxationsfunktion und
$\varepsilon(t)$	[-]	Dehnung,

erhält man aus den Messgrößen σ , ε , φ des dynamischen Versuches den komplexen E-Modul. Dieser Versuch ist nicht geeignet zur Bestimmung der Ermüdungseigenschaften.

7.4.2 Schubwechselversuch

Für den dynamischen Schubversuch wird die Versuchsanordnung so gewählt, dass in der Asphaltprobe eine überwiegende Schubverformung entsteht. Dazu werden zwei aus zylindrischen Probekörpern (in der Regel Bohrkerne oder Marshallprobekörper) gewonnene, gleich hohe Scheiben zwischen drei Stahlplatten geklebt. Die beiden äußeren Stahlplatten werden fest in die Prüfmaschine eingespannt. Über die mittlere Stahlplatte wird eine sinusförmige wechselnde Verformungsamplitude eingeleitet. Gemessen werden die an der mittleren Stahlplatte eingeleitete Verformung und die dafür aufgewendete Kraft. Mit Kenntnis der geometrischen Abmessungen des Probekörpers lassen sich die mittlere Schubspannung und der Gleitwinkel berechnen und damit der dynamische Schubmodul bestimmen. Der Phasenwinkel wird mit erfasst, so dass eine Aufspaltung in elastischen und viskosen Anteil vorgenommen werden kann. Bei Kenntnis der Querdehnzahl kann aus dem dynamischen Schubmodul der dynamische Elastizitätsmodul einfach berechnet werden.

Bei der Probekörperherstellung ist darauf zu achten, dass die Mindestabmessungen der Asphaltproben etwa dem dreifachen Größtkorn entsprechen und für das Verhältnis von Dicke zu Durchmesser einer Scheibe etwa 1:2 eingehalten wird. Der Biegeanteil an der Gesamtverformung ist dann mit etwa 10% (abhängig von der Querdehnzahl und der Schubspannungsverteilung) zu berücksichtigen.

Die Versuchs-, Mess- und Steuerungseinrichtung muss eine exakte Einhaltung der Temperatur, der Belastungsfrequenz und der Verformungsamplitude gewährleisten. In der Regel kann an einem Probekörper der dynamische Schubmodul im gesamten interessierten Temperatur- und Frequenzbereich ermittelt werden. Dabei ist darauf zu achten, dass die Schubspannung nicht zur Probekörperzerstörung führt, eine

Belastungsabhängigkeit nicht bemerkbar wird und der Messvorgang jeweils in kürzester Zeit abgeschlossen ist.

7.4.3 Großversuchsanlagen

In Großversuchsanlagen wird das Spannungs-Verformungs-Verhalten auf unter Verkehr liegenden Straßen zeitraffend durch den Einsatz von z.B. Impulsgebern oder Rundlaufanlagen im Dauerbetrieb bei kontrollierten Bedingungen untersucht. International werden zu diesem Zweck eine Vielzahl von Versuchsständen betrieben, um anhand der Ergebnisse Rückschlüsse auf Eigenschaften bestimmter Fahrbahnkonstruktionen oder Materialzusammensetzungen ziehen zu können und die Validierung von Stoffmodellen und deren Parametern zu ermöglichen (siehe Tabelle 7.2).

Die Bundesanstalt für Straßenwesen betreibt eine Modellstraße (siehe Abbildung 7.19) im Maßstab 1:1 zur Untersuchung der Bewährung von Bauweisen [KALISCH, H., 1998]. In eine 38 m x 7,5 m große und 3 m tiefe Betonwanne können dazu acht unterschiedliche Bauweisen mit den allgemein üblichen Straßenbaumaschinen eingebaut und anschließend mit Hilfe von Impulsgebern einer Dauerbelastung unterworfen werden. Zusätzlich kann der Grundwasserspiegel beliebig variiert und der gesamte Fahrbahnaufbau von der Oberfläche her stark gefrostet oder erhitzt werden, um auf diese Weise verschiedene Jahreszeiten mit Frost- und Tauperioden zu simulieren.

Die hydraulischen Impulsgeber belasten die Modellstraße über einen gedämpften, runden Stempel mit einer Geschwindigkeit von 145 Impulsen pro Minute und simulieren damit innerhalb von einem Monat rund 1 Mio. Lkw-Überfahrten bei 60 km/h. Um die Belastungssituation auf der Straße möglichst praxisnah abzubilden, werden die Versuchsfelder entsprechend der unter realen Verhältnissen angetroffenen Quer- und Längsverteilung in einem Belastungsfeld von 1,80 m x 2,10 m beansprucht.

Tab. 7.2: Auswahl einiger Großversuchsanlagen für Straßenprüfungen

lfd. Nr.	Land	Institution/Standort	Rundlauf (R) Linearmaschine (L) Punktbelastung (P)	Halle (H) im Freien (F)	Fahrbahnlänge [m]	Breite bzw. Durch- messer [m]	max. Last [kN]	max. Geschwindig- keit [km/h]	Klimatisierung [°C]
1	CH	ETH Zürich	R	F	100	32,0	80	80	–
2	SK	VUIS Bratislava	R	F	100	32,0	65	50	–
3	D	Shell AG Hamburg	L	F	60	–	20	50	–
4	F	LRPC Nancy/Pont-à-Mousson	R	F	75	24,0	74	60	–
5	F	LCPC Nantes	R	F	110	35,0	80	100	–
6	NL	Heidemaatschappij, Arnheim	R	F	63	20,0	40	50	–
7	PL	Forschungsinstitut Warschau	R	F	126	40,0	60	80	–
8	NZ	University of Canterbury	R	H	58	19,7	60	50	–
9	USA	AASHO, Illinois	-	F		–	68	56	–
10	USA	State University, Pennsylvania	-	F	1600	–	40	80	–
11	USA	State University, Washington	R	F	80	25,4	50	80	–
12	SA	NIRR, Pretoria	L	F	9	–	100	20	–
13	USA	Dep. of Highways, Kentucky	R	H	11	3,6	16	15	klimat.
14	NL	Shell-Laboratorium, Amsterdam	R	H	9	3,0	18	20	bis 50
15	GB	University Nottingham	L	H	25	–	10	22	klimat.
16	USA	University of Illinois	R	H	15	4,8	16	25	bis 60
17	DK	TH Lyngby	L	H	30	–	65	30	-10/+40
18	SF	Neste Oy-Forschungszentrum Kulloo	R	H	11	3,5	100	30	-40/+40
19	GB	TRRL, Harmsworth	R	F/H	107	34,0	68	32	–
20	SF	Techn. Forschungszentrum Espoo	R	H	11	3,5	10	35	-5/+20
21	MEX	Univ. National, Mexico City	R	H	31	10,0	50	40	
22	D	STUVA, Köln	R	H	20	6,4	4	120	bis -6
23	USA	Esso Co. Withing (Indiana)	R	H	14	4,6	7,5	65	
24	S	Forschungsinstitut Linköping	R	H	17	5,5	15	70	-10/+40
25	D	BASf, Bergisch Gladbach	P	H	38	7,5	60	–	-22/+30

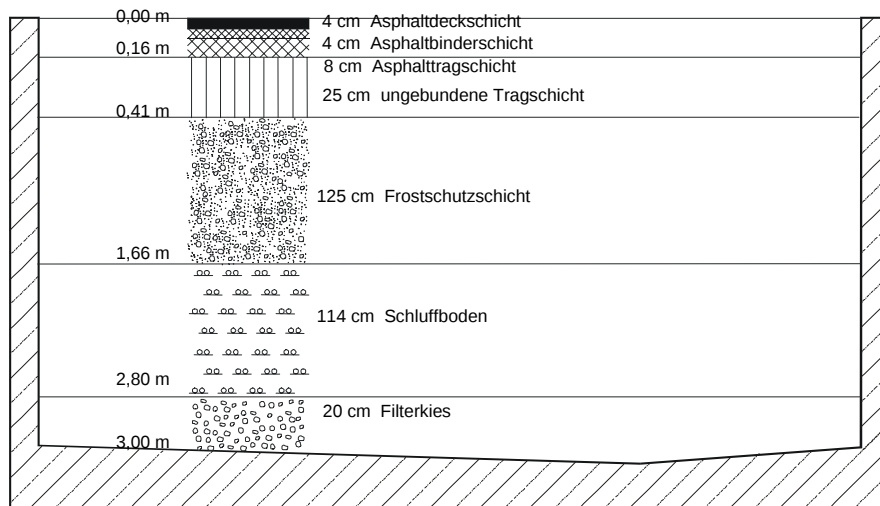


Abb. 7.19: Aufriss der Modellstraße bei der Bundesanstalt für Straßenwesen

Im gesamten Fahrbahnkörper der Modellstraße können Messgeräte zur Erfassung von Kräften, Dehnungen und Temperaturen untergebracht werden, so dass das Verhalten der Straßenkonstruktion nicht allein über die Ausbildung der Setzungsmulde beurteilt werden muss. Darüber hinaus können alle Versuchsfelder auch durch Fahrzeuge des Schwerverkehrs mit Geschwindigkeiten von rund 30 km/h überfahren und gleichzeitig die Reaktion der unterschiedlichen Bauweisen gemessen werden.

Auf einer Rundlaufversuchsanlage der Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen (STUVA [SCHREYER, 1993]), die ursprünglich für die Untersuchung von Fugenbewegungen zwischen Betonplatten entwickelt wurde, werden auch Asphaltoberbauten hinsichtlich ihrer Standfestigkeit getestet. Die Anlage besteht aus einer 10 m langen Achse, an dessen Enden zwei Räder befestigt sind, die mit bis zu 5 t Auflast die zu prüfenden Asphaltbauweisen beanspruchen können. Die Drehung der Achse kann Fahrgeschwindigkeiten von bis zu 100 km/h simulieren, wodurch eine Zeitraffung von 260 Tagen für 15 Jahre Straßenverkehr erreicht werden kann.

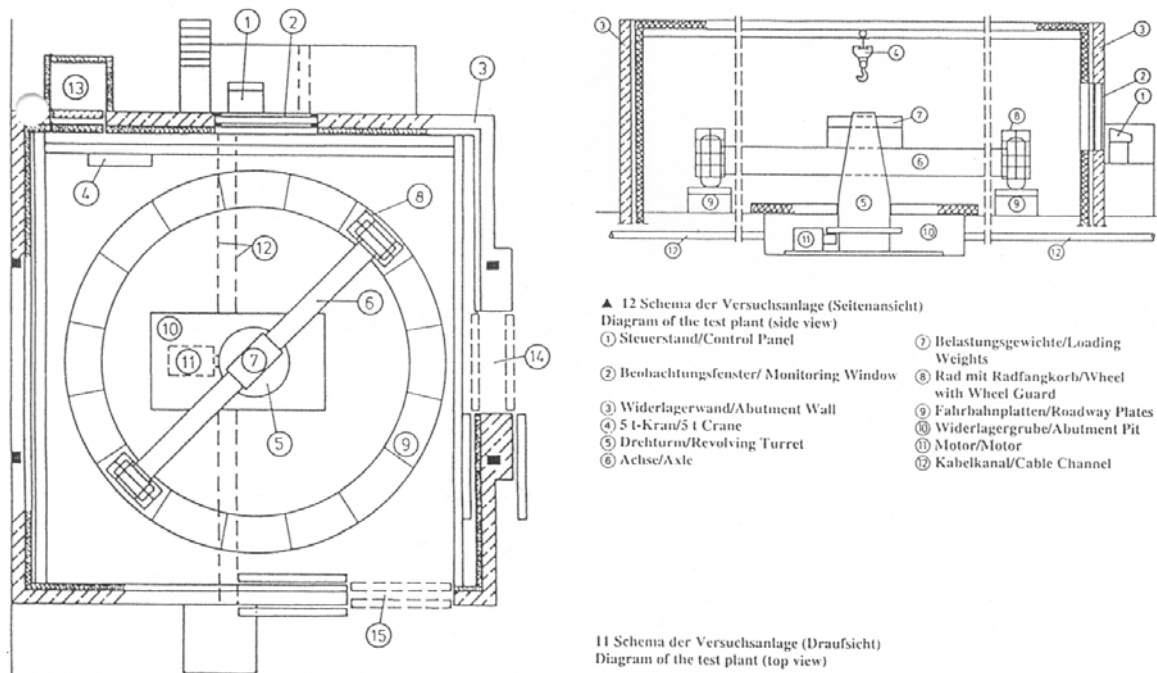


Abb. 7.20: Schema der Versuchsanlage der STUVA

Die Temperierung der Anlage erfolgt sowohl durch die Luft in der Versuchskammer als auch über Wärmetauscher in den Versuchsplatten unter dem eingebauten Asphaltoberbau, wodurch Prüftemperaturen jeweils von $T = -30\text{ °C}$ bis $T = +60\text{ °C}$ verwirklicht werden können. Nachteilig bei dieser Anlage ist, dass die Auflagerbedingungen (starre Unterlage) der zu prüfenden Asphaltplatten nicht mit den Auflagerbedingungen der Asphaltschichten in der Straßenbefestigung, d.h. in- situ übereinstimmt.

Als nachteilig ist an allen Rundlaufanlagen zu sehen, dass durch die dauerhafte Kurvenfahrt keine praxisnahe Verkehrssimulation erreicht wird und damit die Verformungsverhalten des Asphalts nicht exakt beschrieben werden kann.

7.4.4 Weitere Methoden

Die europäischen Ansätze sind zusammengestellt im Abschlussbericht der European Commission, Directorate General Transport unter dem Titel „Improvements in Pavement Research with Accelerated Load Testing“ [COST 347, 2002].

8. Schätzmethoden für den E-Modul von Asphalt

8.1 Nach Francken und Verstraeten

Auf der Grundlage der Asphalt-Rheologie ist es möglich, den E-Modul (Zug und Druck) von Asphalten (Aufbau des Gemisches aus Gesteinskörnungen nach dem Betonprinzip), und zwar den absoluten Modul $|E|$ (siehe Abschnitt 4.1), aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten rechnerisch zu bestimmen. Danach kann der E-Modul von Asphalt mit einer für die Praxis ausreichenden Genauigkeit abgeschätzt werden.

Nach Francken und Verstraeten [FRANCKEN AND VERSTRAETEN, 1974] ist:

$$|E| = R \cdot E_{\infty} \quad 0 < R \leq 1 \quad (8.1)$$

mit

$ E $	[N/mm ²]	absoluter Elastizitätsmodul
R	[-]	Reduktionsfaktor
E_{∞}	[N/mm ²]	Glasmodul.

E_{∞} ist der sogenannte Glasmodul, der bei sehr hohen Frequenzen und tiefen Temperaturen erreicht wird. Die Größe R ist eine Funktion $R(\text{Pen}, T_{\text{RK}}, T, f)$. Sie ist also abhängig von der Penetration Pen bei 25 °C, der Temperatur T_{RK} des Erweichungspunktes „Ring und Kugel“, der Temperatur T und der Belastungsfrequenz f beim dynamischen Versuch.

Es ist

$$E_{\infty} = 1436 \cdot 10^4 \cdot \left(\frac{V_g}{V_b} \right)^{0,55} \cdot e^{-0,0584 \cdot V_a} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (8.2)$$

mit

E_{∞}	[N/mm ²]	Glasmodul
V_a	[Vol.-%]	Hohlraumvolumen
V_b	[Vol.-%]	Bindemittelvolumen
V_g	[Vol.-%]	Mineralstoffvolumen.

Die einzelnen Volumina werden wie folgt berechnet:

$$\text{Hohlraumvolumen} \quad V_a = \left(1 - \frac{\rho_A}{\rho_{R,\text{bit}}} \right) \cdot 100 \quad [\text{Vol.-%}] \quad (8.3)$$

$$\text{Bindemittelvolumen} \quad V_b = \frac{\rho_A}{\rho_B} B \quad [\text{Vol.-%}] \quad (8.4)$$

$$\text{Mineralstoffvolumen} \quad V_g = \frac{\rho_A \cdot (100 - B)}{\rho_{R,M}} \% \quad [\text{Vol.-%}] \quad (8.5)$$

$$\text{Gesamtvolumen} \quad V_a + V_b + V_g = 100 \quad [\text{Vol.-%}] \quad (8.6)$$

mit

ρ_A	[g/cm ³]	Raumdicke des Asphaltmischguts
ρ_B	[g/cm ³]	Rohdicke des Bitumens
$\rho_{R,bit}$	[g/cm ³]	Rohdicke des Mischguts
$\rho_{R,M}$	[g/cm ³]	Rohdicke des Mineralstoffgemisches
B	[M.-%]	Bindemittelgehalt.

Auf der Grundlage der in folgender Tabelle angegebenen volumetrischen Kenngrößen für die Asphalte in Deckschicht, Binderschicht und Tragschicht können die Glasmoduln E_∞ nach Gleichung (8.2) wie folgt berechnet werden:

- Asphaltbeton : $E_\infty \cong 31.000 \text{ N/mm}^2$,
- Asphaltbinderschicht: $E_\infty \cong 35.000 \text{ N/mm}^2$,
- Asphalttragschicht: $E_\infty \cong 32.000 \text{ N/mm}^2$.

Tab. 8.1: Angesetzte Volumenanteile der Asphaltbeton-, Asphaltbinder- und Asphalttragschicht zur Berechnung der dynamischen Moduln nach Francken und Verstraeten

Schicht	Mineralstoff- volumen V_g [Vol.-%]	Bindemittel- volumen V_b [Vol.-%]	Hohlraum- volumen V_a [Vol.-%]
Asphaltbeton	82,5	14,0	3,5
Asphaltbinderschicht	85,0	9,5	5,5
Asphalttragschicht	84,0	9,0	7,0

In Abbildung 8.1 ist der Glasmodul E_∞ in Abhängigkeit vom Hohlraumvolumen V_a bei verschiedenen Werten für das Bindemittelvolumen V_b dargestellt. Zusätzlich sind Kurven gleichen Ausfüllungsgrades eingetragen. Der Ausfüllungsgrad A des Mineralstoffgemisches mit Bitumen ist definiert durch

$$A = \frac{100}{\frac{V_a}{V_b} + 1} \quad [\%]. \quad (8.7)$$

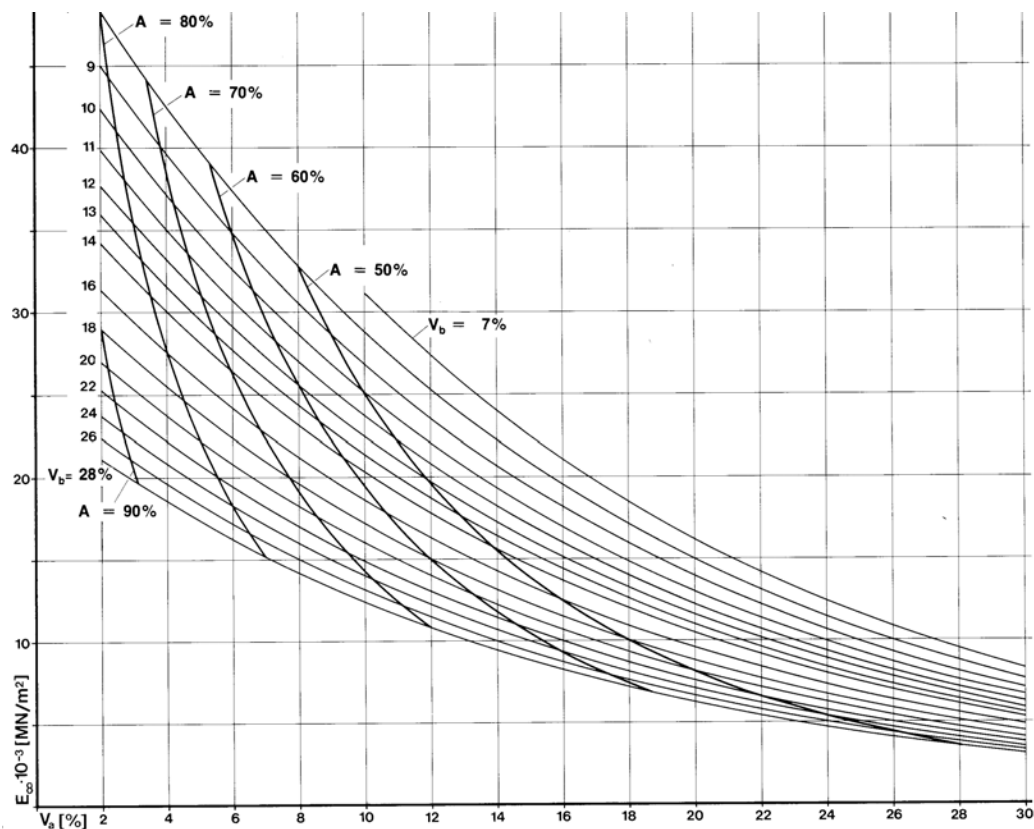


Abb. 8.1: Nomogramm zur Ermittlung des Glasmoduls E_∞ (siehe Gleichungen 8.1 und 8.2) [HÜRTGEN, 1982, B]

Die Abbildungen 8.2, 8.3 und 8.4 sind Nomogramme für R für die Frequenz 5, 10 und 20 Hz, berechnet nach den in [FRANCKEN and VERSTRAETEN, 1974] angegebenen Formeln. Dargestellt ist R in Abhängigkeit von der Temperatur bei verschiedenen Penetrationen zwischen $Pen = 0$ und $Pen = 200$. Dabei wurden jeweils die Temperaturen T_{RK} verwendet, die einem Penetrationsindex $P.I. = 0$ entsprechen.

Die Nomogramme für $P.I. = 0$ sind für eine näherungsweise Bestimmung von R ausreichend. Für von Null abweichende Penetrationsindizes wird zur genaueren Berech-

nung auf [FRANCKEN and VERSTRAETEN, 1974] verwiesen. Nach Abschnitt 4 ist der Modul $|E|$ bei $f = 10$ Hz als E-Modul für Asphalt zu verwenden, geltend für eine mittlere Fahrgeschwindigkeit von 60 km/h.

Die Genauigkeit der rechnerischen Ermittlung von Einzelwerten für $|E|$ aus Bindemittel- und Mischgutdaten wird gegenüber den Ergebnissen aus Zweipunkt-Biegeversuchen und Druckschwellversuchen mit einer Unsicherheit von ± 20 % geschätzt. Nähere Einzelheiten hierzu siehe [HÜRTGEN, 1982, B].

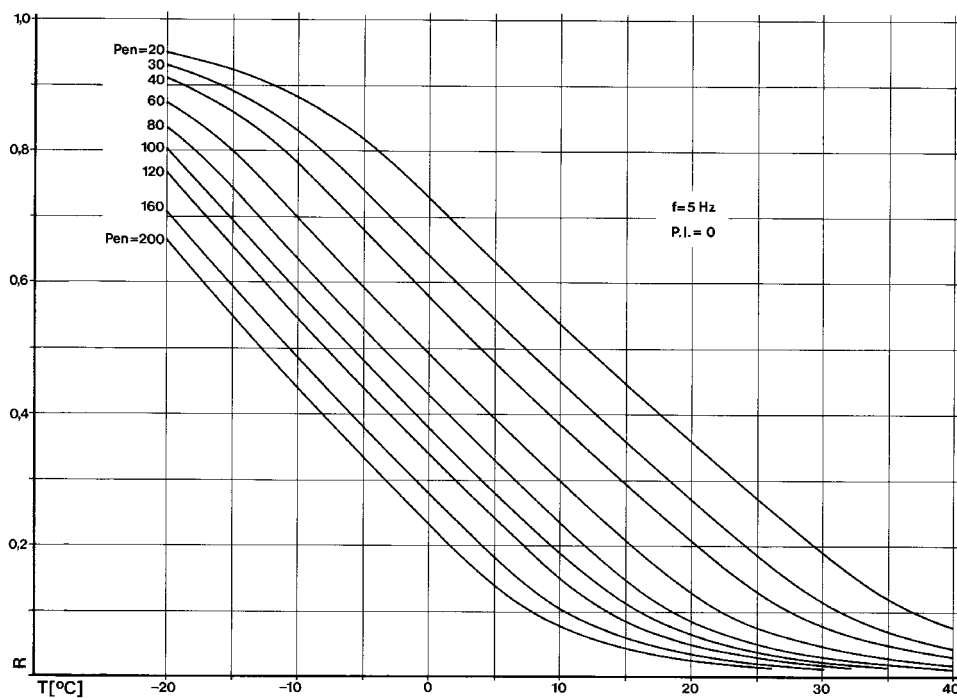


Abb. 8.2: Nomogramm zur Ermittlung von R bei $f = 5$ Hz (siehe Gleichung (8.1))

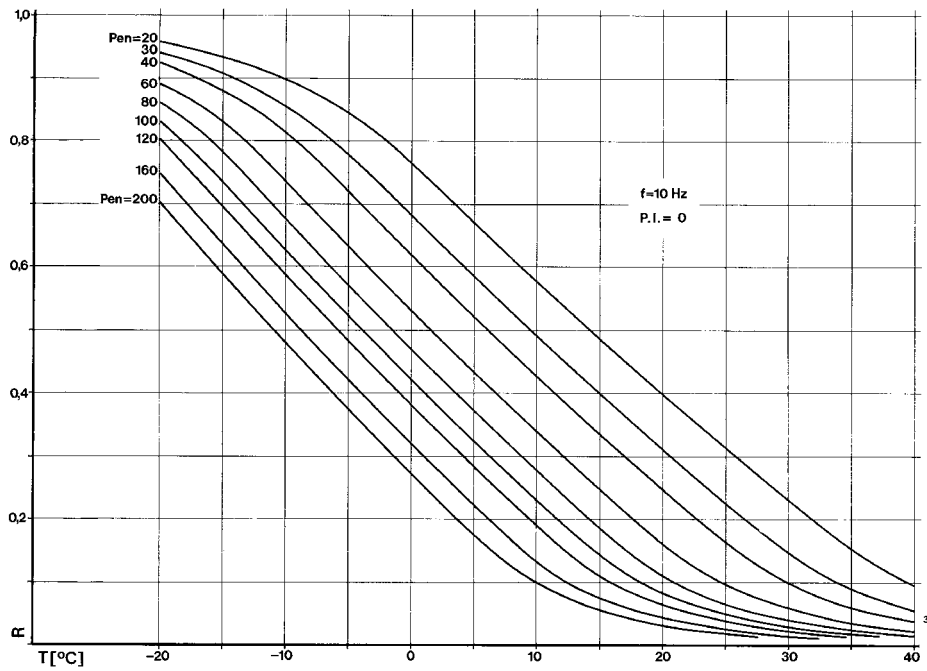


Abb. 8.3: Nomogramm zur Ermittlung von R bei $f = 10$ Hz (siehe Gleichung (8.1))

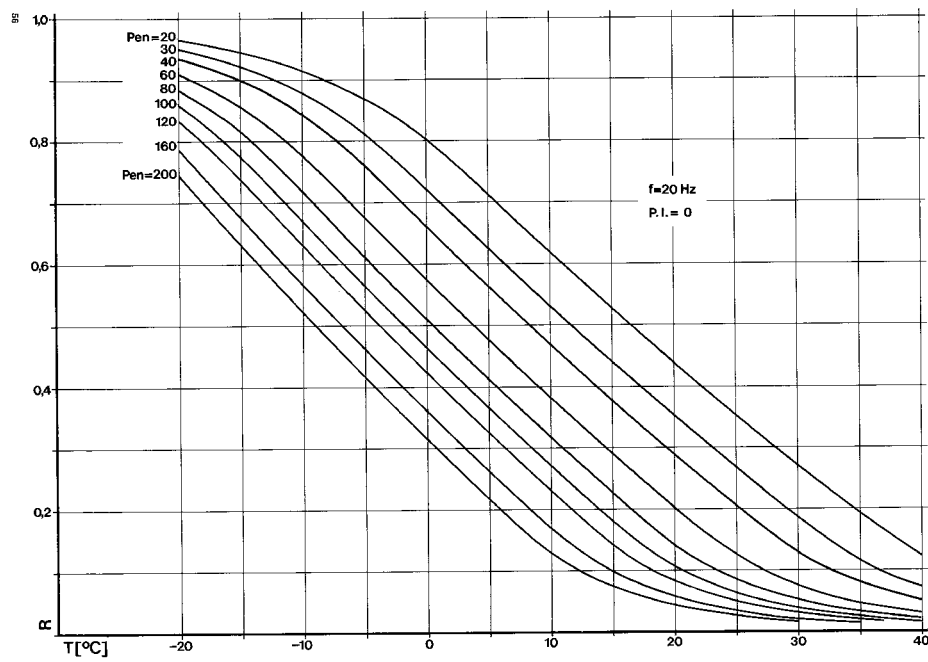


Abb. 8.4: Nomogramm zur Ermittlung von R bei $f = 20$ Hz (siehe Gleichung (8.1))

8.2 SHELL-Methode

Eine weitere Schätzmethode zur Bestimmung der dynamischen Steifigkeit von Bitumen und Asphalt sind die Shell-Nomogramme nach van der Poel und Heukelom. Der dort verwendete Begriff dynamische Steifigkeit (dynamic stiffness) ist identisch mit dem des absoluten Moduls $|E^*|$. Die Benutzung der Nomogramme ist in [DEUTSCHE SHELL AG, 1979] dargelegt. Zu den Nomogrammen existiert ein Computerprogramm PONOS, welches von PEATTIE und ULLIDTZ stark vereinfacht wurde [PEATTIE and ULLIDTZ, 1981]. Hiernach ist die Bitumensteifigkeit S_b :

$$|E_b^*| = 1,157 \cdot 10^{-7} \cdot t^{-0,368} \cdot e^{-P.I.} \cdot (T_{RK} - T)^5 \quad (8.8)$$

mit

$ E_b^* $ [N/mm ²]	absoluter Elastizitätsmodul des Bitumens
P.I. [-]	Penetrationsindex
T_{RK} [°C]	Temperatur des Erweichungspunktes „Ring und Kugel“
T [°C]	Temperatur
t [s]	Belastungszeit
(Beim dynamischen Versuch wird $t = 1/f$ angegeben).	

Der absolute Elastizitätsmodul $|E^*|$ ist

$$|E^*| = |E_b^*| \left(1 + \frac{2,5}{n} \cdot \frac{C_v}{1 - C_v} \right)^n$$

$$n = 0,83 \cdot \log \frac{4 \cdot 10^{-4}}{S_b}$$

$$C_v = \frac{V_g}{V_g + V_b}$$

(8.9)

mit

$ E^* $ [N/mm ²]	absoluter Elastizitätsmodul des Asphaltes
$ E_b^* $ [N/mm ²]	absoluter Elastizitätsmodul des Bitumens
C_v [-]	Mineralstoffvolumenkonzentration
n [-]	Exponent
V_b [Vol.-%]	Bindemittelvolumen
V_g [Vol.-%]	Mineralstoffvolumen.

Ein Vergleich mit dem Berechnungsverfahren von FRANCKEN und VERSTRAETEN (welches nach [HÜRTGEN, 1982, B] statistisch gesichert ist) ergab für den Fall eines Penetrationsindexes von P.I. = 0 und $f = 10$ Hz eine annähernde Übereinstimmung,

wenn für die Belastungszeiten $0,1 \leq t \leq 1$ s angenommen wird. Dies gilt jedoch nur bis $V_b = 10$ % und für Temperaturen $T \leq 30$ °C.

Eine Weiterentwicklung stellt das Programm BANDS 2.0 [SHELL, 1998] der Bitumen Business Group von SHELL dar.

9. Literaturverzeichnis

- [ARAND, 1981] Zum Relaxationsverhalten von Asphalten. Das stationäre Mischwerk 15, 4, 14 – 22.
- [ARAND, 1993] Gedanken zur Ermüdung von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt bei Kälte. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Universität Hannover, Heft 15.
- [ARAND, LORENZL, 1995] Einfluss der Bitumenhärte auf das Ermüdungsverhalten von Asphaltbefestigungen unterschiedlicher Dicke in Abhängigkeit von der Tragfähigkeit der Unterlage, der Verkehrsbelastung und der Temperatur; Teil 2. Schriftenreihe "Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik" des Bundesministers für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Heft 696, Bonn-Bad Godesberg.
- [BECKEDAHL, 1987] Zur Querunebenheitsentwicklung von Asphaltstraßen, Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau, Universität Hannover, Heft 7.
- [BECKEDAHL, GERLACH, u. a., 1991] Theoretische Berechnung der bleibenden Einsenkungsmulden infolge unterschiedlicher Lastkonfigurationen und –querverteilungen unter Berücksichtigung der Schichteinflüsse bei der Spurrinnenbildung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 603, BMV, Bonn.
- [BELLIN, 1993] Stand der Bitumen- und Asphaltforschung im amerikanischen SHRP-Programm, Straße und Autobahn, Heft 11.
- [BJÖRKLUND, 1984] Creep induced behaviour of resurfaced pavements, Bericht Nr. 271A, Statens väg- och trafikinstitut, Linköping.
- [BROWN, 1978] Material Characterisation for Analytical Pavement Design, Developments in Highway Pavement Engineering –1, Applied Science Publishers, London, pp 42-92, 1978.
- [BROWN, BELL, 1977] The Validity of Design Procedures for the Permanent Deformation of Asphalt Pavements, 4th Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, Ann Arbor, Michigan.
- [BROWN, READ, 1996] Practical Evaluation of Fatigue Strength for Bituminous Paving Mixtures, Eurasphalt & Eurobitume Congress, Strasbourg.

- [CHMELKA, 1972] Einführung in die Festigkeitslehre. Springer Verlag, Wien
- [CLAESSEN, EDWARDS, SOMMER, UGE, 1977] Asphalt Pavement Design, The Shell Method, 4th Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, Ann Arbor, Michigan.
- [COOPER, PELL, 1974] The effect of mix variables on the fatigue strength of bituminous materials. Transport and Road Research Laboratory Report 633, Crowthorne.
- [COST 324, 1997] Long Term Performance of Road Pavements, Final Report of the Action, European Commission Directorate General Transport, Brüssel, Luxemburg.
- [COST 347, 2002] Improvements in Pavement Research with Accelerated Load Testing, European Commission Directorate General Transport, Brüssel, Luxemburg.
- [DAVID, LÜCKE, 1976] Ein Ansatz zur Berechnung der bleibenden Verformungen auf der Straßenoberfläche, Bitumen, Heft 6.
- [DEUTSCHE SHELL AG, 1979] Nomogramme zur Ermittlung der Dynamischen Steifigkeit Von Bitumen und Asphalt, Hamburg.
- [DURTH, GRÄTZ, SUSS, 1995] Überprüfung praktischer Methoden zur Messung der Tragfähigkeit und Einschätzung der Restnutzungsdauer, insbesondere für Straßen auf dem Gebiet der neuen Bundesländer, FE 04.162, Versuchsanstalt für Straßenwesen der TH Darmstadt.
- [EN 12697 – 26] Bituminous mixtures – Test methods for hot mix asphalt – Part 23: Indirect tensile test on cylindrical specimens, fatigue, European Standard, Brussels, 2003.
- [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1976, A] Predictive Design Procedures VESYS, Users Manual. Report No. FHWA-RD-77-154, Washington D.C.
- [FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 1976, B] Sensitivity Analysis of FHWA Structural model VESYS II. Vol. 1 Preparatory and Related Studies, Report No. FHWA-RD-76-23, Washington D.C.
- [FRANCKEN, EUSTACCHIO, ISACSSON, PARTL, 1997] Recent activities of RILEM TC 152PBM “Performance of Bituminous Materials”. Eight International Conference on Asphalt Pavements (ISAP), vol. 1, pp 283 – 299, Seattle

- [FRANCKEN, VERSTRAETEN, 1974]
Methods for predicting moduli and fatigue laws of bituminous road mixes under repeated bending. Transportation Research Record 515, pp 114-123, Washington D.C.
- [GARTUNG, 1996]
Berechnung von Asphaltstraßen mit einem einheitlichen rheologischen Konzept einschließlich Schädigung. Bericht Nr. 96-82, Institut für Statik, Technische Universität Braunschweig.
- [GERLACH, BECKEDAHL, KÖHLER, ARAND, DÖRSCHLAG, LORENZL, 1993]
Prognose der maßgebenden Zustandsmerkmale für Asphaltstraßen im Rahmen des Erhaltungsmanagements, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 645, BMV, Bonn.
- [GIESEKUS, 1994]
Phänomenologische Rheologie, eine Einführung. Springer-Verlag Berlin, Heidelberg.
- [GRÄTZ, PAULMANN 1987]
Verformungs- und Zeitfestigkeitsverhalten von Tragschichtmischgut mit und ohne Zusatz von Asphaltgranulat bei Biegeschwellbeanspruchung im DYN-System VA, Bitumen, Heft 3.
- [HAGEMANN, 1980]
Ein Verfahren zur Beurteilung flexibler Fahrbahnbefestigungen unter Berücksichtigung von Festigkeitshypothesen für Asphalt. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffe und Materialprüfung der Universität Hannover, Heft 44, Hannover.
- [HERTEL, 1969]
Ermüdungsfestigkeit der Konstruktionen, Springer-Verlag, Berlin.
- [HEUKELOM, KLOMP, 1964]
Road design and dynamic loading. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 33, 1964, 92 - 115.
- [HILLS, BRIEN, VAN DE LOO, SOMMER, 1975]
Der Zusammenhang zwischen Spurbildungs- und Kriechprüfungen an Asphaltmassen, Straße und Autobahn, Hefte 1 und 2.
- [HOPMAN, 1996]
A visco-elastic analysis of asphalt pavement using veroad, Eurasphalt & Eurobitume Congress, Straßburg.

- [HOTHAN, 1986] Zum Einfluß der Zugspannungsaufnahmefähigkeit in ungebundenen Tragschichten auf die Anstrengung von Asphaltbefestigungen. Mitteilungen des Institutes für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau der Universität Hannover, Heft 4.
- [HOU, 1996] Analyse der bleibenden Verformungen des Asphaltes unter statischer und dynamischer Belastung zur Vorhersage von Spurrinnen, Dissertation, TH Darmstadt.
- [HUET, 1965] Etude par une methode d'impedance du comportement viscoelastique des materiaux hydrocarbones, Annales des Ponts et Chaussees, VI.
- [HÜRTGEN, 1982, A] Zum viskoelastischen und viskoplastischen Verhalten von Asphalt, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 361.
- [HÜRTGEN, 1982, B] Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten. Bitumen 44, 2, S. 52 - 58
- [HÜRTGEN, 1990] Dauerbelastungsversuche an Modellstraßen mit Hilfe von Impulsgebern. Schriftenreihe "Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik" des Bundesministers für Verkehr, Abteilung Straßenbau, Heft 581, Bonn-Bad Godesberg.
- [HÜRTGEN, 2000] Methoden zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften von Asphalt (Asphalt-Rheologie), Fachgebiet Konstruktiver Straßenbau im Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover, Mitteilungen, Heft 20.
- [HUSCHEK, 1977] Evaluation of Rutting due to Viscous Flow in Asphalt Pavements, 4th Int. Conf. on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 1, Ann Arbor, Michigan.
- [HUSCHEK, 1983] Zum Verformungsverhalten von Asphaltbeton unter Druck, Institut für Straßen-, Eisenbahn- und Felsbau an der ETHZ, Zürich.
- [HÜTTE, 1989] Die Grundlagen der Ingenieurwissenschaften, Springer-Verlag, Berlin.
- [KALISCH, 1998] Untersuchungen an Asphaltbauweisen mit wiederverwendeten Baustoffen in der ungebundenen Tragschicht des Oberbaus. Schlussbericht zum Forschungsprojekt 94 340, Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach.

- [KENIS, 1982] Justification for verification of the VESYS fatigue cracking model. Proceedings of the 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 2, Delft.
- [KENIS, SHERWOOD, McMAHON, 1982] Verification and Application of the VESYS Structural Subsystem. Proceedings of the 5th International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. 2, Delft.
- [KRASS, 1971] Kriechuntersuchungen an zylindrischen Asphaltprobekörpern. Veröffentlichungen des Institutes für Straßenbau und Eisenbahnwesen, Karlsruhe.
- [LEMPE, 1972] Dynamischer Schubmodul und Dauerschubfestigkeit bituminös gebundener Baustoffe - Ermittlung und Einfluß auf den Beanspruchungszustand bituminöser Straßenbefestigungen. - Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 130.
- [LEON, 1993] Über das Maß der Anstrengung bei Beton. Ingenieur-Archiv, Heft 9.
- [LEUTNER, RENKEN, LÜTHJE, 2000] Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen in Abhängigkeit vom Verdichtungsgrad, AiF-Forschungsvorhaben Nr. 11239, Braunschweig.
- [LORENZL, 1996] Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit von der Bindemittelviskosität, Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen, Heft 13, Braunschweig
- [MC ELVANEY, PELL, 1974] Fatigue damage of asphalt under compound-loading. Transportation Journal of A.S.C.E.
- [MINER, 1945] Cumulative damage in fatigue. Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, Nr. 3.
- [MOLERUS, 1985] Schüttgutmechanik, Springer-Verlag, Berlin/ Heidelberg/ New York/ Tokyo.
- [MONISMITH, SALAM, 1971] Fatigue of Asphalt Concret Mixes – Summary of Existing Information, American Society of testing and Materials (ASTM) Special Publication 508, Fatigue of Compacted Bituminous Aggregate Mixtures, ASTM, Philadelphia, pp 19-45, 1971.

- [NILSSON, OOST, HOPMAN, 1996]
Viscoelastic Analysis of Full-Scale Pavements – Validation of VEROAD, Transportation Research Record 1539, Washington.
- [PEATTIE, ULLIDTZ, 1981]
Simplified computing techniques for analysing flexible pavements. Proc. Instn. Civ. Engrs., Part 2, pp 185-196.
- [RADAJ, 1995]
Ermüdungsfestigkeit. Springer-Verlag, Berlin, Heidelberg.
- [RAITHBY, STERLING, 1972]
Some effects of loading history on the fatigue of rolled asphalt. TRRL Report LR 496.
- [RECKLING, 1967]
Plastizitätstheorie und ihre Anwendung auf Festigkeitsprobleme, Springer-Verlag, Berlin.
- [REINER, 1968]
Rheologie in elementarer Darstellung. Carl Hanser Verlag München.
- [REINHARD, 1973]
Ingenieurbaustoffe, Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin.
- [ROWE, 1993]
Performance of Asphalt Mixtures in the trapezoidal Fatigue Test, Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, Volume 62, S. 344 – 384, 1993.
- [SAID, 1996]
Fatigue and Stiffness Properties of Roadbase Layer using Indirect Tensile Test, Eurasphalt & Eurobitume Congress, Strasbourg.
- [SCHREYER, 1993]
Neue Großversuchsanlage zur praxisnahen Prüfung von Fahrbahneinbauten in Tunneln und Trögen (Rundlaufanlage). Tunnel 6/93, S. 359-369
- [SHELL, 1972]
BISAR, Computer Program (Bitumen Structures Analysis in Roads), Koninklijke Shell-Laboratorium, Amsterdam.
- [SHELL, 1978]
Shell Pavement Design Manual, London.
- [SHELL, 1998]
BANDS 2.0, User Manual, Bitumen Business Group, International Oil Products B.V.
- [SINES, 1959]
Behaviour of metals under complex static and alternating stresses, in: Sines, Waismann: Metal Fatigue, Mc Graw Hill, New York.
- [TAYEBALI, 1994]
Fatigue response of asphalt aggregate mixtures. Report A404, SHRP A003A.

- [THE ASPHALT INSTITUT, 1981]
Thickness Design Manual. 9th Edition, College Park, Maryland.
- [ULRICH, 1967] Elementare Festigkeitslehre, Verlag W. Giradet, Essen.
- [VAN DE LOO, 1976] Practical Approach to the Prediction of Rutting in Asphalt Pavements – The Shell Method, Transportation Research Board, Washington.
- [VAN DIJK, VISSER, 1977]
The energy approach to fatigue for pavement design. Shell Research B.V., Customer publication 244/76.
- [WEILAND, 1986] Verformungsverhalten von Asphaltprobekörpern unter dynamischer Belastung. Veröffentlichungen des Institutes für Straßen- und Eisenbahnwesen, Universität Karlsruhe (TH), Heft 32.
- [WELLNER, GLEITZ, 1994]
Auswirkung des Spannungs-Verformungsverhaltens ungebundener Straßenbaustoffe auf die Beanspruchung überbauender Schichten, Straße und Autobahn, Heft 5.



Herstellung und Vertrieb:
FGSV Verlag GmbH
50999 Köln · Wesselinger Straße 17
Fon: 02236 / 38 46 30 · Fax: 38 46 40