

**TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DRESDEN**

FAKULTÄT BAUINGENIEURWESEN, INSTITUT FÜR STADTBAUWESEN
UND STRASSENBAU, PROFESSUR FÜR STRASSENBAU

DISSERTATION

zur Erlangung des akademischen Grades
Doktoringenieur (Dr.-Ing.)

Korrelation von Elastizitätsmodul und Ermüdungsschädigung von Straßenbeton

Dipl.-Ing. Paul G. Bolz

betreut durch

Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Frohmut WELLNER

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Steffen MARX

Prof. Dr.-Ing. Jörn HÜBELT

16. Juni 2022

Danksagung

Die vorliegende Dissertation entstand während meiner Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter an der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden in den Jahren von 2017 bis 2022 und im Zuge der Bearbeitung des durch das Bundesministerium für Digitales und Verkehr, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, beauftragten Forschungsvorhabens *Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses* (FE 04.0306/2016/AGB) in der Zeit von 2019 bis 2021.

Mein Dank richtet sich daher in erster Linie an das Bundesministerium für Digitales und Verkehr sowie an die Bundesanstalt für Straßenwesen für die Möglichkeit, das o.g. Forschungsvorhaben sowie dessen Ergebnisse als Grundlage für diese Dissertation nutzen zu können. Namentlich erwähnen möchte ich hierbei Alexandra Spilker, Marko Wieland, Christoph Becker sowie Rosemarie Glenz, die mich sowohl fachlich als auch organisatorisch bei der Bearbeitung des Forschungsvorhabens begleiteten.

Danken möchte ich auch Prof. Frohmut Wellner in seiner Position als mein Doktorvater und Lehrstuhlinhaber der Professur für Straßenbau für seine allzeitige Unterstützung und seine fachliche Expertise hinsichtlich vielerlei, diese Dissertation betreffende Belange. Danke ebenso an Prof. Steffen Marx von der Technischen Universität Dresden sowie an Prof. Jörn Hübelt von der Hochschule Mittweida für ihr Engagement, als Gutachter für diese Dissertation zu fungieren.

Dank gebührt zudem Paul G. Lindner von der Gesellschaft für Akustikforschung Dresden mbH für die erfolgreiche und sehr gute Zusammenarbeit am o.g. Forschungsvorhaben sowie für die vielen Stunden der ertragreichen Diskussion über den Forschungsgegenstand betreffende Problemstellungen und Lösungsansätze. Ich danke Axel Riwe für die Zurverfügungstellung des von ihm erarbeiteten Prognoseverfahrens für diese Dissertation sowie für die langjährige, den Betonstraßenbau betreffende, fachliche Unterstützung. Andreas Rast von der Schwenk Technologiezentrum GmbH & Co. KG danke ich für die zuverlässige Hilfe bei der Her- und Bereitstellung der vielzähligen Betonprobekörper.

Mein Dank gilt all den Kollegen der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden, ohne die meine Zeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter auch abseits der Arbeit nicht derart schön und reich an Erinnerungen gewesen wäre. Zuletzt möchte ich meiner Familie und meinen Freunden dafür danken, dass sie mich auf dem langen und anstrengenden Weg unterstützten, der zu dieser Dissertation geführt hat.

Paul Gustav Bolz

16. Juni 2022.

Kurzfassung

Gegenstand dieser Dissertation ist die Etablierung des Elastizitätsmoduls als Parameter, der qualitative Aussagen über den Schädigungszustand des Baustoffs Straßenbeton ermöglicht. Zu diesem Zweck erfolgte eine systematische Ermüdung von labormaßstäblichen Betonprobekörpern bei zeitgleicher Messung des Elastizitätsmoduls mit Hilfe von unterschiedlichen Verfahren.

Im ersten Schritt wurde ein Versuchsprogramm entwickelt, mit dem Probekörper mittels des Spaltzug-Schwellversuchs gezielt in einen definierten Ermüdungszustand versetzt werden können. Hierfür wurde der Parameter des Grenz-Elastizitätsmoduls definiert, welcher, wenn er unterschritten wird, zum Pausieren des Versuchs führt. In diesen systematisch eingehaltenen Lastpausen erfolgten begleitende Untersuchungen der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenz zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls der Probekörper während des Ermüdungsvorganges. Es zeigt sich zwischen den Ergebnissen aller untersuchten Verfahren eine sehr gute Synchronität hinsichtlich des qualitativen ermüdungsbedingten Verlaufs des Elastizitätsmoduls. Die vier angewandten Verfahren, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen, ermöglichen neben einer qualitativen Aussage über die Schädigung des Materials die Bestimmung von Absolutwerten des Elastizitätsmoduls. Je nach verwendetem Verfahren weichen die absoluten Elastizitätsmoduln leicht voneinander ab. Der Elastizitätsmodul bestätigt sich als geeigneter Parameter zur Beschreibung der Degradation des Baustoffs Straßenbeton im Zuge des Ermüdungsprozesses.

Im zweiten Schritt wurden der Einfluss längerer Lastpausen sowie die Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge der Materialermüdung tiefergehend untersucht. Es wurde festgestellt, dass längere Lastpausen in der zyklischen Belastung einen signifikanten Einfluss auf den ermüdungsbedingten Verlauf des Elastizitätsmoduls haben können. Weiterhin legen die Untersuchungen nahe, dass es im Zuge einer starken Ermüdung zu einer zum Teil signifikanten Verminderung der Festigkeit kommt. Als Resultat der Untersuchungen konnten sowohl ein Verfahren zur Bestimmung charakteristischer Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls als auch ein Verfahren zur Abschätzung der materialspezifischen Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung entwickelt werden.

Diese Verfahren könnten zukünftig den Regelwerken der RSO Beton und der RDO Beton zugeführt werden, um die ermüdungsbedingte zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit in den durch die Regelwerke festgeschriebenen Prognose- und Dimensionierungsprozessen zu berücksichtigen. Durch die Einbeziehung zeitlich veränderlicher Werte im Prognoseverfahren, welches als Grundlage für die RSO Beton dienen soll, wird in dieser Dissertation exemplarisch gezeigt, dass die Berücksichtigung der Auswirkungen der Betonermüdung auf diese für die Prognose und die Dimensionierung von Betonfahrbahnbefestigungen sehr relevanten Parameter zur signifikanten Erhöhung der Ausfallrate gegenüber der Verwendung konstanter Werte führen kann.

The subject of this doctoral dissertation is the establishment of the elastic modulus as a parameter that enables qualitative statements about the state of damage of the concrete pavement building material. For this purpose, a systematic fatigue of laboratory-scale concrete specimens was carried out with simultaneous measurement of the elastic modulus by means of different methods.

In the first step, a test program was developed for the targeted and systematic fatigue of concrete specimens by means of the cyclic indirect tensile test. For this purpose, a limit value for the elastic modulus was defined. When the elastic modulus fell below the limit, the test was paused to perform accompanying investigations of the ultrasonic transit time and the natural frequency in order to determine the change of the elastic modulus of the specimens during the fatigue process. There is a very good synchronicity between the results of all investigated methods for the qualitative determination of the elastic modulus. The four methods applied, which make use of physical phenomena that are independent of each other, allow, in addition to a qualitative statement about the damage to the material, the determination of absolute values of the elastic modulus. Although there are slight differences between the methods for the determination of the elastic modulus, it is confirmed as a suitable parameter for describing the degradation of the concrete pavement building material in the course of the fatigue process.

In the second step, the influence of longer loading pauses and the reduction of concrete strength due to material fatigue were investigated in more detail. It was found that longer loading pauses during cyclic loading can have a significant influence on the fatigue-related course of the elastic modulus. Furthermore, the investigations suggest that in the course of severe fatigue there is a sometimes significant reduction in strength. As a result of the investigations, both a method for determining characteristic curves for the reduction of the elastic modulus and a method for estimating the material-specific reduction of strength in the course of fatigue could be developed.

In the future, these methods could be implemented into the RSO Beton and RDO Beton regulations in order to take into account the fatigue-related temporal development of the elastic modulus and the strength in the forecasting and dimensioning processes specified by the regulations. By including time-varying values in the forecasting procedure, which is to serve as the basis for the RSO Beton, this doctoral dissertation exemplifies that the consideration of the effects of concrete fatigue on these very relevant parameters for the forecasting and dimensioning of concrete pavements, can lead to the significant increase of the failure rate compared to the use of constant values.

Nomenklatur

Zahlenmengen

\mathbb{N}_0	...	Natürliche Zahlen inklusive Null
\mathbb{Z}	...	Ganze Zahlen

Konstanten

e	...	Eulersche Zahl	2,718281828	$[-]$
γ	...	Gravitationskonstante	$6,674 \cdot 10^{-11}$	$\left[\frac{m^3}{kg \cdot s^2}\right]$
i	...	Imaginäranteil	$\sqrt{-1}$	$[-]$
π	...	Kreiszahl Pi	3,141592653	$[-]$
$+\infty$...	Plus Unendlich	-	$[-]$
$-\infty$...	Minus Unendlich	-	$[-]$

Abkürzungen

ASTM	...	American Society for Testing and Materials
BAB	...	Bundesautobahn
BN	...	Beanspruchungsniveau
BS	...	British Standard
B	...	Anzahl äquivalenter 10-t-Achsübergänge gemäß RStO 12
<i>const.</i>	...	konstant
EF	...	Eigenfrequenz
EM	...	Eigenmode
FEM	...	Methode der Finiten Elemente
FGSV	...	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
GZT	...	Grenzzustand der Tragfähigkeit
H1	...	Härteklasse nach DIN 61200
IWA	...	Induktive Wegaufnehmer
LW	...	Lastwechsel

Nomenklatur

M1	...	Messmethode Erfassung Eigenmode II mittels Nahfeldmikrofon
M2	...	Messmethode Erfassung Eigenmode I mittels Nahfeldmikrofon
M3	...	Messmethode Erfassung Eigenmode I m. Beschleunigungssensor
NFM	...	Nahfeldmikrofon
PK	...	Probekörper
RAS	...	Resonant Acoustic Spectroscopy
RDO	...	Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen
Beton		
RSO	...	Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise
Beton		
RUS	...	Resonant Ultrasound Spectroscopy
TP	...	Technische Prüfvorschriften für Asphalt
Asphalt-		
StB		
TP B-Stb	...	Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen
US	...	Ultraschall
w/z-Wert	...	Wasser-Zement-Wert

Symbole

A_1	...	Fläche unter der Spannung-Dehnungs-Beziehung bei quasistatischer Belastung	[Ns/mm ²]
A_2	...	Fläche unter der Spannung-Dehnungs-Beziehung bei zyklischer Belastung	[Ns/mm ²]
A, a	...	Funktionsparameter, Eigenmode, Lastschneidenbreite	[-], [-], [m]
\vec{a}	...	Beschleunigung	[m/s ²]
a_n, b_n, c_n	...	Koeffizienten der Fourier-Reihe	[-]
α	...	Winkel	[°]
$A_{Kontakt}$...	Kontaktfläche zwischen Lastschneiden und Kreisscheibe	[m ²]
$A_{1...3},$ $B_{1...3}, C_{1...3}$...	Funktionsparameter	[-]
β_C	...	Betondruckfestigkeit	[N/mm ²]
B, b	...	Funktionsparameter, Eigenmode	[-], [-]
β	...	Beiwert	[-]
C	...	Funktionsparameter, Eigenmode	[-], [-]
c_1, c_2	...	Funktionsparameter der Basislösung	[-]
c_L	...	Schallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle	[m/s]

c_T	...	Schallgeschwindigkeit der Transversalwelle	[m/s]
c	...	Schallwellengeschwindigkeit	[m/s]
$\Delta\sigma$...	Zweifache Lastamplitude	[N]
D	...	Schädigungsmaß, Biegesteifigkeit, Eigenmode	[-], [N/mm ²], [-]
$\frac{da}{dN}$...	Rissfortschrittsgeschwindigkeit	[mm]
δ	...	Dämpfungsfaktor	[1/kg]
D_{koeff}	...	Durchlässigkeitskoeffizient	[-]
d	...	Durchmesser	[m]
d_{zyl}	...	Zylinderdurchmesser	[m]
$E_{Rest},$...	Verbleibender E-Modul, Rest-E-Modul	[N/mm ²], [%]
E_{Ende}			
$E_0, E_{anf},$...	Anfänglicher E-Modul	[N/mm ²], [N/mm ²], [%]
E_{Anfang}			
$\epsilon, \epsilon_f, \epsilon_b$...	Dehnung	[%]
ϵ^{fat}	...	Maximale Dehnung	[%]
E_{pot}	...	Potenzielle Energie	[Nm]
E_{kin}	...	Kinetische Energie	[Nm]
E_{gesamt}	...	Gesamtenergie	[Nm]
E	...	Elastizitätsmodul	[N/mm ²]
E_{dyn}	...	Dynamischer Elastizitätsmodul	[N/mm ²]
ΔE_{dyn}	...	Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls	[N/mm ²]
ϵ_x	...	Dehnung in x-Richtung	[%]
E_{Mess}	...	Messtechnisch bestimmter Elastizitätsmodul	[N/mm ²]
E_{IWA}	...	E-Modul bestimmt aus den Messwerten der induktiven Wegaufnehmer	[N/mm ²]
$E_{US,1...6}$...	E-Modul bestimmt aus den Messwerten des Ultraschalllaufzeitverfahrens	[N/mm ²]
$E_{US,mean}$...	Gemittelter E-Modul bestimmt aus den Messwerten des Ultraschalllaufzeitverfahrens	[N/mm ²]
$E_{EF US,mean}$...	Gemittelter E-Modul bestimmt aus den Messwerten des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens	[N/mm ²]
E_{EF}	...	E-Modul bestimmt aus den Messwerten des Eigenfrequenzverfahrens	[N/mm ²]
f, f_P	...	Frequenz, Belastungsfrequenz	[Hz]
f_c	...	Betonfestigkeit	[N/mm ²]
$\bar{f}'_{cr}, \bar{f}_{cr}$...	Relative Restfestigkeit	[-]
\vec{F}	...	Kraft	[N]

Nomenklatur

F_{max}	...	Maximale Kraft	[kN]
\vec{F}_{res}	...	Resultierende Kraft	[N]
\vec{F}_G	...	Gravitationskraft	[N]
\vec{F}_e	...	Elastische Kraft	[N]
\vec{F}_r	...	Reibungskraft	[N]
\vec{F}_n	...	Normalkraft, n-ter Kraftanteil	[N]
\vec{F}_T	...	Trägheitskraft	[N]
df	...	Frequenzauflösung	[Hz]
f_{max}	...	Maximal abbildbare Frequenz	[Hz]
$f_{i,j}, f_0$...	Eigenfrequenzen	[Hz]
$f_{EM I,i}$...	Eigenfrequenzen der Eigenmoden I und II	[Hz]
$f_{EM II,i}$...		
$f_{i,j,Mess}$...	Gemessene Eigenfrequenzen	[Hz]
$f_{i,j,FEM}$...	Mittels Methode der Finiten Elemente simulierte Eigenfrequenzen	[Hz]
$f_{ct,char}$...	Charakteristische Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
f_{ct}	...	Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
$f_{ct,gesch}$...	Geschätzte ursprüngliche Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
$f_{ct,gem}$...	Gemessene Spaltzugfestigkeit nach der Ermüdung	[N/mm ²]
Δf_{ct}	...	Geschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
$f_{ct,min}$...	Minimale und maximale Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
$f_{ct,max}$...		
$\gamma_{c,fat}$...	Ermüdungsfaktor gemäß RDO Beton	[-]
γ_{max}	...	Maximale Torsion	[°]
\vec{g}	...	Fallbeschleunigung	[m/s ²]
G	...	Schermodul	[N/mm ²]
H_Q	...	Horizontale Querkraft	[N]
H_L	...	Horizontale Längskraft	[N]
h	...	Dicke, Höhe, Probekörperdicke, Probekörperhöhe	[m]
h_{zyl}	...	Zylinderhöhe	[m]
h_{sch}	...	Zylinderscheibenhöhe, Zylinderscheibendicke	[m]
i, j	...	Zählvariablen	[-]
ΔK	...	Zyklische Spannungsintensität	$[\frac{N}{\sqrt{mm^3}}]$
ΔK_{th}	...	Grenzwert des Rissfortschritts	$[\frac{N}{\sqrt{mm^3}}]$
ΔK_c	...	Kritische Spannungsintensität	$[\frac{N}{\sqrt{mm^3}}]$
k	...	Federkonstante, Zählvariable, Toleranzwert	[N/m], [-], [-]
K	...	Formfaktor	[-]

λ	...	Wellenlänge, Nullstelle der charakteristischen Gleichung	[m], [-]
L	...	Fensterlänge	[s]
$\lambda_{i,j}$...	Von den Zählvariablen i und j abhängiger Frequenzparameter	[-]
l	...	Länge	[m]
m	...	Masse, Anstieg, Zählvariable	[kg], [-]
dm	...	Änderung der Masse	[kg]
μ	...	Reibungszahl, Reibkoeffizient	[-]
m''	...	Flächenbezogene Masse	[kg/m ²]
m_{sch}	...	Zylinderscheibenmasse	[kg]
μ	...	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit oder des E-Moduls	[N/mm ²], [N/mm ²]
N	...	Lastwechselzahl, Lastspiel, Bruchlastwechselzahl	[-]
n	...	Aktuelle Lastwechselzahl, Anzahl an Probekörpern, Zählvariable	[-]
ν	...	Querdehnzahl, Poissonzahl	[-]
ω	...	Kreisfrequenz	[1/s]
ω_δ	...	Kreisfrequenz der gedämpften Schwingung	[1/s]
Ω	...	Geometrieabhängiger Frequenzparameter	[-]
P	...	(Rad)Last, Kraft	[N]
$P(x, y)$...	Punkt auf der Spannung-Dehnung-Ebene	[N/mm ²]
\vec{p}	...	Impuls	[kgs]
$d\vec{p}$...	Änderung des Impuls	[kgs]
\vec{p}_n	...	Impulsanteil	[kgs]
\vec{p}_{gesamt}	...	Gesamtimpuls	[kgs]
φ	...	Winkel, Drehwinkel, Phasenwinkel	[°]
φ_0	...	Nullphasenwinkel	[°]
φ_n	...	Nullphasenwinkel der n-ten Schwingung	[°]
p	...	Kontaktdruck	[N/mm ²]
q	...	Kontaktdruckfaktor	[N/mm ²]
R	...	Verhältnis Ober- zu Unterlast, Spannungsverhältnis, Radius	[-], [m]
r	...	Radius	[m]
ρ	...	Dichte, Rohdichte	[g/cm ³], [kg/m ³]
R_{koeff}	...	Reflexionskoeffizient	[-]
r_1, r_2	...	Hilfsgrößen	[m]
ρ_{sch}	...	Zylinderscheibenrohddichte	[g/cm ³]

Nomenklatur

R'	...	Spezielles Beanspruchungsverhältnis	[-]
R^2	...	Bestimmtheitsmaß	[-]
σ_A	...	Lastamplitude	[N]
σ_m	...	Mittlere Last	[N]
$\sigma_{max}, \sigma^{fat},$...	Oberlast	[N]
σ_o, σ_{sup}			
$\sigma_{min}, \sigma_u,$...	Unterlast	[N]
σ_{inf}			
$S, \Delta\sigma$...	Beanspruchungsniveau	[-]
σ_{BD}	...	Biegedruckbeanspruchung	[N/mm ²]
σ_{BZ}	...	Biegezugbeanspruchung	[N/mm ²]
S_{max}	...	Maximales Beanspruchungsniveau	[-]
S_{min}	...	Minimales Beanspruchungsniveau	[-]
\vec{s}	...	Weg	[m]
$\Delta\vec{s}, \Delta x,$...	Änderung des Wegs	[m]
Δx			
SR	...	Samplerate, Abtastrate	[1/s]
σ	...	Spannung	[N/mm ²]
σ_x	...	Spannung in x-Richtung	[N/mm ²]
σ_y	...	Spannung in y-Richtung	[N/mm ²]
$\sigma_{x,min},$...	Minimale und maximale Spannung in	[N/mm ²]
$\sigma_{x,max}$		x-Richtung	
$\sigma_{y,min},$...	Minimale und maximale Spannung in	[N/mm ²]
$\sigma_{y,max}$		y-Richtung	
σ_1, σ_2	...	Hauptspannungen in erster und zweiter	[N/mm ²]
		Richtung	
s	...	Standardabweichung der Spaltzugfestigkeit	[N/mm ²]
σ	...	Standardabweichung der Spaltzugfestigkeit oder des E-Moduls	[N/mm ²], [N/mm ²]
T	...	Temperatur, Periodendauer, Betrachtungszeitraum	[K], [s], [a]
ΔT	...	Temperaturänderung	[K]
$T_{max,abs}$...	Maximale absolute Temperatur	[K]
t	...	Zeit	[s]
$dt, \Delta t$...	Änderung der Zeit	[s]
$t_{US,i}$...	Ultraschalllaufzeiten zu unterschiedlichen Messzeitpunkten	[m/s]
τ_{xy}	...	Schubspannung an der Seite x in Richtung y	[N/mm ²]
u	...	Verformung	[m]
du	...	Änderung der Verformung	[m]
\vec{v}	...	Geschwindigkeit	[m/s]
$d\vec{v}$...	Änderung der Geschwindigkeit	[m/s]

W	...	Arbeit, akustische Impedanz	$[\text{Nm}]$, $[\frac{\text{Pa}\cdot\text{s}}{\text{m}}]$
ΔW	...	Änderung der Arbeit	$[\text{Nm}]$
w	...	Funktionswert der <i>von-Hann-Fensterfunktion</i>	$[-]$
\vec{x}	...	Auslenkung, Weg	$[\text{m}]$
x	...	x-Richtung, x-Koordinate	$[\text{m}]$
\dot{x}	...	Einfache Ableitung des Wegs (nach der Zeit)	$[\text{m/s}]$
\ddot{x}	...	Zweifache Ableitung des Wegs (nach der Zeit)	$[\text{m/s}^2]$
\hat{x}	...	Amplitude	$[\text{m}]$
\hat{x}_n	...	Amplitude der n-ten Schwingung	$[\text{m}]$
dx	...	Verformung in x-Richtung	$[\text{m}]$
x_k	...	Charakteristischer Quantilwert der Spaltzugfestigkeit	$[\text{N/mm}^2]$
\bar{x}	...	Mittelwert der Spaltzugfestigkeit	$[\text{N/mm}^2]$
y	...	y-Richtung, y-Koordinate	$[\text{m}]$
y_1, y_2, y_3	...	Funktionale Teilansätze	$[-]$
y_{norm}	...	Normierter superpositionierter funktionaler Ansatz	$[-]$
$y_{non-norm}$...	Nicht normierter superpositionierter funktionaler Ansatz	$[-]$

Inhaltsverzeichnis

Danksagung	I
Kurzfassung	III
Nomenklatur	V
Inhaltsverzeichnis	XIX
I. Einführung	1
1. Einleitung	3
1.1. Problemstellung und Ausgangslage	3
1.2. Lösungsansatz	5
1.3. Ziel dieser Dissertation	6
1.4. Aufbau dieser Dissertation	7
II. Stand der Wissenschaft und Technik	9
2. Baustoffverhalten	11
2.1. Formänderungen	11
2.2. Kurzzeitbeanspruchung	12
2.3. Langzeitbeanspruchung	14
3. Dauerschwingversuche	15
3.1. Versuchskonzept	15
3.2. Wöhlerlinie	15
3.3. Relevanz der Betonermüdung für den Straßenbau	17
4. Ermüdungsverhalten von Beton	21
4.1. Skalenbetrachtung	21
4.2. Steifigkeitsverminderung infolge Ermüdung	22
4.3. Modellvorstellung der Ermüdung	24
4.4. Schadensakkumulationshypothesen	25
4.5. Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschritts	27

5. Rissbildungsmechanismen	29
5.1. Unbelasteter Beton	30
5.2. Belasteter Beton	32
5.3. Beton unter Ermüdungsbeanspruchung	35
6. Auswirkungen der Betonermüdung	37
6.1. Temperaturzunahme im Zuge der zyklischen Belastung	37
6.1.1. Untersuchungen von Elsmeier	37
6.1.2. Untersuchungen von von der Haar et al.	37
6.1.3. Untersuchungen von Schneider und Marx	37
6.2. Temperaturbedingtes Betonübergangskriechen	39
6.3. Ermüdungsbedingte Verminderung der Betonfestigkeit	40
III. Physikalische Grundlagen der eigenen Untersuchungen	43
7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren	45
7.1. Dynamik	45
7.1.1. Kraft - Newton'sche Axiome	45
Trägheitsgesetz - 1. Newton'sches Axiom	45
Bewegungsgesetz - 2. Newton'sches Axiom	45
Wechselwirkungsgesetz - 3. Newton'sches Axiom	46
7.1.2. Masse und Kraft	46
Träge Masse	46
Schwere Masse	47
Gewichtskraft	47
Elastische Kraft	47
Reibungskraft	48
Trägheitskraft	48
Resultierende Kraft	49
7.1.3. Impuls	49
Impulserhaltung	49
7.2. Arbeit, Energie und Leistung	49
7.2.1. Arbeit	49
7.2.2. Energie	50
Potenzielle Energie	50
Kinetische Energie	50
Energieerhaltung	51
7.2.3. Leistung	51
7.3. Schwingungen	51
7.3.1. Differentialgleichung freie, ungedämpfte Schwingung	52
7.3.2. Schwingungsgleichung freie, ungedämpfte Schwingung	54
7.3.3. Differentialgleichung freie, gedämpfte Schwingung	56
Schwingfall	58

Aperiodischer Grenzfall	58
Kriechfall	59
7.3.4. Allgemeine Schwingungsgleichung der freien, gedämpften Schwingung	59
7.3.5. Überlagerung von Schwingungen	62
7.3.6. Fourier-Synthese	63
7.3.7. Fourier-Analyse	69
7.3.8. Diskrete Fourier-Transformation	70
Samplerate und Fensterlänge	70
Fensterfunktionen	73
8. Theoretische Grundlagen zum Ultraschalllaufzeitverfahren	75
8.1. Wellenarten	75
8.2. Ausbreitungs-/Schallgeschwindigkeit	76
8.3. Messtechnische Erfassung der Schallgeschwindigkeit	77
8.4. Bisherige Untersuchungen zum Ultraschalllaufzeitverfahren	79
9. Theoretische Grundlagen zum Eigenfrequenzverfahren	83
9.1. Resonant Ultrasound Spectroscopy	83
9.1.1. Lösung des Vorwärtsproblems	83
10. Der Spaltzugversuch	85
10.1. Versuchskonzept	85
10.2. Spannungszustand der Kreisscheibe im Spaltzugversuch	85
10.2.1. Theorie des Spannungszustands	85
10.2.2. Analytische Lösungen Linienlasten	87
10.2.3. Spannungszustand Linienlasten	88
10.2.4. Analytische Lösungen Flächenlasten	92
10.2.5. Spannungszustand Flächenlasten	95
10.2.6. Bestimmung Elastizitätsmodul	95
IV. Eigene Untersuchungen	101
11. Eigenfrequenzverfahren	103
11.1. Hybrides Modell	103
11.2. Ultraschalleigenfrequenzverfahren	104
12. Versuchskonzept	107
12.1. Ziel des Versuchskonzeptes	107
12.2. Versuchsaufbau und angewendete Messverfahren	107
Messtechnik und -positionen des Eigenfrequenzverfahrens	108
Messtechnik/-positionen Ultraschalllaufzeit-/eigenfrequenzverfahren	110
12.3. Auswahl von Eigenmoden zylindrischer Probekörper	112

12.4. Verwendete Betonrezepturen und Probekörperherstellung	113
12.4.1. Betonrezepturen	115
Betonrezeptur 1	115
Betonrezeptur 2	115
Betonrezeptur 3	115
12.4.2. Probekörperherstellung	115
Probekörperbetonage	115
Probekörpervorbereitung	116
12.5. Versuchsprogramm	117
12.5.1. Schritt 1 - Bestimmung charakteristische Spaltzugfestigkeit	117
12.5.2. Schritt 2 - Ermüdung mit dem Spaltzug-Schwellversuch	118
Versuchsprogramm in der ersten Generation	118
Versuchsprogramm in der zweiten Generation	119
12.5.3. Schritt 3 - Bestimmung der Restfestigkeiten	122
13. Voruntersuchungen Messverfahren	123
13.1. Voruntersuchungen zum Spaltzug-Schwellversuch	123
13.1.1. Auflagerung der Probekörper	123
13.1.2. Belastungsfrequenz	123
13.1.3. Probekörperzustand während Lastpausen	124
13.2. Voruntersuchungen zum Eigenfrequenzverfahren	125
13.2.1. Positionierung der Messtechnik	125
13.2.2. Durchführung und Auswertung der Messungen	125
13.2.3. Masse des Beschleunigungssensors	126
13.2.4. Eigenfrequenzen Versuchsvorrichtung	126
13.2.5. Messungen im ausgebauten Zustand	126
13.2.6. Vergleich Messungen aus- und eingebaut	127
13.2.7. Wiederholbarkeit der Messungen im eingebauten Zustand	128
13.3. Voruntersuchungen zum Ultraschalllaufzeitverfahren	128
13.3.1. Anzahl der Messungen	128
13.3.2. Durchführung und Auswertung der Messungen	129
13.3.3. Vergleich Messungen aus- und eingebaut	130
13.4. Abgleich aller Messverfahren	132
14. Voruntersuchungen Betonermüdung	133
14.1. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs	133
14.2. Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens	136
14.3. Ergebnisse des Eigenfrequenzverfahrens	138
14.4. Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens	139
14.5. Zusammenfassung	141
14.5.1. Spaltzug-Schwellversuch	141
14.5.2. Ultraschalllaufzeitverfahren	141
14.5.3. Eigenfrequenzverfahren	142
14.5.4. Ultraschalleigenfrequenzverfahren	142

14.6. Bestimmung tatsächliches Beanspruchungsniveau	143
15. Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen	147
15.1. Versuchskonzept	147
15.2. Untersuchung des Einschwingvorgangs	148
15.3. Untersuchung der Probekörpererwärmung und des Kriechverhaltens	150
15.3.1. Untersuchung der Probekörpererwärmung	150
15.3.2. Untersuchung des Betonkriechverhaltens	154
15.4. Schlussfolgerungen	154
16. Untersuchungen der Verminderung der Festigkeit	157
16.1. Versuchskonzept	157
16.2. Spaltzugfestigkeiten zweite Schicht von unten - nicht ermüdet	158
16.3. Spaltzugfestigkeiten zweite Schicht von unten - ermüdet	158
16.4. Abschätzung der ursprünglichen Festigkeit	163
16.5. Abschätzung tatsächliches Beanspruchungsniveau	169
16.6. Schlussfolgerungen	169
17. Hauptuntersuchungen Betonermüdung	173
17.1. Untersuchung der Verminderung des E-Moduls für Betonrezeptur 2	173
17.2. Untersuchung der Verminderung des E-Moduls für Betonrezeptur 3	174
17.3. Untersuchung der Verminderung der Festigkeit für Betonrezeptur 2	175
17.3.1. Verminderung der Festigkeit	175
17.3.2. Abschätzung tatsächliches Beanspruchungsniveau	176
17.4. Untersuchung der Verminderung der Festigkeit für Betonrezeptur 3	177
17.4.1. Verminderung der Festigkeit	177
17.4.2. Abschätzung tatsächliches Beanspruchungsniveau	178
17.5. Untersuchung der Verschiebung der Eigenfrequenzen	179
18. Charakteristische E-Modul-Verläufe	183
18.1. Vorgehen	183
18.2. Ergebnisse	184
18.3. Beeinflussung der charakteristischen E-Modul-Verläufe	187
18.4. Funktionale Beschreibung	188
18.4.1. Normierter Ansatz	188
18.4.2. Nicht normierter Ansatz	192
19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe	193
19.1. Beschreibung des Prognoseverfahrens	193
19.2. Berücksichtigung der charakteristischen E-Modul-Verläufe	195
19.3. Ergebnisse der exemplarischen Anwendung	196
19.3.1. Annahmen und Eingangsparameter	196
19.3.2. Ergebnisse	196
Ansatz nur der charakteristischen E-Modul-Verläufe	196

Ansatz E-Modul-Verläufe und Festigkeitsverläufe	199
20. Zusammenfassung und Ausblick	207
20.1. Zusammenfassung	207
20.2. Ausblick	213
Literaturverzeichnis	217
Abbildungsverzeichnis	225
Tabellenverzeichnis	233
V. Anhang	235
A. Sortenausdrucke Beton	237
B. Statische Spaltzugversuche	243
C. Übersicht Probekörper Spaltzug-Schwellversuche	247
D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1	253
E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2	267
F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2	283
G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3	297
H. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1	311
I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2	317
J. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3	331
K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1	345
L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2	355
M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3	369
N. Ultraschalllaufzeitverfahren - Rezeptur 1 - Schicht 1	383
O. Ultraschalllaufzeitverfahren - Rezeptur 2	389
P. Ultraschalllaufzeitverfahren - Rezeptur 3	395

Q. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 1	401
R. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 2	409
S. Verläufe E-Modul - Rezeptur 2	417
T. Verläufe E-Modul - Rezeptur 3	425
Selbstständigkeitserklärung	433

Teil I.
Einführung

1. Einleitung

1.1. Problemstellung und Ausgangslage

Generell unterliegen Baustoffe wie Stahl, Holz und Beton im Großteil ihrer Anwendungsbereiche nicht nur ruhenden, unveränderlichen Lasten, sondern werden ebenso durch zeitlich veränderliche, bzw. wiederholte Belastungen beansprucht. Als Folge dessen muss bei der Betrachtung der Baustoffeigenschaften im Zuge einer Dimensionierung neben der statischen Festigkeit vor allem die Festigkeit unter zyklischen bzw. wechselnden Beanspruchungen herangezogen werden. Letztere ist die sogenannte Ermüdungsfestigkeit, welche unter anderem dadurch charakterisiert wird, dass sie bei entsprechender, wiederholter Baustoffbeanspruchung um einiges geringer als die zugehörige statische maximale Festigkeit ausfallen kann. Unter diesem Gesichtspunkt ist die genaue Kenntnis des Ermüdungsverhaltens eines Baustoffes für eine Dimensionierung von immenser Bedeutung. Die *Ermüdungsfestigkeit* wird mit Hilfe der Anzahl der ertragenen Lastwechsel bis zum Ermüdungsversagen (bspw. dem Bruch), der sogenannten Bruchlastwechselzahl, definiert. Dabei werden die auftretenden Lastwechselzahlen bei Ermüdungsbeanspruchungen von Bauwerken aus Beton nach Hsu [1] in drei Bereiche eingeteilt, Low-Cycle-Fatigue, High-Cycle-Fatigue und Very-High-Cycle-Fatigue (siehe Abbildung 1.1). Gemäß Hsu [1] ließe sich die Beanspruchung von Betonstraßen in den Ermüdungsbereich der High-Cycle-Fatigue einordnen. Jedoch sind die Beanspruchungen der Straßen weltweit in den letzten Jahrzehnten enorm gestiegen. Dies resultiert sowohl aus der zunehmenden Verkehrsdichte, insbesondere dem ständig wachsenden Schwerlastverkehr, als auch aus steigenden klimatischen Belastungen. So sind Einzelachslasten bis 33 t und Verkehrsfrequenzierungen entsprechend 250 Millionen äquivalenter 10-t-Achsübergänge und mehr über einen Zeitraum von 30 Jahren (dimensionierungsrelevante Beanspruchung B gemäß RStO 12) auf deutschen Bundesfernstraßen laut Uhlig [2] schon heute keine Seltenheit mehr. Demnach müsste eine Aufstufung des Ermüdungsbereichs für den Straßenbau allgemein in den Very-High-Cycle-Fatigue vorgenommen werden. Dies geht umso mehr mit einer steigenden Relevanz des Ermüdungsversagens von Betonfahrbahndecken einher, dem weder in der heutigen Forschung, noch, wie folgend dargestellt, in den Richtlinien des deutschen Betonstraßenbaus ausreichend Aufmerksamkeit geschenkt wird.

Zwar wird der Ermüdungsnachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) beim Dimensionierungsverfahren nach den *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen* (RDO Beton [3]) durchgeführt, jedoch wird dabei die Straßenbetonermüdung lediglich durch eine Abminderung der nach *TP B-StB Teil 3.1.05* [4] bestimmten, charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Straßen-

1. Einleitung

Ermüdung			
Low-Cycle-Fatigue	High-Cycle-Fatigue		Very-High-Cycle-Fatigue
Bauwerke unter Erdbebenbeanspruchung	Rollbahnen und Brücken auf Flugfeldern	Autobahn- und Eisenbahnbrücken Fahrbahndecken von Autobahnen, Betonschwellen	Bauwerke für Hochgeschwindigkeitsbahnverkehr Offshore-Bauwerke
10 ¹	10 ²	10 ³	10 ⁴
			10 ⁵
			10 ⁶
			10 ⁷
			10 ⁸
Lastwechselzahl			

Abbildung 1.1.: Einteilung der Ermüdungsbeanspruchungen nach der auftretenden Lastwechselanzahl nach Hsu [1]

betons auf eine Berechnungs(ermüdungs)festigkeit berücksichtigt. Dies geschieht anhand eines versuchstechnisch ermittelten Faktors (Ermüdungsfaktor $\gamma_{c,fat}$ nach RDO Beton [3]), der, wie folgend dargelegt, nur eingeschränkt für eine wirklichkeitsnahe Beschreibung der Straßenbetoner-müdung anwendbar ist. Im Forschungsprojekt FE 04.433/2009/DGB *Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung* [5] wurde versucht, die statische Betonspaltzugfestigkeit nach einer definierten, zyklischen Belastung der Proben zu ermitteln und somit eine zunehmende Verringerung der Spaltzugfestigkeit im Zuge der Betonermüdung aufzuzeigen. Jedoch gelang es nur teilweise, die geplanten Lastwechselzahlen bei einer vorher festgelegten Beanspruchung auf die Proben aufzubringen, denn deren Mehrheit versagte bereits vor dem Erreichen der geplanten Lastwechselzahlen. Dadurch war eine anschließende Bestimmung der statischen Betonspaltzugfestigkeit unmöglich. Dies zeigt, dass die Betonfestigkeit aufgrund starker Streuung der Ergebnisse nur bedingt als Indikator für eine fortschreitende Baustoffermüdung geeignet ist. Zudem zeigten die Betonspaltzugfestigkeiten, deren Bestimmung nach der zyklischen Belastung möglich war, nur sehr geringe Anzeichen einer Degradation [5]. Hohberg [6] untermauert die zuvor getätigte Aussage und erläutert, dass es trotz zahlreicher Untersuchungen nicht möglich war, eine allgemeingültige Beschreibung für die Festigkeitsabnahme des Betons im Zuge einer durch zyklische Beanspruchungen hervorgerufenen Ermüdung zu formulieren.

Der Betonhochbau bedient sich für die Durchführung des Ermüdungsnachweises zu-meist eines dreistufigen Nachweisverfahrens, bei dem die Genauigkeit des Nachweises mit den jeweiligen Stufen zunimmt. In der ersten Stufe wird die ermüdungsrelevante Beanspruchung des Baustoffes mit einer Grenzspannung verglichen. Ist die Grenzspannung unterschritten, gilt der Nachweis als erfüllt. Ist diese Grenzspannung überschritten, wird in der zweiten Nachweisstufe zudem die auftretende Lastwechselzahl zur maßgebenden Ermüdungsbeanspruchung einer zulässigen und somit als ertragbar definierten Lastwechselzahl

gegenübergestellt. In diesem Schritt ähneln sich die Ermüdungsnachweise des Hoch- und Betonstraßenbaus. Die dritte Nachweisstufe des Hochbaus hingegen berücksichtigt gemäß Oneschkow [7] zudem Kollektive der Ermüdungsbeanspruchung unter Ansatz der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren [8] und Miner [9] aus den Jahren 1924 bzw. 1945. Die Nachweisführung für ein Ermüdungsversagen des Baustoffs Beton im Hochbau ist der des Straßenbaus demnach einen Schritt voraus.

Jedoch weist - wie zuvor dargelegt - die Nachweisführung für ein Ermüdungsversagen unter Zugrundelegung einer im Zuge des Ermüdungsvorganges abgeminderten Betonfestigkeit im Straßenbau als auch im Hochbau gewisse Unzulänglichkeiten hinsichtlich der wirklichkeitsnahen Abbildung des Ermüdungsvorgangs des Baustoffs Beton auf. Die Dimensionierung nach den RDO Beton [3] selbst, als auch die Erarbeitung der *Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise* (RSO Beton) verlangen aber genau diese realistische Abbildung des Ermüdungsvorganges von Betonfahrbahndecken für eine hinreichend exakte Bemessung bzw. eine Prognose der Nutzungsdauer von Betonfahrbahndecken. Es ist anzunehmen, dass sich schädigende Auswirkungen zyklischer Beanspruchungen auf das Baustoffverhalten vielmehr durch die Fokussierung auf dessen Verformungs- und Steifigkeitsverhalten detektieren lassen, was laut Oneschkow [7] bisher jedoch kaum systematisch untersucht wurde.

1.2. Lösungsansatz

Die Steifigkeitsentwicklung, bzw. die Degradation des Baustoffs Beton, welche sich durch dessen Ermüdung im Zuge eines zyklischen, spannungsgesteuerten Belastungsversuchs einstellt, lässt sich generell durch drei charakteristische Phasen schematisieren (siehe Abbildung 1.2). Die erste Phase ist durch einen degressiven Anstieg der Betonverformungen und -dehnungen und daraus resultierend, eine degressive Abnahme der Steifigkeit geprägt, hervorgerufen durch ein langsames Anwachsen der durch die Hydratation entstandenen Mikrorisse im Betongefüge. In der zweiten Phase stellt sich ein nahezu linearer Anstieg der Verformungen bzw. eine lineare Verringerung der Steifigkeit im Zuge eines stabilen Risswachstums ein. Die dritte Phase zeichnet sich laut Klausen [10] durch das Zusammenwachsen von Mikrorissen zu Makrorissen und dadurch hervorgerufen, eine progressive Zunahme der Verformungen und Dehnungen und eine progressive Abnahme der Steifigkeit bis zum vollständigen Ermüdungsversagen aus. Die Übergänge der Phasen stellen sich dabei gemäß Holmen [11] zumeist bei 10 - 20 % und gemäß Klausen [10] bei 80 - 90 % der Bruchlastwechselzahl ein.

Neben der Betrachtung der Steifigkeitsentwicklung über den gesamten Belastungszeitraum lässt sich zusätzlich die Spannung-Dehnung-Funktion eines Lastwechsels, die sogenannte Hysterese betrachten. Mehmel [12] erläutert, dass sich deren Verlauf ab einer bestimmten Lastwechselzahl von einer zunächst konkaven in eine konvexe Form ändert. Diese Krümmungsänderung der Spannung-Dehnung-Beziehung kann demnach ebenso ein Indikator für ein zunehmendes Ermüdungsversagen sein. Generell wird die Verringerung

1. Einleitung

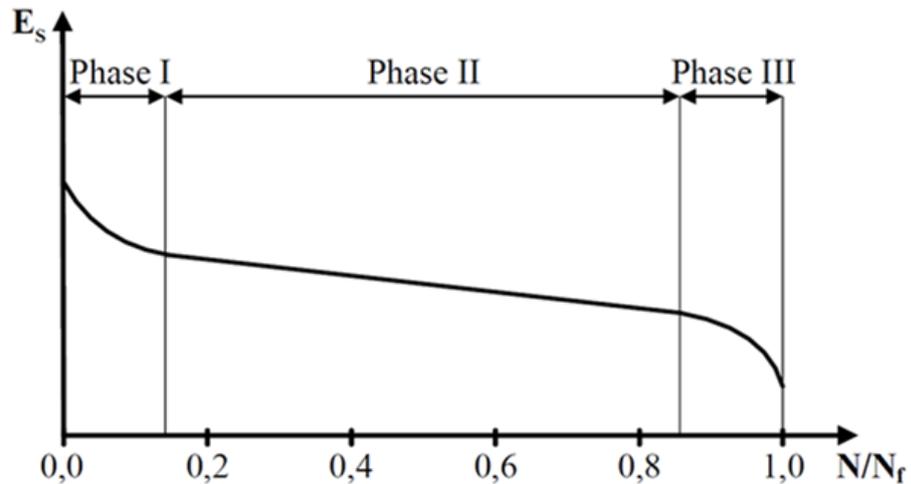


Abbildung 1.2.: Steifigkeitsentwicklung bei Ermüdungsbeanspruchung nach Oneschkow [7]

der Steifigkeit in der Literatur häufig mit einer Entstehung und Akkumulation von Schädigungen des Betongefüges in Verbindung gebracht und infolgedessen als potenter Indikator für das Ermüdungsversagen diskutiert. Beispiele hierfür liefern Kessler [13], Pfanner [14], Hohberg [6], Lohaus [15], Ibuk [16], Oneschkow [7] und Thiele [17]. Es gilt demnach, die Steifigkeitsentwicklung während des Ermüdungsvorgangs messtechnisch präzise zu ermitteln, um Aussagen über den aktuellen Schädigungszustand des Betongefüges treffen zu können. Anhand des effektiven Monitorings der Steifigkeit über die Gesamtnutzungsdauer eines Bauteils würde damit nicht nur für den Betonstraßenbau ein etabliertes Werkzeug für die Bauteilnutzungsdaueranalyse zur Verfügung stehen.

1.3. Ziel dieser Dissertation

Das Ziel dieser Dissertation ist die Identifikation eines Materialparameters, mit dem sich der Ermüdungszustand von Straßenbeton einfach und zielsicher bestimmen lässt. Der Fokus der Untersuchungen liegt insbesondere auf der messtechnischen Bestimmung des Elastizitätsmoduls zur Beschreibung der Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses. Für die gezielte Ermüdung und die kontinuierliche messtechnische Erfassung der damit einhergehenden Verminderung des Elastizitätsmoduls wird der Spaltzug-Schwellversuch an zylinderförmigen Probekörpern eingesetzt. Um den Zusammenhang zwischen der Verminderung des Elastizitätsmoduls und der Materialermüdung unabhängig vom Messverfahren bestätigen zu können, werden weitere nicht-invasive und akustisch arbeitende Messverfahren angewendet. Dies sind das Ultraschalllaufzeitverfahren, das Eigenfrequenzverfahren sowie das Ultraschalleigenfrequenzverfahren. Die vier Verfahren, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen, sollen die Nachweisbarkeit des generellen Verlaufs des Elastizitätsmoduls im Zuge der Materialermüdung grundlegend bestätigen. Das Ziel besteht zudem darin, eine Bewer-

tung der einzelnen Verfahren hinsichtlich der Ergebnisqualität und des Versuchsaufwands vorzunehmen und darauf aufbauend Empfehlungen für den Einsatz der Verfahren auszusprechen.

1.4. Aufbau dieser Dissertation

Diese Dissertation gliedert sich in fünf Teile und mehrere Unterkapitel. Im ersten Teil wird eine Einführung in die Problemstellung gegeben, zu deren Lösung mit der Untersuchung der in dieser Dissertation vorgestellten Lösungsansätze beigetragen werden soll. Im Rahmen einer umfassenden Literaturrecherche wird im zweiten Teil eine grundlegende Charakterisierung des generellen Baustoffverhaltens sowie eine detaillierte Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Beton vorgenommen. Dabei wird insbesondere auf die Auswirkungen des Ermüdungsvorganges auf die Baustoffeigenschaften eingegangen. Der dritte Teil beschäftigt sich mit den physikalischen Grundsätzen, auf denen die Verfahren und Methoden basieren, die in den eigenen Untersuchungen dieser Dissertation angewendet wurden. Besonderer Wert wird auf das grundlegende Verständnis mechanischer Schwingungen sowie des Spaltzugversuchs als hauptsächlich genutztes Instrument zur Ermüdung zylinderförmiger Betonprobekörper gelegt. Der vierte Teil bildet den Kern dieser Dissertation. Er beinhaltet die Vorstellung und Analyse der Ergebnisse der eigenen Untersuchungen sowie eine Diskussion der auf Grundlage dieser Ergebnisse gewonnenen Erkenntnisse. Der vierte Teil wird mit einer exemplarischen Anwendung der Ergebnisse und Erkenntnisse dieser Dissertation geschlossen, bevor diese zusammengefasst und ein Ausblick auf deren mögliche weitere Verwendung gegeben wird. Im fünften Teil, dem Anhang, findet sich eine Zusammenstellung der Messergebnisse.

Teil II.

Stand der Wissenschaft und Technik

2. Baustoffverhalten

Im Rahmen einer umfassenden Literaturrecherche wird zunächst eine grundlegende Charakterisierung des generellen Baustoffverhaltens sowie eine detaillierte Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Beton, bspw. unter verschiedenen Beanspruchungsarten und auf verschiedenen Betrachtungsebenen (Mikro-, Meso- und Makroebene) vorgenommen. Dabei wird insbesondere auf die Mechanismen der Rissbildung infolge des Ermüdungsvorganges eingegangen, um ein gesamtheitliches Verständnis für die Degradation des Betongefüges und deren Auswirkungen auf die Baustoffeigenschaften zu generieren. In Kombination mit der Studie verschiedener Modelle zur Abbildung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Beton unter zyklischer Beanspruchung werden somit die theoretischen Grundlagen für diese Dissertation geschaffen.

2.1. Formänderungen

Bei Straßenbeton handelt es sich um einen mehrkomponentigen Baustoff, bestehend aus Zement, Gesteinszuschlag, Zusatzstoffen sowie eventuell ungebundenem Wasser. Aus diesem Grund muss sowohl das Verbundverhalten zwischen den, als auch das mechanische Verhalten der einzelnen Komponenten betrachtet werden, um das Baustoffverhalten des Verbundbaustoffs Straßenbeton grundlegend verstehen zu können. Wirken äußere Spannungen auf den Baustoff ein, kann dies zu einer Relativbewegung zwischen den Baustoffpartikeln führen. Die Gesamtverformung des Baustoffs Straßenbeton ist eine Kombination aus unterschiedlich starken Anteilen der reversiblen, irreversiblen, spannungsabhängigen, spannungsunabhängigen, zeitabhängigen und/oder nicht zeitabhängigen Formänderungen des Baustoffes. Kordina [18] stellte die Beziehungen zwischen den einzelnen Verformungsanteilen von (Straßen-)Beton wie in Tabelle 2.1 gezeigt dar.

Tabelle 2.1.: Einteilung der Formänderungen nach Kordina [18]

	Spannungsabhängig & nicht zeitabhängig	Spannungsabhängig & zeitabhängig	Nicht spannungs- abhängig
Umkehrbar/ Reversibel	Elastisch	Verzögert elastisch	Wärmedehnung Feuchtedehnung
Nicht umkehrbar/ Irreversibel	Setzdehnung (bleibend)	Fließdehnung (verzögert bleibend)	Chemische Dehnung

2. Baustoffverhalten

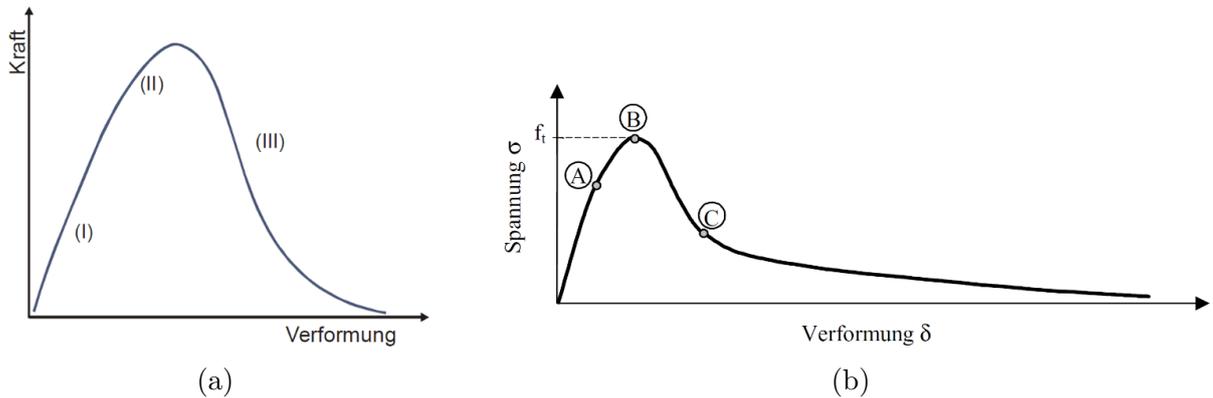


Abbildung 2.1.: (a) Kraft-Verformung-Funktion eines verformungsgeregelten Druckversuches nach Hohberg [6]
(b) Spannung-Verformung-Funktion eines kraftgeregelten Zugversuches nach Kessler-Kramer [13]

2.2. Kurzzeitbeanspruchung

Unabhängig von der Art einer monoton steigenden, einaxialen Belastung, also einer Druck- oder Zugbelastung, stellt sich für unbewehrten Beton generell eine nahezu gleiche, typische Verformungsfunktion ein (siehe Abbildung 2.1 (a) und (b)). Diese wird durch drei maßgebende Punkte im Funktionsverlauf charakterisiert, die bedeutsame Zeitpunkte im Schädigungsverlauf des Baustoffgefüges und damit verbunden, eine Änderung des Baustoffverhaltens anzeigen. Ist die Beanspruchung relativ gering, verhält sich Beton nahezu linear-elastisch (Bereich I in Abbildung 2.1 (a) bzw. Bereich bis Punkt A in Abbildung 2.1 (b)). Bei einer Beanspruchung über den linear-elastischen Bereich hinaus, kommt es zum Zusammenwachsen vorhandener und zur Bildung neuer Mikrorisse. Dadurch bedingt, nehmen die Betonverformungen bei gleicher Beanspruchung zu und die Betonsteifigkeit ab. Der Baustoff verhält sich im Bereich II bzw. zwischen den Punkten A und B also ausgeprägt nichtlinear und die irreversiblen Verformungsanteile nehmen überwiegend zu. Der Punkt B selbst kennzeichnet das Erreichen der maximal aufnehmbaren Kraft. Darüber hinaus kommt es bei verformungsgeregelten Druckversuchen zu Stauchungsentfestigungen (siehe Bereich III in Abbildung 2.1 (a)). Bei monoton steigender Zugbelastung über den Punkt B hinaus entsteht aus einer Gefügeschwachstelle heraus ein Bereich mit einer vermehrten Anzahl an Mikrorissen, die sogenannte Bruchprozesszone. Diese Zone, auch Entfestigungsbereich genannt, zeichnet sich dadurch aus, dass sie den Ort der Entstehung eines Makrorisses, dem Trennriss, als Folge des Zusammenwachsens mehrerer Mikro- und Mesorisse, darstellt. Interessant ist dabei, dass es bei zunehmender Druckspannung im Betongefüge einen bestimmten Punkt gibt, ab dem das zunächst abnehmende Betonvolumen wieder zunimmt. Hervorgerufen wird diese Umkehr der Volumenänderung dadurch, dass sich die in der Kontaktzone zwischen Zementsteinmatrix und Zuschlagkorn befindlichen Risse zusammenfügen und durch die Längsstauchung des Betons eine zunehmende Querdehnung erzeugt wird. Der Punkt, welcher diese überproportionale Zunahme der

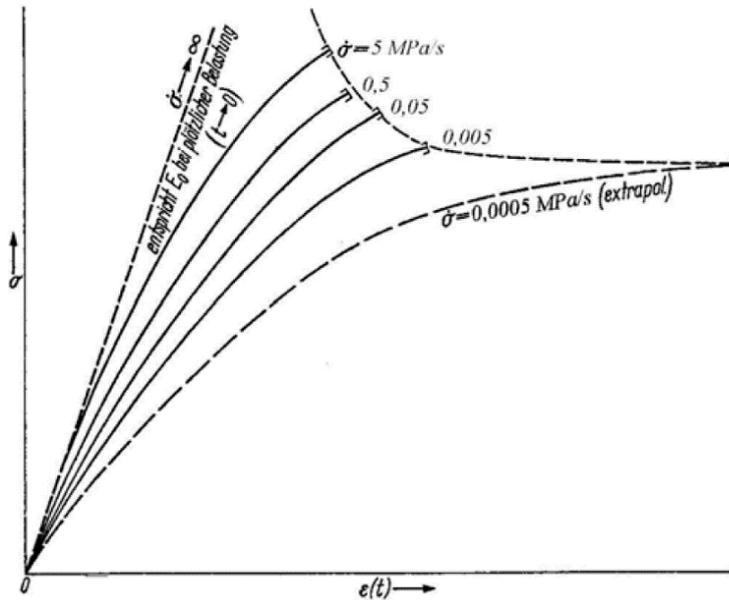


Abbildung 2.2.: Spannung-Dehnung-Funktion von Beton in Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit nach Wesche [19]

Querdehnungen kennzeichnet, wird im Allgemeinen als *kritische Spannung*, *Diskontinuitätspunkt* oder *lower limit of structural loosening* bezeichnet. Dieser Punkt liegt je nach Betonsorte bei ca. 65 – 90 % der Bruchfestigkeit und ist in etwa mit der Betondauerstandsfestigkeit gleichzusetzen [6].

Der Anstieg der Verformungsfunktionen des linear-elastischen Bereiches der Abbildung 2.1 (a) und (b), welcher mit dem Beton-Elastizitätsmodul gleichzusetzen ist, wird aufgrund der viskoelastischen Baustoffeigenschaften von Beton maßgeblich durch die Belastungsgeschwindigkeit beeinflusst. Verdeutlichen lässt sich dies durch das Beispiel eines Körpers, welcher aus verschiedenen Höhen fällt und folglich mit unterschiedlich hohen Geschwindigkeiten auf Wasser trifft. Je langsamer der Körper in das flüssige Medium eindringt, desto weniger viskos und weniger steif verhält es sich. Ähnlich gestaltet es sich bei Beton. Eine niedrige Belastungsgeschwindigkeit resultiert in einer geringen Steifigkeit und höhere Belastungsgeschwindigkeiten haben höhere Steifigkeiten zur Folge (siehe Abbildung 2.2). Dies ist insofern von Bedeutung, als dass der gemessene Elastizitätsmodul bei einer zyklischen Belastung des Betons von der Belastungsfrequenz abhängig ist und somit immer in Zusammenhang mit der Belastungsgeschwindigkeit zu betrachten ist. Erkennbar wird noch ein weiterer Effekt der Belastungsgeschwindigkeit auf die Verformungseigenschaften des Betons. Je geringer die Belastungsgeschwindigkeit (= Belastungsfrequenz) ist, desto mehr Zeit hat der Beton (je Lastzyklus), sich irreversibel zu verformen. Erkennbar ist dies an den unterschiedlich stark gekrümmten Spannung-Dehnung-Funktionen (siehe Abbildung 2.2). Die Belastungsgeschwindigkeit hat also einen direkten Einfluss auf das Verformungsverhalten des Betons. Je mehr irreversible Verfor-

2. Baustoffverhalten

mungen akkumuliert werden, desto geringer liegt das Niveau der Betonfestigkeit [20].

Das viskose Verhalten des Baustoffs Beton wird ausschließlich durch die viskosen Eigenschaften des Zementsteins beeinflusst. Diese wiederum hängen in erster Linie, wie nachfolgend dargestellt, vom Wasser-Zement-Wert des Frischbetons (w/z -Wert) ab. Der Zementtyp sowie die Art, Festigkeit und die Sieblinie des Zuschlags haben einen untergeordneten Einfluss auf das viskose Verhalten der spannungsübertragenden Zementsteinmatrix [6].

2.3. Langzeitbeanspruchung

Wirkt eine Langzeitbelastung auf den Beton ein, verursacht diese eine zeitlich anwachsende irreversible Dehnung, welche als Kriechen bezeichnet wird. Je feuchter der Zementstein ist, umso stärker gestaltet sich das Ausmaß des Kriechens. Hieraus erklärt sich der eben beschriebene Einfluss des w/z -Wertes des Frischbetons auf das viskose Verformungsverhalten des ausgehärteten Betons. Ein gänzlich trockener Zementstein kriecht praktisch gar nicht. Die Wirkungsmechanismen, welche zum Kriechen führen, sind nicht vollständig erforscht. Guénot [21] geht davon aus, dass es beim Kriechvorgang zu einer Umlagerung der zuvor fest positionierten Teilchen des Betongefüges sowie zu einer Verdrängung des Wassers im Gelporenbereich kommt.

Der Verlauf des Kriechens kann analog dem Verlauf der Steifigkeit (siehe Abbildung 1.2) in drei Phasen gegliedert werden. Die resultierenden Kriechverformungen nehmen anfangs (Phase I) stark und später (Phase II) nur noch schwach zu. In Phase III steigen die Verformungen wiederum stark an. Der typische Verlauf der Steifigkeitsänderung in Abbildung 1.2 kann also direkt aus dem zeitabhängigen Verlauf der Kriechverformungen abgeleitet werden. Aus diesem Grund wird der charakteristische, dreiphasige, S-förmige Verlauf der Steifigkeitsänderung auch *cyclic creep curve* genannt. Wirken nur geringe Dauerlasten unterhalb der kritischen Spannung, verringern sich die Kriechverformungsänderungen über die Dauer der Einwirkung. Die Existenz eines Endkriechmaßes ist jedoch nicht erwiesen [6].

3. Dauerschwingversuche

3.1. Versuchskonzept

Bleiben die Belastungsfrequenz, die aufgebrachte Ober- und Unterspannung, bzw. die Mittelspannung über die Versuchsdauer konstant, wird von einem Dauerschwingversuch gesprochen. Die Form der Schwingung entspricht dabei zumeist einer Sinusfunktion mit einer Amplitude $\Delta\sigma$ und einer bestimmten Periode, entsprechend einem Lastwechsel oder auch Lastspiel (siehe Abbildung 3.1). Die Art der Beanspruchung ergibt sich für den Dauerschwingversuch aus dem Verhältnis R von Ober- und Unterspannung. Liegen beide Kenngrößen im Druckbereich, ist von einer Druck-Schwellbeanspruchung zu sprechen. Für eine Ober- als auch Unterspannung im Zugbereich spricht man von einer Zug-Schwellbeanspruchung. Für beide Fälle ergibt sich das Verhältnis R der Ober- zur Unterspannung zu größer Null und zu kleiner positiv Eins. Ein Verhältnis von Null stellt sich für den Fall ein, dass entweder die Ober- oder die Unterspannung entsprechend einer Druck- oder Zugbeanspruchung zu Null gesetzt wird. Die Art der Beanspruchung des Dauerschwingversuches heißt dann Druck- oder Zug-Ursprungsbeanspruchung. Ein Verhältnis von minus Eins ist das Resultat einer reinen Wechselbeanspruchung, d.h., dass Ober- und Unterspannung betragsmäßig exakt gleich groß sind und ein entgegengesetztes Vorzeichen aufweisen (siehe Abbildung 3.2).

3.2. Wöhlerlinie

Abhängig von der Art der Beanspruchung des Dauerschwingversuches ermüdet ein Baustoff bis zum Versagen mehr oder weniger schnell. Wie in Kapitel 1.1 dargelegt, hängen die maximal ertragbare Anzahl an Lastwechseln eines Baustoffs, die sogenannte Bruchlastwechselzahl, sowie die Ermüdungsfestigkeit, aber nicht nur von der Art der Beanspruchung, sondern ebenso von der Höhe des Beanspruchungsniveaus ab. Diese Tatsache erkannte schon Wöhler im 19. Jahrhundert, als er sich als einer der Ersten mit dem Problem der Baustoffermüdung als Folge des vermehrten Auftretens von Achsbrüchen bei Eisenbahnen und Postkutschen befasste [22], [23], [24], [25]. Wöhler etablierte mit seinen Ermüdungsversuchen an metallischen Materialien die heute noch gängige Form der Darstellung des Ermüdungsverhaltens eines Baustoffs, die *Wöhlerlinie*. Diese stellt das Beanspruchungsniveau über der zugehörigen Bruchlastwechselzahl dar (siehe Abbildung 3.3). Eine hohe, zyklische Beanspruchung führt dabei zu einer geringeren Bruchlastwechselzahl. Theoretisch erträgt der Baustoff exakt einen Lastwechsel, wenn die Beanspruchung gleich seiner (statischen) Festigkeit ist.

3. Dauerschwingversuche

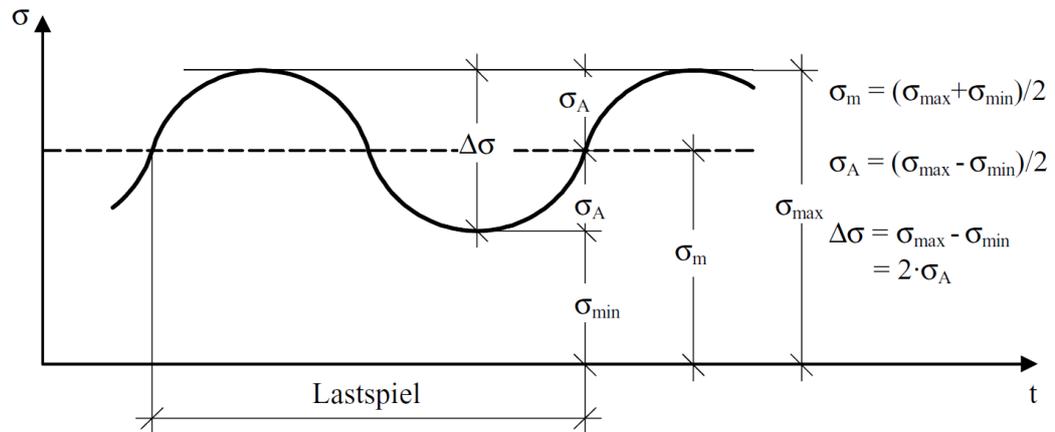


Abbildung 3.1.: Charakteristische Kenngrößen bei periodischer Beanspruchung nach Kessler-Kramer [13]

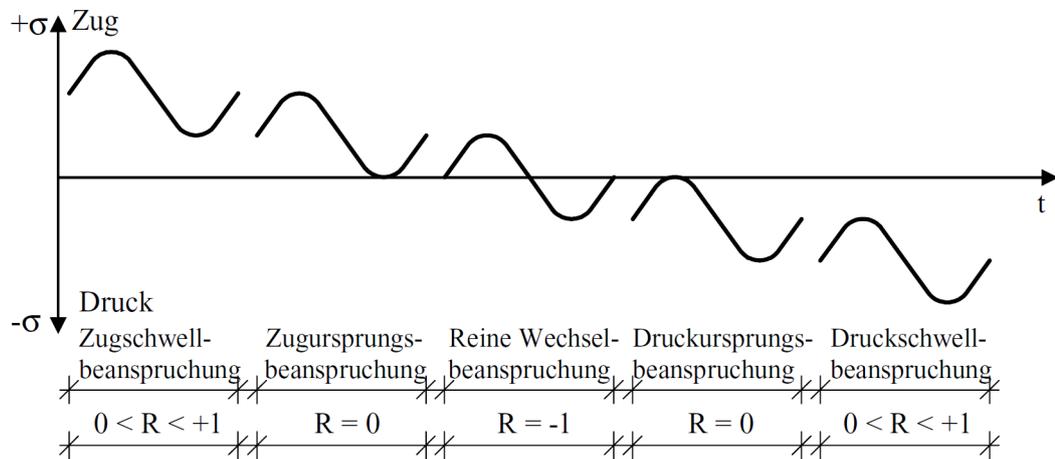


Abbildung 3.2.: Beanspruchungsarten für Dauerschwingversuche nach Kessler-Kramer [13]

Im Bereich sehr geringer, ertragbarer Lastwechselzahlen wird von der sogenannten Kurzzeitfestigkeit oder auch *low-cycle high amplitude fatigue* gesprochen. Werden die Spannungen geringer, steigt die Zahl der ertragbaren Lastwechsel an. Die Wöhlerlinie liegt für diesen Fall im Bereich der Zeitfestigkeit entsprechend der Darstellung in Abbildung 3.3.

Die Betriebsfestigkeit beschreibt die Zahl der ertragbaren Lastwechsel für den Fall einer variierenden Beanspruchung, also zeitlich veränderlicher Beanspruchungsgrößen, -dauern oder -frequenzen. Diese Art der zyklischen Beanspruchung findet sich in fast allen Bereichen des realen Lebens, insbesondere bei der Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch fließenden Verkehr (Lastkollektiv) und veränderliche klimatische Bedingungen. Trotzdem wird bei der labortechnischen, gezielten Ermüdung eines Baustoffs wegen der Einfachheit der Ausführung, eine zyklische Beanspruchung mit konstanten Kenngrößen vorgenommen. Durch Variation dieser, pro Versuch konstanten Beanspruchung kann dann die lastwechselzahlabhängige Ermüdungsfestigkeit in Form einer Ermüdungsfunktion erfasst werden.

Die Dauerschwingfestigkeit ist so definiert, dass bei entsprechender Beanspruchung unendlich viele Lastwechsel ertragen werden können (*high-cycle fatigue*). Für metallische Materialien ist dieser Bereich eindeutig definiert. Allerdings wird bislang immer noch diskutiert, ob es bei sehr hohen Lastwechselzahlen (*ultra high-cycle fatigue*) trotz geringer Beanspruchungen nicht doch zu einem Ermüdungsversagen kommen kann. Spannbeton- und Betonstahl werden nach DIN 488 [26] und nach DIN 50100 [27] ab einer Lastwechselzahl von 2 Millionen Zyklen als dauerschwingfest bezeichnet.

Um die Entwicklung der Betonfestigkeit eindeutig vorhersagen zu können, fehlt bislang eine allgemeingültige Beschreibung für die Abnahme der Festigkeit bei zyklischer Dauerbelastung. Obwohl die Dauerschwingfestigkeit bei Beton existieren könnte, konnte sie bislang nicht nachgewiesen werden. Aus diesem Grund wird Beton als quasi-dauerfest oder zeitfest bezeichnet. Es wird deshalb, wie in Kapitel 1.1 erläutert, von einer Ermüdungsfestigkeit gesprochen, welche die Dauer des Ermüdungsvorganges und folglich den Widerstand bis zum Betonversagen definiert.

3.3. Relevanz der Betonermüdung für den Straßenbau

Wie zu Beginn dieses Kapitels erläutert, wird bei Dauerschwingversuchen zwischen Druck-Schwell-, Zug-Schwell- und Wechselbeanspruchungen unterschieden. Auch wenn der Verformungsverlauf von Beton bei monoton steigender Beanspruchung generell ähnlich verläuft (siehe Abbildung 2.1 (a) und (b)), zeigen sich signifikante Unterschiede im Tragverhalten in Bezug auf die Höhe der ertragbaren Beanspruchung. Es ist allgemein bekannt, dass die Beanspruchbarkeit des Baustoffs Beton auf Druck um ein Vielfaches höher liegt als dessen Beanspruchbarkeit auf Zug, woraus sich die Notwendigkeit einer Bewehrung mit bspw. Stahl oder eine entsprechende, ausreichende Dimensionierung für unbewehrten Beton ableiten lässt.

3. Dauerschwingversuche

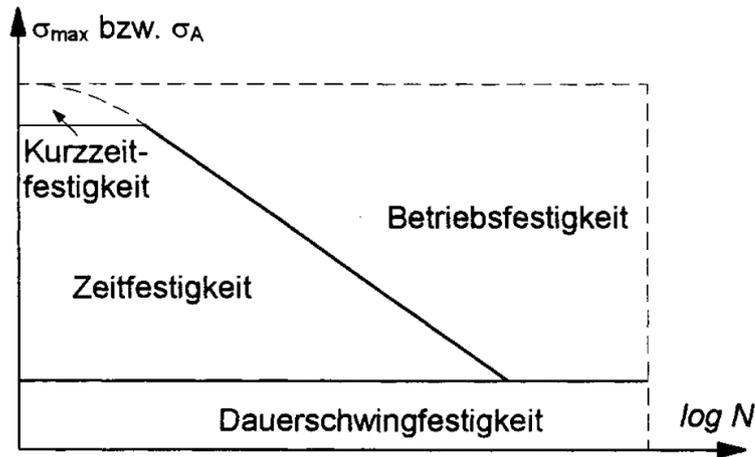


Abbildung 3.3.: Schematisch dargestellte Wöhlerlinie eines metallischen Baustoffs nach Bazant [28]

Dieser Unterschied im Tragverhalten zeigt sich auch unter zyklischer Beanspruchung. So liegen die Bruchlastwechselzahlen bei einer zyklischen Druckbeanspruchung mit einem definierten Beanspruchungsniveau deutlich höher als die Ermüdungsfestigkeit bei einer entsprechenden Zug-Schwellbeanspruchung (siehe Abbildung 3.4 (a)). Insbesondere im Straßenbau treten jedoch überwiegend Wechselbeanspruchungen auf. Diese Biege-Wechselbeanspruchungen sind die Folge der Durchbiegung der Betonfahrbahndecke unter der bewegten Radlast (siehe Abbildung 3.4 (b)). In der Straßenbefestigung wird somit der Baustoff Beton im Vergleich zu anderen Bauwerken am stärksten auf Ermüdung beansprucht. Die Relevanz des Verständnisses des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Straßenbeton wurde bereits in Kapitel 1.1 dargelegt. Abbildung 3.4 (a) verdeutlicht die Bedeutsamkeit einer ausreichenden Ermüdungsbeständigkeit des Baustoffs Straßenbeton gegen Wechselbeanspruchungen, die es durch fachgerechtes Dimensionieren des Bauwerks Betonfahrbahndecke mit der Auswahl der geeigneten, hinreichend ermüdungsresistenten Baustoffe zu erreichen gilt. Dadurch ist es möglich, die Nutzungsdauer der Betonfahrbahndecke zu bestimmen bzw. zu verlängern, Verkehrsbeeinträchtigungen infolge von Erhaltungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen zu reduzieren und somit das essentiell wichtige Aufrechterhalten der Verfügbarkeit unserer Straßeninfrastruktur für die stetig wachsende Anzahl an Teilnehmern des täglichen Straßenverkehrs zu sichern.

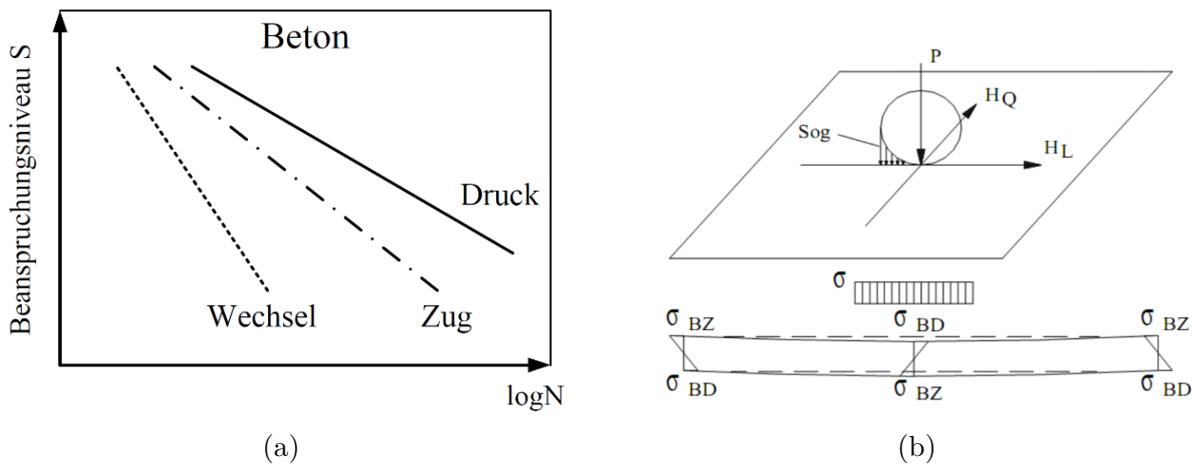


Abbildung 3.4.: (a) Schematische Veranschaulichung der qualitativen Verläufe der Wöhlerlinien für Druckschwell-, Zugschwell- und Wechselbeanspruchungen nach Thiele [17]
 (b) Kräftespiel an der Fahrbahn und resultierende Biegezugbeanspruchung innerhalb einer Betonfahrbahndecke [29]

4. Ermüdungsverhalten von Beton

4.1. Skalenbetrachtung

Zunächst lässt sich die Betrachtung des Ermüdungsprozesses des Baustoffs Beton gemäß Wittmann [30] im Wesentlichen auf drei Skalen zurückführen. Auf der Makroebene wird Beton als ein homogenes, einphasiges Stoffsystem angesehen. Aus dieser Art der Betrachtung kann die Charakterisierung anhand von Verformungs- und Festigkeitsparametern vorgenommen werden. Auf der Mesoebene werden die jeweiligen Baustoffkomponenten, welche das heterogene Betongefüge bestimmen, also Zuschlag, Zementstein, nicht gebundenes Wasser und Poren betrachtet. Es lassen sich die Verbundeigenschaften zwischen Zuschlagkorn und Zementstein definieren, wodurch auch Mikro- und Makrorisse in die Betrachtung mit einbezogen werden können. Auf der Mikroebene werden die Objekte des Zementsteins in molekularer Größenordnung verbildlicht, um die physikalischen und chemischen Prozesse wie die Wärmentwicklung, der Einfluss des Gehaltes an nicht gebundenem Wasser und die Hydratation untersuchen zu können.

Auf der Makroebene betrachtet, führt das bereits im Kapitel 2.3 beschriebene zeit- und spannungsabhängige Kriechen aufgrund der viskoelastischen Eigenschaften des Betons zu Schädigungsvorgängen und Verformungen im Baustoffgefüge. Im Vergleich zu kurzzeitigen, statischen Bruchversuchen treten im langzeitbeanspruchten Beton wesentlich höhere Verformungen auf, wobei es infolge von Überbeanspruchung zu lokalen Schädigungen im Sinne von Ablösungen zwischen Zuschlag und Zementstein und folglich zu Mikrorissen kommt [6]. Auf der Makroebene äußert sich dies, wie nachfolgend dargelegt, durch die Zunahme der irreversiblen Verformungen über die Zeit und einen dadurch bedingten, kontinuierlichen Steifigkeitsverlust.

Schläfli [31] ordnet diesen Phänomenen der Betonermüdung zwei *Ermüdungsmotoren* zu, deren Betrachtung auf der Mesoebene vorgenommen werden muss. Die viskoelastische Verformung des Betons setzt sich sowohl aus kurzfristig und langfristig auftretenden Vorgängen bzw. Verformungen zusammen und führt dann zum Rissfortschritt, wenn das lokale Verformungsvermögen des Betons überschritten wird. Ist dies der Fall, können während des wiederholten Öffnens und Schließens dieser Risse aufgrund der Rissuferreibung und der gelockerten Zuschlags- und Zementsteinpartikel an der Spitze des Risses lokale Zugspannungen entstehen, welche wiederum zu verstärktem Risswachstum führen. Dieser Effekt wird in Kapitel 5 eingehender beschrieben.

Es ist anzumerken, dass sich die bisher durchgeführten Untersuchungen zum Schädi-

4. Ermüdungsverhalten von Beton

gungsvorgang bei Beton vorwiegend auf die Ermüdungsfestigkeit und auf die Schadensakkumulation bezogen haben. Dies sind Kennwerte der makroskopischen Betrachtungsebene. Es mangelt bisweilen an der systematischen, messtechnischen Untersuchung von Schädigungsvorgängen auf der Meso- und Mikroebene. Sobald derartige Untersuchungen vorgenommen wurden, müssen die Ergebnisse der unterschiedlichen Skalen miteinander verknüpft werden. Bis dies gelingt, kann nicht davon ausgegangen werden, dass der Schädigungsvorgang des Baustoffs (Straßen-)Beton ganzheitlich wissenschaftlich durchdringbar und somit auch prognostizierbar ist [17].

4.2. Steifigkeitsverminderung infolge Ermüdung

Es folgt zunächst eine Darlegung der makroskopischen Betrachtung des Ermüdungsverhaltens von Beton, bevor im nächsten Schritt auf das mesoskopische Phänomen (Rissbildung) eingegangen wird.

Wie in Abbildung 1.2 zu sehen, lässt sich der Ermüdungsvorgang von Beton durch die Betrachtung der Betonsteifigkeit während einer zyklischen Dauerbelastung abbilden. Die Form des sich einstellenden, charakteristischen, dreiphasigen, S-förmigen Funktionsverlaufs der Steifigkeitsentwicklung ist dabei unabhängig von der Art der Beanspruchung [6]. Die Länge der zweiten Phase kann als vorwiegendes Merkmal der Betonermüdungsbeständigkeit angesehen werden. Während dieser Phase findet ein geringes, aber sehr konstantes Mikrorisswachstum im Baustoffgefüge statt, woraus sich die lineare Zunahme der Betonverformungen und folglich, der lineare Abfall der Betonsteifigkeit erklären ließe. Cornelissen [32], Reinhardt [33] sowie Siemens [34] fanden, dass die Länge der zweiten Phase durch die Belastungsfrequenz während einer zyklischen Dauerbelastung verändert werden kann. So verkürzt sich die zweite Phase mit steigender Belastungsfrequenz. Unter dem Gesichtspunkt der zeitlich realistischen Umsetzbarkeit von Laborversuchen, bspw. dem Spaltzug-Schwellversuch, sind demnach höhere Belastungsfrequenzen vorzuziehen, um eine vergleichsweise schnell einsetzende Betonschädigung hervorzurufen. Die Belastungsfrequenz des Spaltzug-Schwellversuchs beträgt standardmäßig 10 Hz.

Dass die Entwicklung der Betondehnungen bzw. der Steifigkeit im Verlauf des Ermüdungsprozesses grundsätzlich entsprechend der zuvor beschriebenen, charakteristischen Funktion verläuft, wurde mehrfach experimentell und unabhängig von der Art der Beanspruchung der durchgeführten Dauerschwingversuche nachgewiesen (siehe Abbildung 4.1 und Abbildung 4.2). Die Ermüdungsfestigkeit des Betons hängt von vielen Parametern ab, die zum einen aus den Baustoffeigenschaften resultieren und als unveränderliche Parameter angesehen werden. Hierzu gehören die Betonsteifigkeit, die statische Betonfestigkeit, die Betonzusammensetzung und das Betonalter. Es ist folglich ratsam, zu untersuchende Probekörper in jeweils einer Betoncharge zu fertigen und in einem fortgeschrittenen Betonalter zu testen, in dem die Betonnacherhärtung keine signifikante Steigerung der Festigkeit mehr hervorruft. Zum anderen haben aus der Versuchsdurchführung resultierende und somit variable Parameter einen Einfluss auf die Betonermüdungsfestigkeit. Zu den

4.2. Steifigkeitsverminderung infolge Ermüdung

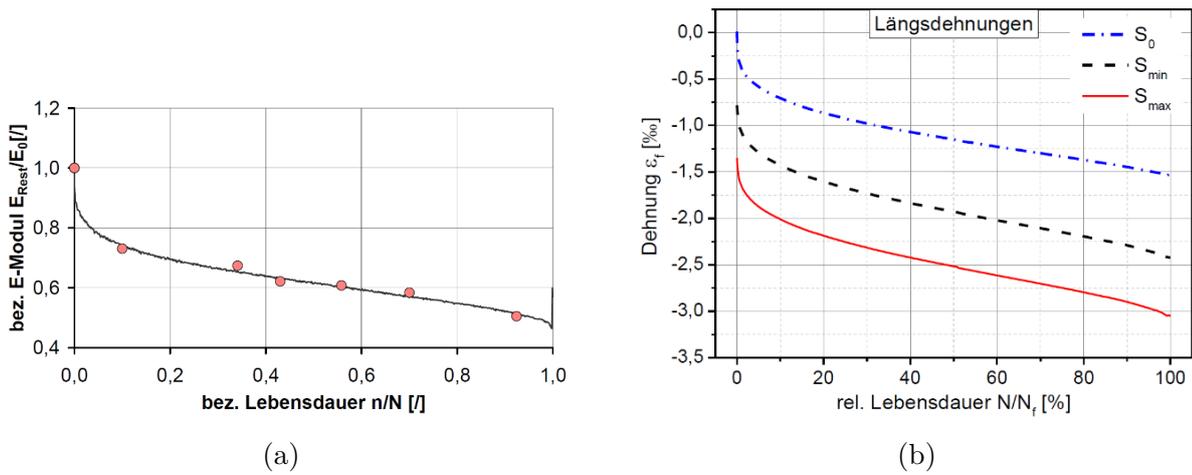


Abbildung 4.1.: (a) Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall nach Hohberg [6]
 (b) Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen nach Thiele [17]

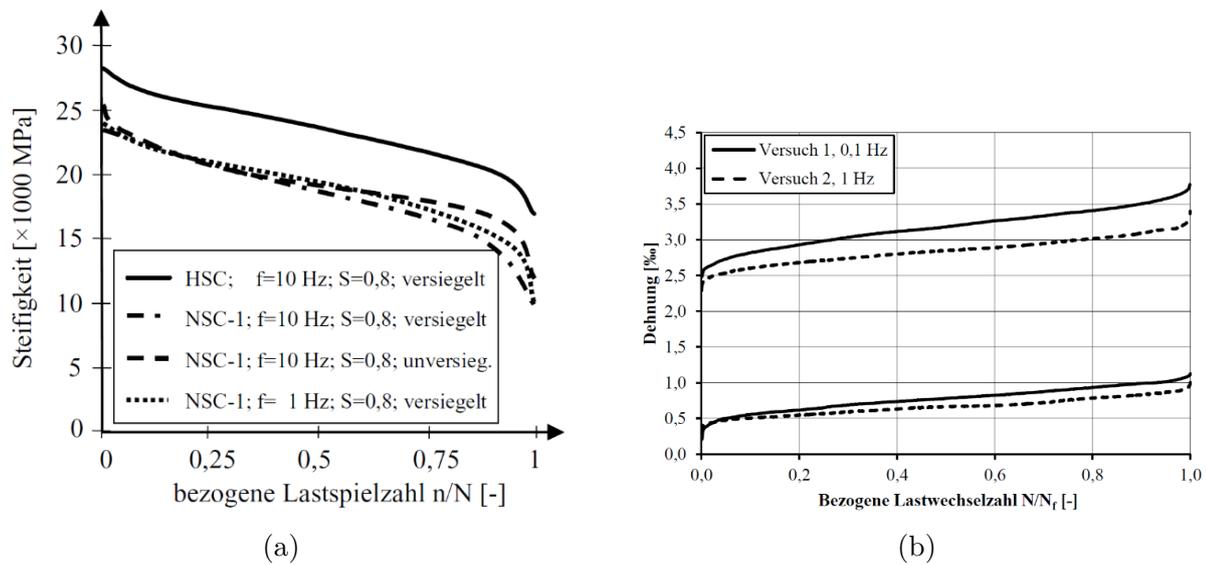


Abbildung 4.2.: (a) Experimentell bestimmter Steifigkeitsabfall nach Kessler-Kramer [13]
 (b) Experimentell bestimmte Zunahme der Dehnungen nach Oneschkow [7]

4. Ermüdungsverhalten von Beton

vorrangigen, variablen Parametern gehören die Beanspruchungshöhe und -art, Lastpausen, die Belastungsfrequenz, die Betonfeuchte sowie das Umgebungsklima. Die zyklische Belastung von Probekörpern im Ermüdungsversuch sollte daher mit möglichst konstanten Versuchsparametern vorgenommen werden. Zudem empfiehlt es sich, Probekörper vollständig bis zur Massekonstanz zu trocknen und in einem geregelten Versuchsklima zu testen. Anhand dieses Vorgehens können die Einflüsse der genannten Parameter auf die Ermüdungsfestigkeit auf einem Minimum gehalten werden.

4.3. Modellvorstellung der Ermüdung

In Kapitel 1.2 wurde dargelegt, wie durch die Betrachtung der Veränderung der Hystereseschleifen während eines Dauerschwingversuches auf ein Fortschreiten des Ermüdungsprozesses zu schließen ist. So ändert sich dabei nicht nur der Anstieg der Sekante einer Schleife, sondern ebenso die Krümmung der Hystereseschleife im Laufe der Belastung (siehe Abbildung 4.3 (a)). Auch hieraus lässt sich die bereits erläuterte Steifigkeitsverminderung ableiten. Die Ursachen der Krümmungsumkehr sind bisher besonders für hochzyklische Ermüdungsbeanspruchungen kaum untersucht worden [17].

Basierend auf den vorhergehenden Erläuterungen wurden einige Modellvorstellungen zur Betonermüdung entwickelt, die davon ausgehen, dass sich die verlängerten Sekanten der Hystereseschleifen in einem gemeinsamen Punkt schneiden (siehe Abbildung 4.3 (b)). Dieser Punkt wird von Park [35] als *common point*, von Hordijk [36] als *focus point* und von Rotilio [37] als Pivot-Punkt bezeichnet. Aus der Existenz eines solchen Punktes ließe sich schlussfolgern, dass die Steifigkeitsabnahme und die Zunahme der irreversiblen Verformungsanteile in einem linearen Zusammenhang stehen. Pfanner [14] stellte die Hypothese auf, dass die zu leistende Arbeit im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung, die in einem bestimmten geschädigten Zustand des Baustoffgefüges resultiert, gleichzusetzen ist mit der Arbeit, die durch eine monoton steigende Belastung geleistet wird, um den gleichen, geschädigten Zustand des Gefüges herbeizuführen. Aus dieser Hypothese kann ein Energiegleichgewicht vorausgesetzt werden, welches in Abbildung 4.4 schematisch dargestellt ist. Der zuvor beschriebene Zusammenhang zwischen den geschädigten Zuständen des Betongefüges, welche gleichermaßen durch eine zyklische oder eine monoton steigende Belastung herbeigeführt werden können, lässt sich explizit aus der Gleichheit der Flächen A_1 und A_2 herleiten.

Das Modell der Betonschädigung nach Pfanner [14] kann nur unter Kenntnis der Spannung-Dehnung-Funktion bei monoton steigender Belastung sowie unter Kenntnis der Entwicklung der Dehnungen bei zyklischer Beanspruchung angewendet werden. Hierbei wird die Arbeit der Ermüdungsbeanspruchung iterativ mit der Fläche unter der Spannung-Dehnung-Funktion bei monoton steigender Belastung (A_1) verglichen. Folglich lässt sich der Schädigungszustand unter zyklischer Beanspruchung aus der Spannung-Dehnung-Funktion bei monoton steigender Belastung abschätzen [7]. Pfanner [14] merkt zudem an, dass die Spannung-Dehnung-Funktion anhand eines weggeregelten Belastungsversu-

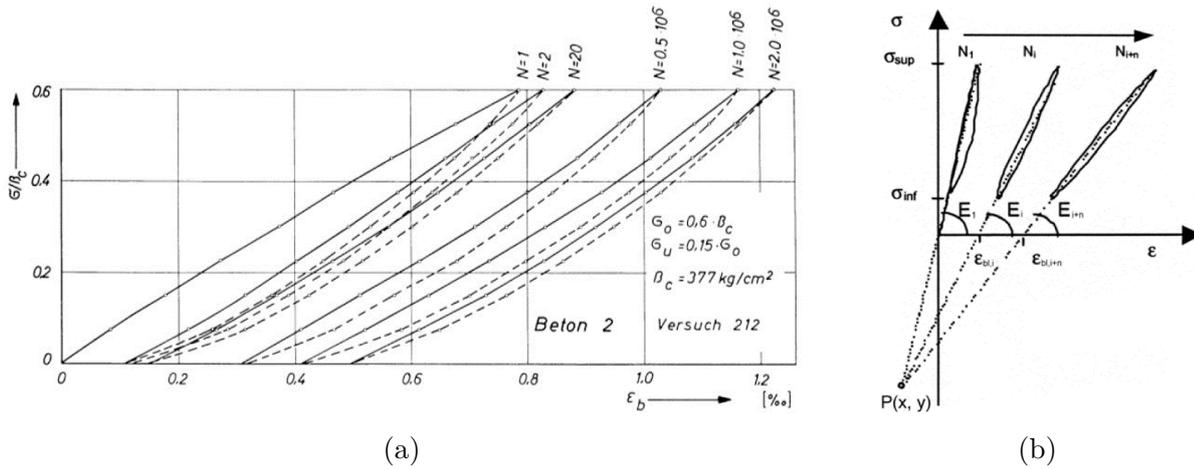


Abbildung 4.3.: (a) Fortlaufende Veränderung der Spannung-Dehnung-Beziehung infolge von Ermüdungsbeanspruchungen im Druck-Schwellbereich nach Mehmel [12]
 (b) Pivot-Punkt nach Hohberg [6]

ches bestimmt und die zyklische Belastung kraftgeregelt erfolgen muss.

4.4. Schadensakkumulationshypothesen

Basierend auf den aus Ermüdungsversuchen gewonnenen Wöhlerlinien lässt sich die Betonrestnutzungsdauer für ein bestimmtes Belastungskollektiv anhand von Schadensakkumulationshypothesen abschätzen. Hierfür werden die durch die einzelnen Belastungskollektive hervorgerufenen Teilschädigungen zu einer Gesamtschädigung zusammengefasst, also aufsummiert. Die dabei am meisten angewendete und demnach auch bekannteste Hypothese ist die lineare Schadensakkumulationshypothese von *Palmgren-Miner* [8], [9]. Die Eignung dieser Hypothese ist in Hinsicht auf den bekannten Schädigungsverlauf von Beton jedoch umstritten. Dies ist vor allem das Resultat der Nichtberücksichtigung verschiedener Parameter, welche einen erheblichen Einfluss auf den Schädigungsverlauf haben. Dazu gehören etwa die Lastwechselabfolge, die Beanspruchungsfrequenz und Lastpausen bzw. deren Variabilität und Zusammenwirken [38], [39].

Allerdings sind bislang keine passenderen Alternativhypothesen aufgestellt worden. Zudem gibt es auch Literaturquellen, in denen anhand der gewonnenen Ergebnisse mit den jeweiligen, spezifischen Versuchsanordnungen dargelegt wird, dass die Hypothese nach *Palmgren-Miner* ausreichend genau ist und demnach durchaus für Beton anzuwenden sei [40]. Somit wird die Hypothese nach *Palmgren-Miner* auch weiterhin bevorzugt für die Abschätzung der Betonbetriebsfestigkeit angewendet [41]. Den Betonstraßenbau betreffend ist es denkbar, die Schadensakkumulationshypothese nach *Palmgren-Miner* in den Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Betonbauweise (RSO Beton) zur Anwendung zu bringen.

4. Ermüdungsverhalten von Beton

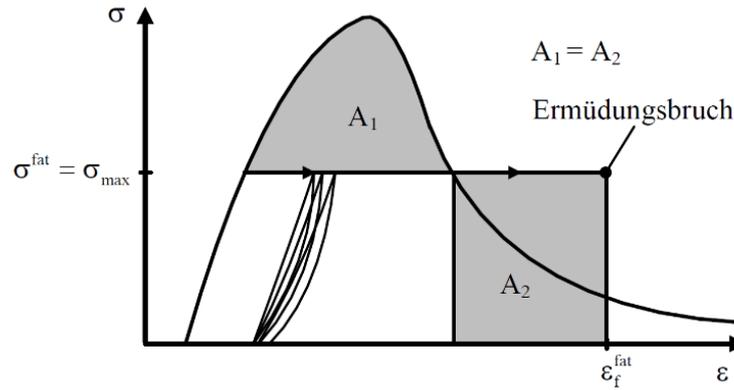


Abbildung 4.4.: Hypothese gleicher in Schädigung dissipierter Energien bei zyklischer und monoton steigender Beanspruchung nach Pfanner [14]

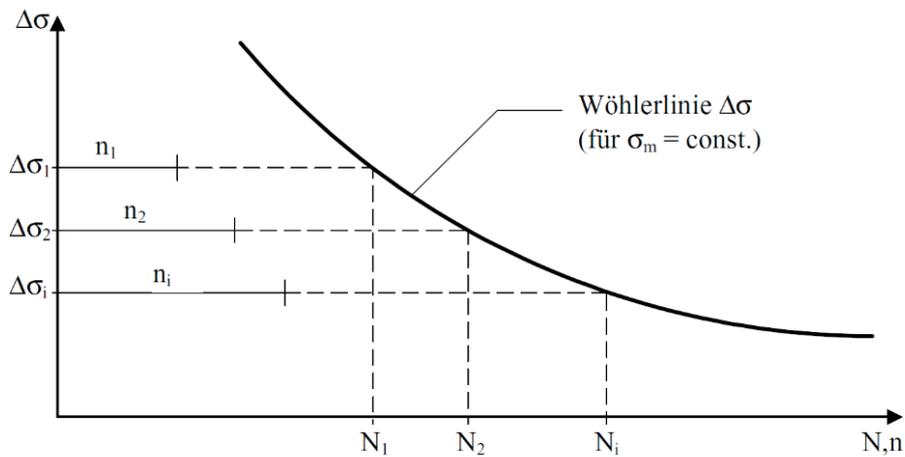


Abbildung 4.5.: Prinzipieller Verlauf der Schadensakkumulationshypothese von Palmgren-Miner nach Kessler-Kramer [13]

Wird die Hypothese von *Palmgren-Miner* angewendet, ist ein linearer Zusammenhang zwischen der Lastwechselzahl und der Schädigung des Betongefüges sowie der Reihenfolgeunabhängigkeit der einzelnen Belastungskollektive vorauszusetzen. Als Folge dessen lässt sich bei mehrstufiger, zyklischer Beanspruchung das Schädigungsmaß D als Summe der einzelnen Teilschädigungen definieren. Die Teilschädigungen selbst ergeben sich jeweils als Verhältnis der aufgebrauchten Lastwechselzahlen n_i bei einem bestimmten Beanspruchungsniveau $\Delta\sigma$ zu der zugehörigen Bruchlastwechselzahl N_i (siehe Abbildung 4.5). Die Bruchlastwechselzahlen zu einem bestimmten Beanspruchungsniveau definieren den Verlauf der Wöhlerlinie des Betons.

4.5. Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschritts

Bevor im nächsten Kapitel 5 auf die Mechanismen der Rissbildung eingegangen und die Betrachtung des Schädigungsvorganges des Baustoffes Betons somit von der Makro- auf die Mesoebene verlegt wird, wird vorerst die Erläuterung verschiedener Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschrittes fortgesetzt. Diese Gesetze betrachten neben der Baustoffbeanspruchung auch die Risslänge bzw. deren Anwachsen im Zuge einer fortschreitenden Beanspruchung. Dabei wird ein homogenes Baustoffgefüge mit vereinzelt Inhomogenitäten betrachtet, ohne den Baustoff in seine einzelnen Komponenten aufzuschlüsseln. Die Betrachtungsebene lässt sich somit nicht eindeutig festlegen und die Stoffgesetze zur Beschreibung des Rissfortschrittes müssen in einer Zone zwischen der Makro- und der Mesoebene angesiedelt werden.

Zunächst ist anzumerken, dass diese Stoffgesetze ihren Ursprung in der Metallstoffkunde haben und das Ermüdungsverhalten von Metall unter Anwendung dieser Gesetze hinreichend genau beschrieben werden kann. Das am meisten verwendete Stoffgesetz stammt von Paris und Erdogan [42] und betrachtet den Zusammenhang zwischen der Rissfortschrittsgeschwindigkeit, definiert als Verhältnis der Änderung der Risslänge zur Änderung der Lastwechselzahl, und der zyklischen Spannungsintensität, welche einen Bereich für den Spannungsintensitätsfaktor eingrenzt [13]. Der Spannungsintensitätsfaktor ist ein Maß für die Intensität des Spannungsfeldes in der Nähe einer Risspitze. Vom kritischen Spannungsintensitätsfaktor wird gesprochen, wenn die Stärke des Spannungsfeldes die Rissbildung initiiert und schlussendlich einen Bruch hervorruft. Die Anwendbarkeit für Beton ist jedoch wegen der Gültigkeit der Gesetze zunächst für Metalle, in Frage zu stellen.

Aus diesem Grund erarbeiteten Forman et al., basierend auf der Gesetzmäßigkeit von Paris und Erdogan [42], eine erweiterte Beziehung, welche neben dem Spannungsverhältnis R zudem Effekte der Destabilisierung des Betongefüges berücksichtigt. Diese können auftreten, wenn sich der Spannungsintensitätsfaktor seinem kritischen Wert annähert. Allerdings gibt es immer noch eine Vielzahl an Parametern, welche für eine hinreichend genaue Beschreibung des Rissfortschrittes im Beton in einem Stoffgesetz berücksichtigt werden müssten. Dazu zählen die Rissoberflächengeometrie, die Lastsequenz, das Kriechen sowie der Temperatureinfluss. Eine Berücksichtigung dieser Parameter in einem entsprechenden Stoffgesetz ist Forman et al. nicht möglich gewesen [13].

Als Resultat empirischer Versuchsreihen wurde festgestellt, dass der Rissfortschritt unterhalb eines bestimmten Maßes für die zyklische Spannungsintensität ΔK zum Erliegen kommt. So lässt sich beim Auftragen von ΔK über der Rissfortschrittsgeschwindigkeit $\frac{da}{dN}$ im doppelt-logarithmischen Maßstab eindeutig eine Ähnlichkeit des Funktionsverlaufs zu dem der klassischen Wöhlerlinie zeigen (siehe Abbildung 4.6). Diese Analogie findet sich z.B. bei der Betrachtung des Grenzwertes des Rissfortschrittes ΔK_{th} , unter dem die Risse nicht weiterwachsen [13]. Bei der Wöhlerlinie befindet sich unterhalb dieses Grenzwertes der Bereich der sogenannten Dauerschwingfestigkeit (siehe Abbildung 3.3). Daraus

4. Ermüdungsverhalten von Beton

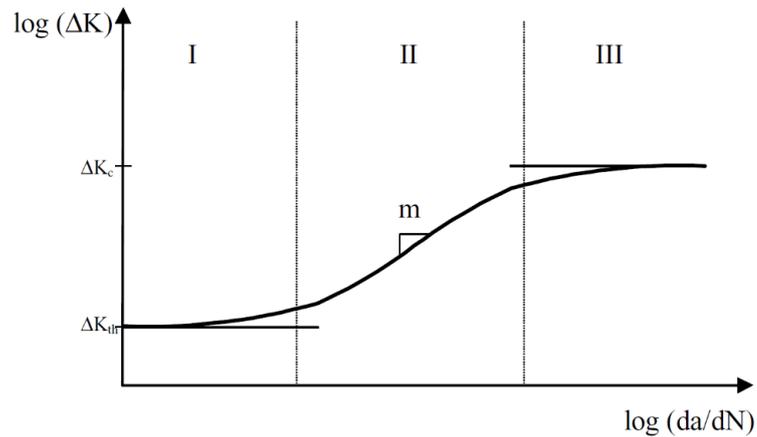


Abbildung 4.6.: Schematische Darstellung für die Rissfortschrittsgeschwindigkeit nach Kessler-Kramer [13]

erschließt sich ein direkter Zusammenhang zwischen dem Rissfortschritt und dem Ermüdungsvorgang im bzw. der Ermüdungsfestigkeit von Beton.

In Kapitel 3.2 wurde dargelegt, dass Beton aufgrund des bisherigen Fehlens eines Nachweises der Dauerschwingfestigkeit, als quasi-dauerfest oder zeitfest zu bezeichnen ist. Es sei auch an dieser Stelle angemerkt, dass bei den durchgeführten empirischen Untersuchungen des Rissfortschrittes lediglich eine endliche Zahl an Lastwechseln realisiert werden kann. Es ist daher nicht auszuschließen, dass der Rissfortschritt und dadurch bedingt der Ermüdungsvorgang bei einer viel höheren Lastwechselzahl nicht vollständig abgeschlossen sind.

5. Rissbildungsmechanismen

In diesem Kapitel wird die Betrachtung von der makroskopischen Ebene, auf der Beton als homogenisiertes Material abgebildet wird, auf die mesoskopische Ebene verlegt. Auf dieser Ebene wird der Baustoff Beton als ein heterogenes Material mit mehreren Komponenten dargestellt (siehe Abbildung 5.1). Somit ist es auch möglich, schädigende Prozesse in der Kontaktzone zwischen diesen Einzelkomponenten in die Betrachtung mit einzubeziehen. Dazu gehören in erster Linie, wie folgend dargelegt, die Prozesse der Rissbildung. Diese haben einen erheblichen Einfluss auf die Verbundeigenschaften der Einzelkomponenten und folglich auf das Material- bzw. das Ermüdungsverhalten des Verbundbaustoffs (Straßen-)Beton. In Kapitel 2.2 wurde beschrieben, wie das Betonvolumen bei einer Beanspruchung, welche größer ist als die kritische Spannung des Betons (ca. 65 - 90 % der Bruchfestigkeit), nach einer anfänglichen Verringerung wieder zunimmt. Bedingt wird diese Volumenzunahme durch das Einsetzen eines übermäßigen Risswachstums als Folge des Zusammenwachsens der im Beton befindlichen Mikrorisse zu Makrorissen. Dieser Effekt verdeutlicht, dass das Risswachstum generell schon weitaus früher beginnt und auch ohne das Wirken äußerer Lasten initiiert wird. Dabei können Risse im Beton überall dort auftreten, wo das lokale Verformungsvermögen des Betons überschritten wird. In der Regel sind dies Lokalitäten im vergleichsweise weichen Zementstein bzw. in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Zuschlagkorn. Die Folge ist, dass Risse im Beton zumeist durch mehrere Zuschlagkörner überbrückt und die Rissoberflächen durch die unregelmäßig geformten Körner verzahnt werden. Ein Riss im Beton setzt sich dabei aus mehreren Mikro- und Makrorissen zusammen, die mit unterschiedlichen Winkeln, dreidimensional im Betongefüge verlaufen. Im Gegensatz zum teilweise spröden, linear-elastischen Verhalten der Einzelkomponenten des Betons, weist Beton selbst eine höhere Viskosität auf. Der Zementstein und die Zuschlagstoffe versagen beim Überschreiten der maximalen Festigkeit

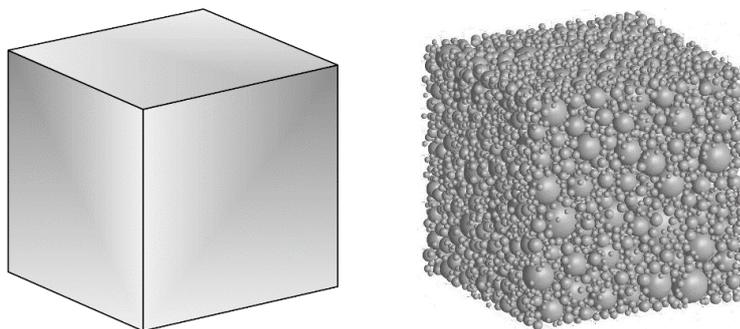


Abbildung 5.1.: Veranschaulichung der Betrachtung des Baustoffs Beton als homogenes Material (links) und als heterogenes Material (rechts) nach Thiele [17]

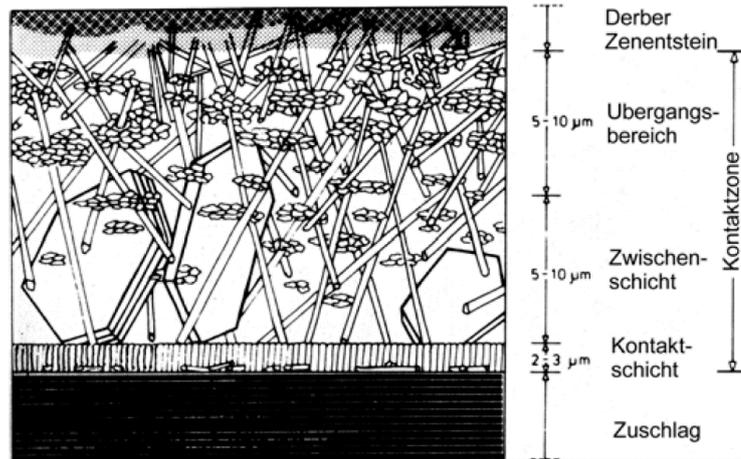


Abbildung 5.2.: Strukturmodell der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Betonmatrix nach Rehm und Zimbelmann [43]

rasch, wohingegen die Spannung im Beton mit zunehmender Dehnung stetig abnehmen kann. Dieser Vorgang wird als *strain-softening* bezeichnet [6].

5.1. Unbelasteter Beton

Im Zuge der Hydratation des Zementsteins während des Aushärtens des Betons entsteht zwischen der Betonmatrix und dem Zuschlag eine Kontaktzone. Diese Kontaktzone wird durch den adhäsiven Verbund der einzelnen Komponenten des Betons charakterisiert (siehe Abbildung 5.2). Die durch Eigenspannungen und Schwinden hervorgerufenen Gefügedefekte und Hohlräume in der Kontaktzone führen zu einer erhöhten Grenzschichtporosität, welche festigkeitsmindernd wirkt. Durch ein einseitiges Anwachsen der Zementkörner an den Zuschlag während der Hydratation weist die Kontaktzone, verglichen mit der Dichte des derben Zementsteins, ein weniger dichtes Gefüge auf [44], [45] (siehe Abbildung 5.3 (a)). Ebenso stellt sich infolge der Wasser- und Zementmischung im Zementleim und infolge gravitationsbedingter, differenzierter Setzungen zwischen Zuschlagskörnung und Zement ein Setzungseffekt ein. Diese Setzungen können zu porösen Schichten unterhalb des Zuschlagkorns führen [45] (siehe Abbildung 5.3 (b)). Logischerweise verstärkt sich der Setzungseffekt in Kombination mit dem Korngrenzeffekt in der Kontaktzone unterhalb der Zuschlagkörner zusätzlich. Die somit entstandene Porosität der Kontaktzone wird dabei im unbelasteten Beton aufgrund der mechanischen, thermischen und hygrischen Inkompatibilität zwischen Zuschlag und Zementstein weiterhin gesteigert. Grund hierfür ist das Entstehen von Mikrorissen und Verbundschwächen in der Kontaktzone zwischen Zuschlag und Zementstein. Die mechanische Inkompatibilität entsteht dadurch, dass der Elastizitätsmodul des Zuschlages bis zu viermal größer als der des Zementsteins ausfallen kann. Dadurch wird der Bereich des Zementsteins zwischen den Zuschlagkörnern hohen Zugspannungen ausgesetzt, die zu einer Überschreitung des lokalen Verformungsvermögens des Zementsteins und somit zur kornverbindenden Mikrorissbildung führen (siehe

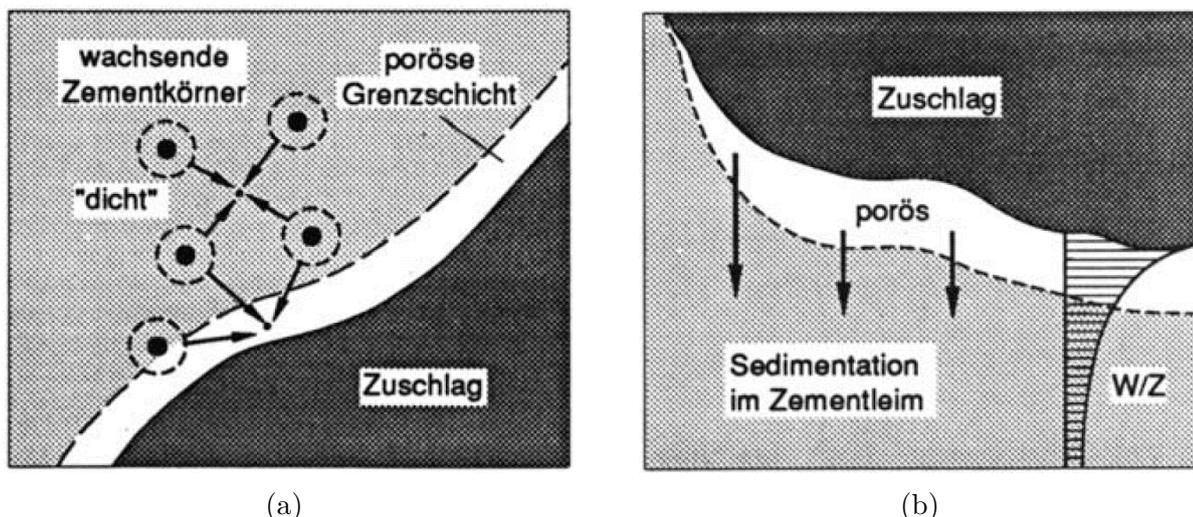


Abbildung 5.3.: (a) Korngrenzeffekt nach Keller [45]
 (b) Setzungseffekt nach Keller [45]

Abbildung 5.4 (a)).

Verdeutlicht wird das Entstehen dieser indirekten Zugspannungen durch einen Vergleich des Betongefüges mit dem Spaltzug-Versuch, welcher in Kapitel 10 näher erläutert wird. Dabei stehen der weichere Zementstein für den zu belastenden Probekörper und die härteren Zuschlagkörner für die Kraft aufbringenden Lastschneiden. Der Spannungszustand, welcher sich im Probekörper bei der Durchführung des Spaltzug-Versuches einstellt, ist vergleichbar mit dem Spannungszustand des Zementsteins zwischen zwei Körnern des Zuschlages. Ähnliche Erscheinungen im Zementstein können zudem dadurch entstehen, dass der Zementstein und die Zuschlagkörner ein unterschiedliches Wärmeausdehnungsverhalten aufweisen (thermische Inkompatibilität). Aufgrund der Tatsache, dass sich der Zementstein gegenüber dem Zuschlag bei einer Temperaturänderung um das bis zu zweifache Maß auszudehnen vermag, bildet sich ein Zugring um die Zuschlagkörner (siehe Abbildung 5.4 (b)). Dadurch bedingt, kann es zu Ablöseerscheinungen des Zementsteins vom Zuschlag bzw. zum Versagen des Zementsteines innerhalb des Zugringes kommen. Eine Temperaturänderung von bis zu 20 K infolge des Entstehens von Hydratationswärme kann bereits dazu führen, dass die Zugfestigkeit des Zementsteins überschritten wird. Folglich erschließt sich auch die Entstehung von Rissen im unbelasteten Beton. Verstärkt wird dieser Effekt unter Umständen durch die hygri-sche Inkompatibilität zwischen Zementstein und Zuschlag. Diese resultiert aus den unterschiedlichen Schwindmaßen beider Komponenten und auch sie führt zur beschriebenen Zugringbildung [45] (siehe Abbildung 5.4 (b)).

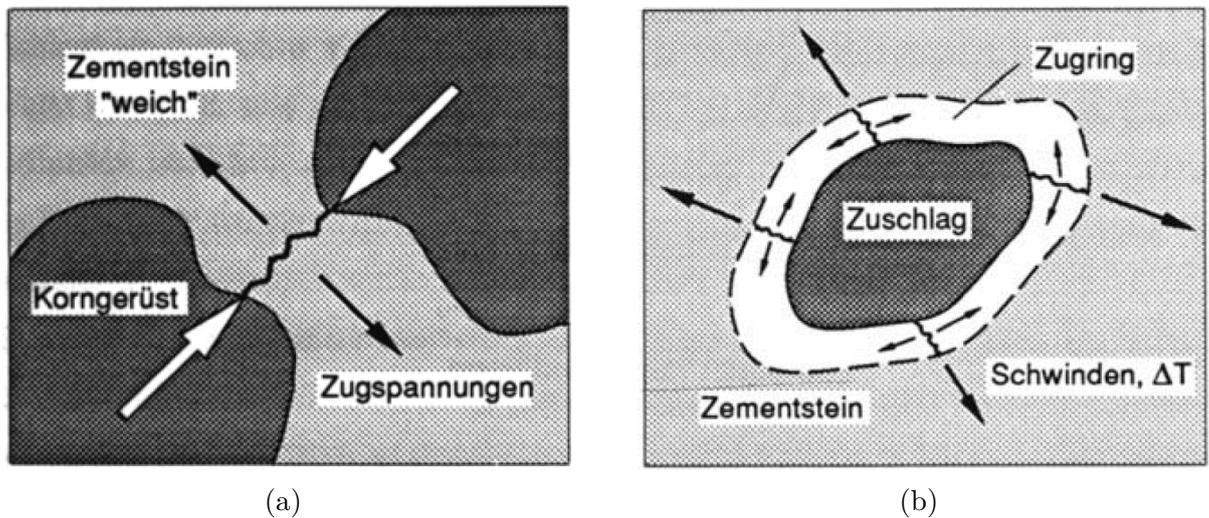


Abbildung 5.4.: (a) Mikrorisse durch mechanische Inkompatibilität nach Keller [45]
(b) Mikrorisse aus thermischer und hygrischer Inkompatibilität nach Keller [45]

5.2. Belasteter Beton

Nachdem zunächst die Mechanismen der Rissbildung im unbelasteten Zustand untersucht wurden, folgt nun die Erläuterung der Mechanismen, die im Beton im belasteten Zustand zur Ausbildung von Rissen führen. Es zeigen sich anhand der hohen Druckfestigkeit die Stärken des vielfach eingesetzten Baustoffs Beton. Aus diesem Grund wird Beton in der Mehrzahl der Applikationen für das Abtragen von Druckspannungen vorgesehen. Werden die Prozesse der Schädigung des Betongefüges durch Druckbeanspruchung im Detail betrachtet, zeigt es sich, dass dabei nicht die Druckbeanspruchung der schädigende Faktor ist, sondern eine durch sie induzierte Zugbeanspruchung. Verdeutlicht wird dies zum einen anhand des zuvor beschriebenen Effekts des Entstehens von indirekten Zugspannungen im Zementstein als Folge der drückenden Körner des Zuschlages (Vergleich des Betongefüges mit dem Spaltzug-Versuch – siehe Abbildung 5.4 (a)). Der gleiche Effekt zeigt sich zum anderen bei dem Betonmodell nach Lusche [46]. Hier ruft ein äußerer Druck eine bestimmte Spannungsverteilung im Betongefüge hervor (siehe Abbildung 5.5). Die Druckspannungen werden entlang der senkrecht verlaufenden, durchgezogenen Linien, von Korn zu Korn übertragen. Senkrecht zu diesen Linien werden Zugspannungen im Zementstein induziert, die durch horizontal verlaufende, gestrichelte Linien angezeigt werden. Es wird anhand dieser Betrachtung deutlich, dass die innere Betonzugfestigkeit sowie die Haftfestigkeit zwischen Zementstein und Zuschlagkorn für die Aufnahmefähigkeit äußerer Lasten maßgebend sind.

Zug- und Haftrisse treten in Form von Mikrorissen dann auf, wenn die Zugfestigkeit der Matrix bzw. die Haftfestigkeit zwischen Matrix und Zuschlag von den resultierenden Spannungen überschritten werden. Diese Risse folgen dem Verlauf der Druck- oder

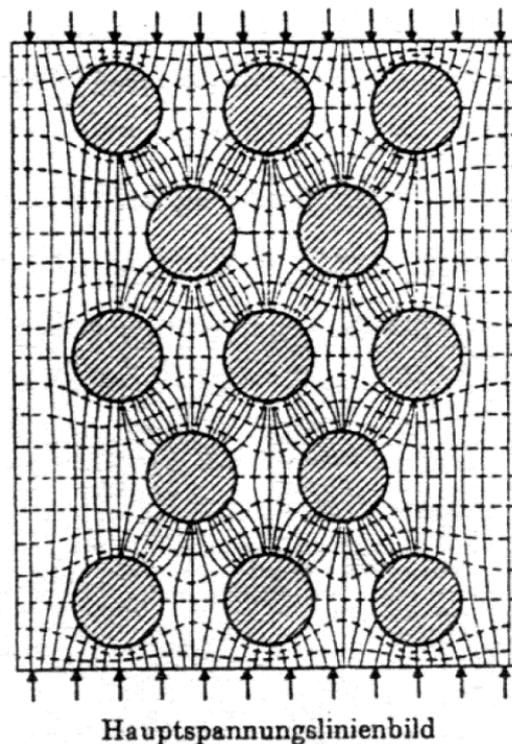


Abbildung 5.5.: Spannungsverteilung des Betonmodells nach Lusche [46]

Zugspannungen. Zusätzlich können sich nach der Entlastung des Betons weitere Mikrorisse, orthogonal zur Druck- oder Zugspannung, an den Oberflächen der Zuschlagkörner einstellen, deren Entstehung auf aus Rückstellkräften resultierenden Eigenspannungen zurückgeführt werden kann. Diese Rückstellkräfte ergeben sich aus dem Unterschied der Steifigkeiten der einzelnen Betonkomponenten [6]. Der Effekt dieser mechanischen Inkompatibilität wurde bereits im vorhergehenden Kapitel erläutert. Wird der Spannungszustand im näheren Umfeld eines Zuschlagkornes eingehender betrachtet, zeigt sich ein weiterer Effekt, der die Rissbildung begünstigt. Da die Zuschlagkörner oder auch Poren im Beton als Diskontinuitäten im Betongefüge auftreten, lenken sie bei einer Belastung des Betons die Spannungstrajektorien ab, wodurch ein Bereich konzentrierter Spannungen im Umfeld der Diskontinuitäten entsteht (siehe Abbildung 5.6 (a)). Dies wiederum führt zu einer gegenüber der globalen Verformung erhöhten, lokalen Verformung dieser Bereiche. Wird dabei das lokale Verformungsvermögen der Zementmatrix überschritten, sind Risse die Folge. Zusätzlich entsteht an den Rissufern eine bleibende, plastische Zone, die als Entstehungsgebiet neuer Risse fungiert. Folglich verschiebt sich diese plastische Zone im Zuge einer fortlaufenden Rissentstehung bzw. im Zuge einer fortschreitenden Ermüdung [6].

Generell lässt sich die Rissentwicklung eines einaxial, druckbelasteten Betons mit stetig steigender Belastung durch drei typische Phasen charakterisieren. In der ersten Phase, bis circa 75 % der Druckfestigkeit des Betons, entstehen zusätzlich zu den Mikrorissen,

5. Rissbildungsmechanismen

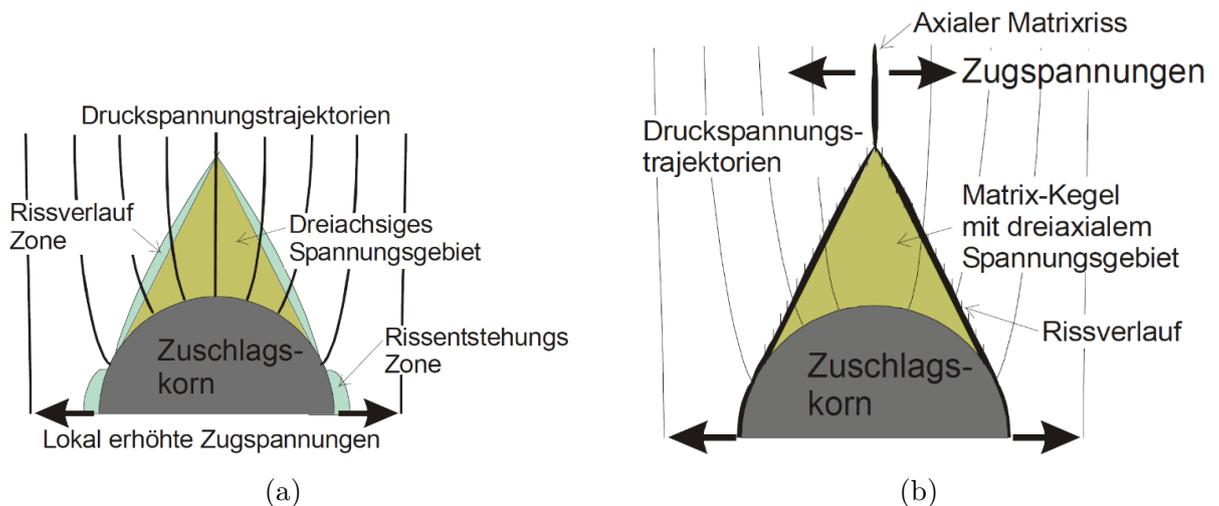


Abbildung 5.6.: (a) Modell der Rissbildung (Zuschlagskorn) nach Hohberg [6]
 (b) Entstehen von axialen Mörtelrissen an den Matrix-Kegelspitzen nach Hohberg [6]

welche sich im unbelasteten Beton in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn aufgrund der Inkompatibilitäten gebildet haben, weitere Mikrorisse. Diese werden in der Rissverlauf-Zone, am Rande des dreiachsigen Spannungsgebietes gebildet (siehe Abbildung 5.6 (a)). Am Ende der ersten Phase, zwischen 65 und 75 % der Druckfestigkeit etwa, lässt sich eine zunehmende Ausbreitung der bereits vorhandenen Mikrorisse in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn beobachten. Diese Risse wachsen entlang der Richtung der maximalen Schubspannungen, d.h. entlang der Rissverlauf-Zone und somit aus der Kontaktzone heraus. Folglich kommt es in dieser zweiten Phase zu einer Gefügeflockerung. Bedingt dadurch wird das Material entlang der Rissverlauf-Zone verdreht, verformt und zerkleinert. Zunehmend entsteht ein kegelförmiger Bereich über- und unterhalb der Zuschlagkörner, der durch die anwachsenden Risse vom umgebenden Zementstein getrennt wird. Ab einer Spannung von rund 75 bis 85 % der Druckfestigkeit kommt es in der dritten Phase zur Ausbildung axialer Mörtelrisse (siehe Abbildung 5.6 (b)). Sie sind die Folge von horizontal verlaufenden Zugspannungen an der Spitze des kegelförmigen Bereiches über- und unterhalb der Zuschlagkörner [33]. Hierin begründet liegt der in Kapitel 2.2 beschriebene Effekt der zunehmenden Querdehnungen und dadurch bedingt, des zunehmenden Betonvolumens. Dieser Punkt der *kritischen Spannung* kennzeichnet bei stetig steigender Belastung den Zeitpunkt, ab dem das Gefüge infolge eines übermäßigen Risswachstums instabil wird. Die vorerst vereinzelt vorliegenden axialen Matrixrisse verbinden sich kornübergreifend. Das Gefüge hat nun die Form von durch Risse getrennten Matrix-Zuschlag-Säulen, die bei weiter ansteigender Belastung schließlich vollständig versagen [6].

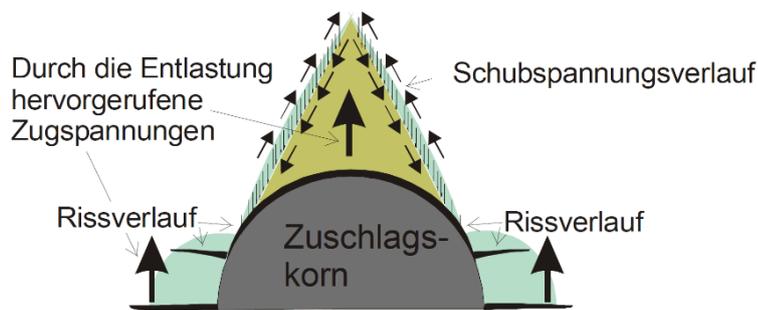


Abbildung 5.7.: Längsspannungsinduzierte Rissentstehung in der Kontaktzone zwischen Zementstein und Korn infolge einer wiederholten Be- und Entlastung nach Hohberg [6]

5.3. Beton unter Ermüdungsbeanspruchung

Es sei an dieser Stelle zunächst angemerkt, dass die zuvor beschriebenen Mechanismen der Rissbildung unter statischen Lasten in ihren Grundzügen auch unter zyklischen Lasten beobachtet werden können. Um den Ermüdungsvorgang im Beton als Folge des stetig voranschreitenden Risswachstums vollständig wissenschaftlich durchdringen zu können, sind weitere Betrachtungen erforderlich. So wird der Rissfortschritt bei einer Ermüdungsbeanspruchung hauptsächlich durch ein ständiges Wechseln von Be- und Entlastung vorangetrieben. Zyklisch wiederholte, kurzfristige Mechanismen beschleunigen den Ermüdungsvorgang im Beton. Aus diesem Grund kann die Ermüdungsfestigkeit des Betons um einiges geringer als die statische Festigkeit ausfallen.

Aufgrund der Schubspannungen entlang der Ränder des kegelförmigen Bereiches über- und unterhalb des Zuschlagkorns kommt es, wie oben beschrieben, zu einem vermehrten Abscheren des Bereiches von der umgebenden Matrix. So verformt sich das durch das Abscheren entlastete Korn beim Entlastungsvorgang weniger stark zurück als die umgebende Matrix. Ein weiterer Faktor für das unterschiedliche Verformungsverhalten der einzelnen Komponenten ist die bereits beschriebene mechanische Inkompatibilität. Es entstehen Längszugspannungen an der Kornoberfläche, welche die Rissbildung in der Kontaktzone, besonders an den der Belastung zugewandten Seiten vorantreiben (siehe Abbildung 5.7). Verstärkt wird dieser Effekt dadurch, dass sich infolge der unterschiedlich schnell zurückverformenden Komponenten bei einer Entlastung Eigenspannungen im Gefüge bilden, die die Rissbildung begünstigen. Zudem kommt im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung der in Kapitel 2.2 beschriebene Effekt des Einflusses der Belastungsgeschwindigkeit auf die Steifigkeit zum Tragen. Da Ermüdungsbeanspruchungen häufig mit einer hohen Belastungsgeschwindigkeit einhergehen, reagiert der Zementstein in der Kontaktzone aufgrund eines eingeschränkten Verformungsvermögens spröder. Das Risswachstum wird dadurch begünstigt. Ebenso haben die wiederholte Be- und Entlastung ein wiederholtes Öffnen und Schließen der bereits vorhandenen Risse und eine dadurch bedingte, mechanische Schädigung der Rissufer zur Folge [6]. Die Betrachtung des Rissbildes im Versagenszustand eines

5. Rissbildungsmechanismen

Betonprobekörper lässt eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit erkennen. So weisen Probekörper, die dynamisch, mit einer hohen Geschwindigkeit belastet wurden, vergleichsweise glatte Risse auf, die durch die Zuschlagkörner verlaufen. Dahingegen bilden sich bei einer langsameren Belastungsgeschwindigkeit fraktalere Rissverläufe entlang der Korngrenzen aus, da der Zementstein in diesem Bereich, wie bereits beschrieben, ein poröseres und damit weniger stabiles Gefüge aufweist. Begründen lässt sich diese Abhängigkeit des Rissverlaufs von der Belastungsgeschwindigkeit anhand der unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten der Spannungen in Korn und Matrix [47], [48]. Rossi [49] erläutert, dass sich nicht gebundenes Wasser im Beton vermehrt in den poröseren Kontaktzonen ansiedeln kann. Dort ruft es aufgrund seines viskosen Einflusses kraftübertragende Effekte hervor. Diese können bei hohen Dehnungsraten wiederum zu Spannungsspitzen an den Zuschlagkörnern, und dadurch bedingt zur Zerstörung der Körner führen.

Weitere Untersuchungen von Walraven [50] ergaben, dass der Ermüdungsvorgang von Beton als Verlust der inneren Reibung an den Ufern eines Risses angesehen werden kann. So verringert sich der Reibwiderstand zwischen den Körnern eines Rissufers und der Betonmatrix des gegenüberliegenden Ufers aufgrund des Abtragens von Material und eines dadurch bedingten Abschleifens der zahnigen Rissoberfläche innerhalb weniger Lastwechsel während einer zyklischen Belastung. Wird der Schlupf erhöht, bieten ungeschliffene Bereiche erneut einen Widerstand für die Körner eines der beiden Rissufer bevor ein erneuter, schneller Verlust des Reibwiderstandes beobachtbar ist.

6. Auswirkungen der Betonermüdung auf den Baustoff

6.1. Temperaturzunahme im Zuge der zyklischen Belastung

6.1.1. Untersuchungen von Elsmeier

Von Elsmeier [51] wurde im Zuge von Ermüdungsversuchen an einem hochfesten Vergussbeton festgestellt, dass die Probekörpertemperatur während der Versuche in Abhängigkeit von der Belastungsfrequenz und des Beanspruchungsniveaus signifikant ansteigt. In Abbildung 6.1a ist die von Elsmeier festgehaltene Temperaturzunahme für ein oberes Beanspruchungsniveau von 60 % und Belastungsfrequenzen von 1 Hz und 10 Hz dargestellt. Am Probekörper konnten Temperaturzunahmen von bis zu 30 K festgestellt werden. Elsmeier schlussfolgerte aus ihren Untersuchungen, dass sich hohe Probekörpertemperaturen negativ auf den Betonermüdungswiderstand auswirken.

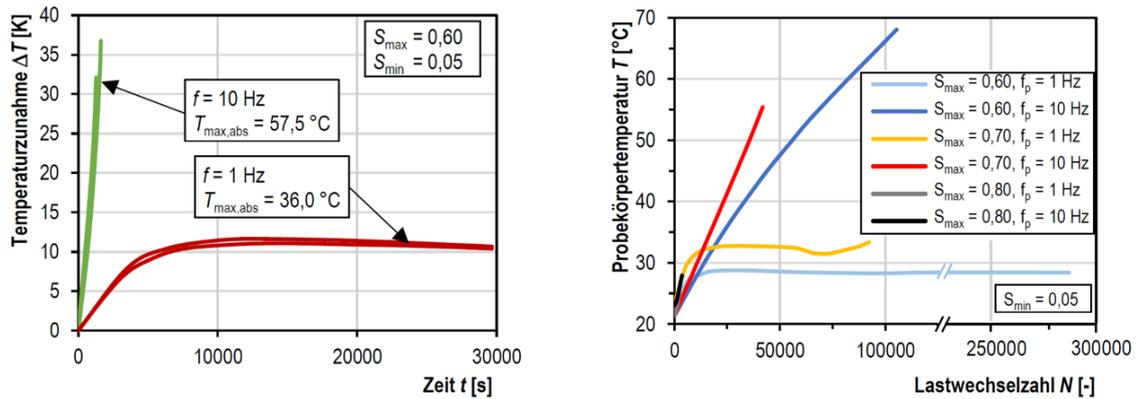
6.1.2. Untersuchungen von von der Haar et al.

Von der Haar et al. [52] beobachteten den gleichen Effekt durch Ermüdungsversuche an einem höherfesten Normalbeton. Abbildung 6.1b zeigt die festgehaltenen Oberflächentemperaturen der zyklisch belasteten Probekörper. Von der Haar et al. konnten Temperaturzunahmen bis fast 50 K nachweisen.

6.1.3. Untersuchungen von Schneider und Marx

Angesichts der beschriebenen Untersuchungen zur Probekörpertemperaturänderung wurden von Schneider und Marx [53] weitergehende Untersuchungen zu diesem Thema durchgeführt. Schneider und Marx konstatieren zunächst auf Grundlage der Ergebnisse von Elsmeier [51] und von der Haar et al. [52], dass eine höhere Probekörpertemperatur das Betonermüdungsverhalten negativ beeinflusst. Ihre Untersuchungsreihe zum Thema der Probekörpererwärmung im Zuge einer zyklischen Belastung gliederte sich in zwei Versuchsarten. Zum einen wurden Druck-Schwellversuche ohne Lastpausen durchgeführt und die Probekörpertemperatur gemessen. Zum anderen wurde in einer zweiten Versuchsreihe versucht, die Probekörpererwärmung durch gezieltes Einhalten von Lastpausen einzudämmen und den vermuteten negativen Einfluss einer erhöhten Probekörpertemperatur

6. Auswirkungen der Betonermüdung

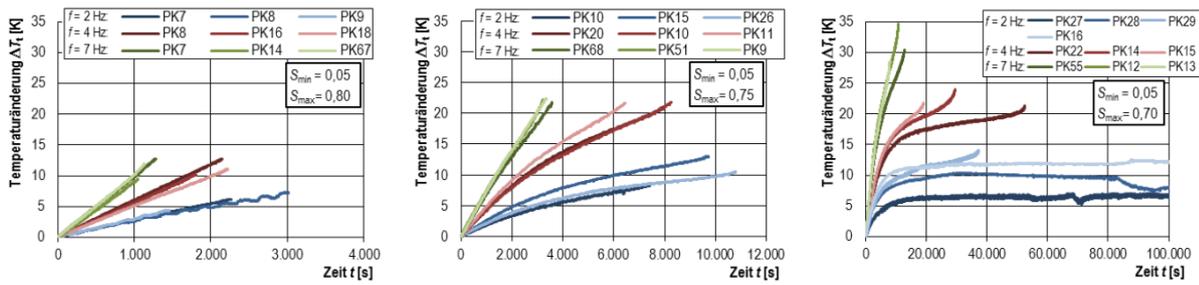


- (a) Temperaturzunahme eines hochfesten Vergussbetons mit einem Beanspruchungsniveau von 60 % sowie unter 1 Hz und 10 Hz Belastungsfrequenz [51]
- (b) Probekörpertemperaturen eines höherfesten Normalbetons auf unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus sowie unter 1 Hz und 10 Hz Belastungsfrequenz [52]

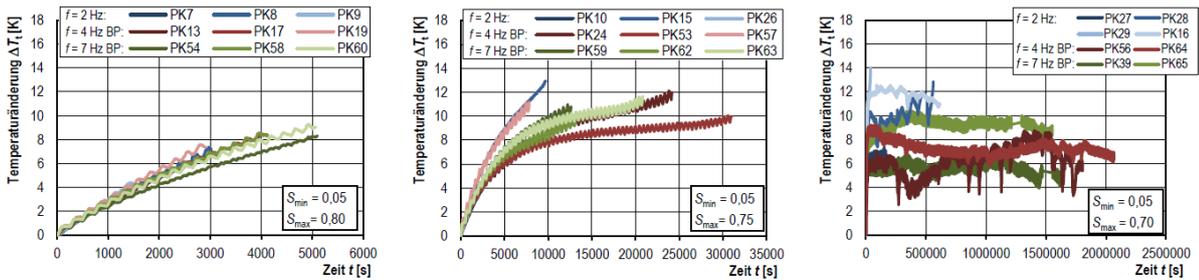
Abbildung 6.1.: Versuchsergebnisse zur Temperaturzunahme von Elsmeier [51] und von der Haar et al. [52]

auf den Ermüdungswiderstand des Betons zu unterbinden. In Abbildung 6.2a und Abbildung 6.2b sind die von Schneider und Marx [53] gemessenen Temperaturänderungen über die Versuchsdauer sowie in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau und von der Belastungsfrequenz aufgetragen. Zu erkennen ist, dass höhere Belastungsfrequenzen zu steileren Anstiegen der Probekörpertemperatur führen. Damit werden die Beobachtungen von Elsmeier [51] und von der Haar et al. [52] bestätigt. Zudem resultiert ein geringeres Beanspruchungsniveau in einer längeren Belastung des Probekörpers, bis dieser ein definiertes Abbruchkriterium erreicht, welches beim Druck-Schwellversuch zumeist das Probekörperversagen darstellt. Demnach wird in den Probekörper während eines Versuches mit niedrigem Beanspruchungsniveau und hoher Lastwechselzahl insgesamt mehr Energie eingetragen, die, in Wärmeenergie umgewandelt, zu einer höheren Probekörpertemperatur führt als bei Versuchen mit höheren Beanspruchungsniveaus und niedrigeren Lastwechselzahlen. In Abbildung 6.2b sind zudem die Temperaturschwankungen erkennbar, die durch eine Pausierung des Belastungsversuches hervorgerufen werden. Während dieser Lastpausen kann sich der Probekörper zumindest teilweise wieder abkühlen. Die Probekörpertemperatur steigt dennoch langfristig gesehen weiter an, wenn auch nicht auf das Maß, welches bei einer Belastung ohne Pausen erreicht wurde. Auf Grundlage der durchgeführten Untersuchungen schlussfolgern auch Schneider und Marx, dass die Probekörpertemperatur einen signifikanten Einfluss auf den Betonermüdungswiderstand zu haben scheint. Weiterhin erläutern sie, dass eine zyklische Belastung mit einem hohen Beanspruchungsniveau zu keiner signifikanten Probekörpererwärmung führt, da die Belastungszeiten und demnach auch die Zeiten der Wärmeentwicklung zu kurz sind. Der Temperatureinfluss macht sich also nur bei Versuchen mit niedrigem Beanspruchungsniveau und hoher Lastwechselzahl bemerkbar. Die Autoren konstatieren abschließend, dass derzeit noch nicht genau belegt ist, wie genau eine erhöhte Probekörpertemperatur

6.2. Temperaturbedingtes Betonübergangskriechen



(a) Temperaturänderungen der Versuche ohne Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe



(b) Temperaturänderungen der Versuche mit Belastungspause auf mittlerer Probekörperhöhe

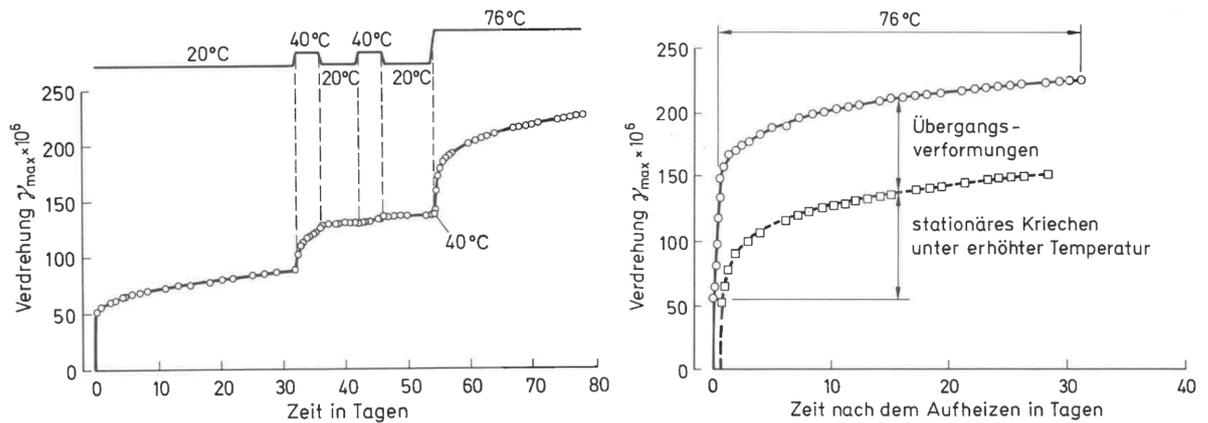
Abbildung 6.2.: Versuchsergebnisse zur Temperaturzunahme von Schneider und Marx [53]

das Betongefüge schädigt und somit den Betonermüdungswiderstand negativ beeinflusst. Eventuell könnte eine Temperaturerhöhung des Probekörpers zu einer erhöhten Mikrorissbildung aufgrund der thermischen Inkompatibilität der Gesteinskörnung und des Zementsteins führen. Ebenso könnte durch das Vorhandensein von ungebundenem Wasser in der Betonmatrix ein innerer Wasserdruck zu zusätzlichen Zugspannungen führen, welche das Betongefüge schädigen und somit die Betonfestigkeit und den Betonermüdungswiderstand herabsetzen.

6.2. Temperaturbedingtes Betonübergangskriechen

Wird Beton erwärmt, so erfährt er neben der Wärmedehnung auch lastabhängige Verformungen. Diese heißen Übergangsverformungen und entstehen zum einen dadurch, dass sich der E-Modul temperaturbedingt ändert. Zum anderen findet bei einer Betonermwärmung das sogenannte Übergangskriechen statt [54]. Das Übergangskriechen wird dadurch charakterisiert, dass es nur bei einer erstmaligen Erwärmung auf eine bestimmte Temperatur auftritt und irreversibel ist. Weitere Verformungen infolge des Übergangskriechens ergeben sich nur dann, wenn die Betontemperatur auf ein noch höheres Niveau steigt oder der Beton während des Abkühlens intensiv durchfeuchtet wird so wie es Untersuchungen von Illston und Sanders [55] zeigten, deren Ergebnisse in Abbildung 6.3a dargestellt sind. Das Maß der Verformungen des Übergangskriechens ist unabhängig von der Erwärmungsgeschwindigkeit des Betons [54]. Abbildung 6.3b zeigt die von Illston und Sanders [55] gemessenen Kriechverformungen zweier Mörtelproben. Die größeren Kriechverformungen

6. Auswirkungen der Betonermüdung



- (a) Einfluss von Temperaturänderungen auf die Verformungen unter einer Torsionsbeanspruchung
- (b) Verformungen von Mörtelproben, die vor und nach einer Erwärmung von 20 auf 76°C durch Torsion beansprucht wurden

Abbildung 6.3.: Versuchsergebnisse zum Übergangskriechen von Illston und Sanders [55]

gehören zu der Probe, welche bereits vor der Belastung auf 76°C erwärmt wurde. Für diese Probe stellen sich im Zuge des Übergangskriechens während der Belastung höhere Verformungen ein. Die weiter ansteigenden Verformungen nach Belastungsbeginn sind dem stationären Kriechen unter erhöhter Temperatur zuzuordnen.

6.3. Ermüdungsbedingte Verminderung der Betonfestigkeit

Abbildung 6.4 zeigt das Ergebnis der Untersuchungen von Zhang und Wu [56]. Deren Untersuchungen wurden unter der Voraussetzung einer für alle Probekörper konstanten Festigkeit durchgeführt. Daraus resultiert eine für alle Probekörper konstante maximal ertragbare Lastwechselzahl sowie eine identische Verringerung der Festigkeit mit steigender Lastwechselzahl bei konstanter zyklischer Beanspruchung. Folglich gehen Zhang und Wu davon aus, dass die bezogene Lastwechselzahl N_1/N geeignet ist, den Ermüdungszustand der untersuchten Probekörper wiederzugeben. Aufgrund der Tatsache, dass die Betonfestigkeit jedoch materialbedingt sehr starken Streuungen unterliegt, kann das von Zhang und Wu vorgeschlagene Verfahren nur durch die Untersuchung einer Vielzahl von Probekörpern angewendet werden.

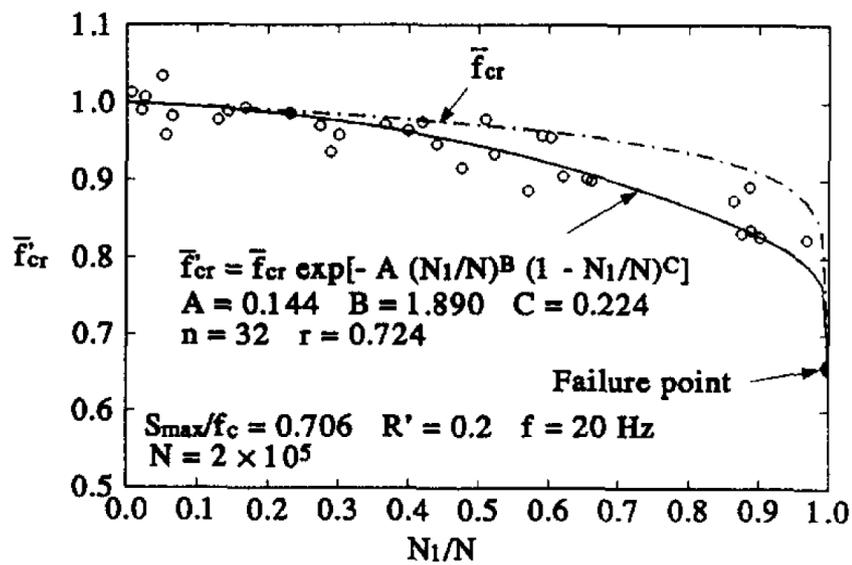


Abbildung 6.4.: Beziehung zwischen Restfestigkeit und bezogener Lastwechselzahl aus den Untersuchungen von Zhang und Wu [56]

Teil III.

Physikalische Grundlagen der eigenen Untersuchungen

7. Physikalische Grundlagen des Ultraschalllaufzeit- und des Eigenfrequenzverfahrens

7.1. Dynamik

7.1.1. Kraft - Newton'sche Axiome

Die Dynamik ist die Lehre von Bewegungen unter dem Einfluss von Kräften. Isaac Newton formulierte die Gesetze der Dynamik im Jahre 1687.

Trägheitsgesetz - 1. Newton'sches Axiom

Das Trägheitsgesetz besagt, dass ein Körper der Masse m in Ruhe oder in einer gleichförmigen, geradlinigen Bewegung verbleibt, so lange die auf ihn einwirkenden Kräfte im Gleichgewicht sind. Für die Kraft $\vec{F} = 0$ folgt demnach die Geschwindigkeit zu:

$$\vec{v} = const. \quad (7.1)$$

und die Beschleunigung zu:

$$\vec{a} = 0. \quad (7.2)$$

Es ist anzumerken, dass die Gesetze der Dynamik lediglich in sogenannten *Inertialsystemen* gelten. Das sind unbeschleunigte Koordinatensysteme, die sich mit konstanter Geschwindigkeit bewegen. Möchte man von einem Inertialsystem mit der Geschwindigkeit \vec{v}_1 in ein zweites System mit der Geschwindigkeit $\vec{v}_2 \neq \vec{v}_1$ übergehen, dann geschieht dies in der klassischen Mechanik durch die Addition der Relativgeschwindigkeit der Systeme \vec{v} , sodass $\vec{v}_1 = \vec{v}_2 + \vec{v}$. Dieser Übergang wird *Galilei-Transformation* genannt. Zu Beginn des 20. Jahrhunderts erkannte Albert Einstein, dass die Gesetze der klassischen Mechanik bei sehr hohen Relativgeschwindigkeiten erweitert werden müssen. Aus diesen Überlegungen entstand zunächst die Spezielle Relativitätstheorie und später die Allgemeine Relativitätstheorie.

Bewegungsgesetz - 2. Newton'sches Axiom

Im Umkehrschluss zum Trägheitsgesetz wird ein Körper der Masse m beschleunigt, wenn das am Körper angreifende Kräftespiel im Ungleichgewicht ist. Die zeitliche Änderung

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

der Bewegungsgröße eines Körpers ist proportional und gleichgerichtet zur resultierenden, einwirkenden Kraft:

$$\vec{F}_{res} = m \cdot \vec{a} = m \cdot \frac{d\vec{v}}{dt}. \quad (7.3)$$

Aus Gleichung 7.3 wird ersichtlich, dass die resultierende Kraft gleich der zeitlichen Änderung des Impulses \vec{p} eines Körpers der Masse m ist. Der Impuls wird dabei definiert zu:

$$\vec{p} = m \cdot \vec{v}. \quad (7.4)$$

Gleichung 7.3 kann demnach zu einer allgemeineren Form umformuliert werden:

$$\vec{F}_{res} = \frac{d\vec{p}}{dt}. \quad (7.5)$$

Differenziert man wiederum Gleichung 7.5, so erhält man zwei Terme:

$$\frac{dm}{dt} \cdot \vec{v} + m \cdot \frac{d\vec{v}}{dt} = \vec{F}_{res}. \quad (7.6)$$

Die resultierende Kraft ergibt sich also aus der zeitlichen Änderung der Masse eines Körpers sowie aus der zeitlichen Änderung von dessen Geschwindigkeit. Da in den meisten Fällen der klassischen Mechanik lediglich Körper mit zeitlich unveränderlichen Massen betrachtet werden, lässt sich der erste Summand der Gleichung 7.6 zu Null setzen und man erhält Gleichung 7.3.

Wechselwirkungsgesetz - 3. Newton'sches Axiom

Übt ein erster Körper eine Kraft \vec{F}_1 auf einen zweiten Körper aus, so wird die gleiche, entgegengerichtete Kraft \vec{F}_2 von Körper zwei auf Körper eins ausgeübt, sodass gilt:

$$\vec{F}_1 = -\vec{F}_2. \quad (7.7)$$

Diese Gesetzmäßigkeit ist üblicherweise unter dem lateinischen Ausdruck, *actio = reactio*, also Kraft gleich Gegenkraft bekannt.

7.1.2. Masse und Kraft

Träge Masse

Gemäß Gleichung 7.3 ist die Masse definiert zu $m = \frac{\vec{F}}{\vec{a}}$. Zwei Körper besitzen unterschiedliche Massen m_1 und m_2 ($m_1 \neq m_2$) im Ruhezustand. Werden beide Körper jedoch entsprechend beschleunigt, so üben sie die gleiche Kraft aus:

$$\frac{\vec{F}}{\vec{a}} = const., \quad (7.8)$$

sodass gilt:

$$\frac{m_1}{m_2} = \frac{\vec{a}_1}{\vec{a}_2}. \quad (7.9)$$

Die Massen der beschleunigten Körper werden als *träge Massen* bezeichnet.

Schwere Masse

Befinden sich zwei Körper mit den Massen m_1 und m_2 im Abstand r zueinander, so wirkt zwischen den Schwerpunkten beider Körper die Gravitationskraft \vec{F}_G :

$$\vec{F}_G = \gamma \cdot \frac{m_1 \cdot m_2}{r^2}. \quad (7.10)$$

γ ist die universell wirksame *Gravitationskonstante*. Ihr Wert beträgt etwa $6,674 \cdot 10^{-11} \frac{m^3}{kg \cdot s^2}$. Wird bspw. die Gravitationskraft eines Körpers mit der Masse m_1 im Schwerfeld der Erde auf deren Oberfläche gemessen, so lässt sich die Erdbeschleunigung \vec{g} unter Kenntnis der Erdmasse $m_2 = 5,97 \cdot 10^{24} \text{ kg}$ und des Erdradius $r = 6.370 \text{ km}$ bestimmen zu:

$$\vec{g} = \gamma \cdot \frac{m_2}{r^2} = 6,674 \cdot 10^{-11} \frac{m^3}{kg \cdot s^2} \cdot \frac{5,97 \cdot 10^{24} \text{ kg}}{(6,37 \cdot 10^6 \text{ m})^2} = 9,81932 \frac{m}{s^2}. \quad (7.11)$$

Je nachdem, welche Werte für die Erdmasse und den Erdradius verwendet bzw. wie genau die Gravitationskonstante beschrieben werden, weicht die Erdbeschleunigung von dem Wert aus Gleichung 7.11 ab. In der Regel wird für $\vec{g} = 9,81 \frac{m}{s^2}$ angenommen. Die Masse, die sich aus der Gravitationskraft eines Körpers bestimmt, wird als *schwere Masse* bezeichnet.

Eine Person verspürt auf der Erdoberfläche aufgrund der Personenmasse *schweren Masse* einen Widerstand am Boden. Befindet sich dieselbe Person in einem geschlossenen Raum, welcher mit $\vec{g} = 9,81 \frac{m}{s^2}$ konstant beschleunigt wird sowie außerhalb des Schwerfelds eines anderen Körpers liegt, so fühlt es sich für die Person aufgrund ihrer *trägen Masse* an, als würde sie auf der Erdoberfläche stehen. Es gibt demnach keinen Unterschied zwischen der *schweren Masse* und der *trägen Masse*. Zu dieser Erkenntnis erlangte Albert Einstein während der Arbeit an der Allgemeinen Relativitätstheorie.

Gewichtskraft

Die Gravitationskraft eines Körpers auf der Erdoberfläche ist die Gewichtskraft oder Schwerkraft des Körpers auf der Erde. Aus Gleichung 7.11 folgen für unterschiedliche Himmelskörper unterschiedliche Fallbeschleunigungen. Die Gewichtskraft \vec{F}_g eines Körpers mit der Masse m auf der Erdoberfläche folgt aus Gleichung 7.3 zu:

$$\vec{F}_g = m \cdot \vec{g}. \quad (7.12)$$

Elastische Kraft

Gilt ein Körper als deformierbar, dann sorgt eine am Körper angreifende Kraft nicht nur für dessen Verschiebung, sondern auch für dessen Verformung. Ein Körper besitzt ein elastisches Verformungsverhalten, wenn die Form des Körpers nach dem Kraftangriff in die Form des unbelasteten Zustands zurück geht. Physikalisch lässt sich dieses Verhalten

durch das Verformungsverhalten einer Feder repräsentieren. Bei der elastischen Deformation eines Körpers um die Auslenkung \vec{x} entsteht daher gemäß des linearen Zusammenhangs des *Hooke'schen Gesetzes* die Federkraft oder auch elastische Kraft \vec{F}_e :

$$\vec{F}_e = -k \cdot \vec{x}. \quad (7.13)$$

Das Verhältnis von elastischer Kraft zum ausgelenkten Weg wird durch die Federkonstante k angegeben. Bleibt die Deformation eines Körpers nach dem Kraftangriff bestehen, dann handelt es sich um plastische Verformung.

Reibungskraft

In physikalisch idealisierten Systemen wird die Reibung häufig außer Acht gelassen. In der Realität hingegen sorgt die Reibung zwischen zwei Körpern bzw. zwischen einem Körper und einem Medium, bspw. der Luft, für eine der Bewegung des Körpers entgegenwirkende Kraft, i.e. einen Widerstand. Ferner entsteht bei der Deformation eines Körpers eine innere Reibung zwischen dessen Atomen und Molekülen. Die Folge der Reibung ist ein unumgänglicher Stillstand eines sich bewegenden Körpers, wenn die Summe der verbleibenden Kräfte gleich Null ist. Die Reibungskraft \vec{F}_r zwischen zwei Körpern ist definiert zu:

$$\vec{F}_r = \mu \cdot \vec{F}_n. \quad (7.14)$$

\vec{F}_n ist die Normalkraft zwischen den Körpern. Diese wirkt an der Kontaktfläche beider Körper in Richtung der Körperschwerpunkte. Die Größe der Reibungskraft \vec{F}_r wird durch die Normalkraft sowie die Reibungszahl μ bestimmt. Glattere Oberflächen haben eine geringere Reibungszahl als raue Oberflächen. Demnach wird die Bewegung eines Körpers auf der rauhen Oberfläche stärker und schneller abgebremst als auf der glatten Oberfläche.

Trägheitskraft

Zu Beginn des Kapitels 7.1.1 wurde bereits der Begriff des *Inertialsystems* eingeführt. Ebenso wurde erläutert, dass der Übergang eines Inertialsystems in ein zweites Inertialsystem, wenn beide sich mit einer Geschwindigkeit $\vec{v} \neq 0$ relativ zueinander bewegen, mithilfe der *Galilei-Transformation* vorgenommen werden kann. In beiden Systemen wirken gleiche Kräfte, wenn die Systeme unbeschleunigt sind. Bewegt sich ein System jedoch beschleunigt zum zweiten System, dann erfahren massebehaftete Körper im beschleunigten System die Trägheitskraft \vec{F}_T . Eine Person der Masse m spürt in einem Auto, welches mit \vec{a} beschleunigt, die Trägheitskraft \vec{F}_T entgegen der Fahrtrichtung gemäß:

$$\vec{F}_T = -m \cdot \vec{a}. \quad (7.15)$$

Außerhalb des Autos, in einem zweiten, ruhenden Inertialsystem, spürt die Person diese Trägheitskraft nicht. Die Person verspürt die Kraft also nur, da sich das Inertialsystem des Autos entgegen des Bezugssystems der Person beschleunigt bewegt.

Den Erläuterungen zur Äquivalenz der *schweren Masse* und der *trägen Masse* folgend, entspricht die Trägheitskraft eines Körpers, welcher sich im Schwerfeld der Erde befindet, seiner Gewichtskraft.

Resultierende Kraft

In Kapitel 7.1.1 wurde erläutert, dass die Beschleunigung eines Körpers der Masse m ungleich Null ist, wenn das am Körper angreifende Kräftespiel im Ungleichgewicht ist. Die Summe aller Kräfte beschreibt demnach die resultierende Kraft am Körper \vec{F}_{res} :

$$\vec{F}_{res} = \sum_n \vec{F}_n. \quad (7.16)$$

Befindet sich der Körper in Ruhe und die am Körper angreifenden Kräfte sind im Gleichgewicht, sodass $\vec{F}_{res} = 0$, so handelt es sich um ein *Statisches Gleichgewicht*.

7.1.3. Impuls

Der Impuls ist gemäß Gleichung 7.4 definiert.

Impulserhaltung

Den Ausführungen des Kapitels 7.1.2 folgend bleibt die Geschwindigkeit eines Körpers der Masse m unverändert, wenn die Kräfte, die an einem Körper angreifen, im Gleichgewicht sind. Gleichbedeutend verändert sich auch der Impuls nicht. Für Gleichung 7.5 gilt daher:

$$\vec{F}_{res} = \frac{d\vec{p}}{dt} = 0, \quad (7.17)$$

wodurch:

$$\vec{p} = const.. \quad (7.18)$$

Ferner gilt, dass der Gesamtimpuls \vec{p}_{gesamt} aller Teilchen eines abgeschlossenen Systems erhalten bleibt, wenn auf das System keinerlei äußere Kräfte einwirken:

$$\sum_n \vec{p}_n = \vec{p}_{gesamt} = const.. \quad (7.19)$$

7.2. Arbeit, Energie und Leistung

7.2.1. Arbeit

Wird ein Körper der Masse m durch eine Kraft \vec{F} um den Weg \vec{s} verschoben, so wird bei dessen Verschiebung die Arbeit W verrichtet:

$$W = \vec{F} \cdot \vec{s}. \quad (7.20)$$

Gleichung 7.20 gilt dabei nur, wenn die Kraft \vec{F} und der Weg \vec{s} gleichgerichtet sind. Wirkt die Kraft \vec{F} im Winkel φ zur Richtung des Weges \vec{s} , so gilt:

$$W = \vec{F} \cdot \vec{s} \cdot \cos(\varphi). \quad (7.21)$$

Für $\cos(\varphi = 90^\circ) = 0$ folgt daher, dass entlang des Weges \vec{s} keine Arbeit verrichtet wird, wenn Kraft und Weg orthogonal zueinander sind. Für eine Gleichrichtung von Kraft und Weg gilt $\cos(\varphi = 0^\circ) = 1$ und man erhält Gleichung 7.20.

7.2.2. Energie

Die Verrichtung von Arbeit W erhöht die Energie E eines Systems. Die Energie ist somit ein Maß dafür, wie viel Arbeit in einem System insgesamt verrichtet wurde. Da die Energie eine Erhaltungsgröße ist, behält das System die Fähigkeit, Arbeit zu verrichten, bis Energie zur Verrichtung von Arbeit eingesetzt wird. Die Arbeit wird also in Form von Energie in einem System gespeichert.

Potenzielle Energie

Aus Gleichung 7.12 in Kapitel 7.1.2 folgt, dass bei einer Bewegung des Körpers der Masse m entgegen der Wirkungsrichtung des Schwerfeldes der Erde Arbeit verrichtet werden muss. Demzufolge wird die Energie des Körpers erhöht, wenn er im Schwerfeld der Erde auf die Höhe h gehoben wird. Die gespeicherte Arbeit, die dabei verrichtet wurde, nennt sich *potenzielle Energie* E_{pot} . Diese ist definiert zu:

$$E_{pot} = m \cdot g \cdot h. \quad (7.22)$$

Eine Form der potenziellen Energie ist die *elastische Energie*. Auf diese wird in Kapitel 7.3 näher eingegangen.

Kinetische Energie

Besitzt ein Körper der Masse m aufgrund seiner Höhenlage potenzielle Energie, so ist er fähig, diese Energie in Arbeit umzusetzen, die ihn in Bewegung versetzt. Im Schwerfeld der Erde wird der Körper im freien, ungebremsten Fall unter Verrichtung der Arbeit:

$$W = F_G \cdot s = m \cdot g \cdot s \quad (7.23)$$

beschleunigt. Er legt dabei innerhalb der Zeit t den Weg s :

$$s = \frac{g \cdot t^2}{2} \quad (7.24)$$

zurück und erreicht die Geschwindigkeit v :

$$v = g \cdot t. \quad (7.25)$$

Daraus folgt für die insgesamt verrichtete Arbeit:

$$W = \frac{m \cdot g^2 \cdot t^2}{2}. \quad (7.26)$$

Setzt man Gleichung 7.25 in Gleichung 7.26 ein, so erhält man die insgesamt verrichtete Arbeit W , die den Körper in Bewegung versetzt hat. Die Energie, die in der Bewegung des Körpers gespeichert ist, nennt sich *kinetische Energie* E_{kin} :

$$E_{kin} = \frac{m \cdot v^2}{2}. \quad (7.27)$$

Die gespeicherte, kinetische Energie des Körpers befähigt ihn wiederum, Arbeit zu verrichten.

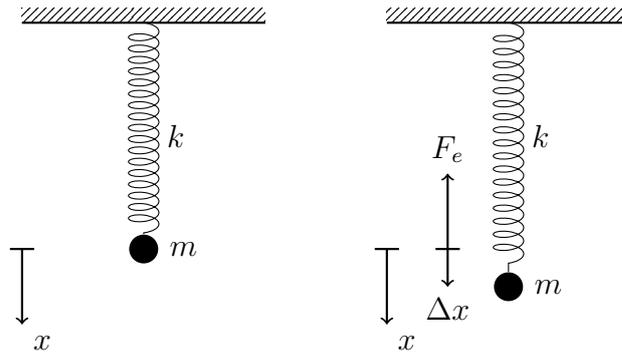


Abbildung 7.1.: Feder-Masse-System in Ruhelage (links) und ausgelenkt (rechts)

Energieerhaltung

Aus den Erläuterungen zur potenziellen und kinetischen Energie geht hervor, dass Energieformen ineinander umgewandelt werden können. Zudem kann Energie weder aus dem Nichts erzeugt, noch vernichtet werden. So lautet der *Energieerhaltungssatz*: Die Gesamtenergie eines Systems E_{gesamt} ist konstant, sofern dem System keine Energie entzogen oder zugeführt wird. Ein bewegter Körper besitzt demnach die Gesamtenergie E_{gesamt} :

$$E_{gesamt} = E_{pot} + E_{kin} = const.. \quad (7.28)$$

Werden andere Energieformen in die Betrachtung mit einbezogen, so muss Gleichung 7.28 um die jeweiligen Energieanteile erweitert werden.

7.2.3. Leistung

Die pro Zeiteinheit Δt verrichtete Arbeit ΔW wird Leistung P genannt:

$$P = \frac{\Delta W}{\Delta t} \quad (7.29)$$

Aus Gleichung 7.29 folgt weiter:

$$P = \frac{\Delta W}{\Delta t} = \frac{F \cdot \Delta s}{\Delta t} = F \cdot v. \quad (7.30)$$

7.3. Schwingungen

Die Masse m wird an einer masselosen Feder mit der Federkonstante k befestigt und das Feder-Masse-System wird gemäß Abbildung 7.1 an einer starren Ebene aufgehängt. Es wird davon ausgegangen, dass sich die Masse m einzig in x -Richtung, orthogonal zur starren Ebene bewegen kann. Das Feder-Masse-System befindet sich in Ruhe. Nach dem Trägheitsgesetz aus Kapitel 7.1.1 gilt, dass die Masse in Ruhe verbleibt, so lange keine Kräfte an der Masse angreifen und ein Kräfteungleichgewicht entsteht. Ein Auslenken der Masse in positive x -Richtung induziert gemäß Gleichung 7.13 eine Rückstellkraft

$F_e = -k \cdot \Delta x$ in der Feder.

Zum Auslenken der Masse muss die Arbeit:

$$W = \int_0^{\Delta x} F_e dx \quad (7.31)$$

verrichtet werden. Nach der Auslenkung der Masse ist in der Feder entsprechend *elastische Energie* E_e gespeichert. Diese folgt zu:

$$E_e = \int_0^{\Delta x} F_e dx = \int_0^{\Delta x} k \cdot x dx = \frac{k \cdot \Delta x^2}{2} \quad (7.32)$$

Damit besitzt das Feder-Masse-System die Potenz, die gespeicherte elastische Energie in kinetische Energie umzuwandeln. Wie in Kapitel 7.2.2 erläutert, ist die elastische Energie aus diesem Grund eine Form der potenziellen Energie. Aus dem Energieerhaltungssatz aus Kapitel 7.2.2 folgt weiter, dass die Summe der potenziellen und der kinetischen Energie konstant bleiben muss, wenn dem System keine Energie zugeführt oder entzogen wird. Dies passiert in der Realität bspw. durch die Umwandlung von kinetischer in Wärmeenergie, u.a. hervorgerufen durch die Reibung des Feder-Masse-Systems mit der Luft. Lässt man die Masse nach dem Auslenken los, findet eine ständige Umwandlung von potenzieller in kinetische Energie und umgekehrt statt. Das System schwingt auf und ab.

Daher wird bei einem schwingfähigen System allgemein von einem *Oszillator* gesprochen. Die Schwingung heißt *periodisch*, wenn der Oszillator zu regelmäßigen Zeitpunkten dieselben Positionen erreicht. Ferner gilt unter Berücksichtigung des Energieerhaltungssatzes, dass sich die Schwingung unendlich lang fortsetzt, wenn, wie oben beschrieben, keine Dissipation der kinetischen oder potenziellen Energie stattfindet. Diese Schwingungen werden als *ungedämpft* bezeichnet. In der Realität werden Schwingungen i.d.R. *gedämpft*. Die maximale Auslenkung einer *gedämpften* Schwingung klingt mit der Zeit ab, bevor der Schwinger seine Ruheposition erreicht. Bei einer *erzwungenen* Schwingung wird der Oszillator hingegen periodisch angeregt. Der Schwingungsvorgang des Feder-Masse-Systems in Abbildung 7.1 geschieht ohne den Einfluss äußerer Einwirkungen. Diese Schwingung wird als *freie* Schwingung bezeichnet. Im folgenden Kapitel wird gezeigt, dass der Vorgang einer *freien* Schwingung mathematisch durch die Sinusfunktion beschrieben werden kann. Daher wird auch von *harmonischen* Schwingungen gesprochen. Alle Schwingungen, die nicht durch die Sinusfunktion beschrieben werden können, heißen folglich *anharmonisch*.

7.3.1. Differentialgleichung der freien, ungedämpften Schwingung des Feder-Masse-Systems

Die Bewegung der Masse m und die einwirkende Kraft F hängen gemäß Abbildung 7.1 in folgender Weise zusammen:

$$m \cdot a(t) = -F_e(t) = -k \cdot x(t) \quad (7.33)$$

Die Beschleunigung $a(t)$ ist die zweifache Ableitung des Ortes x nach der Zeit t . Gleichung 7.33 lässt sich daher umschreiben zu:

$$m \cdot \ddot{x}(t) = -k \cdot x(t) \quad (7.34)$$

Wird Gleichung 7.34 in die Normalform überführt, ergibt sich daraus die lineare, homogene Differentialgleichung zweiten Grades mit konstanten Koeffizienten:

$$\ddot{x}(t) + \frac{k}{m}x(t) = 0 \quad (7.35)$$

Diese Gleichung lässt sich ebenso aus der Betrachtung der kinetischen und der elastischen Energie des Feder-Masse-Systems herleiten. Die kinetische Energie des Systems beträgt bei einer Auslenkung aus der Ruhelage:

$$E_{kin} = \frac{m \cdot (\dot{x}(t))^2}{2} \quad (7.36)$$

und die elastische Energie folgt zu:

$$E_e = E_{pot} = \frac{k \cdot (x(t))^2}{2} \quad (7.37)$$

Aus dem Energieerhaltungssatz, Gleichung 7.28, folgt weiter:

$$\frac{m \cdot (\dot{x}(t))^2}{2} + \frac{k \cdot (x(t))^2}{2} = const.. \quad (7.38)$$

Wird Gleichung 7.38 differenziert, ergibt sich:

$$m \cdot \ddot{x}(t) \cdot \dot{x}(t) + k \cdot \dot{x}(t) \cdot x(t) = 0. \quad (7.39)$$

Wird Gleichung 7.39 durch $\dot{x}(t)$ geteilt und in die Normalform überführt, ergibt sich Gleichung 7.35.

Aus der Ansatzfunktion:

$$x(t) = e^{\lambda t} \quad (7.40)$$

folgt die erste Ableitung zu:

$$\dot{x}(t) = \lambda e^{\lambda t} \quad (7.41)$$

und die zweite Ableitung zu:

$$\ddot{x}(t) = \lambda^2 e^{\lambda t}. \quad (7.42)$$

Werden Gleichung 7.40 und Gleichung 7.42 in Gleichung 7.35 eingesetzt und durch $e^{\lambda t}$ geteilt, so ergibt sich die charakteristische Gleichung:

$$\lambda^2 + \frac{k}{m} = 0. \quad (7.43)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

Dieses Polynom zweiter Ordnung besitzt die konjugiert komplexen Nullstellen:

$$\lambda_{1,2} = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}} = \pm \sqrt{\frac{k}{m}} \cdot i. \quad (7.44)$$

Diese haben die Form:

$$\lambda_{1,2} = a \pm b \cdot i. \quad (7.45)$$

Die linear unabhängigen Basislösungen oder das Fundamentalsystem der Gleichung 7.35 folgen demnach zu:

$$x_1(t) = e^{at} \cos(bt) = e^{0 \cdot t} \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right) = \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right) \quad (7.46)$$

und

$$x_2(t) = e^{at} \sin(bt) = e^{0 \cdot t} \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right) = \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right). \quad (7.47)$$

Die Gesamtlösung der homogenen Differentialgleichung ergibt sich somit aus der Linearkombination der linear unabhängigen Basislösungen zu:

$$x(t) = c_1 \cdot \cos\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right) + c_2 \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right). \quad (7.48)$$

Zum Zeitpunkt $t = 0$ befindet sich das Feder-Masse-System in Ruhe. Es gilt somit $x(t = 0) = 0$, wodurch:

$$0 = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 0 \rightarrow c_1 = 0 \quad (7.49)$$

Gleichung 7.48 lässt sich daher vereinfachen zu:

$$x(t) = c_2 \cdot \sin\left(\sqrt{\frac{k}{m}} t\right). \quad (7.50)$$

7.3.2. Allgemeine Schwingungsgleichung der freien, ungedämpften Schwingung

In Abbildung 7.2 sind verschiedene Schwingungen des Feder-Masse-Systems für unterschiedliche Werte für c_2 und $\sqrt{\frac{k}{m}}$ sowie in Abhängigkeit von der Zeit t dargestellt. Die maximale Auslenkung der Masse gegenüber ihrer Ruhelage wird einzig durch den Faktor c_2 bestimmt. Allgemein wird bei der maximalen Auslenkung eines schwingenden Körpers aus seiner Ruhelage von der *Amplitude* \hat{x} gesprochen. Die rote Kurve in Abbildung 7.2 entspricht einer Schwingung mit einer Amplitude $c_2 = \hat{x} = 2$. Die blaue Kurve hingegen entspricht einer Schwingung mit einer Amplitude $c_2 = \hat{x} = 1$.

Es zeigt sich ein weiterer Unterschied zwischen der roten und der blauen Schwingung, wenn die Anzahl der Schwingungszyklen pro Zeiteinheit betrachtet wird. Die Masse m

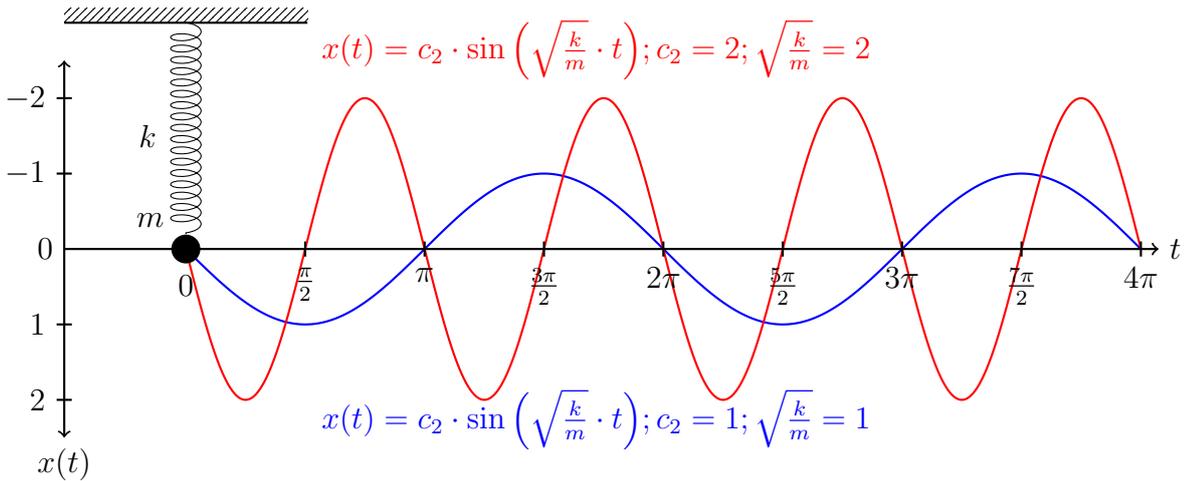


Abbildung 7.2.: Harmonische, freie, ungedämpfte Schwingungen des Feder-Masse-Systems aus Abbildung 7.1 in Abhängigkeit von der Amplitude und der Frequenz

schwingt während eines Schwingungszyklus genau einmal ab und auf. Die Zeit, die sie dafür benötigt, wird *Periodendauer* T genannt. Die Anzahl der Schwingungszyklen pro Sekunde heißt *Frequenz* f . Die Frequenz ist der Kehrwert der Periodendauer und folgt zu:

$$f = \frac{1}{T}. \quad (7.51)$$

Die blaue Kurve entspricht einer Schwingung mit einer Frequenz von etwa 0,159 Schwingungszyklen pro Sekunde oder 0,159 Hz (Hertz). Die Periodendauer dieser Schwingung entspricht $T = 2\pi$ und die Frequenz folgt gemäß Gleichung 7.51 zu $f = \frac{1}{2\pi}$.

Der Zusammenhang zwischen der Frequenz einer Sinus-Schwingung und der Kreiszahl π lässt sich anhand folgender Überlegungen herleiten: Wird ein Punkt auf einem Kreis mit dem Radius $\hat{x} = 1$ gemäß Abbildung 7.3 betrachtet, so entspricht der Sinus des *Drehwinkels* oder *Phasenwinkels* φ der aktuellen Position des Punktes auf der Abszisse. Der Drehwinkel φ und die Zeit t sind in diesem Fall gleichbedeutend. Demzufolge umrundet der Punkt innerhalb der Zeit $t = T$ genau einmal den Kreisumfang $2\pi\hat{x}$, wenn die Periodendauer $T = 2\pi$ und die Frequenz $f = \frac{1}{2\pi}$ betragen. Die *Kreisfrequenz* ω folgt dann zu $2\pi \cdot f$, sodass:

$$\omega = 2\pi \cdot \frac{1}{2\pi} = 1. \quad (7.52)$$

Für die harmonische elastische Schwingung des Feder-Masse-Systems in Abbildung 7.2 wird die Frequenz der Schwingung durch das Verhältnis der Federkonstanten k und der Masse m bestimmt, sodass:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}}. \quad (7.53)$$

Aus Abbildung 7.3 wird erkenntlich, dass sich die Sinus-Schwingung beliebig auf der Abszisse verschieben lässt, wenn die Startposition des Punktes auf dem Kreisumfang entspre-

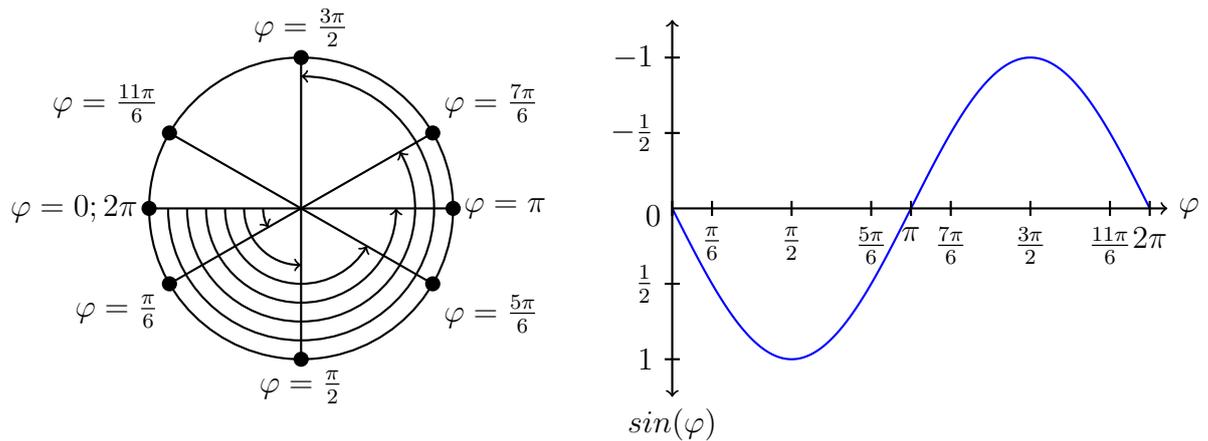


Abbildung 7.3.: Zusammenhang zwischen der Kreisposition eines Punktes und der Sinus-Schwingung

chend gewählt wird. Dies geschieht durch die Addition des *Nullphasenwinkels* φ_0 . Für einen Nullphasenwinkel $\varphi_0 = \frac{\pi}{2}$ entspricht die Sinus-Schwingung einer Cosinus-Schwingung:

$$\sin\left(\varphi + \frac{\pi}{2}\right) = \cos(\varphi). \quad (7.54)$$

Den zuvor getätigten Erläuterungen folgend lässt sich Gleichung 7.50 zu der allgemeinen Schwingungsgleichung einer freien, ungedämpften Schwingung umformulieren. Diese folgt für die Kreisfrequenz ω zu:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi_0), \quad (7.55)$$

für die Frequenz f zu:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \sin(2\pi \cdot f \cdot t + \varphi_0) \quad (7.56)$$

und für die Periodendauer T zu:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \sin\left(2\pi \cdot \frac{t}{T} + \varphi_0\right). \quad (7.57)$$

7.3.3. Differentialgleichung der freien, gedämpften Schwingung des Feder-Masse-Systems

Wie in Kapitel 7.1.2 erläutert, sind reale, physikalische Systeme zumeist reibungsbehaftet. Dadurch bedingt werden die Bewegungen eines Körpers abgebremst, wodurch dessen Geschwindigkeit gedämpft wird.

Das Feder-Masse-System aus Abbildung 7.1 schwingt in einem flüssigen Medium mit dem Reibungskoeffizienten μ gemäß Abbildung 7.4. Die Feder wird als masselos angenommen. Zudem wird einzig die Masse m durch die Reibung mit dem flüssigen Medium beeinflusst.

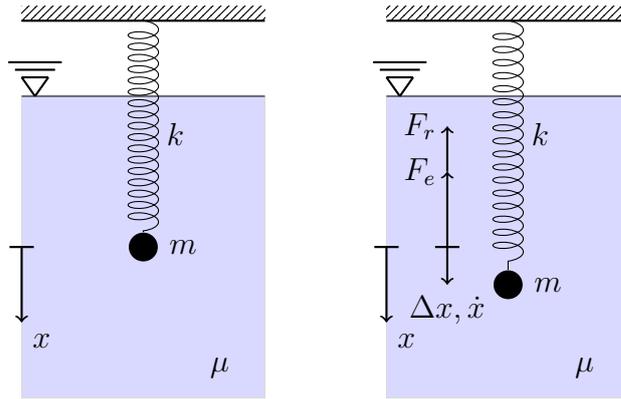


Abbildung 7.4.: Gedämpftes Feder-Masse-System in Ruhelage (links) und ausgelenkt (rechts)

Gleichung 7.34 muss demnach um den Term der geschwindigkeitsabhängigen Reibkraft F_r erweitert werden:

$$m \cdot \ddot{x}(t) = -k \cdot x(t) - \mu \cdot \dot{x}(t). \quad (7.58)$$

Überführt man Gleichung 7.58 in die Normalform und berücksichtigt dabei gemäß Gleichung 7.53, dass $\sqrt{\frac{k}{m}} = \omega$, so ergibt sich die Differentialgleichung einer freien, gedämpften Schwingung:

$$\ddot{x}(t) + \frac{\mu}{m} \cdot \dot{x}(t) + \omega^2 \cdot x(t) = 0. \quad (7.59)$$

Analog zur Lösung der Differentialgleichung einer freien, ungedämpften Schwingung 7.33 wird unter Verwendung der Ansatzfunktion 7.40 sowie deren ersten und zweiten Ableitung, 7.41 und 7.42, die charakteristische Gleichung aufgestellt:

$$\lambda^2 + \frac{\mu}{m} \lambda + \omega^2 = 0. \quad (7.60)$$

Gleichung 7.60 besitzt die Nullstellen:

$$\lambda_{1,2} = -\frac{\mu}{2m} \pm \sqrt{\frac{\mu^2}{4m^2} - \omega^2}. \quad (7.61)$$

Wird der Dämpfungsfaktor $\delta = \frac{\mu}{2m}$ eingeführt, so vereinfacht sich Gleichung 7.60 zu:

$$\lambda_{1,2} = -\delta \pm \sqrt{\delta^2 - \omega^2}. \quad (7.62)$$

Die Form der Nullstellen der charakteristischen Gleichung 7.62 hängt dabei von der Diskriminante $\delta^2 - \omega^2$ ab. Je nachdem, ob die Diskriminante positiv, gleich Null oder negativ wird, unterscheidet sich die Bewegung des gedämpften Feder-Masse-Systems in drei Fälle.

Schwingfall

Das gedämpfte Feder-Masse-System wird lediglich dann in der Lage sein, zu schwingen, wenn die Reibungsverluste gering sind. Dies ist der Fall, wenn $\delta^2 < \omega^2$, wodurch die Diskriminante der Gleichung 7.62 negativ wird. Die Nullstellen der charakteristischen Gleichung 7.62 werden somit konjugiert komplex:

$$\lambda_{1,2} = -\delta \pm \sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot i. \quad (7.63)$$

Die Gesamtlösung der Differentialgleichung des gedämpften Feder-Masse-Systems ergibt sich analog zur Gesamtlösung der Differentialgleichung des ungedämpften Feder-Masse-Systems aus der Linearkombination der Basislösungen:

$$x_1(t) = e^{-\delta t} \cos(bt) = e^{-\delta t} \cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) \quad (7.64)$$

und

$$x_2(t) = e^{-\delta t} \sin(bt) = e^{-\delta t} \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t). \quad (7.65)$$

Die Gesamtlösung folgt somit zu:

$$\begin{aligned} x(t) &= c_1 \cdot e^{-\delta t} \cdot \cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) + c_2 \cdot e^{-\delta t} \cdot \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) \\ &= e^{-\delta t} \cdot (c_1 \cdot \cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) + c_2 \cdot \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t)). \end{aligned} \quad (7.66)$$

Unterschiedliche Anfangsbedingungen ergeben die voneinander abhängigen Konstanten c_1 und c_2 .

Aperiodischer Grenzfall

Für den Fall, dass $\delta^2 = \omega^2$, stellt sich ein Grenzfall ein. Die Reibungsverluste wiegen die Kräfte auf, die zu einer Schwingung des Feder-Masse-Systems bei dessen Auslenkung führen. Die Diskriminante in Gleichung 7.62 wird zu Null, wodurch die Nullstellen der charakteristischen Gleichung wie folgt lauten:

$$\lambda_{1,2} = -\delta \quad (7.67)$$

Die Nullstellen sind 2-fach reell. Das Fundamentalsystem der Differentialgleichung der freien, gedämpften Schwingung besteht demnach aus den Basislösungen:

$$x_1(t) = e^{-\delta t} = e^{-\delta t} \quad (7.68)$$

und

$$x_2(t) = t \cdot e^{-\delta t} = t \cdot e^{-\delta t}. \quad (7.69)$$

Die Gesamtlösung für den aperiodischen Grenzfall ergibt sich wiederum aus der Linearkombination der Basislösungen zu:

$$\begin{aligned} x(t) &= c_1 \cdot e^{-\delta t} + c_2 \cdot t \cdot e^{-\delta t} \\ x(t) &= e^{-\delta t} \cdot (c_1 + t \cdot c_2). \end{aligned} \quad (7.70)$$

Unterschiedliche Anfangsbedingungen ergeben wiederum die voneinander abhängigen Konstanten c_1 und c_2 .

Kriechfall

Der dritte, mögliche Fall tritt ein, wenn die Bewegung des gedämpften Feder-Masse-Systems maßgeblich durch Reibungsverluste beeinflusst wird, sodass $\delta^2 > \omega^2$. Die charakteristischen Nullstellen der Gleichung 7.59 entsprechen dann denen der Gleichung 7.62. Beide Nullstellen sind 1-fach reell. Die Basislösungen der Differentialgleichung ergeben sich damit zu:

$$x_1(t) = e^{\lambda_1 t} = e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t} \quad (7.71)$$

und

$$x_2(t) = e^{\lambda_2 t} = e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t}. \quad (7.72)$$

Für den Kriechfall folgt die Gesamtlösung der Differentialgleichung zu:

$$x(t) = c_1 \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t} + c_2 \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t}. \quad (7.73)$$

Auch beim Kriechfall ergeben sich die Konstanten c_1 und c_2 in Abhängigkeit der Anfangsbedingungen.

7.3.4. Allgemeine Schwingungsgleichung der freien, gedämpften Schwingung

In Kapitel 7.3.2 wurde die allgemeine Schwingungsgleichung einer freien, ungedämpften Schwingung hergeleitet. Aus den Erläuterungen des Kapitels 7.3.2 lässt sich die allgemeine Schwingungsgleichung einer freien, gedämpften Schwingung für den Schwingfall ableiten.

Schwingfall: Ist der Dämpfungsfaktor $\delta = 0$, so entspricht die Gleichung des Schwingfalls 7.66 der Gleichung der freien, ungedämpften Schwingung 7.55 unter Berücksichtigung der Anfangsbedingung $x(t = 0) = 0$.

Das Einsetzen der Anfangsbedingung $x(t = 0) = \hat{x}$ in die Gleichung 7.66 führt zur Konstante c_1 :

$$\begin{aligned} \hat{x} &= e^{-\delta \cdot 0} \cdot (c_1 \cdot \cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot 0) + c_2 \cdot \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot 0)) \\ &= 1 \cdot (c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 0) \rightarrow c_1 = \hat{x}. \end{aligned} \quad (7.74)$$

Ferner besitzt das Feder-Masse-System zum Zeitpunkt $t = 0$ keine Initialgeschwindigkeit, sodass für die erste Ableitung der Gleichung 7.66:

$$\begin{aligned} \dot{x}(t) &= e^{-\delta t} \cdot \left((c_2 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} - c_1 \cdot \delta) \cdot \cos(t \sqrt{\omega^2 - \delta^2}) \right) \\ &\quad - e^{-\delta t} \cdot \left((c_1 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} + c_2 \cdot \delta) \cdot \sin(t \sqrt{\omega^2 - \delta^2}) \right) \end{aligned} \quad (7.75)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

mit $c_1 = \hat{x}$ weiter folgt:

$$\begin{aligned}
 \dot{x}(t=0) = 0 &= e^{-\delta \cdot 0} \cdot \left((c_2 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} - \hat{x} \cdot \delta) \cdot \cos(0 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2}) \right) \\
 &\quad - e^{-\delta \cdot 0} \cdot \left((\hat{x} \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} + c_2 \cdot \delta) \cdot \sin(0 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2}) \right) \\
 &= 1 \cdot \left((c_2 \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} - \hat{x} \cdot \delta) \cdot 1 \right) - 1 \cdot \left((\hat{x} \cdot \sqrt{\omega^2 - \delta^2} + c_2 \cdot \delta) \cdot 0 \right) \\
 c_2 &= \frac{\hat{x} \cdot \delta}{\sqrt{\omega^2 - \delta^2}}.
 \end{aligned} \tag{7.76}$$

Die Bewegungsgleichung des Feder-Masse-System für den Schwingfall und mit initialer Auslenkung folgt demnach zu:

$$\begin{aligned}
 x(t) &= e^{-\delta t} \cdot \left(\hat{x} \cdot \cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) + \frac{\hat{x} \cdot \delta}{\sqrt{\omega^2 - \delta^2}} \cdot \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) \right) \\
 &= e^{-\delta t} \cdot \hat{x} \cdot \left(\cos(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) + \frac{\delta}{\sqrt{\omega^2 - \delta^2}} \cdot \sin(\sqrt{\omega^2 - \delta^2} \cdot t) \right)
 \end{aligned} \tag{7.77}$$

Die Kreisfrequenz der gedämpften Schwingung ω_d folgt aus der Kreisfrequenz der ungedämpften Schwingung ω , die um den Dämpfungsfaktor δ vermindert wird:

$$\omega_d = \sqrt{\omega^2 - \delta^2} \tag{7.78}$$

Die maximale Auslenkung des gedämpften Feder-Masse-Systems aus seiner Ruhelage nimmt mit der Zeit exponentiell ab. Wie schnell diese Abnahme vonstatten geht, wird durch den Dämpfungsfaktor δ im Exponenten der e-Funktion bestimmt. In Abbildung 7.5 ist die freie Schwingung des Feder-Masse-Systems für einen Dämpfungsfaktor $\delta = 0,2$ sowie für eine Amplitude $\hat{x} = 1$ dargestellt. Verbindet man die maximalen und minimalen Auslenkungen des gedämpft schwingenden Feder-Masse-Systems über die Zeit, ergeben sich die *Umhüllenden* der Schwingung. Diese haben, wie erläutert, die Form einer Exponentialfunktion und sind in Abbildung 7.5 rot gestrichelt dargestellt.

Aperiodischer Grenzfall: Die Bewegung einer freien, gedämpften Schwingung für den aperiodischen Grenzfall wird durch Gleichung 7.70 beschrieben. Für ein ausgelenktes System mit der Anfangsbedingung $x(t=0) = \hat{x} = 1$ folgt aus Gleichung 7.70:

$$\hat{x} = e^{-\delta \cdot 0} \cdot (c_1 + 0 \cdot c_2) = 1 \cdot c_1 \rightarrow c_1 = \hat{x}. \tag{7.79}$$

Ferner besitzt das Feder-Masse-System zum Zeitpunkt $t = 0$ erneut keine Inertialgeschwindigkeit, sodass $\dot{x}(t=0) = 0$. Wird die erste Ableitung der Gleichung 7.70 gebildet, ergibt sich die Geschwindigkeit des Systems für den aperiodischen Grenzfall zum Zeitpunkt t :

$$\begin{aligned}
 \dot{x}(t) &= -\delta \cdot e^{-\delta t} \cdot (c_1 + t \cdot c_2) + e^{-\delta t} \cdot c_2 \\
 &= e^{-\delta t} \cdot (-\delta(c_1 + t \cdot c_2) + c_2).
 \end{aligned} \tag{7.80}$$

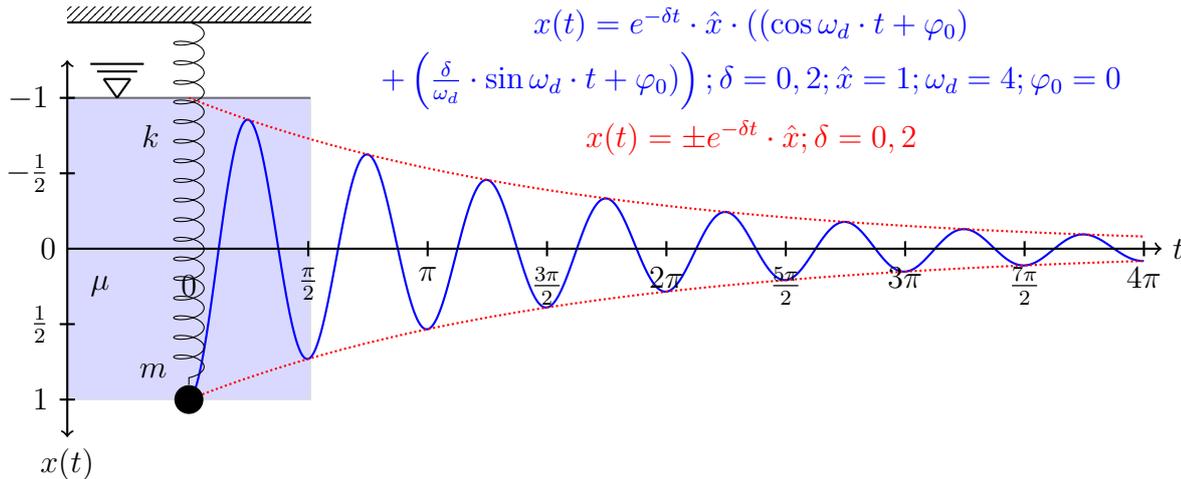


Abbildung 7.5.: Freie, gedämpfte Schwingung des Feder-Masse-Systems aus Abbildung 7.4 für den Schwingfall; die Amplitude klingt über die Zeit in Form einer Exponentialfunktion ab

Wird die Anfangsbedingung $\dot{x}(t=0) = 0$ in Gleichung 7.80 eingesetzt und berücksichtigt, dass $c_1 = \hat{x}$, so folgt:

$$0 = e^{-\delta \cdot 0} \cdot (-\delta(\hat{x} + 0 \cdot c_2) + c_2) = 1 \cdot (-\delta \cdot \hat{x} + 0) + c_2 \rightarrow c_2 = \delta \cdot \hat{x}. \quad (7.81)$$

Die Bewegungsgleichung des Feder-Masse-System für den aperiodischen Fall und mit initialer Auslenkung folgt demnach zu:

$$\begin{aligned} x(t) &= e^{-\delta t} \cdot (\hat{x} + t \cdot \delta \cdot \hat{x}) \\ &= \hat{x} \cdot e^{-\delta t} \cdot (1 + \delta \cdot t). \end{aligned} \quad (7.82)$$

In Abbildung 7.6 ist die Bewegung des Feder-Masse-Systems für den aperiodischen Grenzfall, d.h., für einen Dämpfungsfaktor $\delta = 1$ und bei initialer Auslenkung des Systems aus seiner Ruhelage dargestellt.

Kriechfall: Ist der Dämpfungsfaktor größer als 1, so stellt sich der Kriechfall ein. Die Bewegung des Feder-Masse-Systems lässt sich folglich mittels Gleichung 7.73 beschreiben. Das Feder-Masse-System wird erneut initial ausgelenkt, sodass $x(t=0) = \hat{x} = 1$. Aus Gleichung 7.73 folgt somit:

$$\begin{aligned} \hat{x} &= c_1 \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 0} + c_2 \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 0} = c_1 \cdot 1 + c_2 \cdot 1 \\ \rightarrow c_1 &= \hat{x} - c_2. \end{aligned} \quad (7.83)$$

Für den Kriechfall gilt analog zum aperiodischen Grenzfall, dass das Feder-Masse-System keine Inertialgeschwindigkeit aufweist, sodass $\dot{x}(t=0) = 0$. Die erste Ableitung der Gleichung 7.73 beschreibt die Geschwindigkeit des Systems für den Kriechfall und folgt zu:

$$\dot{x}(t) = c_1 \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t} + c_2 \cdot (-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t}. \quad (7.84)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

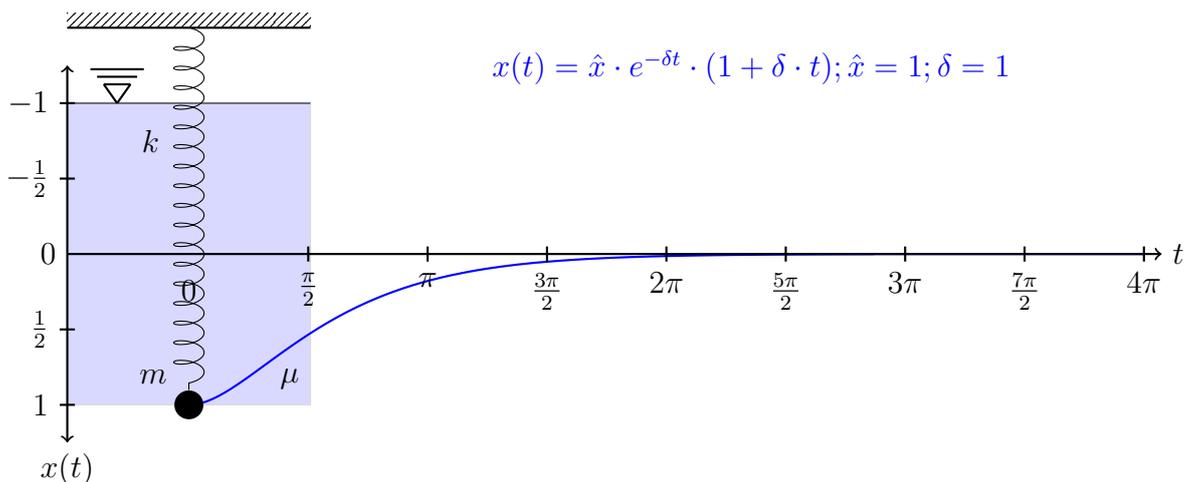


Abbildung 7.6.: Freie, gedämpfte Schwingung des Feder-Masse-Systems aus Abbildung 7.4 für den aperiodischen Grenzfall; der Dämpfungsfaktor δ beträgt 1

Das Einsetzen der zweiten Anfangsbedingung $\dot{x}(t=0) = 0$ unter Berücksichtigung der Konstanten $c_1 = \hat{x} - c_2$ führt zu:

$$\begin{aligned}
 0 &= (\hat{x} - c_2) \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 0} + c_2 \cdot (-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 0} \\
 &= (\hat{x} - c_2) \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 1 + c_2 \cdot (-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot 1 \\
 &= \hat{x} \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) - c_2 \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) + c_2 \cdot (-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \\
 &= \hat{x} \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) + c_2 \cdot (\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2} - \delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \\
 &= \hat{x} \cdot (-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) + c_2 \cdot (-2 \cdot \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \\
 \rightarrow c_2 &= \hat{x} \cdot \left(\frac{-\delta}{2 \cdot \sqrt{\delta^2 - \omega^2}} + \frac{1}{2} \right). \tag{7.85}
 \end{aligned}$$

Für die betrachteten Anfangsbedingungen folgt die Bewegung des Feder-Masse-Systems für den Kriechfall daher zu:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \left(1 - \left(\frac{-\delta}{2 \cdot \sqrt{\delta^2 - \omega^2}} + \frac{1}{2} \right) \right) \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t} + \hat{x} \cdot \left(\frac{-\delta}{2 \cdot \sqrt{\delta^2 - \omega^2}} + \frac{1}{2} \right) \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t}. \tag{7.86}$$

Abbildung 7.7 zeigt den langsamen Zurückgang der Auslenkung des Feder-Masse-Systems, welcher auch als *Kriechvorgang* bezeichnet wird.

7.3.5. Überlagerung von Schwingungen

Nachdem in den vorherigen Kapiteln die grundlegenden Schwingungsformen betrachtet und deren Schwingungsgleichungen hergeleitet wurden, wird sich nun dem Phänomen der Überlagerung von Schwingungen gewidmet. Hierfür werden zwei identische Sinus-Schwingungen betrachtet, die zum einen keinen Phasenunterschied, d.h. $\varphi_0 = 0$ und zum

$$x(t) = \hat{x} \cdot \left(1 - \left(\frac{-\delta}{2\sqrt{\delta^2 - \omega^2}} + \frac{1}{2}\right)\right) \cdot e^{(-\delta + \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t} + \hat{x} \cdot \left(\frac{-\delta}{2\sqrt{\delta^2 - \omega^2}} + \frac{1}{2}\right) \cdot e^{(-\delta - \sqrt{\delta^2 - \omega^2}) \cdot t}$$

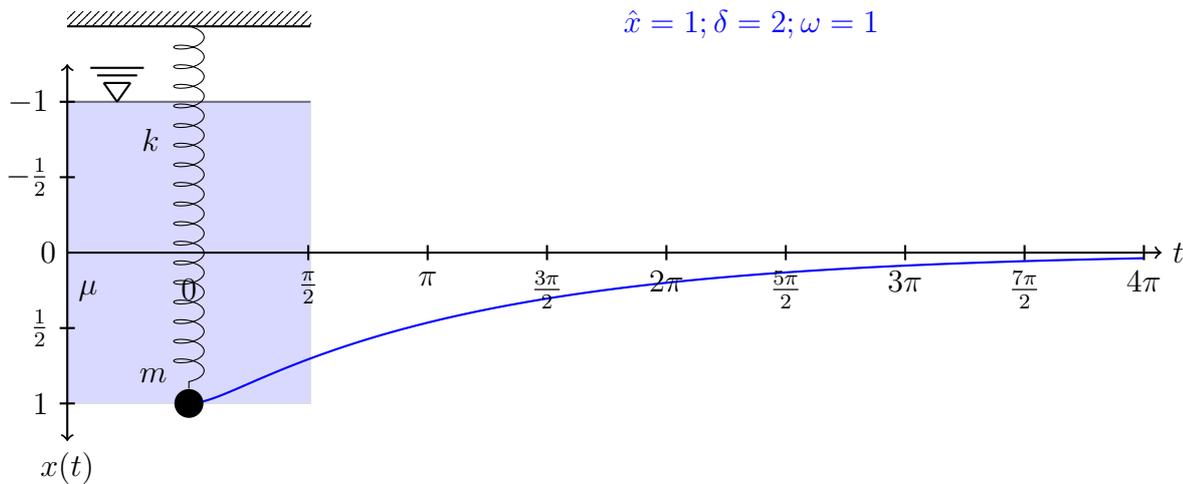


Abbildung 7.7.: Freie, gedämpfte Schwingung des Feder-Masse-Systems aus Abbildung 7.4 für den Kriechfall; der Dämpfungsfaktor δ beträgt 2

anderen einen Phasenversatz von $\varphi_0 = \pi$ aufweisen. Abbildung 7.8 zeigt die zu überlagerten Sinus-Schwingungen für beide Fälle in rot und blau sowie die resultierende Schwingung in grün. Einzelne Schwingungen werden nach dem *Superpositionsprinzip* überlagert, welches eine Summation der Einzelschwingungen zu einer resultierenden Schwingung vorsieht. Nach dem Superpositionsprinzip folgt für den Fall zweier identischer und phasengleicher Sinus-Schwingungen eine Verdopplung der Amplituden der Einzelschwingungen:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t) + \hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t) = 2\hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t). \quad (7.87)$$

Analog dazu werden Schwingungsvorgänge vollständig unterbunden, wenn zwei identische Sinus-Schwingungen eine Phasenverschiebung $\varphi_0 = \pi$ aufweisen:

$$x(t) = \hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t) + \hat{x} \cdot \sin(\omega \cdot t + \pi) = \hat{x} \cdot 0 \text{ für } t \in \mathbb{R}. \quad (7.88)$$

7.3.6. Fourier-Synthese

Nach dem französischen Mathematiker Jean Baptiste Joseph Fourier lässt sich jede beliebige, periodische Schwingung durch die Überlagerung von harmonischen Sinus- und Cosinus-Schwingungen unterschiedlicher Amplitude, Frequenz und Phase nach dem Superpositionsprinzip synthetisieren. Zu einer Grundschwingung mit der Kreisfrequenz ω werden beliebig viele Oberschwingungen mit einem ganzzahligen Vielfachen $n\omega$ gemäß folgender Gleichung hinzuaddiert:

$$\begin{aligned} x(t) &= \hat{x}_0 + \hat{x}_1 \cdot \cos(\omega t + \varphi_1) + \hat{x}_2 \cdot \cos(2\omega t + \varphi_2) + \cdots + \hat{x}_n \cdot \cos(n\omega t + \varphi_n) \\ &= \sum_{n=0}^{\infty} \hat{x}_n \cdot \cos(n\omega t + \varphi_n). \end{aligned} \quad (7.89)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

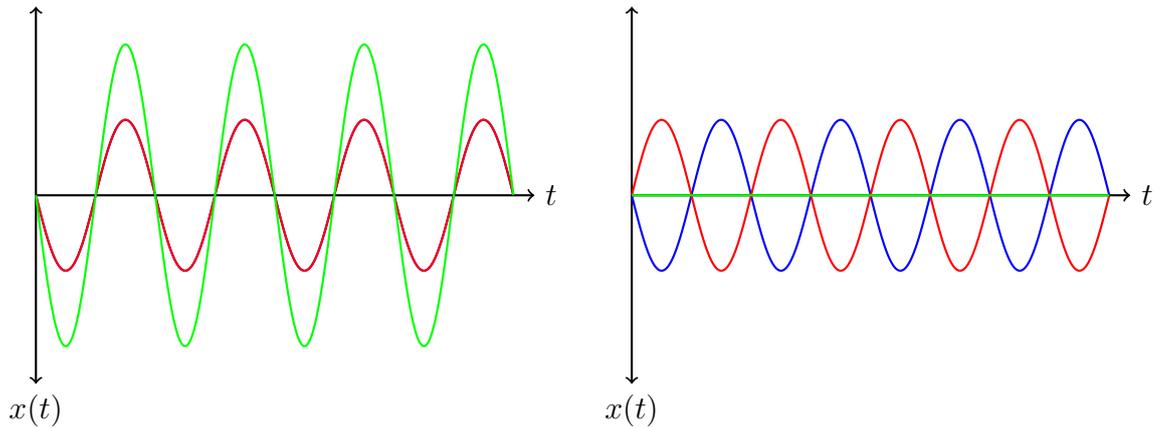


Abbildung 7.8.: Überlagerung zweier identischer Sinus-Schwingungen (rot und blau) für den Fall $\varphi = 0$ und für den Fall $\varphi = \pi$ sowie die daraus resultierende Schwingung (grün)

Diese Summe wird *Fourier-Reihe* genannt. Die Frequenzen der einzelnen Schwingungen folgen aus Gleichung 7.52 zu $f_n = \frac{n\omega}{2\pi}$ bzw. gemäß Gleichung 7.51 zu $f_n = \frac{n}{T}$. Mithilfe des Additionstheorems $\cos(x \pm y) = \cos(x)\cos(y) \mp \sin(x)\sin(y)$ resultiert aus Gleichung 7.89:

$$x(t) = \sum_{n=0}^{\infty} \hat{x}_n \cdot \cos(n\omega t + \varphi_n) = \hat{x}_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (\hat{x}_n \cos(\varphi_n) \cdot \cos(n\omega t) - \hat{x}_n \sin(\varphi_n) \cdot \sin(n\omega t)). \quad (7.90)$$

Mit $\hat{x}_n \cos(\varphi_n) = a_n$ und $\hat{x}_n \sin(\varphi_n) = b_n$ folgt die phasenfreie Darstellung der Fourier-Reihe:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cdot \cos(n\omega t) - b_n \sin(n\omega t)). \quad (7.91)$$

Werden die trigonometrischen Funktionen des Sinus und des Cosinus mithilfe der Eulerschen Formel:

$$e^{it} = \cos(t) + i\sin(t) \quad (7.92)$$

und deren negativen Form:

$$e^{-it} = \cos(t) - i\sin(t) \quad (7.93)$$

in die jeweiligen Exponentialfunktionen:

$$\sin(t) = \frac{1}{2i}(e^{it} - e^{-it}) \quad (7.94)$$

und

$$\cos(t) = \frac{1}{2}(e^{it} + e^{-it}) \quad (7.95)$$

umgeschrieben, so ergibt sich aus Gleichung 7.91:

$$x(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2} \left((a_n(e^{in\omega t} + e^{-in\omega t}) - \frac{1}{i} b_n(e^{in\omega t} - e^{-in\omega t})) \right). \quad (7.96)$$

Mit $-\frac{1}{i} = i^2 \cdot i^{-1} = i$ folgt weiter:

$$\begin{aligned} x(t) &= a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2} \left((a_n(e^{in\omega t} + e^{-in\omega t}) + i \cdot b_n(e^{in\omega t} - e^{-in\omega t})) \right) \\ &= a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{2} \left((a_n + ib_n)e^{in\omega t} + (a_n - ib_n)e^{-in\omega t} \right). \end{aligned} \quad (7.97)$$

Aus Gleichung 7.97 lässt sich mithilfe der Koeffizienten $c_0 = a_0$ sowie:

$$c_n = \frac{1}{2}(a_n + ib_n) \quad (7.98)$$

und

$$c_{-n} = \frac{1}{2}(a_n - ib_n) \quad (7.99)$$

eine alternative Form der Fourier-Reihe ableiten, die auch negative Reihenglieder berücksichtigt:

$$x(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} c_n e^{in\omega t}. \quad (7.100)$$

Um nun die Koeffizienten der Fourier-Reihe zu bestimmen, kann sich der *Orthogonalität* der trigonometrischen Sinus- und Cosinus-Funktionen bedient werden, die im folgenden erläutert wird. Die Integration der Funktion einer Sinus- oder einer Cosinus-Schwingung über die Periodendauer $T = 2\pi$ ergibt gleich große, mathematisch positive und negative Flächenanteile, die sich beim Integrieren gegenseitig aufheben. Das Integral über die Periodendauer ergibt für diese Funktionen also immer Null, unabhängig vom Nullphasenwinkel φ_0 (siehe hierfür auch Abbildung 7.2 und Abbildung 7.3). Für beliebige $m \in \mathbb{Z}$ gilt daher:

$$\int_{\varphi}^{\varphi+2\pi} \sin(mt) dt = \int_{\varphi}^{\varphi+2\pi} \cos(mt) dt = 0. \quad (7.101)$$

Für die Produkte der Sinus-Funktion und der Cosinus-Funktion mit sich selbst sowie für $m, n \in \mathbb{Z}$ und $m = n$ gilt weiter:

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \sin(mt)\sin(nt) dt = \int_0^{2\pi} \sin^2(mt) dt = \left[\frac{1}{2}t - \frac{1}{4m}\sin(2mt) \right]_0^{2\pi} = \pi \quad (7.102)$$

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \cos(mt)\cos(nt) dt = \int_0^{2\pi} \cos^2(mt) dt = \left[\frac{1}{2}t + \frac{1}{4m}\sin(2mt) \right]_0^{2\pi} = \pi. \quad (7.103)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

Für $m \neq n$ hingegen folgt:

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \sin(mt)\sin(nt) dt = \left[\frac{n\sin(mt)\cos(nt) - m\cos(mt)\sin(nt)}{m^2 - n^2} \right]_0^{2\pi} = 0 \quad (7.104)$$

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \cos(mt)\cos(nt) dt = \left[\frac{m\sin(mt)\cos(nt) - n\cos(mt)\sin(nt)}{m^2 - n^2} \right]_0^{2\pi} = 0. \quad (7.105)$$

Für das Produkt der Sinus- mit der Cosinus-Funktion und $m = n$ gilt weiter:

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \sin(mt)\cos(mt) dt = \left[-\frac{\cos^2(mt)}{2m} \right]_0^{2\pi} = 0. \quad (7.106)$$

Für $m \neq n$ folgt ebenso:

$$\int_{\varphi=0}^{\varphi+2\pi} \sin(mt)\cos(nt) dt = \left[-\frac{n\sin(mt)\sin(nt) + m\cos(mt)\cos(nt)}{m^2 - n^2} \right]_0^{2\pi} = 0. \quad (7.107)$$

Zusammenfassend lassen sich die *Orthogonalitäts-Relationen* für $m, n \in \mathbb{Z}$ folgendermaßen festhalten:

$$\int_0^{T=2\pi} \sin(mt)\sin(nt) dt = \begin{cases} \pi & \text{für } m = n \\ 0 & \text{für } m \neq n \end{cases} \quad (7.108)$$

$$\int_0^{T=2\pi} \cos(mt)\cos(nt) dt = \begin{cases} \pi & \text{für } m = n \\ 0 & \text{für } m \neq n \end{cases} \quad (7.109)$$

$$\int_0^{T=2\pi} \sin(mt)\cos(nt) dt = 0. \quad (7.110)$$

Wird nun das bestimmte Integral der Gleichung 7.91 über die Periodendauer T gebildet, verschwinden aufgrund der erläuterten Orthogonalität alle Sinus- und Cosinus-Terme der rechten Seite und es folgt:

$$\int_0^T x(t) dt = [a_0 t]_0^T = a_0 T. \quad (7.111)$$

Der Koeffizient a_0 ergibt sich somit zu:

$$a_0 = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) dt. \quad (7.112)$$

Um weitere Koeffizienten a_n zu erhalten, wird Gleichung 7.91 mit dem Term $\cos(m\omega t)$ multipliziert. Integriert man die rechte Seite anschließend wiederum über die Periodendauer T , leistet aufgrund der Orthogonalitäts-Relationen einzig der Term $a_n \cos(m\omega t) \cos(n\omega t)$ einen Beitrag, bei dem $m = n$ gilt. Das Integral ergibt nach Gleichung 7.109 $a_n \pi$ oder mit der Periodendauer ausgedrückt, $a_n \frac{T}{2}$. Die Koeffizienten a_n lassen sich somit bestimmen, indem das Integral der linken Seite durch $\frac{T}{2}$ geteilt wird:

$$a_n = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \cos(n\omega t) dt = \frac{2}{T} \int_0^T x(t) \cos\left(n \frac{2\pi}{T} t\right) dt. \quad (7.113)$$

Gleichung 7.113 wandelt sich für $n = 0$ und $\frac{a_0}{2}$ in Gleichung 7.112 um. Gleichung 7.91 lässt sich daher auch schreiben als:

$$x(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} (a_n \cdot \cos(n\omega t) - b_n \sin(n\omega t)). \quad (7.114)$$

Diese Form bietet den Vorteil, dass alle Koeffizienten der Fourier-Reihe a_n mit nur einer Gleichung, Gleichung 7.113, beschrieben werden können. Analog zur Ermittlung der Koeffizienten a_n lassen sich die Koeffizienten b_n bestimmen, indem man die Gleichung 7.91 mit dem Term $\sin(m\omega t)$ multipliziert und anschließend über der Periodendauer T integriert. Das Integral der rechten Seite folgt gemäß Gleichung 7.108 zu $-b_n\pi = -b_n\frac{T}{2}$. Die Koeffizienten b_n ergeben sich somit durch Teilen des Integrals der linken Seite durch $-\frac{T}{2}$:

$$b_n = -\frac{2}{T} \int_0^T x(t) \sin(n\omega t) dt = -\frac{2}{T} \int_0^T x(t) \sin(n\frac{2\pi}{T}t) dt. \quad (7.115)$$

Um nun etwa eine Rechteckschwingung der Form:

$$x(t) = \begin{cases} 1 & \text{für } t \geq \pm 2k\pi \text{ und } k \in \mathbb{N}_0 \\ -1 & \text{für } t \geq \pm(2k+1)\pi \text{ und } k \in \mathbb{N}_0 \end{cases} \quad (7.116)$$

mit der Periodendauer $T = 2\pi$, entsprechend einer Kreisfrequenz $\omega = 1$ zu synthetisieren, werden die Koeffizienten a_n und b_n der zugehörigen *Fourier-Reihe* mithilfe der Gleichungen 7.113 und 7.115 bestimmt. Da die Rechteckschwingung für jeweils eine halbe Periodendauer $\frac{T}{2}$ den Wert 1 oder -1 annimmt und somit konstant ist, lassen sich die Gleichungen 7.113 und 7.115 für die *Fourier-Reihe* der Rechteckschwingung auch beschreiben mit:

$$\begin{aligned} a_n &= \frac{2}{T} \left(1 \cdot \int_0^{\frac{T}{2}=\pi} \cos(n\omega t) dt + (-1) \cdot \int_{\frac{T}{2}=\pi}^{T=2\pi} \cos(n\omega t) dt \right) \\ &= \frac{2}{T} \left(1 \left[\frac{\sin(n\omega t)}{n\omega} \right]_0^{\pi} - 1 \left[\frac{\sin(n\omega t)}{n\omega} \right]_{\pi}^{2\pi} \right) \end{aligned} \quad (7.117)$$

und

$$\begin{aligned} b_n &= -\frac{2}{T} \left(1 \int_0^{\frac{T}{2}=\pi} \sin(n\omega t) dt + (-1) \int_{\frac{T}{2}=\pi}^{T=2\pi} \sin(n\omega t) dt \right) \\ &= -\frac{2}{T} \left(1 \left[\frac{-\cos(n\omega t)}{n\omega} \right]_0^{\pi} - 1 \left[\frac{-\cos(n\omega t)}{n\omega} \right]_{\pi}^{2\pi} \right) \\ &= \frac{2}{T} \left(1 \left[\frac{\cos(n\omega t)}{n\omega} \right]_0^{\pi} - 1 \left[\frac{\cos(n\omega t)}{n\omega} \right]_{\pi}^{2\pi} \right). \end{aligned} \quad (7.118)$$

Aus Gleichung 7.117 folgt für alle Koeffizienten $a_n = 0$, da:

$$\begin{aligned} a_n &= \frac{2}{T} \left(\left(\frac{\sin(n\omega\pi)}{n\omega} - \frac{\sin(n\omega 0)}{n\omega} \right) - \left(\frac{\sin(n\omega 2\pi)}{n\omega} - \frac{\sin(n\omega\pi)}{n\omega} \right) \right) \\ &= \frac{2}{T} ((0 - 0) - (0 - 0)) = 0 \text{ für } n \in \mathbb{N}_0. \end{aligned} \quad (7.119)$$

7. Grundlagen Ultraschalllaufzeit- und Eigenfrequenzverfahren

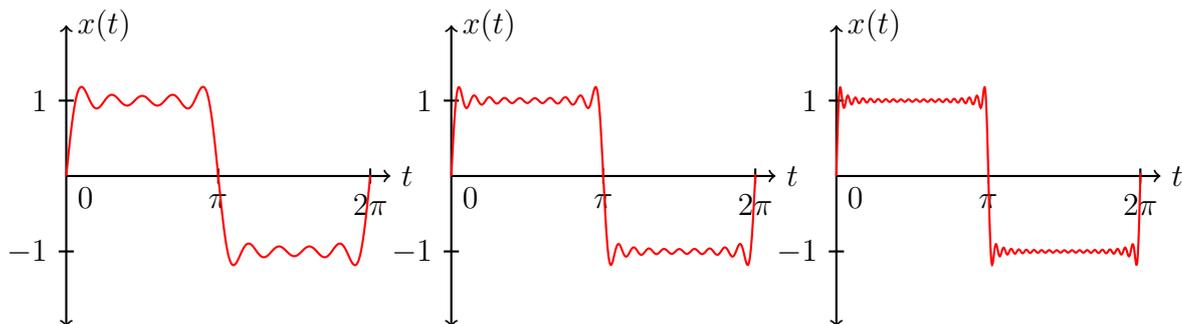


Abbildung 7.9.: Durch die *Fourier-Synthese* erzeugte Rechteckschwingung ($\hat{x} = 1$ und $T = 2\pi$) mit den ersten 5, 10 und 20 Gliedern der zugehörigen *Fourier-Reihe*

Aus Gleichung 7.118 hingegen folgt, dass einzig die ungeraden, ganzzahligen Vielfachen der Oberschwingungen mit den Koeffizienten b_n und den Kreisfrequenzen $(2n + 1)\omega$, wobei $n \in \mathbb{N}_0$, einen Beitrag zur *Fourier-Reihe* leisten, da:

$$b_n = \begin{cases} \frac{2}{T} \left(\left(\frac{\cos(n\omega\pi)}{n\omega} - \frac{\cos(n\omega 0)}{n\omega} \right) - \left(\frac{\cos(n\omega 2\pi)}{n\omega} - \frac{\cos(n\omega\pi)}{n\omega} \right) \right) \\ = \frac{2}{T} \left(\left(\frac{1}{0} - \frac{1}{0} \right) - \left(\frac{1}{0} - \frac{1}{0} \right) \right) = n/a \rightarrow b_n = 0 & \text{für } n = 0 \\ \frac{2}{T} \left(\left(\frac{\cos(2n\omega\pi)}{n\omega} - \frac{\cos(2n\omega 0)}{n\omega} \right) - \left(\frac{\cos(2n\omega 2\pi)}{n\omega} - \frac{\cos(2n\omega\pi)}{n\omega} \right) \right) \\ = \frac{2}{T} \left(\left(\frac{1}{n\omega} - \frac{1}{n\omega} \right) - \left(\frac{1}{n\omega} - \frac{1}{n\omega} \right) \right) = 0 & \text{für } n \in \mathbb{N} \\ \frac{2}{T} \left(\left(\frac{\cos((2n+1)\omega\pi)}{n\omega} - \frac{\cos((2n+1)\omega 0)}{n\omega} \right) - \left(\frac{\cos((2n+1)\omega 2\pi)}{n\omega} - \frac{\cos((2n+1)\omega\pi)}{n\omega} \right) \right) \\ = \frac{2}{T} \left(\left(\frac{-1}{n\omega} - \frac{1}{n\omega} \right) - \left(\frac{1}{n\omega} - \frac{-1}{n\omega} \right) \right) = -\frac{8}{n\omega T} & \text{für } n \in \mathbb{N}_0. \end{cases} \quad (7.120)$$

Die *Fourier-Reihe* der Rechteckschwingung mit der Periodendauer $T = 2\pi$ bzw. $\omega = 1$ ergibt sich somit durch Einsetzen der Koeffizienten der Gleichung 7.120 in Gleichung 7.91 zu:

$$x(t) = \sum_{n=2k+1}^{\infty} \left(-\frac{8}{n\omega T} \sin(n\omega t) \right) = \sum_{n=2k+1}^{\infty} \left(\frac{4}{n\pi} \sin(nt) \right) \quad \text{für } k \in \mathbb{N}_0. \quad (7.121)$$

Ähnlich einer *Taylor-Reihenentwicklung* wird die Rechteckschwingung mit zunehmender Anzahl der Glieder der *Fourier-Reihe* besser approximiert. Abbildung 7.9 zeigt die Rechteckschwingung für die ersten 5, 10 und 20 Reihenglieder. Wie zu sehen ist, ergeben die ersten 20 Glieder der *Fourier-Reihe* bereits eine sehr genaue Abbildung der Rechteckschwingung. Besonders bei der *Fourier-Reihe* mit 5 Gliedern fällt auf, dass die Funktion der Rechteckschwingung um die angezielten Funktionswerte $x = 1$ und $x = -1$ herum schwingt. Dieses Phänomen rührt aus der Berücksichtigung vergleichsweise weniger Einzelschwingungen mit den Amplituden $\hat{x} = b_n = \frac{4}{(2n+1)\pi} = 1,273, 0,424, 0,255, \dots$ für $n = 0, 1, 2, \dots$ und $n \in \mathbb{N}_0$ zur Beschreibung der Rechteckschwingung. Die Amplitude der ersten zu überlagernden Einzelschwingung ist größer als 1. Die Superposition weiterer Einzelschwingungen führt zu geringeren Abweichungen der Rechteckschwingung

von den angezielten Funktionswerten, wie in Abbildung 7.9 zu sehen ist. Das Phänomen des Schwingens der Rechteckschwingung um die angezielten Funktionswerte wird auch *Gibb'sches Ringing* genannt und kann selbst bei Berücksichtigung einer sehr hohen Anzahl an Gliedern der *Fourier-Reihe* nie vollständig unterbunden werden.

Bei der betrachteten Rechteckschwingung handelt es sich um eine *antisymmetrische* oder *ungerade* Funktion, da:

$$x(-t) = -x(t). \quad (7.122)$$

Nach Gleichung 7.122 ist auch jede Sinus-Schwingung antisymmetrisch. Jede Cosinus-Schwingung hat hingegen die Form einer *symmetrischen* oder *geraden* Funktion, da:

$$x(-t) = x(t). \quad (7.123)$$

Wie anhand des Beispiels der Rechteckschwingung gezeigt wurde, sind alle Koeffizienten einer antisymmetrischen Funktion $a_n = 0$, wobei $n \in \mathbb{N}_0$, da die Integrale der Rechteckschwingung selbst, sowie für alle Produkte $x(t)\cos(n\omega t)$ über die Periodendauer T zu Null werden. Analog dazu ergeben sich alle Koeffizienten einer symmetrischen Funktion $b_n = 0$ für $n \in \mathbb{N}_0$.

7.3.7. Fourier-Analyse

Genauso wie beliebige periodische Schwingungen mithilfe der *Fourier-Synthese* künstlich erzeugt oder eben synthetisiert werden können, können beliebige periodische Schwingungen in die harmonischen Einzelschwingungen, aus denen sie zusammengesetzt sind, zerlegt werden. Diese zerlegende Untersuchung ist die *Fourier-Analyse*. Die Begriffe der *Fourier-Synthese* und der *Fourier-Analyse* meinen dabei das Gleiche. Sie unterscheiden lediglich, ob eine beliebige, periodische Schwingung erzeugt oder deren einzelne Bestandteile untersucht werden. Beide sehen eine Zerlegung der Schwingung in ihre harmonischen Einzelschwingungen vor, demnach verwenden auch beide das gleiche mathematische Vorgehen, welches zuvor erläutert wurde.

Die komplexwertigen Koeffizienten c_n lassen sich aus den reellwertigen Koeffizienten a_n und b_n bestimmen, indem die Gleichungen 7.113 und 7.115 für die Koeffizienten a_n und b_n in Gleichung 7.98 eingesetzt werden. Es folgt zunächst:

$$c_n = \frac{1}{2} \left(\frac{2}{T} \int_0^T x(t)\cos(n\omega t) dt + i \cdot \left(-\frac{2}{T} \int_0^T x(t)\sin(n\omega t) dt \right) \right) \quad (7.124)$$

und mit:

$$e^{-in\omega t} = \cos(n\omega t) - i \cdot \sin(n\omega t) \quad (7.125)$$

folgt schließlich:

$$c_n = \frac{1}{T} \int_0^T x(t) \cdot e^{-in\omega t} dt. \quad (7.126)$$

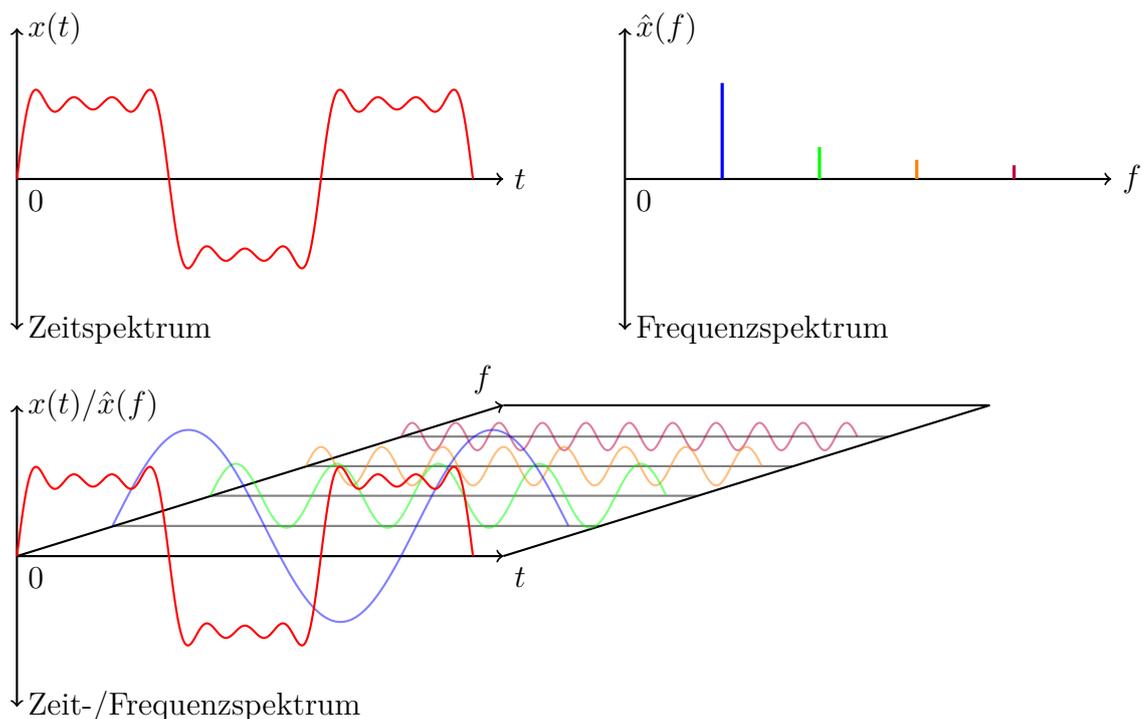


Abbildung 7.10.: Zeit-Frequenz-Spektrum der ersten vier Glieder der *Fourier-Reihe* einer Rechteckschwingung mit $\hat{x} = 1$ und $T = 2\pi$

Gleichung 7.126 lässt sich alternativ durch Umstellen der Gleichung 7.100 herleiten. Somit stehen mit den Gleichungen 7.100 und 7.126 zwei Instrumente zur Verfügung, mithilfe derer sich beliebige Schwingungen zum einen in Abhängigkeit von der Zeit (im *Zeitspektrum*) und zum anderen in Abhängigkeit von der Frequenz (im *Frequenzspektrum*) beschreiben lassen. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 7.10 für die betrachtete Rechteckschwingung mit vier Gliedern der *Fourier-Reihe* dargestellt. Da sich Schwingungen mithilfe des beschriebenen Vorgehens vom Zeit- ins Frequenzspektrum und umgekehrt transferieren lassen, wird bei der *Fourier-Analyse* auch von der *Fourier-Transformation* gesprochen.

7.3.8. Diskrete Fourier-Transformation

Samplerate und Fensterlänge

Da in der Realität keine kontinuierlichen Signale mit einer unendlich hohen Datenpunktauflösung und einem Betrachtungsbereich von $-\infty$ bis $+\infty$ verarbeitet werden können, muss das zu verarbeitende Signal mit einer gewissen Datenpunktauflösung, die *Samplerate* genannt wird, über ein Zeitfenster mit einer gewissen Länge abgetastet werden. Bei der *Fourier-Transformation* für ein solches zeitdiskretes Signal wird aus diesem Grund auch von der *Diskreten Fourier-Transformation* gesprochen.

Die Kombination von *Samplerate* und *Fensterlänge* hat direkte Auswirkungen auf das

Ergebnis der *Fourier-Transformation*. Am Beispiel der Fourier-Reihe der Rechteckschwingung mit der Amplitude $\hat{x} = 1$ und der Periodendauer $T = 2\pi s \approx 6,28 s$ sowie 10 Reihengliedern werden diese Auswirkungen im folgenden betrachtet.

Im oberen Teil der Abbildung 7.11 ist das Signal der entsprechenden Rechteckschwingung über eine Fensterlänge von 10 s in hellgrün, über eine Fensterlänge von 20 s in magenta und über eine Fensterlänge von 100 s in türkis dargestellt. Die Samplerate SR oder Abtastrate wurde für alle Fensterlängen gleich, zu $SR = 2^{15} = 32.768$ Punkten je Sekunde gewählt. Die Frequenzauflösung des Frequenzspektrums df ergibt sich dabei aus der Samplerate SR und der Fensterlänge L zu:

$$df = \frac{SR}{SR \cdot L} = \frac{1}{L}. \quad (7.127)$$

Für eine Fensterlänge von 10 s folgt die Frequenzauflösung daher zu $df_{10s} = 0,1 \text{ Hz}$, für eine Fensterlänge von 20 s ergibt sich die Frequenzauflösung zu $df_{20s} = 0,05 \text{ Hz}$ und zu $df_{100s} = 0,01 \text{ Hz}$ für eine Fensterlänge von 100 s. Für die maximal erfassbaren Frequenzen f_{max} gilt gemäß des *Nyquist-Theorems*:

$$f_{max} < \frac{SR}{2}, \quad (7.128)$$

sodass $f_{max} < 16.384 \text{ Hz}$ für alle Fensterlängen. Im unteren Teil der Abbildung 7.11 sind die resultierenden Frequenzspektren für die drei betrachteten Fensterlängen mit den unterschiedlichen Frequenzauflösungen dargestellt. Es zeigt sich, dass für alle drei Fensterlängen alle 10 Reihenglieder der Fourier-Reihe der Rechteckschwingung im Frequenzspektrum abgebildet werden können. Entsprechend der berechneten Frequenzauflösungen in Abhängigkeit von den Fensterlängen lassen sich die in der Rechteckschwingung enthaltenen Frequenzanteile jedoch mit steigender Fensterlänge besser abbilden. Dies gilt sowohl für die Frequenzen selbst, als auch für die Amplituden der einzelnen Schwingungen. Es gilt dabei allerdings zu beachten, dass die *Diskrete Fourier-Transformation* immer ein symmetrisches Frequenzspektrum sowie um die Hälfte reduzierte Amplituden wiedergibt. So lässt sich die Grundschwingung mit einer Frequenz $f = \frac{1}{2\pi} \approx 0,159 \text{ Hz}$ und der halben Amplitude $\frac{\hat{x}}{2} = \frac{1}{2\pi} \approx 0,159$ für eine Fensterlänge von 100 s sehr gut und für eine Fensterlänge von 10 s praktisch gar nicht abbilden. Letzteres liegt zum großen Teil daran, dass die Frequenz der Grundschwingung zwischen den konkret aufgelösten Punkten des Frequenzspektrums bei 0,1 Hz und 0,2 Hz zu verorten ist.

Wie zudem im oberen Teil der Abbildung 7.11 zu sehen ist, wird das Signal für alle drei Fensterlängen zu Zeitpunkten abgeschnitten, die keinem Vielfachen der Periodendauer des Signals entsprechen. Die *Diskrete Fourier-Transformation* funktioniert nun aber so, dass die Transformation des Signals für eine Aneinanderreihung des Fensters der Länge L vorgenommen wird, um das Signal somit künstlich in die Länge zu ziehen und die Anteile der Einzelschwingungen im derart konstruierten Signal zu erhöhen. Dies kann zur Folge haben, dass das künstlich verlängerte Signal bei einem Übergang von einem Fenster ins nächste eine Diskontinuität aufweist, wenn die Fensterlänge kein Vielfaches der

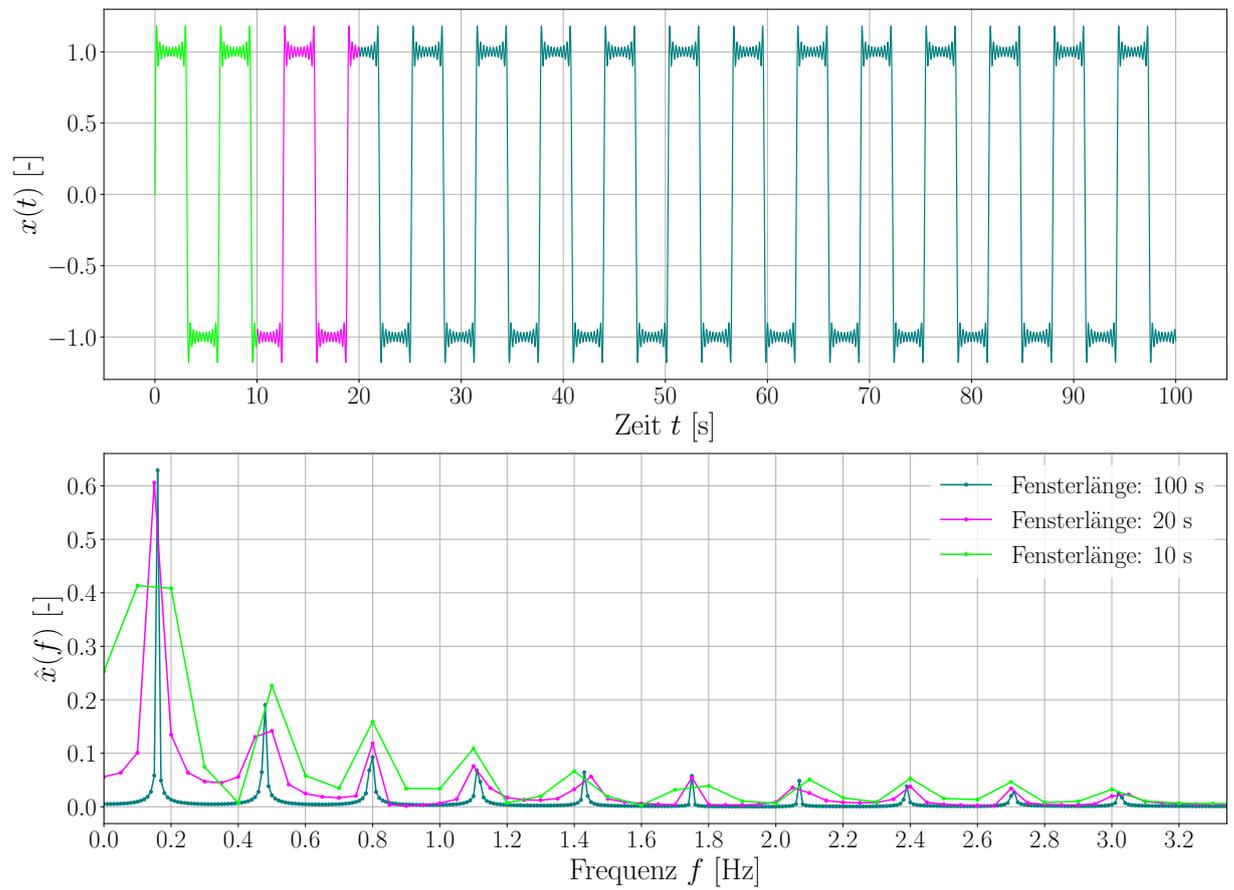


Abbildung 7.11.: Diskretes Zeit- und Frequenzspektrum der ersten 10 Glieder der *Fourier-Reihe* einer Rechteckschwingung mit $\hat{x} = 1$ und $T = 2\pi$ für unterschiedliche Fensterlängen sowie ohne Fensterfunktion

Periodendauer ist. Daraus resultiert, wie im unteren Teil der Abbildung 7.11 zu sehen, ein Frequenzspektrum, in dem neben den Peaks der tatsächlich im Signal vorhandenen Frequenzanteile, den Hauptkeulen, mit geringer werdender Fensterlänge zunehmend Frequenzanteile enthalten sind, die durch das Abschneiden der Signale erzeugt werden. Diese Frequenzanteile werden als Nebenkeulen bezeichnet.

Fensterfunktionen

Dem Effekt des Hervorhebens der Nebenkeulen im Frequenzspektrum kann durch das Überlagern des Signals eines Fensters der Länge L mit einer *Fensterfunktion* entgegenge wirkt werden. Eine der am häufigsten verwendeten Fensterfunktionen ist die *von-Hann-Fensterfunktion*, die wie folgt definiert ist:

$$w(n) = \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \cos \left(\frac{2\pi \cdot n}{M-1} \right) \right], \quad (7.129)$$

wobei $n = 0, \dots, M-1$. Die Form einer Fensterfunktion sorgt i.d.R. dafür, dass der Beginn und das Ende eines Signals der Fensterlänge L zu Null gesetzt werden und das Signal über die Länge des Fenster kontinuierlich auf- und wieder zugezogen wird. Für die Signale der drei betrachteten Fensterlängen ergibt sich das im oberen Teil der Abbildung 7.12 dargestellte Bild, wenn die Signale mit einer *von-Hann-Fensterfunktion* überlagert werden. Wird ein Signal des Fensters mit der Länge L nun wiederum aneinandergereiht, um ein künstlich verlängertes Signal für die Transformation des Signals zu erzeugen, weist das derart konstruierte Signal keinerlei Diskontinuitäten mehr auf, da das Signal im Bereich des Übergangs von einem Fenster ins nächste zu Null gesetzt wurde. Dies äußert sich in einer Unterdrückung der Nebenkeulen des Frequenzspektrums entsprechend der Darstellung des unteren Teils der Abbildung 7.12. Es zeigt sich zudem, dass die Verwendung der *von-Hann-Fensterfunktion* eine Halbierung der Hauptkeulen des Frequenzspektrums zur Folge hat, da der Mittelwert der überlagerten Fensterfunktion $\frac{1}{2}$ beträgt. Dadurch bedingt kommt es zu einer Verbreiterung der Hauptkeulen im Frequenzspektrum. Eine Möglichkeit zur Wiederherstellung der korrekten Signalamplitude nach der Fensterung und damit zur Verschmälerung der Hauptkeulen ist die Division des gefensternten Signals oder des Frequenzspektrums durch den Mittelwert der Fensterfunktion selbst. Zudem wird in der Praxis häufig ein Overlap des gefensternten Signals mit der Länge L von günstigerweise 75 % zum Ansatz gebracht, um die zuvor beschriebenen Effekte der Amplitudenkorrektur und der Verschmälerung der Hauptkeulen zu erzielen.

In dieser Dissertation wurde die *von-Hann-Fensterfunktion* zur Fensterung der messtechnisch festgehaltenen Signale verwendet, da diese einen guten Kompromiss zwischen der Verbreiterung der Hauptkeulen und der Unterdrückung der Nebenkeulen darstellt. Dies kann die eindeutige Zuordnung von Peaks im Frequenzspektrum vereinfachen, vorausgesetzt, die betrachteten Zeitfenster sind lang genug, sodass die zu betrachtenden Peaks im Frequenzspektrum ausreichend hervortreten. Auf die Korrektur der Amplitude nach der Fensterung wurde verzichtet, da einzig die Lage der Peaks im Frequenzspektrum für die Untersuchungen dieser Dissertation von Bedeutung ist.

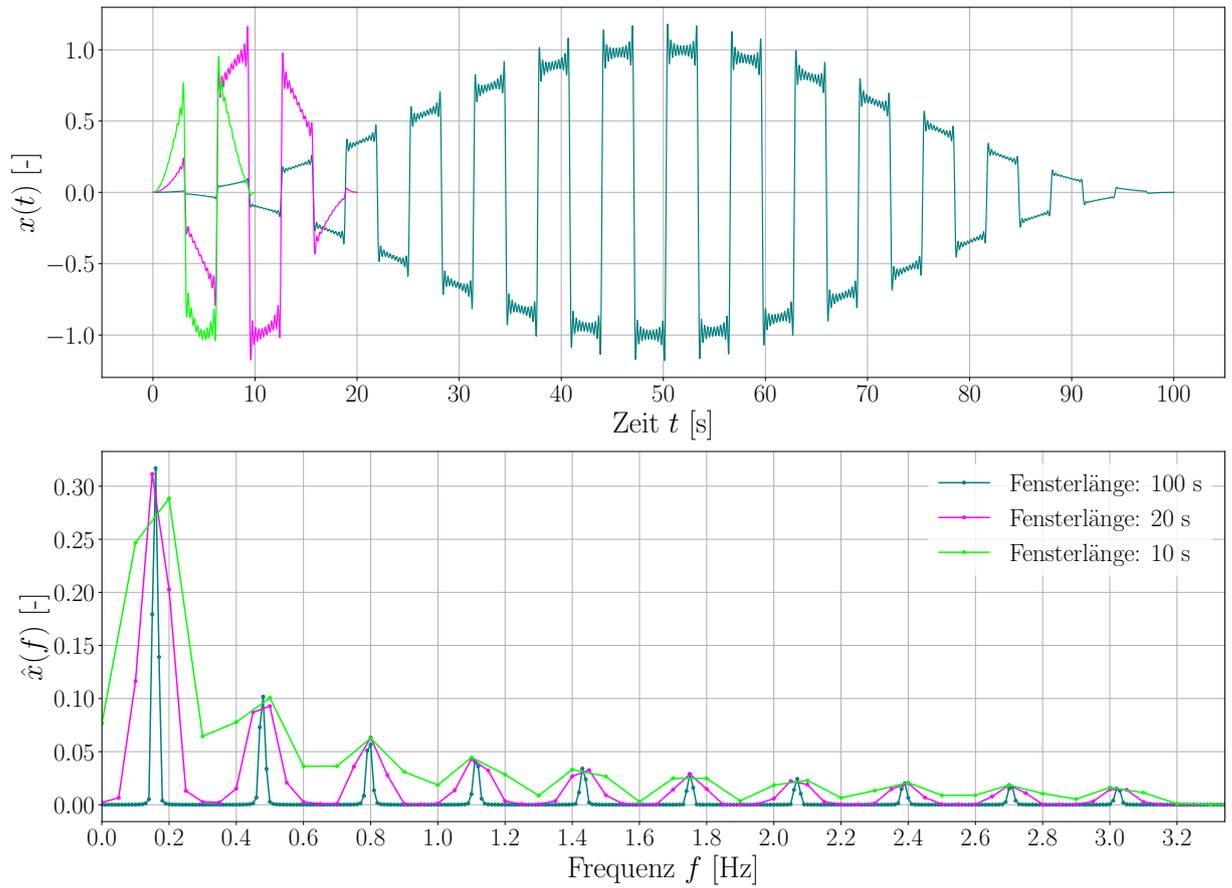


Abbildung 7.12.: Diskretes Zeit- und Frequenzspektrum der ersten 10 Glieder der *Fourier-Reihe* einer Rechteckschwingung mit $\hat{x} = 1$ und $T = 2\pi$ für unterschiedliche Fensterlängen sowie überlagert mit einer *von-Hann-Fensterfunktion*

8. Theoretische Grundlagen zum Ultraschallaufzeitverfahren

8.1. Wellenarten

Im Anschluss an die im vorhergehenden Kapitel erläuterten, grundlegenden physikalischen Zusammenhänge, anhand derer sich die Schwingung eines einfachen Feder-Massen-Systems beschreiben lässt, wird der Fokus nun auf ein komplexeres System gelegt, welches zur Beschreibung von sich im Baustoffgefüge ausbreitenden Wellen dient.

Das simple Feder-Massen-System aus Abbildung 7.1 wird zu einem kontinuierlichen Feder-Massen-System erweitert. Die Massen dieses Systems nehmen die ganzzahligen Positionen eines kartesischen Koordinatensystems entsprechend Abbildung 8.1 ein. Das auf diese Weise gebildete, kontinuierliche Feder-Massen-System repräsentiert ein zweidimensionales, elastisches Medium der Dichte ρ . Dadurch, dass alle Massen über Federn miteinander verbunden sind, wird sich die Schwingung einer Masse zwangsläufig auf die benachbarten Massen ausbreiten, die ihre Bewegung dann wiederum auf weitere Massen übertragen; es entsteht eine Welle im kontinuierlichen Feder-Massen-System, welche als *Schall* bezeichnet wird. Da es sich bei diesen (Schall)Wellen um die fortgepflanzte Schwingung einer einzelnen Masse handelt, lässt sich die Schallwellenausbreitung durch die mathematischen Funktionen zur Beschreibung des Schwingungsvorgangs einer einzelnen Masse aus Kapitel 7.3 charakterisieren. Die Anordnung der die Massen verbindenden Federn bestimmt dabei, welche Wellenarten übertragen werden können. In einem gasförmigen oder einem flüssigen Medium, dessen Gefüge durch die blauen Federn in Abbildung 8.1 dargestellt wird, tritt Schall lediglich in Form von *Longitudinalwellen* auf. In festen Medien wiederum, welche durch ihre miteinander verknüpften Teilchen (Massen) in der Lage sind, Scherspannungen zu übertragen - dargestellt durch die blauen und roten Federn in Abbildung 8.1 - findet die Schallübertragung zusätzlich in Form von *Transversalwellen* statt. Die Schwingung der Teilchen eines Mediums erfolgt bei der Ausbreitung von Longitudinalwellen also in Ausbreitungsrichtung, bei Transversalwellen senkrecht dazu. Zusätzlich zu diesen zwei grundlegenden Wellenarten können insbesondere im Randbereich eines Körpers sowie in Abhängigkeit von seiner Geometrie weitere Wellenarten auftreten, die hier nicht betrachtet werden. Tiefergehende Erläuterungen hierzu finden sich bspw. in der Arbeit von Lindner [57].

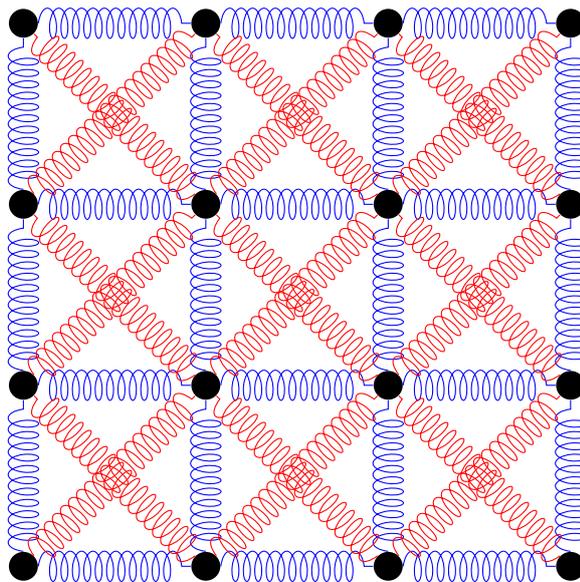


Abbildung 8.1.: Kontinuierliches Feder-Massen-System zur modellhaften Beschreibung des Gefüges eines Mediums; die blauen Federn repräsentieren das Gefüge eines flüssigen Mediums, die blauen und roten Federn das eines Festkörpers

8.2. Ausbreitungs-/Schallgeschwindigkeit

Wird vorausgesetzt, dass die Federsteifigkeiten aller im kontinuierlichen Feder-Massen-System vorhandenen Federn sowie die Massen identisch sind, lässt sich das Gesamtverformungsverhalten eines dadurch modellhaft abgebildeten elastischen Festkörpers gemäß des *Hooke'schen Gesetzes* aus Kapitel 7.1.2 durch die Spannung σ , entsprechend der Kraft pro Fläche, die Dehnung ϵ sowie den Elastizitätsmodul E charakterisieren:

$$\sigma = E \cdot \epsilon. \quad (8.1)$$

Für einen stabförmigen elastischen Festkörper ergibt sich die Ausbreitungsgeschwindigkeit oder die Schallgeschwindigkeit der Longitudinalwelle c_L damit aus der Dichte ρ und dem Elastizitätsmodul E gemäß Eichler [58] zu:

$$c_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}}. \quad (8.2)$$

Da das Material bei der Ausbreitung von Schallwellen mit einer gewissen Belastungsgeschwindigkeit angesprochen wird, spricht man bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls mittels Ultraschalltechnik auch vom *dynamischen Elastizitätsmodul*. Für einen ausgedehnten Festkörper wird die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Longitudinalwelle zusätzlich durch die Querdehnzahl ν beeinflusst [58]:

$$c_L = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2 \cdot \nu) \cdot (1 + \nu)}}. \quad (8.3)$$

Die Transversalwellengeschwindigkeit c_T ergibt sich für den elastischen Festkörper aus dem Schermodul G zu [58]:

$$c_T = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2 \cdot \rho \cdot (1 + \nu)}}. \quad (8.4)$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit dieser Wellen lässt sich zudem in Abhängigkeit von der Frequenz f sowie von der Wellenlänge λ beschreiben [58]:

$$c = f \cdot \lambda. \quad (8.5)$$

8.3. Messtechnische Erfassung der Schallgeschwindigkeit

Unter Ausnutzung der physikalischen Eigenschaften von Schall lässt sich eine Vielzahl von zerstörungsfreien Baustoffprüfungen durchführen. Die allgemeine Baustoffprüfung mittels Schall muss dabei nicht zwangsläufig mit der Verwendung umfangreicher Messtechnik in Verbindung stehen. Bereits das Anschlagen des Prüfstückes lässt auf grobe Fehler durch dessen veränderten Klang beim Schwingen schließen. Ein Teilgebiet der zerstörungsfreien Schallprüfung ist die Ultraschallprüfung. Der für den Menschen hörbare Frequenzbereich erstreckt sich von 16 Hz bis 20 kHz. Schallwellen mit niedrigerer Frequenz liegen im Bereich des Infraschalls, Schallwellen höherer Frequenz im Bereich des Ultraschalls.

Grundsätzlich ist Schall, wie beschrieben, die wellenartige Ausbreitung einer (Druck)Spannungsänderung in einem Medium. Mit welcher Geschwindigkeit sich die Wellen fortbewegen können, hängt dabei von der Dichte und der Homogenität des Mediums ab. Je dichter ein Medium ist, umso besser lässt sich die Schallwelle übertragen. So beträgt die Schallgeschwindigkeit in Luft bei $20^\circ C$ $343 \frac{m}{s}$, in Wasser etwa $1.400 \frac{m}{s}$ und in Normalbeton circa $4.600 \frac{m}{s}$. Ist die Geschwindigkeit bei Festkörpern im Bereich der Raumtemperatur größtenteils temperaturunabhängig, setzt sich Schall in warmer Luft schneller fort als in kalter.

Durchläuft eine Schallwelle ein Medium, dann setzt dieses Medium dem Schall einen gewissen Widerstand entgegen, auch bekannt als Schallimpedanz W . Die Größe des Widerstands ergibt sich aus dem Produkt der Schallgeschwindigkeit c mit der Dichte ρ des Mediums zu [58]:

$$W = c \cdot \rho. \quad (8.6)$$

Die akustische Impedanz beträgt für Luft ($\rho = 1,2 \frac{kg}{m^3}$; $20^\circ C$) somit $W = 411,6 \frac{Pa \cdot s}{m}$ und für Beton ($\rho = 2.400 \frac{kg}{m^3}$) $W = 11.040 \cdot 10^3 \frac{Pa \cdot s}{m}$. Die sehr viel geringere Schallimpedanz der Luft führt dazu, dass sich Schall in Luft zwar langsamer, dafür aber über eine größere Distanz ausbreiten kann.

Trifft eine Schallwelle auf eine Grenzfläche zwischen zwei Medien, wird sie zum Teil durchgelassen bzw. gebrochen und zum Teil reflektiert. Ob es zu einer Brechung kommt,

8. Theoretische Grundlagen zum Ultraschalllaufzeitverfahren

hängt davon ab, in welchem Winkel die Welle auf die Grenzfläche trifft. Das Maß der Reflexion bzw. das Maß, in welchem die Welle durch die Grenzfläche transmittiert, wird dabei vom Verhältnis der Schallimpedanzen der Medien bestimmt. Der Durchlässigkeitskoeffizient D_{koeff} berechnet sich aus den Impedanzen der Medien W_1 und W_2 zu [58]:

$$D_{koeff} = \frac{2 \cdot W_2}{W_1 + W_2} \quad (8.7)$$

und der Reflexionskoeffizient R_{koeff} ergibt sich zu:

$$R_{koeff} = \frac{W_2 - W_1}{W_1 + W_2} \quad (8.8)$$

Beim Übergang einer Schallwelle von Luft auf Beton ergibt sich ein Reflexionskoeffizient gemäß Gleichung 8.8 von gut 100 %. Um ein Eindringen der Schallwelle in das Prüfstück zu gewährleisten, muss bspw. eine akustische Ankopplung des Schallsenders an die Prüfstückoberfläche hergestellt werden. Dies geschieht z.B. durch das Prüfen unter Wasser, auch wenn der Reflexionskoeffizient beim Übergang von Wasser auf Beton immer noch 77 % beträgt. Ebenso können Petrolat, Flüssigseife oder eine Kaolin-/Glycerinpaste für das Herstellen einer akustischen Ankopplung verwendet werden [59].

Bei der Erzeugung von Ultraschallwellen wird sich des sogenannten *piezoelektrischen Effektes* bedient. Die gegenseitige Verschiebung der Atome eines piezoelektrischen Kristalls (bspw. eines Quarzes) durch das Aufbringen einer mechanischen Druck- oder Zugbelastung führt dazu, dass auf den Oberflächen des Kristalls eine elektrische Spannung entsteht. Eine abwechselnde Druck- und Zugbelastung resultiert dabei in einem entsprechenden Ladungswechsel; es treten Wechselladungen auf der Kristalloberfläche auf. Da dieser Effekt umkehrbar ist, wird er auch als *reziproker piezoelektrischer Effekt* bezeichnet. Beim Anlegen einer Wechselladung an den Kristall werden mechanische Schwingungen hervorgerufen, welche letztendlich für die Ultraschallerzeugung genutzt werden. Ein Ultraschallprüfgerät erfordert das Vorhandensein eines Senders und eines Empfängers. Je nachdem, ob Ultraschallwellen erzeugt oder empfangen werden sollen, bedienen sich Sender und Empfänger des jeweils reziproken piezoelektrischen Effektes [59].

Die Art der Ultraschallprüfung eines Prüfstücks hängt von der Anordnung des Senders und Empfängers ab. Liegen diese sich genau gegenüber, handelt es sich um eine *direkte Durchschallung*. Befinden sich Sende- und Empfangskopf auf den gegenüberliegenden Seiten eines Prüfkörpers, jedoch nicht an den entsprechenden, gleichen Positionen, wird von einer *halbdirekten Durchschallung* gesprochen. Um eine *indirekte Durchschallung* handelt es sich, wenn sowohl Sender als auch Empfänger auf derselben Seite des Prüfkörpers positioniert werden [59].

Wie zuvor beschrieben, werden Schallwellen beim Übergang von einem dichteren auf ein weniger dichtes Medium und umgekehrt zu einem Großteil reflektiert. Dies ermöglicht das Detektieren von Fehlstellen im Beton. Nach obenstehender Erläuterung beträgt der

Reflexionskoeffizient an der Schichtgrenze zwischen Luft und Beton nahezu 100 %. Aus diesem Grund behindern alle luftgefüllten Risse den direkten Durchgang der Schallwelle, wenn die projizierte Länge der Fehlstelle größer ist als die Breite des Signalwandlers und größer ist als die Schallwellenlänge. Hierin zeigt sich der Vorteil des Ultraschalllaufzeitverfahrens für das Erkennen derartiger Fehlstellen, denn unter Beachtung des in Gleichung 8.5 dargestellten Zusammenhangs zwischen Schallgeschwindigkeit, Frequenz und Dichte, sind umso kleinere Materialfehler erkennbar, je höher die Frequenz der eingesetzten Schallwelle bei gleicher Schallgeschwindigkeit ist. Bei entsprechender Konfiguration der genannten Parameter wird die das Material durchlaufende Schallwelle an der Oberfläche der Fehlstelle gebeugt und damit ihre Laufzeit verlängert. Folglich verringert sich bei gleicher Messstrecke die Ultraschallgeschwindigkeit, woraus gemäß Gleichung 8.3 ein geringerer Elastizitätsmodul resultiert.

8.4. Bisherige Untersuchungen zum Ultraschalllaufzeitverfahren

Wie in Kapitel 5 dargelegt, geht die Akkumulation von Schädigungen des Betongefüges im Zuge des Ermüdungsvorganges mit dem zunehmenden Risswachstum einher. Dies bietet ein hohes Potential für den Einsatz akustischer Messverfahren, wie etwa der Schallemissionsanalyse oder des Ultraschalllaufzeitverfahrens. Während bei der Schallemissionsanalyse der Riss im Moment seiner Entstehung erfasst wird, was den kontinuierlichen Einsatz der Messtechnik erforderlich macht, kann das Ultraschalllaufzeitverfahren aufgrund seines aktiven Einsatzes zu beliebigen Zeitpunkten der Gesamtnutzungsdauer eines Bauteils angewendet werden, wodurch mit wenig sequenziellen Messungen und folglich wenig Messaufwand, die Degradation während der Gesamtnutzungsdauer effektiv erfasst werden kann.

Urban et al. [60] zeigten anhand von Ultraschalllaufzeitmessungen an ermüdungsbeanspruchten Betonprobekörpern, dass sich eine Zunahme der Ultraschalllaufzeit mit zunehmender Lastwechselzahl einstellt, deren Verlauf grundsätzlich dem S-förmigen Verlauf der Steifigkeitsabnahme (siehe Abbildung 1.2) ähnelt. Es ist, wie oben beschrieben, anzunehmen, dass die im Zuge der Degradation des Betongefüges anwachsenden Mikrorisse die Ausbreitung der Ultraschallwellen zunehmend ablenken, sodass deren Laufwege verlängert werden. Dies resultiert in einer höheren, gemessenen Ultraschalllaufzeit für ein geschädigtes Betongefüge im Vergleich zu einem ungeschädigten Gefüge. Aus den von Urban et al. [60] gemessenen Ultraschalllaufzeiten wurden zunächst die Ultraschallgeschwindigkeit und anschließend der dynamische Elastizitätsmodul gemäß Gleichung 8.3 bestimmt.

Jedoch gilt diese Gleichung für ein linear-elastisches Baustoffverhalten und ein homogenes Baustoffgefüge. Die dritte Phase der Steifigkeitsentwicklung von Beton, die eine überproportionale Zunahme des Makrorisswachstums und einer sich daraus ergebenden Zunahme der Poissonzahl auszeichnet, kann möglicherweise nur unzulänglich anhand von

8. Theoretische Grundlagen zum Ultraschalllaufzeitverfahren

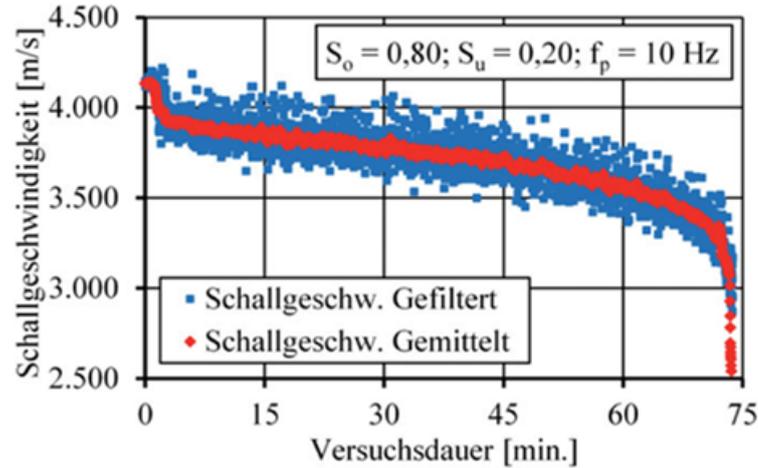


Abbildung 8.2.: Dreiphasiger, S-förmiger Verlauf der Ultraschallgeschwindigkeiten analog zum Steifigkeitsverlauf bei Ermüdungsbeanspruchung nach von der Haar und Marx [62]

Ultraschalllaufzeitmessungen abgebildet werden. Die Abnahme des dynamischen Elastizitätsmoduls gestaltete sich bei den Untersuchungen von Urban et al. [60] deutlich ausgeprägter als die Verringerung des statischen Elastizitätsmoduls, was eventuell auf den gerade beschriebenen Effekt zurückführbar wäre.

Ibuk [16] bestimmte die Änderung des dynamischen Elastizitätsmoduls über die Beziehung:

$$\Delta E_{dyn} = \left(\frac{t_{US,0}}{t_{US,i}} \right)^2 \quad (8.9)$$

Gleichung 8.9 lässt sich aus Gleichung 8.3 unter Annahme einer über die Versuchsdauer konstanten Querdehnzahl, Betondichte und Messstrecke ableiten. Im Gegensatz zu Urban et al. [60] lagen die Änderungen des dynamischen Elastizitätsmoduls und des statischen Elastizitätsmoduls bei Ibuk [16] in der gleichen Größenordnung. Suaris und Viraj [61] stellten wiederum eine weniger stark ausgeprägte Zunahme der Ultraschalllaufzeit gegenüber der Abnahme des statischen Elastizitätsmoduls fest. Ausgehend von dieser Widersprüchlichkeit der Ergebnisse führten von der Haar und Marx [62] eigene Ultraschalluntersuchungen an zyklisch beanspruchten Betonprobekörpern durch und betrachteten dabei die Verläufe des statischen Elastizitätsmoduls und der Ultraschallgeschwindigkeit zunächst getrennt und anschließend in einer vergleichenden Gegenüberstellung. Sie fanden zum einen den ähnlichen Verlauf der Steifigkeit (siehe Abbildung 1.2) und der Ultraschallgeschwindigkeit (siehe Abbildung 8.2) über die Versuchsdauer. Zum anderen erläutern Sie, dass aus der Ultraschalllaufzeitmessung orthogonal zur Belastungsrichtung nicht auf die Betonsteifigkeit geschlossen werden kann. Breitenbücher und Kunz [63] nutzten das Ultraschalllaufzeitverfahren für die Erfassung der Betonermüdung im Zuge einer zyklischen Ermüdungsbeanspruchung von Vierpunkt-Betonbiegebalken. Anhand der ermittelten Ultraschalllaufzeiten zu verschiedenen Zeitpunkten der Ermüdungsbeanspruchung wurde der



Abbildung 8.3.: Ultraschalllaufzeitmessung der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Rayleighwelle an einem Vierpunkt-Biegebalken unter zyklischer Beanspruchung nach Breitenbücher und Kunz [63]

dynamische E-Modul unter Verwendung der Gleichung 8.9 abgeschätzt. Die Ergebnisse zeigen, dass eine Abnahme des dynamischen E-Moduls anhand der Ultraschalllaufzeitmessungen nachweisbar ist (siehe Abbildung 8.4). Deutlich bemerkbar macht sich der Einfluss des Feuchtigkeitsgehaltes der Betone auf die Untersuchungsergebnisse. So stellen sich für feuchtere Betone geringere Verminderungen des dynamischen Elastizitätsmoduls ein. Der Grund hierfür liegt in der unterschiedlichen akustischen Impedanz von Luft und Wasser, auf die im Kapitel 8.3 näher eingegangen wurde und die einen maßgebenden Einfluss auf die gemessene Ultraschallgeschwindigkeit des gesamten durchschallten Probekörpers hat. In Anbetracht der unterschiedlichen Ultraschallgeschwindigkeiten in verschiedenen Medien findet sich eine Erklärung für die geringere Verminderung des dynamischen Elastizitätsmoduls für einen feuchten Beton im Vergleich zu einem trockenen Beton im Zuge einer zyklischen Ermüdungsbeanspruchung aus den Untersuchungen von Breitenbücher und Kunz [63]. Die Poren und die durch die Ermüdung entstandenen Risse im Gefüge eines feuchten Betons sind zum Großteil mit Wasser, die eines trockenen Betons mit Luft gefüllt. Da die Ultraschallgeschwindigkeit in Wasser höher ausfällt als in Luft, werden bei der Durchschallung eines feuchten Probekörpers insgesamt höhere Schallgeschwindigkeiten gemessen. Folglich wird der nach Gleichung 8.9 ermittelte Elastizitätsmodul des Betons größer abgeschätzt. Anders betrachtet, wird eine geringere Verminderung des durch die Ultraschallprüfung abgeschätzten Elastizitätsmoduls im Zuge einer Ermüdung für einen feuchten Beton als für einen trockenen Beton beobachtet. Für eine bessere Vergleichbarkeit der Ergebnisse sollten daher alle Probekörper den gleichen Feuchtegehalt aufweisen. Dies kann beispielsweise durch das Trocknen der Probekörper bis zum Erreichen der Massekonstanz gewährleistet werden.

8. Theoretische Grundlagen zum Ultraschalllaufzeitverfahren

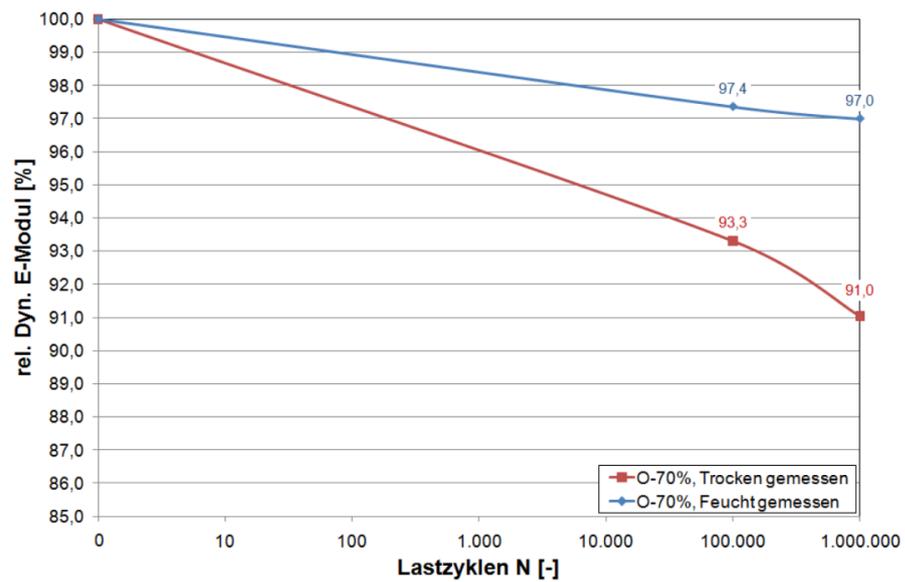


Abbildung 8.4.: Abnahme des relativen dynamischen E-Moduls infolge zyklischer Belastung mit 70% der Biegezugfestigkeit bei unterschiedlichem Feuchtegehalt der Betone nach Breitenbücher und Kunz [63]

9. Theoretische Grundlagen zum Eigenfrequenzverfahren

9.1. Resonant Ultrasound Spectroscopy

In Abhängigkeit der Materialeigenschaften sowie der Probekörpergeometrie kommt es bei Festkörpern zur Ausbildung von Eigenmoden zu bestimmten Eigenfrequenzen. Dabei überlagern sich hin- und rückläufige, im Material ausbreitende Wellen, wodurch im Probekörper Bereiche der Verstärkung (Schwingungsbäuche) sowie Bereiche der Auslöschung (Schwingungsknoten) entsprechend der in Kapitel 7.3.5 beschriebenen Effekte der Schwingungsüberlagerung entstehen. Verfahren wie die von Migliori [64] und Zadler [65] beschriebene *Resonant Ultrasound Spectroscopy* (RUS) nutzen diese Effekte. Für die Anwendung dieses Verfahrens auf den Frequenzbereich von etwa 20 Hz bis 20 kHz wird die RUS auch als *Resonant Acoustic Spectroscopy* (RAS) bezeichnet. Ryden [66],[67] und Gudmarsson [68] untersuchten zylindrische Asphaltprobekörper mithilfe der RUS bzw. der RAS. Sowohl die RUS als auch die RAS machen sich die Abhängigkeit der Eigenfrequenzen der Probekörper von deren Materialeigenschaften und Geometrie zu nutze, um durch Messung der Eigenfrequenzen auf die dynamischen Parameter, bspw. den E-Modul und die Querdehnzahl zurückzuschließen. Hierbei wird das zu lösende Problem in zwei Schritte, das *Vorwärts-* und das *Rückwärtsproblem* unterteilt. Ersteres beschäftigt sich mit der Findung eines Modells zur Bestimmung der Eigenfrequenzen für ein gegebenes Set aus Probekörpergeometrie und dynamischen Parametern. Zweiteres hingegen sieht die iterative Bestimmung der dynamischen Parameter aus den am Probekörper gemessenen Eigenfrequenzen vor, wobei die dynamischen Parameter bei der Lösung des Rückwärtsproblems solange angepasst werden, bis die mithilfe des Vorwärtsproblems bestimmten Eigenfrequenzen mit den gemessenen übereinstimmen. Ostrovsky [69] nutzt hierfür zum einen die Methode der kleinsten Fehlerquadrate nach Gauß. Zum anderen merkt er an, dass sich Fehler durch die Betrachtung mehrerer experimentell identifizierter Eigenmoden zu verschiedenen Eigenfrequenzen reduzieren lassen.

9.1.1. Lösung des Vorwärtsproblems

Gudmarsson [68] löst das Vorwärtsproblem durch die Simulation der Eigenfrequenzen eines beliebigen Probekörpers mittels der Methode der Finiten Elemente. Ostrovsky [69] und Ryden [67] hingegen greifen hierfür auf die numerische *Rayleigh-Ritz-Methode* zurück. Beide Methoden sind jedoch verhältnismäßig rechen- und zeitaufwändig. Handelt es sich um lange Zylinder oder Stäbe, deren Verhältnis von Länge zu Dicke zwischen drei und

9. Theoretische Grundlagen zum Eigenfrequenzverfahren

fünf liegt, lassen sich deren Eigenfrequenzen auch durch analytische Lösungen bestimmen, die sehr viel weniger Rechenzeit und -aufwand erfordern. Verfahren hierfür werden im British Standard BS 1881-209:1990 [70] und in der Standardisierung der American Society for Testing and Materials ASTM C215-14 [71] beschrieben. Blevins [72] beschreibt die analytische Lösung zur Findung der Eigenfrequenzen dünner kreisförmiger Scheiben f_{ij} mithilfe des Radius r , dem E-Modul E , der Dicke h , der flächenbezogenen Masse m'' und der Querdehnzahl ν :

$$f_{ij} = \frac{\lambda_{ij}^2}{2 \cdot \pi \cdot r^2} \cdot \left(\frac{E \cdot h^3}{12 \cdot m'' \cdot (1 - \nu^2)} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad (9.1)$$

wobei:

$$i, j = 0, 1, 2, \dots \quad (9.2)$$

Blevins gibt dabei zusätzlich Werte für den von den Zählvariablen i und j abhängigen Frequenzparameter λ_{ij} an. Gleichung 9.1 weist den Mangel auf, mit der Dicke der Kreisscheibe zunehmende Abweichungen zwischen den realen und anhand der Gleichung berechneten Eigenfrequenzen wiederzugeben. Dies ist auf die Nichtberücksichtigung von Scherkräften und -momenten in der analytischen Gleichung zurückzuführen. Zusätzliche Untersuchungen zur Findung einer analytischen Lösung zur Beschreibung der Eigenfrequenzen dicker kreisförmiger Scheiben wurden von Mindlin [73], Hosseini-Hashemi [74] und Senjanovic [75] angestellt, allerdings ohne Erfolg. Senjanovic beschreibt einen geometrieabhängigen Frequenzparameter Ω , welcher aus einer beliebigen Eigenfrequenz f_0 , dem Radius der dicken Kreisscheibe r , der Dichte ρ , der Dicke h sowie der Biegesteifigkeit D bestimmt werden kann zu:

$$\Omega = 2 \cdot \pi \cdot f_0 \cdot r^2 \cdot \sqrt{\frac{\rho \cdot h}{D}}. \quad (9.3)$$

Die Biegesteifigkeit D folgt dabei aus dem E-Modul E , der Höhe h sowie der Querdehnzahl ν zu:

$$D = \frac{E \cdot h^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}. \quad (9.4)$$

Senjanovic merkt an, dass $\Omega = const.$ für jede beliebige Eigenmode mit der Eigenfrequenz f_{ij} , vorausgesetzt, dass die Probekörpergeometrie (h und r) sowie die Querdehnzahl ν gleichbleiben. Folglich resultiert eine Änderung des E-Moduls E in einer Änderung der Eigenfrequenz f_0 sowie eine Änderung der Eigenfrequenz in der Änderung des E-Moduls in Gleichung 9.3 und Gleichung 9.4.

10. Der Spaltzugversuch

10.1. Versuchskonzept

Der *Spaltzugversuch* wird in der Regel an zylinder- oder würfelförmigen Probekörpern durchgeführt. Letztere können dabei entweder um 45° gedreht positioniert und entlang der Würfelkanten oder entlang der Würfelflächen belastet werden, wie in Abbildung 10.1 zu sehen ist. In dieser Dissertation wurden ausschließlich zylinderförmige Probekörper mit dem Spaltzug- und dem Spaltzug-Schwellversuch untersucht. Aus diesem Grund wird sich im folgenden auf die Versuchsvariante mit zylinderförmigen Probekörpern konzentriert. Abbildung 10.1 zeigt das Versuchskonzept der Belastung solcher Proben mit dem Spaltzugversuch. Ein Zylinder beliebiger Länge l und vom Durchmesser d wird durch radial angreifende, vertikale, sich gegenüberliegende und entgegengesetzte Linienlasten auf Druck beansprucht. Dadurch entsteht im Probekörper unter anderem eine horizontal gerichtete Zugbeanspruchung. Aus diesem Grund wird beim *Spaltzugversuch* auch von einem *indirekten Zugversuch* gesprochen.

10.2. Spannungszustand der Kreisscheibe im Spaltzugversuch

10.2.1. Die Theorie des Spannungszustandes der Kreisscheibe im Spaltzugversuch

Erstmalig beschäftigte sich Hertz [76] mit der Spannungsverteilung in einem kreisförmigen Querschnitt während des Spaltzugversuchs. Zur Herleitung des Spannungszustandes betrachtete er eine homogene Kreisscheibe mit linear elastischem Materialverhalten, die zwischen zwei parallelen Ebenen auf Druck beansprucht wird. Das Kräftespiel an einer solchen Kreisscheibe sowie die Spannungen eines Elementes des Kreisquerschnitts sind in Abbildung 10.2 dargestellt. Wie zu sehen ist, geht der Ansatz von Hertz davon aus, dass die auf die Kreisscheibe einwirkenden Kräfte durch die Resultierenden P ersetzt werden können. Malárics [77] konstatiert, dass dieser Ansatz lediglich zur Ermittlung der Spannungen im Inneren der Kreisscheibe herangezogen werden kann. Aus diesem Grund nahm sich Mitchell [78] der Arbeit von Hertz an und erweiterte die Theorie auf die gesamte Kreisscheibe. Malárics [77] erkannte auch bei Mitchells Theorie die Unzulänglichkeit zu großer Abweichungen der Spannungstrajektorien von den horizontalen Hauptspannungen im Bereich des Kreisscheibenrandes mit zunehmendem Abstand von den Lasteinleitungspunkten. Dadurch bedingt entstünden unverhältnismäßig hohe Schubspannungen um die

10. Der Spaltzugversuch

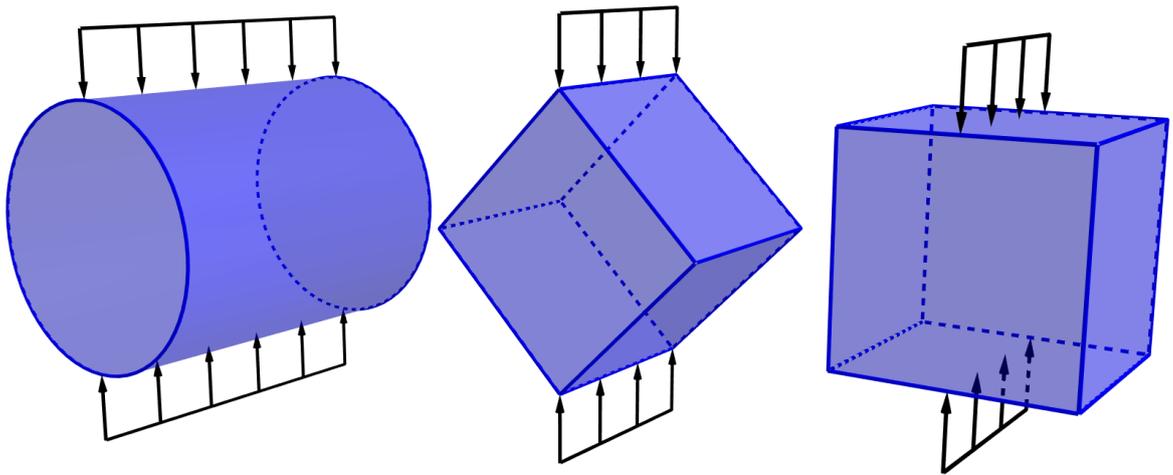


Abbildung 10.1.: Versuchskonzept des Spaltzugversuchs für einen zylinder- und einen würfelförmigen Probekörper

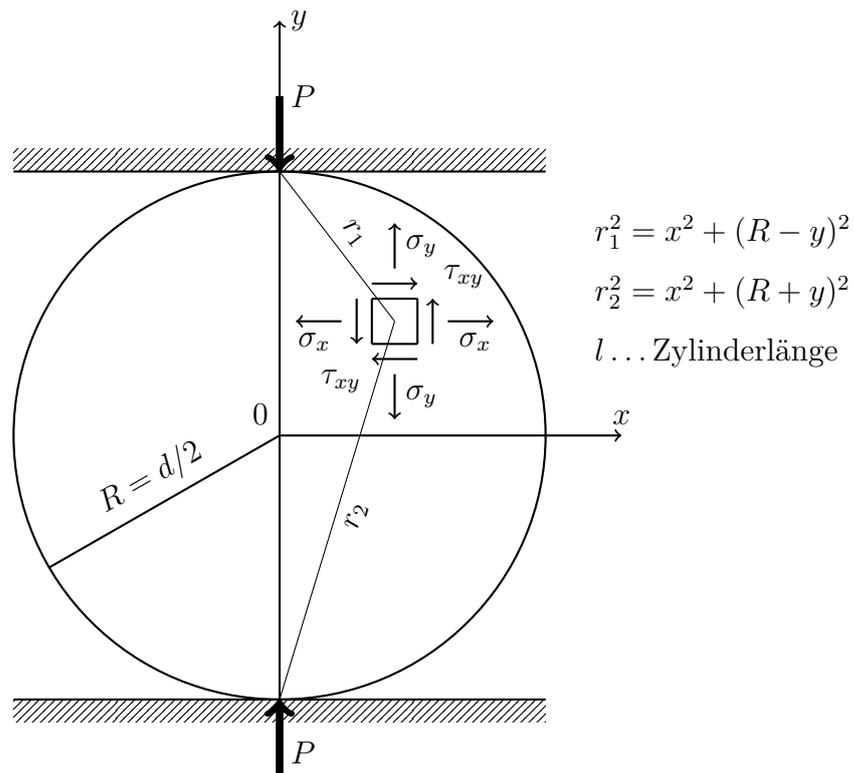


Abbildung 10.2.: Kräftespiel am Querschnitt eines zylinderförmigen Probekörpers und Spannungen eines Querschnittselements beim Spaltzugversuch

Lasteinleitungspunkte herum.

Föppl und Föppl [79] erweiterten die Theorie der Spannungen in der Kreisscheibe um die Lösung zur Beschreibung der Spannungen im Bereich der Lasteinleitungspunkte zunächst im Jahre 1920, bevor sich Timoshenko und Goodier [80] erneut der Theorie annahmen und den Spannungszustand in der Kreisscheibe aus der Überlegung einer in einer unendlichen Halbebene gelegenen Kreisscheibe herleiteten. Timoshenko und Goodier diskutierten, dass der Kraftangriff auf eine unendlich kleine Fläche der Halbebene theoretisch zur Plastifizierung des Materials der Kreisscheibe direkt unter der Last führen müsste. Dadurch bedingt wird die Last jedoch über eine endliche Fläche eingetragen. Die Theorie nach Timoshenko und Goodier [80] differenziert die Geometrie der Kreisscheibe folglich in einen plastifizierten und einen nicht plastifizierten Bereich [77].

Die Erarbeitung einer ganzheitlichen, analytischen Lösung zur Beschreibung des Spannungszustandes der gesamten Kreisscheibe während des Spaltzugversuchs gelang Frocht [81] bereits drei Jahre zuvor. Im folgenden werden die analytischen Lösungen des Spannungszustandes der Kreisscheibe nach Frocht im Detail betrachtet. Alternativ finden sich diese Lösungen in der Arbeit von Bonzel [82]. Tiefere Erläuterungen zum Ansatz von Timoshenko und Goodier sowie zum Ansatz von Frocht können zudem der Arbeit von Hudson und Kennedy [83] entnommen werden.

10.2.2. Analytische Lösungen des Spannungszustandes einer Kreisscheibe im Spaltzugversuch für Linienlasten

Zur Berechnung des Spannungszustandes einer Kreisscheibe im Spaltzugversuch werden zunächst die Hilfsgrößen r_1^2 und r_2^2 eingeführt:

$$r_1^2 = x^2 + (R - y)^2 \quad (10.1)$$

$$r_2^2 = x^2 + (R + y)^2. \quad (10.2)$$

Mithilfe dieser sowie der Last P , der Länge l und dem Radius $R = d/2$ lassen sich die horizontalen Spannungen σ_x in Abhängigkeit der Koordinaten x und y wie folgt beschreiben:

$$\sigma_x = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y) \cdot x^2}{r_1^4} + \frac{(R + y) \cdot x^2}{r_2^4} - \frac{1}{d} \right). \quad (10.3)$$

Die vertikalen Spannungen σ_y ergeben sich zu:

$$\sigma_y = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y)^3}{r_1^4} + \frac{(R + y)^3}{r_2^4} - \frac{1}{d} \right) \quad (10.4)$$

und die Schubspannungen τ_{xy} folgen zu:

$$\tau_{xy} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y)^2 \cdot x}{r_1^4} - \frac{(R + y)^2 \cdot x}{r_2^4} \right). \quad (10.5)$$

10.2.3. Spannungszustand einer Kreisscheibe im Spaltzugversuch für Linienlasten

Mithilfe der Gleichungen für die Beschreibung des Spannungszustandes einer Kreisscheibe bei linienförmiger Belastung können nun die Beanspruchungen einiger interessanter Punkte und Bereiche auf der Kreisscheibe betrachtet werden.

Aus Gleichung 10.1 und Gleichung 10.2 folgen $r_1^2 = R^2 + (R - 0)^2 = 2R^2$ und $r_2^2 = R^2 + (R + 0)^2 = 2R^2$ für die Punkte auf dem Kreisumfang bei $x = R = -R$ und $y = 0$. Die Spannungen an diesen Punkten ergeben sich somit aus den Gleichungen 10.3, 10.4 und 10.5 sowie $d = 2R$ zu:

$$\begin{aligned}\sigma_x(\pm R, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0) \cdot R^2}{4R^4} + \frac{(R + 0) \cdot R^2}{4R^4} - \frac{1}{2R} \right) \\ &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{1}{4R} + \frac{1}{4R} - \frac{1}{2R} \right) = 0\end{aligned}\quad (10.6)$$

und

$$\begin{aligned}\sigma_y(\pm R, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0)^3}{4R^4} + \frac{(R + 0)^3}{4R^4} - \frac{1}{2R} \right) \\ &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{1}{4R} + \frac{1}{4R} - \frac{1}{2R} \right) = 0.\end{aligned}\quad (10.7)$$

Die Spannungen an den Rändern auf mittlerer Höhe der Kreisscheibe sind allesamt Null. An diesen Punkten befinden sich demnach die minimalen Normalspannungen in der Kreisscheibe, womit $\sigma_{x,min} = \sigma_{y,min} = 0$.

Für den Mittelpunkt der Kreisscheibe, also für $x = y = 0$ folgt zunächst $r_1^2 = r_2^2 = R^2$. Die maximalen Normalspannungen ergeben sich somit zu:

$$\begin{aligned}\sigma_{x,max}(0, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0) \cdot 0^2}{R^4} + \frac{(R + 0) \cdot 0^2}{R^4} - \frac{1}{d} \right) = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(0 + 0 - \frac{1}{d} \right) \\ &= \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot d}\end{aligned}\quad (10.8)$$

und

$$\begin{aligned}\sigma_{y,max}(0, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0)^3}{R^4} + \frac{(R + 0)^3}{R^4} - \frac{1}{2R} \right) = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{1}{R} + \frac{1}{R} - \frac{1}{2R} \right) \\ &= -\frac{3 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot R} = -\frac{6 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot d}.\end{aligned}\quad (10.9)$$

Wird das Verhältnis der vertikalen Druckspannung zur horizontalen Zugspannung im Mittelpunkt der Kreisscheibe gebildet, so resultiert aus Gleichung 10.9 und Gleichung 10.8, dass die Druckspannungen das Dreifache der Zugspannungen betragen.

Als nächstes werden die Spannungen auf der vertikalen y-Achse betrachtet, für die $x = 0$ gilt. Hierfür folgen $r_1^2 = (R - y)^2$ und $r_2^2 = (R + y)^2$. Die Spannungen auf der y-Achse ergeben sich somit zu:

$$\begin{aligned}\sigma_x(0, y) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y) \cdot 0^2}{(R - y)^4} + \frac{(R + y) \cdot 0^2}{(R + y)^4} - \frac{1}{d} \right) = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(0 + 0 - \frac{1}{d} \right) \\ &= \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l \cdot d}\end{aligned}\quad (10.10)$$

und

$$\begin{aligned}\sigma_y(0, y) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y)^3}{(R - y)^4} + \frac{(R + y)^3}{(R + y)^4} - \frac{1}{2R} \right) = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{1}{R - y} + \frac{1}{R + y} - \frac{1}{2R} \right) \\ &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{2}{d - 2 \cdot y} + \frac{2}{d + 2 \cdot y} - \frac{1}{d} \right)\end{aligned}\quad (10.11)$$

sowie

$$\tau_{xy}(0, y) = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - y)^2 \cdot 0}{(R - y)^4} - \frac{(R + y)^2 \cdot 0}{(R + y)^4} \right) = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} (0 - 0) = 0. \quad (10.12)$$

Wie in Abbildung 10.3 (a) zu sehen ist, stellen sich bei einer linienförmigen Belastung der Kreisscheibe gemäß Gleichung 10.10 konstante, horizontale Zugspannungen über die Höhe der Kreisscheibe ein. Dahingegen ergibt sich aus Gleichung 10.11, dass die vertikalen Druckspannungen über die Höhe der Kreisscheibe mit der Annäherung an $y \rightarrow \pm R$ theoretisch gegen $-\infty$ gehen. Aus diesem Grund sind die Druckspannungen über die Höhe der Kreisscheibe in Abbildung 10.3 (b) lediglich über einem Teil des Kreisscheibendurchmessers dargestellt. Für den ebenen Spannungszustand ergeben sich die Hauptspannungen $\sigma_{1,2}$ in der Kreisscheibe aus den horizontalen und vertikalen Spannungen σ_x und σ_y sowie den Schubspannungen τ_{xy} zu:

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_y) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2}. \quad (10.13)$$

Da die Schubspannungen auf der vertikalen y-Achse der Kreisscheibe gleich Null sind, ergeben sich die Hauptspannungen auf der y-Achse gemäß Gleichung 10.13 analog zu den Normalspannungen σ_x in Gleichung 10.10 und σ_y in Gleichung 10.11.

Es folgt die Betrachtung der Spannungen auf der horizontalen x-Achse, für die $y = 0$ gilt. Hierfür folgt $r_1^2 = r_2^2 = x^2 + R^2$. Die Spannungen auf der x-Achse ergeben sich somit zu:

$$\begin{aligned}\sigma_x(x, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0) \cdot x^2}{(R^2 + x^2)^2} + \frac{(R + 0) \cdot x^2}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{d} \right) \\ &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{R \cdot x^2}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{4R} \right)\end{aligned}\quad (10.14)$$

10. Der Spaltzugversuch

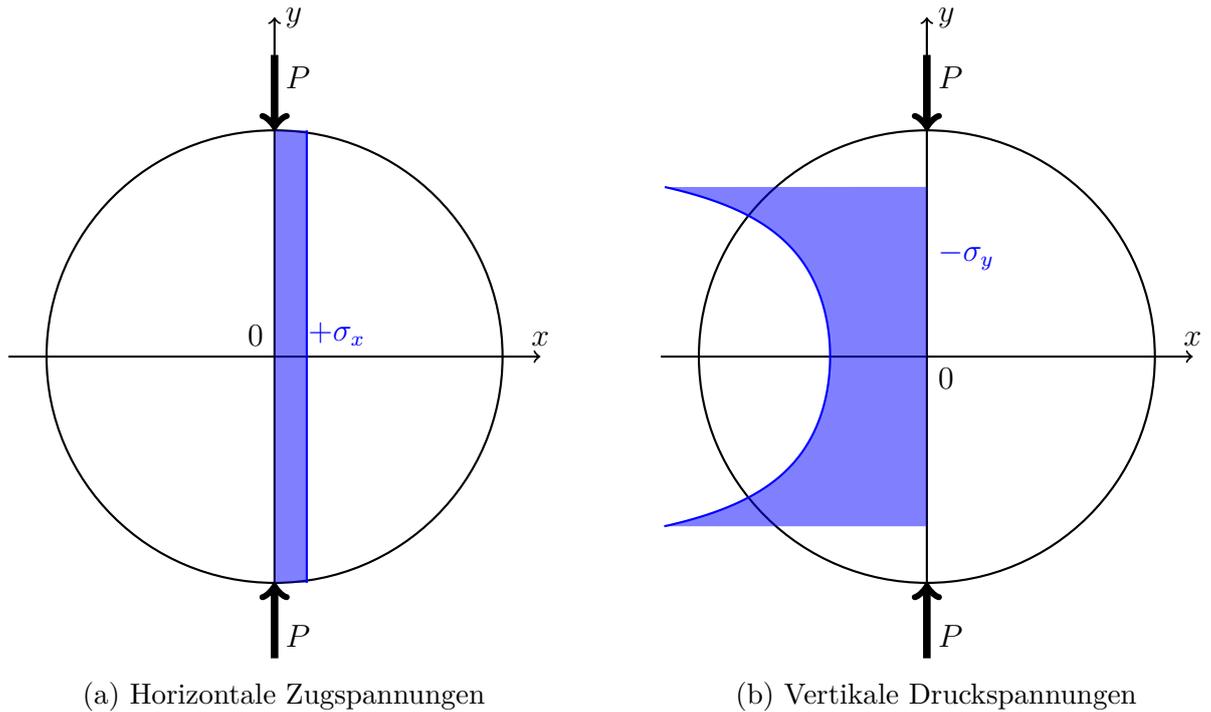


Abbildung 10.3.: Hauptspannungen in der Kreisscheibe auf der vertikalen y-Achse im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung

und

$$\begin{aligned}
 \sigma_y(x, 0) &= -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0)^3}{(R^2 + x^2)^2} + \frac{(R + 0)^3}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{2R} \right) \\
 &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{R^3}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{4R} \right)
 \end{aligned} \tag{10.15}$$

sowie

$$\tau_{xy}(x, 0) = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{(R - 0)^2 \cdot x}{(R - 0)^4} - \frac{(R + 0)^2 \cdot x}{(R + 0)^4} \right) = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot l} \left(\frac{x}{R^2} - \frac{x}{R^2} \right) = 0. \tag{10.16}$$

Auch hier ergeben sich die Hauptspannungen analog zu den Normalspannungen, da die Schubspannungen auf der horizontalen x-Achse gleich Null sind. Wie zu Beginn des Kapitels anhand der Gleichungen 10.6 und 10.7 gezeigt wurde, sind auch die horizontalen Zug- und die vertikalen Druckspannungen an den Rändern der Kreisscheibe gleich Null. Im Mittelpunkt der Kreisscheibe sind hingegen die maximalen Spannungen vorzufinden. In Abbildung 10.4 (a) und Abbildung 10.4 (b) wird der glockenförmige Verlauf der Spannungen zwischen den maximalen Werten in der Mitte der Kreisscheibe und den minimalen Werten an den Rändern dargestellt. Trägt man die Spannungen über der gesamten Kreisscheibenfläche mit einer quantitativen, farblichen Kodierung auf, erhält man die in Abbildung 10.5 gezeigten Spannungsbilder. Werden $P = R = 1$ und $l = \frac{1}{\pi^2}$ angenommen, so resultiert

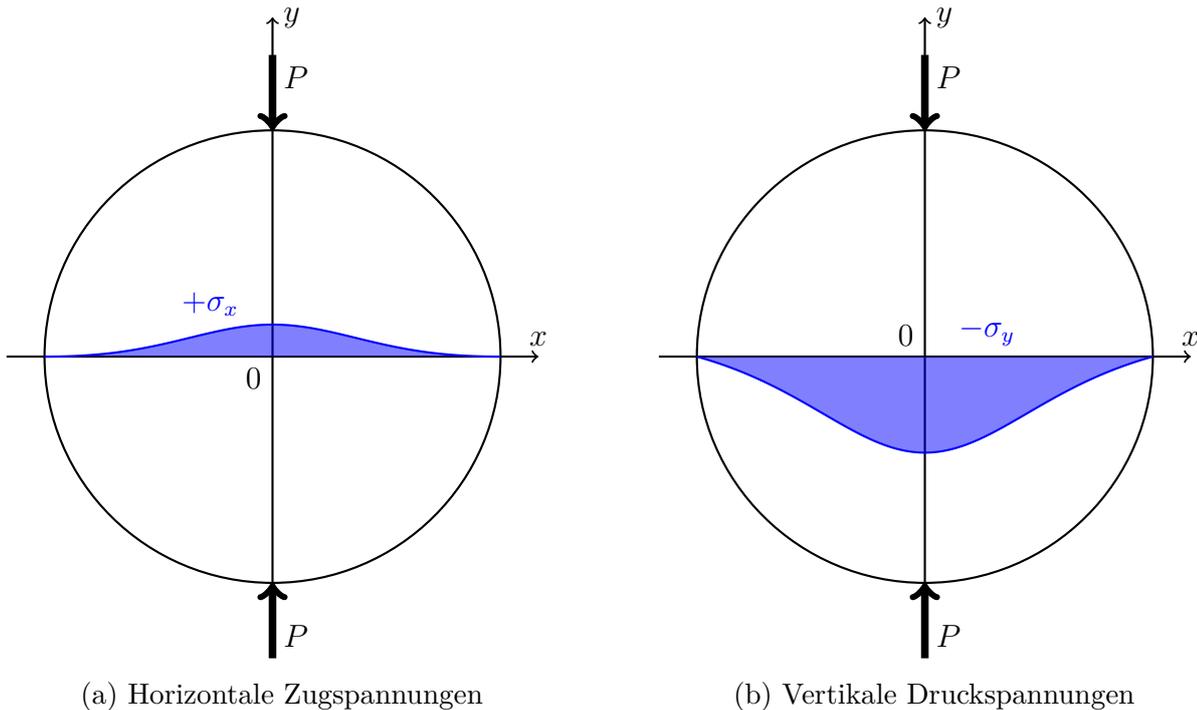


Abbildung 10.4.: Hauptspannungen in der Kreisscheibe auf der horizontalen x-Achse im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung

die maximale Zugspannung in Kreisscheibenmitte gemäß Gleichung 10.8 zu $\sigma_{x,max} = \pi$. Deutlich lassen sich der konstante Verlauf der horizontalen, maximalen Zugspannungen auf der vertikalen y-Achse sowie der glockenförmige Verlauf dieser Spannungen entlang der horizontalen x-Achse im typischen, zwiebelförmigen Spannungsbild der horizontalen Zugspannungen in Abbildung 10.5 (a) erkennen. Aus Abbildung 10.5 (b) wird ersichtlich, dass neben den Lasteinleitungspunkten vergleichsweise hohe horizontale Druckspannungen bei linienförmiger Belastung der Kreisscheibe im Spaltzugversuch induziert werden. Die Magnitude dieser Spannungen hängt davon ab, wie genau die Kreisscheibe während der Spannungsberechnung aufgelöst wird. Wie beispielsweise in Abbildung 10.3 (b) gezeigt wurde, gehen die vertikalen Druckspannungen mit der Annäherung an die Lasteinleitungspunkte theoretisch gegen $-\infty$. Mit zunehmender Auflösung der Kreisscheibe werden Berechnungspunkte erhalten, die immer näher an den Lasteinleitungspunkten liegen. Die berechneten Spannungen nehmen somit in gleicher Weise zu. Das Gleiche gilt für die Berechnung der vertikalen Druckspannungen in Abbildung 10.5 (c), der Schubspannungen in Abbildung 10.5 (d) sowie der Hauptspannungen in erster Richtung in Abbildung 10.5 (e) und der Hauptspannungen in zweiter Richtung in Abbildung 10.5 (f). Aus Gründen der Vergleichbarkeit wurde die Auflösung der Kreisscheibe für all diese Spannungen zu 400×400 Punkten gewählt.

Aus diesen Abbildungen wird ersichtlich, dass es bei der linienförmigen Belastung der Kreisscheibe im Spaltzugversuch theoretisch zur Ausbildung extremer Spannungsspitzen

im Bereich der Lasteinleitungspunkte kommt, die ein Vielfaches der horizontalen Zugspannungen auf der vertikalen y-Achse betragen. Es ist anzunehmen, dass ein Probekörper, der entsprechend im Spaltzugversuch belastet würde, nicht aufgrund der indirekten Zugspannung in Probekörpermitte, sondern aufgrund dieser Spannungsspitzen versagen würde. Aus diesem Grund werden während des Spaltzugversuchs entweder lastverteilende Streifen oder konkav geformte Lastschneiden verwendet. Damit verändert sich der Spannungszustand im Probekörper, der im folgenden betrachtet wird.

10.2.4. Analytische Lösungen des Spannungszustandes einer Kreisscheibe im Spaltzugversuch für Flächenlasten ohne Berücksichtigung von Randeinspannungseffekten

Die Kreisscheibe wird nicht durch eine Linienlast, sondern, wie in Abbildung 10.6 dargestellt, über die Fläche der konkav geformten Lastschneiden belastet. Diese Fläche wird durch den Radius der Kreisscheibe R und die Breite der Lastschneiden a bestimmt. In Abhängigkeit von R und a wird der Winkel α aufgespannt:

$$\tan(\alpha) = \frac{a}{2 \cdot R} \rightarrow \alpha = \arctan\left(\frac{a}{2 \cdot R}\right) \quad (10.17)$$

Zwischen den Lastschneiden und der Kreisscheibe wird ein reibungsloser Kontakt angenommen, sodass keinerlei Randeinspannungseffekte eine Veränderung des Spannungszustandes im Bereich der Lasteinleitung verursachen. Die Berücksichtigung von Randeinspannungseffekten führt zur Änderung des Spannungszustandes im Bereich der Lastschneiden aufgrund zunehmender Zwangsspannungen, was an dieser Stelle nicht weiter betrachtet wird.

Die ausführliche Herleitung der Lösungen des Beanspruchungszustands bei flächiger Belastung der Kreisscheibe wurde von Hondros [84] im Jahre 1959 vorgenommen. Die Zug- und Druckspannungen auf der vertikalen y-Achse der Kreisscheibe bei flächiger Belastung werden in Abhängigkeit des Abstandes vom Mittelpunkt der Kreisscheibe r nach Hondros berechnet zu:

$$\sigma_x = q \cdot \left(\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{r^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{r^4}{R^4}} - \arctan\left(\frac{1 + \frac{r^2}{R^2}}{1 - \frac{r^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right) \quad (10.18)$$

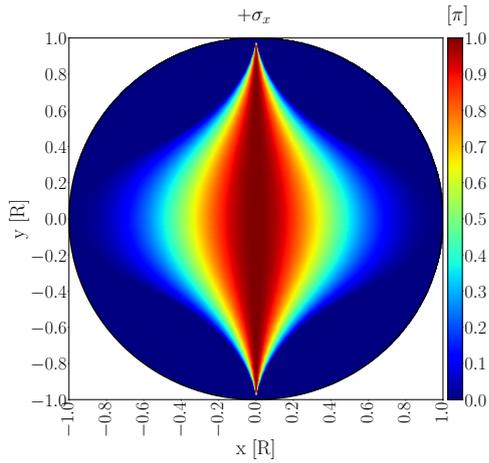
und

$$\sigma_y = -q \cdot \left(\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{r^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{r^4}{R^4}} + \arctan\left(\frac{1 + \frac{r^2}{R^2}}{1 - \frac{r^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right). \quad (10.19)$$

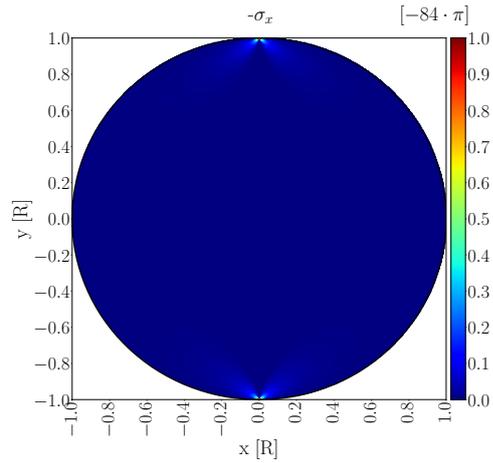
Für die Spannungen auf der horizontalen x-Achse gilt hingegen:

$$\sigma_x = q \cdot \left(\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{r^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{r^4}{R^4}} - \arctan\left(\frac{1 - \frac{r^2}{R^2}}{1 + \frac{r^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha)\right) \right) \quad (10.20)$$

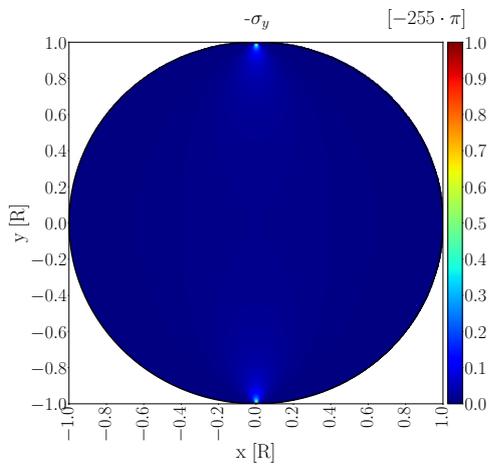
10.2. Spannungszustand der Kreisscheibe im Spaltzugversuch



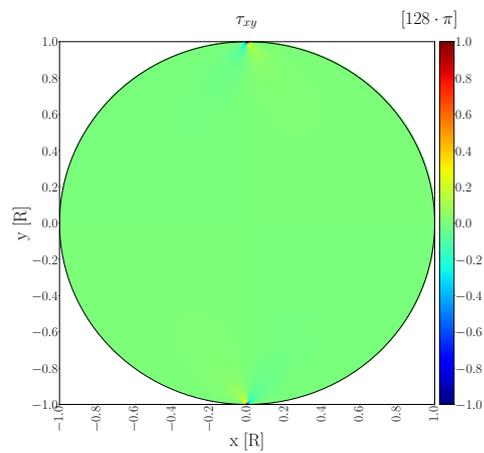
(a) Horizontale Zugspannungen



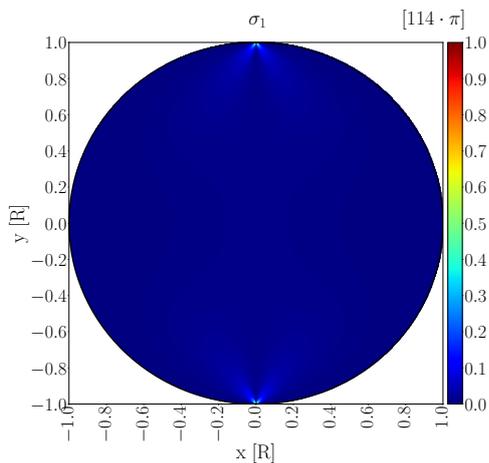
(b) Horizontale Druckspannungen



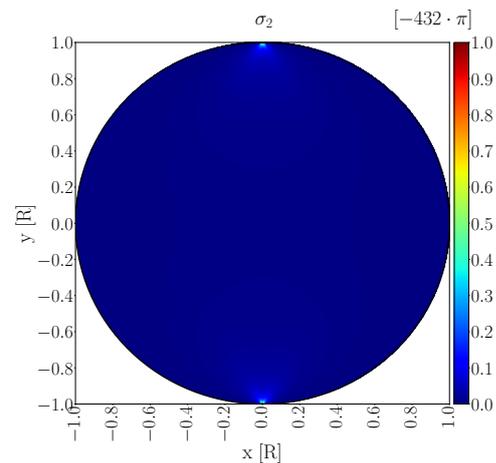
(c) Vertikale Druckspannungen



(d) Schubspannungen



(e) Hauptspannungen in erster Richtung



(f) Hauptspannungen in zweiter Richtung

Abbildung 10.5.: Spannungen in der Kreisscheibe im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung

10. Der Spaltzugversuch

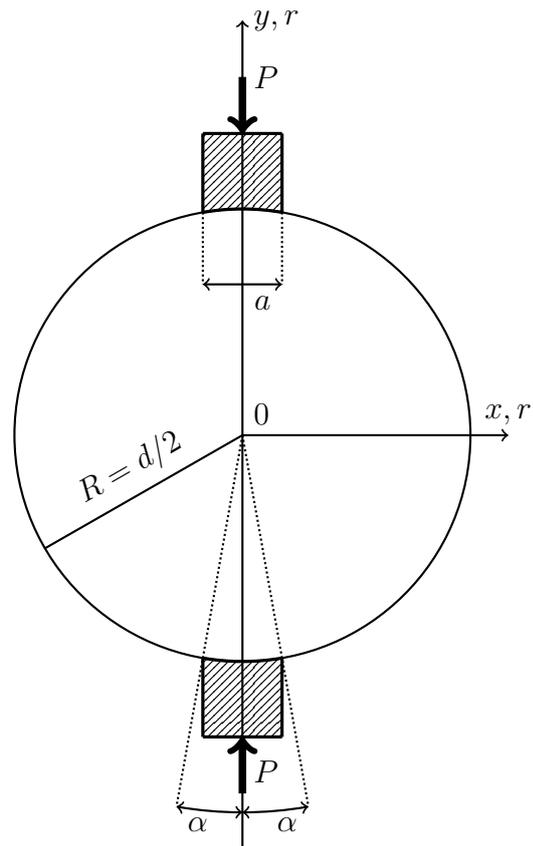


Abbildung 10.6.: Versuchskonzept des Spaltzugversuchs mit flächiger Belastung

und

$$\sigma_y = -q \cdot \left(\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \cdot \sin(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{r^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{r^4}{R^4}} + \arctan \left(\frac{1 - \frac{r^2}{R^2}}{1 + \frac{r^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right). \quad (10.21)$$

Aus der Kontaktfläche zwischen den Lastschneiden und der Kreisscheibe $A_{Kontakt}$:

$$A_{Kontakt} = a \cdot l, \quad (10.22)$$

und der Kraft P folgt der Kontaktdruck p zwischen selbigen zu:

$$p = \frac{P}{a \cdot l}, \quad (10.23)$$

womit sich der Kontaktdruckfaktor q in den Gleichungen 10.18 bis 10.21 bestimmen lässt zu:

$$q = 2 \cdot \frac{p}{\pi}. \quad (10.24)$$

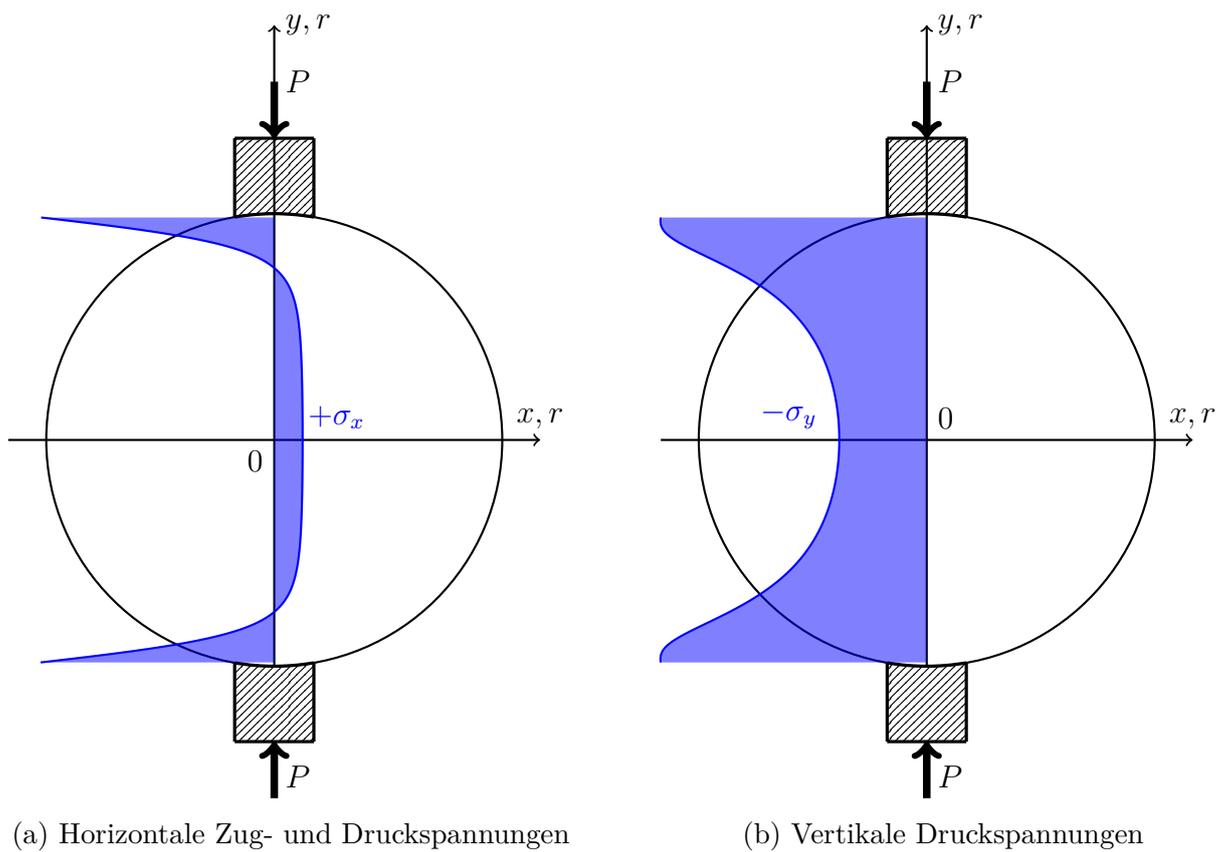
10.2.5. Spannungszustand einer Kreisscheibe im Spaltzugversuch für Flächenlasten ohne Berücksichtigung von Randeinspannungseffekten

Abbildung 10.7 zeigt die Spannungen auf der vertikalen y-Achse der Kreisscheibe bei flächiger Belastung im Spaltzugversuch. Die horizontalen Spannungen in Abbildung 10.7 (a) verlaufen nun nicht mehr konstant über die Kreisscheibenhöhe, sondern nehmen einen typischen Verlauf an. Dieser ist geprägt durch einen relativ großen Bereich der Kreisscheibe, welcher nahezu konstant auf Zug belastet wird und zwei Bereiche in der Nähe der Lasteinleitungspunkte, in denen vergleichsweise hohe Druckspannungen herrschen. Aufgrund der flächigen Einleitung der Lasten über die Lastschneiden gehen die vertikalen Druckspannungen in Abbildung 10.7 (b) nicht mehr gegen $-\infty$, sondern erreichen einen definierten Minimalwert. Die extremen Spannungsspitzen, die bei einer linienförmigen Belastung der Kreisscheibe zu deren Versagen führen könnten, werden also durch das Aufbringen einer flächigen Belastung unterbunden. Die Spannungsverläufe auf der horizontalen x-Achse der Kreisscheibe bei flächiger Belastung, welche in Abbildung 10.8 dargestellt sind, gestalten sich identisch zu denen bei linienförmiger Belastung. Da die horizontale x-Achse den Bereich der Kreisscheibe darstellt, der am wenigsten durch eventuell vorherrschende Randeinspannungseffekte beeinflusst wird, ist diese Identität der Spannungsverläufe bei flächiger und bei linienförmiger Belastung ausgesprochen plausibel.

10.2.6. Bestimmung des Elastizitätsmoduls einer Kreisscheibe mit dem Spaltzugversuch

Die Bestimmung des Elastizitätsmoduls mithilfe des Spaltzugversuchs erfolgt durch das messtechnische Erfassen der horizontalen Verformungen u der Kreisscheibe bei aufgebrachtener Belastung P entsprechend Abbildung 10.6. Unter Voraussetzung des *Hooke'schen*

10. Der Spaltzugversuch



(a) Horizontale Zug- und Druckspannungen (b) Vertikale Druckspannungen
Abbildung 10.7.: Spannungen in der Kreisscheibe auf der vertikalen y -Achse im Spaltzugversuch bei flächiger Belastung ($\alpha = 10^\circ$)

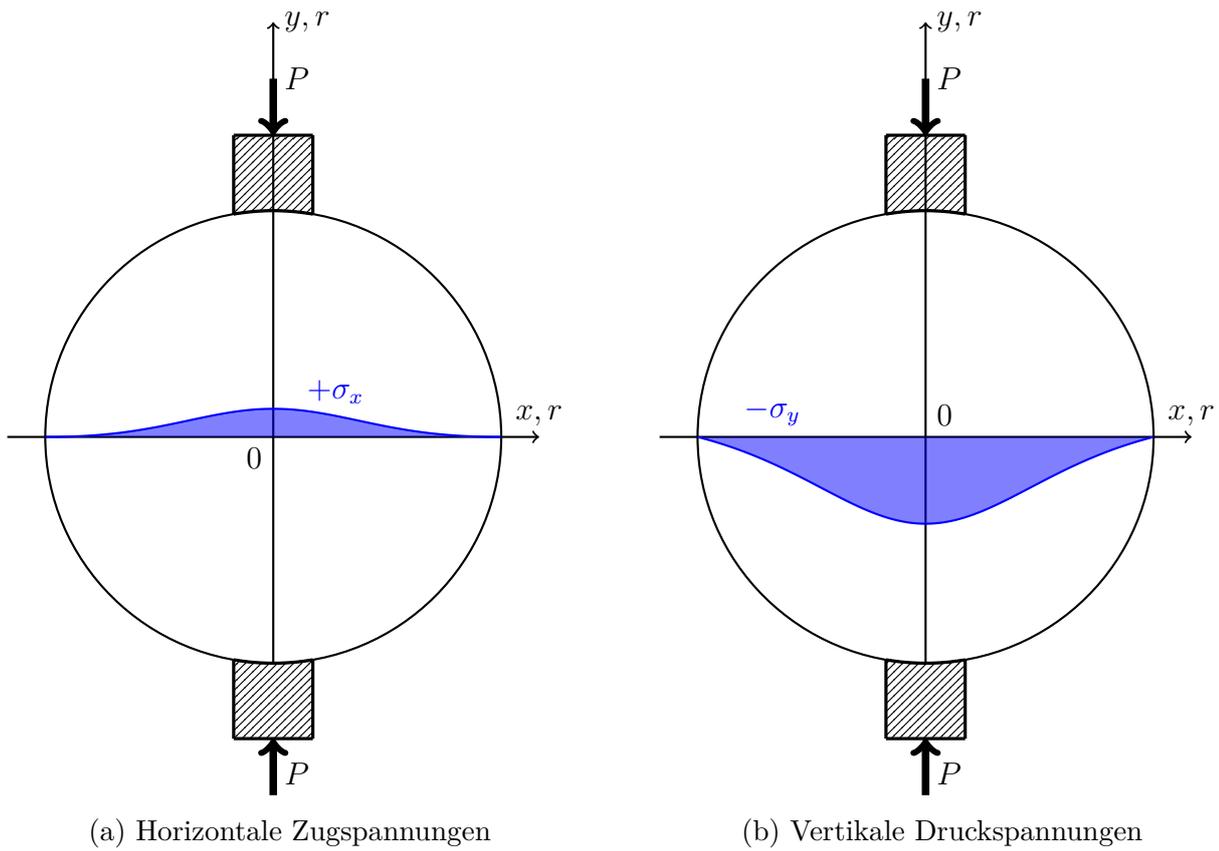


Abbildung 10.8.: Spannungen in der Kreisscheibe auf der horizontalen x-Achse im Spaltzugversuch bei flächiger Belastung ($\alpha = 10^\circ$)

10. Der Spaltzugversuch

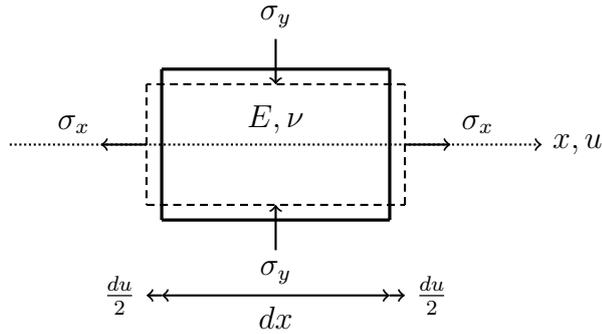


Abbildung 10.9.: Dehnungen und Spannungen eines Volumenelementes auf der x-Achse mit der Breite dx , der Querdehnzahl ν und dem Elastizitätsmodul E

Gesetzes sowie der *Elastizitätstheorie* lässt sich die horizontale Dehnung $\epsilon_x = \frac{du}{dx}$ für das in Abbildung 10.9 dargestellte Volumenelement mit der Breite dx auf der x-Achse der Kreisscheibe aus den am Element wirkenden vertikalen und horizontalen Spannungen σ_y und σ_x sowie dem Elastizitätsmodul E und der Querdehnzahl ν bestimmen zu:

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y). \quad (10.25)$$

Da die Spannungsverläufe auf der horizontalen x-Achse bei linienförmiger und flächiger Belastung der Kreisscheibe identisch sind, können die Gleichungen 10.14 und 10.15 aus Kapitel 10.2.3 in Gleichung 10.25 eingesetzt werden. Die anschließende Integration dieser Gleichung innerhalb der Grenzen $\pm R$ ergibt die gesamte horizontale Verformung der Kreisscheibe u :

$$\begin{aligned} u &= \int_{-R}^{+R} \epsilon_x dx = \int_{-R}^{+R} du = \frac{1}{E} \cdot \int_{-R}^{+R} (\sigma_x - \nu \cdot \sigma_y) dx \\ &= \frac{1}{E} \cdot \left(\int_{-R}^{+R} \sigma_x dx - \nu \cdot \int_{-R}^{+R} \sigma_y dx \right). \end{aligned} \quad (10.26)$$

Das Integral der horizontalen Spannungen entlang der x-Achse ergibt sich dabei zu:

$$\begin{aligned} \int_{-R}^{+R} \sigma_x dx &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \int_{-R}^{+R} \left(\frac{R \cdot x^2}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{4R} \right) dx \\ &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \left[\frac{1}{4} \cdot \left(-\frac{2 \cdot R \cdot x}{R^2 + x^2} - \frac{x}{R} + 2 \cdot \arctan \left(\frac{x}{R} \right) \right) \right]_{x=-R}^{x=R} \\ &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \frac{1}{4} \cdot (\pi - 4) = \frac{P}{l} \cdot \left(\frac{4}{\pi} - 1 \right). \end{aligned} \quad (10.27)$$

Für das Integral der vertikalen Spannungen entlang der x-Achse folgt:

$$\begin{aligned}
 \int_{-R}^{+R} \sigma_y dx &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \int_{-R}^{+R} \left(\frac{R^3}{(R^2 + x^2)^2} - \frac{1}{4R} \right) dx \\
 &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \left[\frac{R \cdot x}{2 \cdot (R^2 + x^2)} - \frac{x}{4 \cdot R} - \frac{1}{2} \cdot \arctan \left(\frac{x}{R} \right) \right]_{x=-R}^{x=R} \\
 &= -\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot l} \cdot \frac{\pi}{4} = -\frac{P}{l}.
 \end{aligned} \tag{10.28}$$

Durch Einsetzen der Gleichungen 10.27 und 10.28 in Gleichung 10.26 resultiert somit:

$$u = \frac{1}{E} \cdot \left(\frac{P}{l} \cdot \left(\frac{4}{\pi} - 1 \right) + \nu \cdot \frac{P}{l} \right) = \frac{P}{E \cdot l} \cdot \left(\frac{4}{\pi} - 1 + \nu \right) \tag{10.29}$$

und durch Umstellen der Gleichung 10.29 ergibt sich der Elastizitätsmodul E schlussendlich aus den gemessenen Verformungen u zu:

$$E = \frac{P}{u \cdot l} \cdot \left(\frac{4}{\pi} - 1 + \nu \right). \tag{10.30}$$

Teil IV.
Eigene Untersuchungen

11. Eigenfrequenzverfahren

11.1. Hybrides Modell

Unter Nutzung der in Kapitel 9 beschriebenen Lösungsansätze zur Bestimmung des E-Moduls aus den Eigenfrequenzen eines zylindrischen Probekörpers wurde das *Eigenfrequenzverfahren* entwickelt. Dieses kombiniert das Messen der Eigenfrequenzen realer Probekörper mit der Simulation der Eigenfrequenzen eines beliebigen Probekörpers in einem hybriden Modell, welches nachfolgend erläutert wird. Durch Einsetzen der Gleichung 9.4 in Gleichung 9.3 und Auflösen dieser nach E kann der E-Modul für einen Probekörper der Dicke h , dem Radius r und der Dichte ρ unter Kenntnis des Frequenzparameters Ω sowie unter Annahme der Querdehnzahl ν aus einer gemessenen Eigenfrequenz f_0 bestimmt werden. In den in Kapitel 9 beschriebenen Verfahren der RUS und der RAS entspricht dieser Schritt der Lösung des Rückwärtsproblems. Aufgrund der Abhängigkeit des Frequenzparameters Ω von der Eigenfrequenz f_0 ist bei der Betrachtung verschiedener Eigenfrequenzen jeweils die Kenntnis des Frequenzparameters vonnöten. Das messtechnische Bestimmen der Eigenfrequenzen gestaltet sich nun jedoch sehr schwierig, da für jeden zu untersuchenden Probekörper ein Referenzprobekörper mit gleicher Geometrie und Dichte sowie beliebigem E-Modul benötigt würde. Bereits kleinste Abweichungen zwischen der Geometrie des zu untersuchenden und des Referenzprobekörpers würden bei der Anwendung dieses Vorgehens zu Fehlern hinsichtlich des bestimmten E-Moduls führen. Aus diesem Grund wird beim hier beschriebenen Eigenfrequenzverfahren auf die Simulation der betrachteten Eigenfrequenzen mittels der Methode der Finiten Elemente (FEM) zurückgegriffen. Dies bietet den Vorteil, dass mehrere Eigenfrequenzen für einen Probekörper bzw. die Eigenfrequenzen einer Vielzahl unterschiedlicher Probekörper mit relativ wenig Aufwand bestimmt werden können. Dem simulierten Probekörper muss dabei zwangsläufig die Geometrie und die Dichte des realen Probekörpers zugeordnet werden, welche an diesem relativ einfach ermittelt werden können. Der E-Modul des simulierten Probekörpers ist hingegen frei wählbar. Gleiches gilt für die Querdehnzahl, solange diese für den simulierten und den realen Probekörper identisch ist. Aus den simulierten Eigenfrequenzen lassen sich so jeweils der Frequenzparameter Ω bestimmen und das Vorwärtsproblem lösen. Für die Lösung des Rückwärtsproblems werden anschließend die entsprechenden Eigenfrequenzen des realen Probekörpers gemessen und mithilfe der zuvor bestimmten Frequenzparameter dessen E-Modul berechnet. Je Probekörper sind somit eine FEM-Berechnung und eine Berechnung des Frequenzparameters Ω sowie eine Messung einer realen Eigenfrequenz und eine Anwendung der nach E umgestellten analytischen Gleichung 9.3 für die Bestimmung des E-Moduls notwendig. Durch die Kombination der mittels der Methode der Finiten Elemente simulierten Eigenfrequenzen mit den real gemessenen Eigenfrequenzen

11. Eigenfrequenzverfahren

lässt sich so zum einen der E-Modul einer Vielzahl von Probekörpern mit relativ geringem Zeit- und Rechenaufwand bestimmen. Zum anderen ermöglicht das hybride Modell die unkomplizierte Bestimmung der im Zuge der Ermüdung hervorgerufenen Verminderung des E-Moduls eines Probekörpers. Das hybride Modell des Eigenfrequenzverfahrens ist in Abbildung 11.1 schematisch dargestellt.

11.2. Weiterentwicklung des Eigenfrequenzverfahrens zum Ultraschalleigenfrequenzverfahren

Das Eigenfrequenzverfahren arbeitet mit dem Anregen verschiedener Eigenformen eines Probekörpers durch einen sehr kurzen Krafteintrag, in dieser Dissertation realisiert durch das Anklopfen des Probekörpers mit einem Impulshammer. In Kapitel 12.2 wird die für die Anwendung des Eigenfrequenzverfahrens genutzte Messtechnik im Detail vorgestellt. Wie der Krafteintrag in den Probekörper erfolgt, sollte der Theorie nach keine Auswirkungen auf die Funktionsweise des Eigenfrequenzverfahrens haben. Diesen Überlegungen folgend, sollten die Eigenformen eines Probekörpers auch dann angeregt werden können, wenn der Krafteintrag durch einen Ultraschallprüfkopf über einen piezoelektrisch erzeugten Schallimpuls in den Probekörper erfolgt. Fraglich ist dabei nur, ob die in den Probekörper eingetragene Schallenergie ausreicht, um die Eigenformen des Probekörpers anzuregen. Gelänge dies, ließe sich die resultierende Schwingung der Eigenform mit der Eigenfrequenz des Probekörpers durch einen zweiten am Probekörper angebrachten Ultraschallprüfkopf messtechnisch erfassen. Das Eigenfrequenzverfahren ließe sich somit in die speziellere Form des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens weiterentwickeln. In Kapitel 14.4 wird diese Weiterentwicklung des Verfahrens tiefergehend betrachtet.

An dieser Stelle sei darauf hingewiesen, dass, wenn im Nachfolgenden vom Eigenfrequenzverfahren die Rede ist, damit sowohl das Eigenfrequenzverfahren generell als auch das speziellere Ultraschalleigenfrequenzverfahren gemeint sein kann bzw. ist.

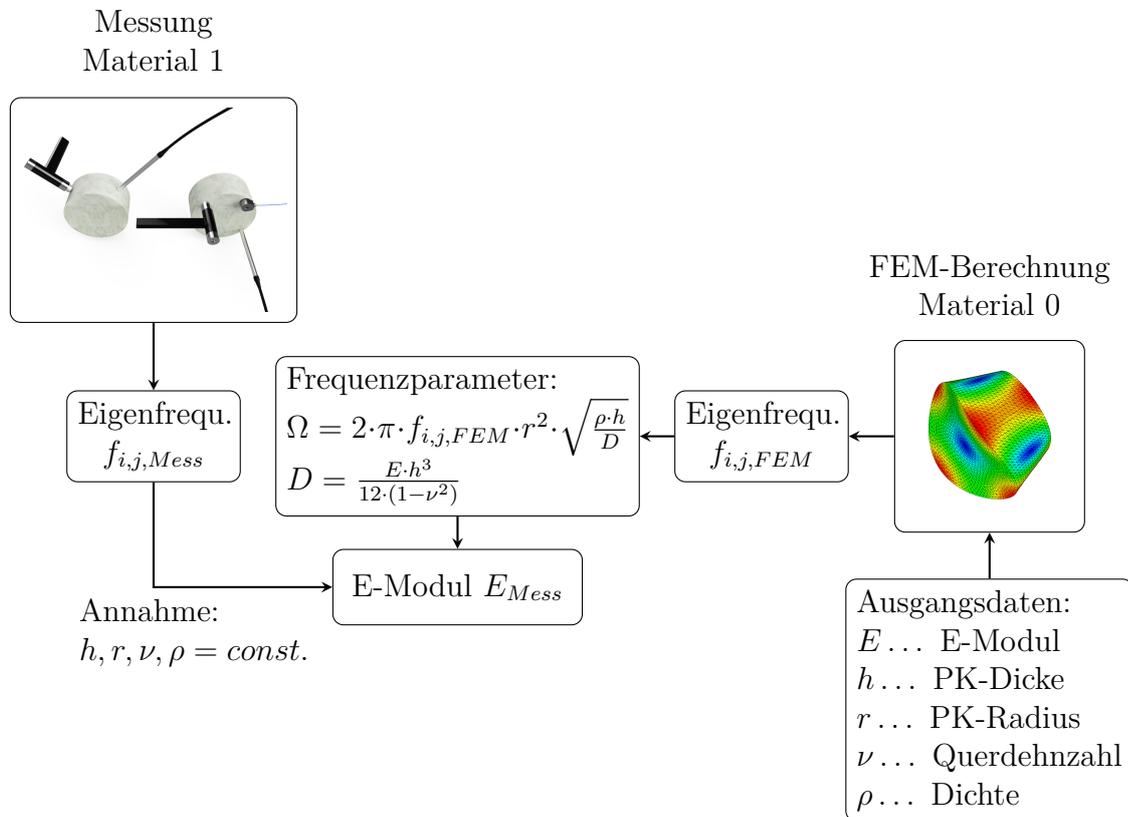


Abbildung 11.1.: Hybrides Modell zur Bestimmung des E-Moduls zylindrischer Probekörper aus gemessenen Eigenfrequenzen;
 links: Messaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenz $f_{i,j, Mess}$;
 rechts: Bestimmung der Eigenfrequenz $f_{i,j, FEM}$ eines Referenz-Probekörpers beliebigen E-Moduls und daraus folgend Bestimmung des Frequenzparameters Ω für die betrachtete Eigenfrequenz und den entsprechenden Probekörper;
 mittig: Zusammenführung von Mess- und Simulationsergebnissen zu E-Modul des realen Probekörpers (schematische Darstellung)

12. Versuchskonzept

12.1. Ziel des Versuchskonzeptes

Nachfolgend werden zunächst die Ziele des im Zuge dieser Dissertation entwickelten Versuchskonzeptes stichpunktartig aufgeführt, bevor im nächsten Abschnitt der für die Erreichung dieser Ziele konzipierte Versuchsaufbau beschrieben wird:

- Einsatz unterschiedlicher Verfahren zur Bestimmung des E-Moduls eines Betonprobekörpers
- messtechnisches Monitoring der Verminderung des E-Moduls als Indikator der fortschreitenden Betonermüdung
- Einsatz von Verfahren, die sich unterschiedlicher physikalischer Phänomene bedienen, um Auswirkungen der im Zuge der Ermüdung entstehenden Änderungen des Betongefüges auf den E-Modul unabhängig voneinander erfassen zu können
- Nachweis des Verlaufs der Verminderung des Beton-E-Moduls entsprechend der Form der *cyclic creep curve*
- Nachweis der *cyclic creep curve* als geeigneter Indikator zur Beschreibung des Ermüdungsvorganges von Beton
- Nachweis der Eignung des Spaltzug-Schwellversuchs, des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens für die zuvor genannten Punkte sowie Vergleich der Verfahren untereinander

12.2. Versuchsaufbau und angewendete Messverfahren

Der Versuchsaufbau dieser Dissertation wurde unter dem Gesichtspunkt konzipiert, die Ermüdung eines Probekörpers mit der Bestimmung von dessen E-Modul mittels verschiedener Verfahren zu kombinieren. Für die Ermüdung zylindrischer Asphalt- als auch Betonprobekörper wird im Straßenbau standardmäßig der Spaltzug-Schwellversuch eingesetzt. Die technische Umsetzung und Auswertung dieses Versuchs wird in den Technischen Prüfvorschriften für Asphalt *TP Asphalt-StB Teil 24 und Teil 26* [85], [86] beschrieben. Theoretische Grundlagen zum Spannungs- und Verformungszustand zylindrischer Probekörper während sowie zur Bestimmung des E-Moduls mittels des Spaltzugversuchs können hingegen dem Kapitel 10 entnommen werden. Der Spaltzug-Schwellversuch kombiniert die Ermüdung mit der kontinuierlichen Bestimmung des E-Moduls. Aus diesem Grund bildet er die Basis des folgend beschriebenen und des in Abbildung 12.1 dargestellten

12. Versuchskonzept

Versuchsaufbaus. Aus der mithilfe von induktiven Wegaufnehmern (IWA) gemessenen horizontalen Radialverformung des Probekörpers wird die aus der Belastung resultierende Probekörperdehnung bestimmt. Folglich müssen die IWA über die gesamte Dauer der zyklischen Belastung am Probekörper appliziert bleiben. Dies geschieht mithilfe eines am Probekörper befestigten Halterahmens für die IWA, der den im Versuchsstand positionierten Probekörper im Zentrum entlang des Durchmessers entsprechend der Darstellung in Abbildung 12.2 vollständig umgibt. Das Versuchskonzept sah weiter vor, das in Kapitel 11 vorgestellte Eigenfrequenz- sowie das Ultraschalllaufzeitverfahren am Probekörper zur Bestimmung von dessen E-Modul anzuwenden. Da das Ergebnis dieser Verfahren signifikant durch den Spannungszustand des Probekörpers beeinflusst wird, konnten diese Verfahren lediglich dann angewendet werden, wenn die zyklische Belastung des Probekörpers pausiert. Ebenso sollte der Probekörper für die Anwendung des Eigenfrequenzverfahrens möglichst frei, d.h. ohne zusätzlich angebrachte Messtechnik schwingen können. Der Halterahmen für die IWA konnte zwar vom Probekörper gelöst, aber nicht aus der Versuchsvorrichtung herausgenommen werden. Ebenso musste der Probekörper selbst bis zur Beendigung des Ermüdungsvorganges in der entsprechenden Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs eingebaut bleiben, um möglichst den gleichen Beanspruchungszustand bei Wiederaufnahme der Belastung wiederherstellen zu können. Der Probekörper war demnach im Bereich der Lastschneiden sowie im Bereich des Halterahmens zentral zwischen den Lastschneiden nicht für die Anbringung der für die Anwendung des Eigenfrequenz- sowie des Ultraschalllaufzeitverfahrens notwendigen Messtechnik frei zugänglich. Die Zugänglichkeit zum Probekörper wurde zusätzlich durch die vertikalen Führungsstangen der oberen Lastschneiden beschränkt. Diese Randbedingungen erlaubten die in Abbildung 12.1 und in Abbildung 12.2 dargestellten Messpositionen für das Eigenfrequenz- sowie das Ultraschalllaufzeitverfahren, auf die im folgenden näher eingegangen wird.

Messtechnik und -positionen des Eigenfrequenzverfahrens

Die Eigenfrequenzen der verschiedenen Eigenmoden der untersuchten zylindrischen Probekörper wurden zum einen mithilfe eines Beschleunigungssensors *M355B03* des Herstellers *PCB Piezotronics* und zum anderen mithilfe eines Nahfeldmikrofon *M360* des Herstellers *Microtech Gefell* messtechnisch erfasst. Hierfür musste der Beschleunigungssensor zwangsläufig auf der Probekörperoberfläche appliziert werden, das Nahfeldmikrofon hingegen musste sich lediglich in unmittelbarer Nähe zur Probekörperoberfläche befinden, durfte diese jedoch nicht berühren. Während der Beschleunigungssensor aufgrund der Notwendigkeit des Einsatzes eines Koppelmittels sowie der Form der Koppelfläche lediglich auf den ebenen Probekörperstirnseiten platziert werden konnte, ermöglichte das mithilfe eines Mikrofonständers am Probekörper platzierte Nahfeldmikrofon Messungen der Eigenfrequenzen des Probekörpers an allen hierfür zugänglichen Messpositionen, also auch auf der Probekörpermantelfläche. Die Anregung der Eigenmoden sowie die gleichzeitige Aufzeichnung der eingebrachten Kraftsignale erfolgte mithilfe eines Impulshammers *086C01* des Herstellers *PCB Piezotronics*. Mögliche Anregungspositionen boten sich an all jenen Stellen des Probekörpers, wo ein zur Probekörperoberfläche orthogonaler Krafteintrag

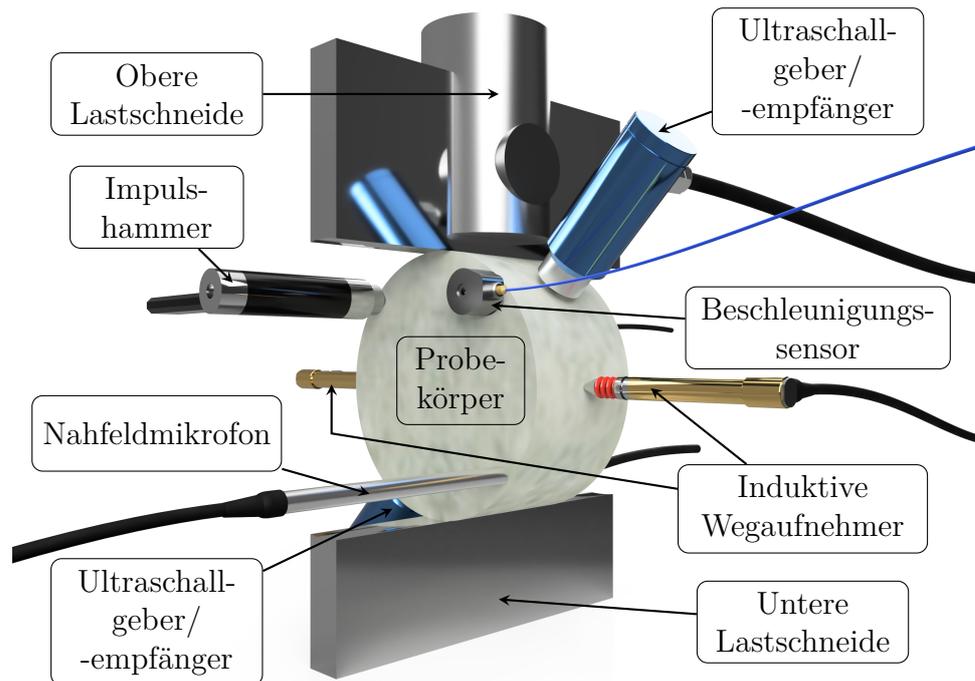


Abbildung 12.1.: Versuchsaufbau des Spaltzug-Schwellversuchs am zylindrischen Betonprobekörper mit zusätzlicher Messtechnik des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens

mittels des Impulshammers realisiert werden konnte, ohne dabei mit dem Impulshammer mit anderen Gegenständen außer dem Probekörper in Kontakt zu kommen.

Die Messpositionen des Eigenfrequenzverfahrens wurden nicht nur in Hinsicht auf die Zugänglichkeit zum im Versuchsstand eingebauten Probekörper gewählt. Sie mussten zusätzlich so angeordnet werden, dass messtechnisch eindeutig identifizierbare Eigenmoden des Probekörpers in der jeweiligen Konstellation aus Anregungsposition des Impulshammers und Messpositionen des Beschleunigungssensors sowie des Nahfeldmikrofons ange regt und die zugehörigen Eigenfrequenzen gemessen werden konnten. Im Kapitel 12.3 wird die Auswahl hierfür geeigneter Eigenmoden der untersuchten Probekörper erläutert.

Messtechnik und -positionen des Ultraschalllaufzeitverfahrens sowie des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens

Für die Durchführung der Ultraschalllaufzeitmessungen sowie für die Messung der Eigenfrequenzen mittels Ultraschalleigenfrequenzverfahren kamen das Ultraschallmessgerät *CONSONIC C2-GS*, das Erweiterungsmodul *CONSONIC C2-ES* sowie Ultraschallprüfköpfe des Typs *UP-T* und für die Auswertung der Versuche die Software *Lighthouse Touch* des Herstellers *GEOTRON-ELEKTRONIK* zum Einsatz. Der Vorteil der verwendeten Ultraschallprüfköpfe liegt in ihrer speziellen konischen Form der am Beton anzukoppelnden Prüfkopfspitze. Durch die vergleichsweise kleine kreisrunde Kontaktfläche zum Beton wird die vom Prüfkopf erzeugte Schallenergie sehr konzentriert in den Probekörper eingetragen. Die Schallenergiedichte, die definiert ist als Schallenergie pro Volumeneinheit, ist aufgrund dieses konzentrierten Energieeintrags hinreichend groß für eine Durchschallung längerer Messstrecken im Beton. Dadurch bedingt konnte auf das Verwenden akustischer Koppelmittel für die Applizierung der Prüfköpfe verzichtet werden, selbst bei einem Reflexionskoeffizienten beim Übergang der Schallwelle von Luft auf Beton und umgekehrt von nahezu 100 %. Die umfangreichen ultraschalltechnischen Untersuchungen dieser Dissertation ließen sich somit mit relativ geringem Versuchs- und Zeitaufwand realisieren.

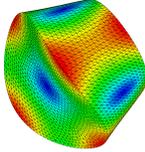
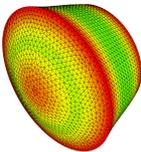
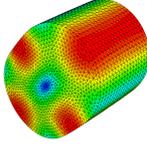
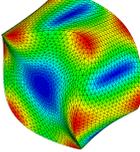
Ein weiterer Vorteil der speziell geformten Prüfköpfe lag zum einen in der genauen Positionierbarkeit der Prüfkopfspitze für eine möglichst gute Reproduzierbarkeit der wiederholt herzustellenden Messpositionen des Ultraschalllaufzeitverfahrens sowie des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens. Zum anderen ließen sich die Prüfköpfe auch auf der konvexen Probekörpermantelfläche applizieren, was eine diametrale Durchschallung der Probekörper ermöglichte. Von der Durchschallung der Probekörper entlang ihrer Dicke wurde aufgrund der kürzeren Messstrecke sowie aufgrund des geringen Verhältnisses von Messstrecke zu Größtkorn im Beton, das möglichst groß gewählt werden sollte, abgesehen. Somit wurde entschieden, die Probekörper entsprechend der Darstellung in Abbildung 12.1 bzw. der Darstellung in Abbildung 12.2 mit einer direkten Transmissionsmessung im Winkel zur Belastungsebene der Lastschneiden von 45° sowie im Winkel von 135° zu durchschallen. Um die Aussagekraft der ultraschalltechnischen Messergebnisse zu erhöhen, wurden die Messungen in jeder der beiden Richtungen an drei über die Probekörperdicke gleich verteilten Messpositionen durchgeführt, sodass sich für eine Anwendung



Abbildung 12.2.: Anwendung des Ultraschalllaufzeit- und des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens im Winkel von 135° am Probekörper, eingebaut in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs

des Ultraschalllaufzeitverfahrens sowie des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens insgesamt sechs Einzelmessungen ergaben. Die Ultraschallprüfköpfe wurden, wie in Abbildung 12.2 zu sehen, mittels magnetisierbarer Halterungen am Probekörper appliziert. Dies bot den Vorteil, dass sich die empfindlichen Prüfköpfe während einer Belastung aus der näheren Umgebung des Probekörpers entfernen ließen und so nicht die Gefahr bestand, dass diese während eines unerwarteten Versagens des Probekörpers beschädigt werden. Dies machte das erneute Applizieren der Prüfköpfe auf der Probekörpermantelfläche zu Beginn jeder neuen Messung der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen erforderlich. Wie oben erläutert, gestaltete sich dies aufgrund der verwendeten Prüfköpfe jedoch unproblematisch.

Tabelle 12.1.: Ausgesuchte Eigenmoden und Eigenfrequenzen zylindrischer Probekörper des Durchmessers 100 mm und der Höhe 50 mm für einen E-Modul $E = 40.000 \frac{N}{mm^2}$, eine Dichte $\rho = 2,35 \frac{g}{cm^3}$ sowie eine Querdehnzahl $\nu = 0,2$

Eigenmode [-]	A	B	C	D
				
Eigenfrequenz [Hz]	13.451	18.931	19.861	23.714

12.3. Auswahl von Eigenmoden zylindrischer Probekörper

Wie vorher erläutert, ging es bei der Auswahl der Eigenmoden der untersuchten zylindrischen Betonprobekörper zum einen darum, die eindeutige Identifizierbarkeit dieser Eigenmoden hinsichtlich der möglichen Anregungs- und Messpositionen am Probekörper zu gewährleisten. Ein weiterer wichtiger Gesichtspunkt, den es bei der Auswahl der Eigenmoden zu beachten galt, war die möglichst geringe Beeinflussung der Schwingungsformen der Eigenmoden durch die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs. Tabelle 12.1 zeigt die mithilfe von FEM-Berechnungen ermittelten erste, zweite, dritte und fünfte auftretende niederfrequente Eigenmode und die dazugehörigen Eigenfrequenzen eines Probekörpers für den Spaltzug-Schwellversuch mit der idealen Probekörperhöhe $h = 50$ mm, dem idealen Probekörperradius $r = h$, einem E-Modul in der Simulation $E = 40.000 \frac{N}{mm^2}$, einer Dichte $\rho = 2,35 \frac{g}{cm^3}$ sowie einer Querdehnzahl $\nu = 0,2$.

Wie zu sehen ist, schied die Eigenmode B dadurch aus, dass deren Schwingungsform maßgeblich durch die Lastschneiden der Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs beeinflusst würde. Eigenmode A und C hingegen wiesen zum einen den enormen Vorteil auf, Schwingungsknoten exakt in dem Bereich auszubilden, in dem der Probekörper in Kontakt mit den Lastschneiden der Versuchsvorrichtung steht. Zum anderen ließen sich die Schwingungsbäuche dieser Eigenmoden mit den am Probekörper möglichen Positionen des Impulshammers sowie des ersten Ultraschallprüfkopfes hervorragend anregen und die zugehörigen Eigenfrequenzen mit den möglichen Positionen des Beschleunigungssensors und des Nahfeldmikrofons sowie des zweiten Ultraschallprüfkopfes messtechnisch erfassen. Als Schwingungsbauch wird der Bereich der maximalen Auslenkung bei Ausbildung der entsprechenden Eigenmode bezeichnet. Die für die Messtechnik zugänglichen Bereiche am eingebauten Probekörper sind in Abbildung 12.2 zu sehen. Eigenmode D stellt die erste harmonische Oberschwingung der Eigenmode A dar. Im höheren Frequenzbereich treten die Eigenmoden immer häufiger auf und liegen dadurch bedingt, im Frequenzspektrum immer dichter beieinander. Aus diesem Grund können höherfrequente Eigenmoden unter

Umständen nicht mehr eindeutig zugeordnet werden. Deshalb wurde der Fokus lediglich auf die niederfrequenten Eigenmoden A und C gelegt, deren Peaks im Frequenzspektrum einfacher zu identifizieren sind.

Die zur Anregung der Eigenmoden A sowie C und zur Messung der Eigenfrequenzen notwendige Konstellation der Messtechnik ist in Abbildung 12.3 schematisch dargestellt. Dabei wurde die Eigenmode C aus Tabelle 12.1 durch Anregung der Mantelfläche des Probekörpers mittels orthogonalem Krafteintrag mit dem Impulshammer im Winkel von 45° zur Belastungsebene der Lastschneiden ausgebildet. Die Messung der Eigenfrequenz der resultierenden Schwingung erfolgte mithilfe des im Nahfeld der Mantelfläche und mit einem Versatz von 90° positionierten Nahfeldmikrofons. Im folgenden wird diese Konstellation aus Anregungs- und Messpositionen als *Messmethode M1* und die Eigenmode C als Eigenmode II bezeichnet. Weitere mögliche Messpositionen des Nahfeldmikrofons befanden sich an all denen Stellen, wo der Probekörper bei Ausbildung der Eigenmode einen Schwingungsbauch aufweist. Eigenmode A hingegen ließ sich durch einen Krafteintrag mittels Impulshammer orthogonal zur Stirnseite des Probekörpers und im Winkel von 45° zur Belastungsebene der Lastschneiden anregen. Die im folgenden bezeichnete *Messmethode M2* sah das Messen der Eigenfrequenzen der resultierenden und im folgenden als Eigenmode I bezeichnete Eigenmode mittels des im Versatz von 90° und an einem Schwingungsbauch positionierten Nahfeldmikrofons vor. Die im folgenden als *Messmethode M3* bezeichnete Methode nutzte statt des Mikrofons den an der Stirnseite und im Schwingungsbauch positionierten Beschleunigungssensor. Die Erfassung noch höherfrequenter Eigenmoden als der Eigenmode D wurde aufgrund der beschriebenen Schwierigkeit bei der eindeutigen Identifizierbarkeit der Eigenfrequenzen im Frequenzspektrum als nicht zielführend angesehen. Außerhalb des akustischen Frequenzbereichs oder des Arbeits-Frequenzbereichs der eingesetzten Messmittel ist zwar mit einer Verfälschung der gemessenen Amplituden zu rechnen, jedoch ist eine Durchführung der Messungen trotzdem möglich, da die absolute Amplitude für das Eigenfrequenzverfahren nicht von Relevanz ist.

Im Kapitel 13 werden die Ergebnisse von Voruntersuchungen zum Eigenfrequenz- und Ultraschalllaufzeitverfahren zusammengefasst. Bei diesen Untersuchungen ging es insbesondere um die Untersuchung der Beeinflussung der Eigenmoden des Probekörpers durch die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs sowie durch die Messtechnik.

12.4. Verwendete Betonrezepturen und Probekörperherstellung

Im folgenden wird auf die für diese Dissertation verwendeten Betonrezepturen sowie auf die Herstellung und die Vorbereitung der Probekörper für die eigenen Untersuchungen eingegangen.



Abbildung 12.3.: Konstellation der Anregungsposition des Impulshammers und der Messpositionen des Beschleunigungssensors sowie des Nahfeldmikrofons zur Anregung der ausgewählten Eigenmoden der untersuchten zylindrischen Betonprobekörper sowie zur Messung der zugehörigen Eigenfrequenzen;
links: Messmethode M1;
rechts: Messmethoden M2 und M3

12.4.1. Betonrezepturen

Es wurden drei unterschiedliche Betonrezepturen untersucht, welche für den Einsatz im Betonstraßenbau konzipiert sind. Diese Rezepturen unterscheiden sich hinsichtlich der Gemischzusammensetzung sowie hinsichtlich des Einsatzbereiches im konstruktiven Straßenaufbau. Die Voruntersuchungen dieser Dissertation wurden ausschließlich an Betonrezeptur 1 vorgenommen. In den Hauptuntersuchungen fanden hingegen alle drei Betonrezepturen Verwendung. Bei den Betonrezepturen 1 und 2 handelt es sich um Rezepturen für einen Unterbeton. Bei der dritten Betonrezeptur handelt es sich um einen Fahrbahndeckenbeton mit Waschbetonrezeptur. Alle Rezepturen verwenden den gleichen Zement, einen CEM I 42,5 N (sd) sowie ein unterschiedliches Größtkorn. Dadurch, dass die Rezepturen bis auf das Größtkorn vergleichbar sind, ist anzunehmen, dass eventuelle und im Zuge der Untersuchungen ergebende Unterschiede im Ermüdungsverhalten der drei Betonrezepturen in erster Linie auf das Größtkorn zurückgeführt werden können.

Betonrezeptur 1

Für die Herstellung der Probekörper für die Voruntersuchungen wurde eine Straßenbetonrezeptur verwendet, die im bayerischen Raum für die Herstellung von Park- und Rastanlagen an Bundesfernstraßen zur Anwendung gebracht wurde. Die Rezeptur, welche durch die Schwenk Technologiezentrum GmbH & Co. KG zur Verfügung gestellt wurde, verwendet einen Köditzer Diabas mit 22 mm Größtkorn. Der Festbeton der verwendeten Rezeptur ist in die Festigkeitsklasse C 30/37 einzustufen. Der Sortenausdruck der Betonrezeptur 1 kann den Anhängen A.1 und A.2 entnommen werden.

Betonrezeptur 2

Die zweite untersuchte Betonrezeptur, welche ebenfalls durch die Schwenk Technologiezentrum GmbH & Co. KG zur Verfügung gestellt wurde, verwendet einen Löbejüner Rhyolith mit 16 mm Größtkorn. Der Festbeton lässt sich wiederum in die Festigkeitsklasse C 30/37 einstufen. Der Sortenausdruck der Betonrezeptur 2 kann den Anhängen A.3 und A.4 entnommen werden.

Betonrezeptur 3

Die dritte untersuchte Betonrezeptur wurde auf einer durch die Bundesanstalt für Straßenwesen betreuten Bestandsstrecke verwendet. Sie beinhaltet einen Ottenhöfener Rhyolith mit 8 mm Größtkorn. Der Sortenausdruck der Betonrezeptur 3 kann dem Anhang A.1 entnommen werden.

12.4.2. Probekörperherstellung

Probekörperbetonage

Es wurden 39 Zylinder der Betonrezeptur 1 sowie jeweils 30 Zylinder der Betonrezeptur 2 und 3 mit dem Durchmesser $d_{zyl} = 100$ mm und der Höhe $h_{zyl} = 200$ mm gefertigt. Die



Abbildung 12.4.: Betonprobekörper der Betonrezeptur 1 mit einem Durchmesser $d_{zyl} = 100\text{ mm}$ und einer Höhe $h_{zyl} = 200\text{ mm}$ nach der Herstellung mittels zylindrischer Schalformen aus Stahl

Fertigung von neun zusätzlichen Zylindern der Betonrezeptur 1 diente der Durchführung von Vergleichsuntersuchungen durch die *Bundesanstalt für Straßenwesen*, auf die in dieser Dissertation nicht näher eingegangen wird. Die Betonage der Probekörper der Betonrezeptur 1 und 2 erfolgte in Betonwerken der *SCHWENK Technologiezentrum GmbH & Co. KG* und die Betonage der Probekörper der Betonrezeptur 3 wurde in der *Bundesanstalt für Straßenwesen* vorgenommen. Für die Betonage der Probekörper kamen jeweils zylindrische Schalformen entsprechend Abbildung 12.4 zum Einsatz. Ein anschließendes Abdecken der Schalformen mit einer PE-Folie verhinderte das Austrocknen des Frischbetons. Nach dem Ausschalen wurden die Betonzyylinder für das Gewährleisten optimaler Hydratationsbedingungen in klimatisierten Räumlichkeiten entsprechend DIN EN 12390-2 [87] zwischengelagert. An der Technischen Universität Dresden wurden die Zylinder anschließend zu Zylinderscheiben der Höhe $h_{sch} = 50\text{ mm}$ weiterverarbeitet und diese bis zur Prüfung wiederum unter Normklima [87] gelagert.

Probekörpervorbereitung

Nach dem Sicherstellen genügender Aushärtezeiten für die Zylinderscheiben von mindestens 28 Tagen wurden diese zunächst auf Massekonstanz entsprechend DIN EN 12390-7 [88] überprüft. Sobald die Massekonstanz gewährleistet war, konnten die Probekörper gewogen werden. Anschließend wurden die Durchmesser d_{sch} sowie die Höhen h_{sch} der Zylinderscheiben jeweils als Mittelwert aus drei Einzelmessungen bestimmt und unter Verwendung der zuvor ermittelten Massen m_{sch} , die Probekörperdichten ρ_{sch} entsprechend folgender Gleichung berechnet:

$$\rho_{sch} = \frac{\pi}{4} \cdot d_{sch}^2 \cdot h_{sch}. \quad (12.1)$$

Die Zylinderscheiben der einzelnen Schichten, d.h. der unteren, der zweiten, dritten und der vierten Schicht von unten wurden absteigend nach der Dichte sortiert. Anhand der 15 dichtesten Scheiben der Unterschicht erfolgte jeweils die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeiten der Betonrezepturen mittels des statischen Spaltzugversuchs entsprechend der Technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen [4]. Hierfür wurden die Positionen der Lastschneiden der Versuchsvorrichtung des Spaltzugversuchs an den Zylinderscheiben angezeichnet. Die restlichen Scheiben der Unterschicht wurden für den Spaltzug-Schwellversuch vorgesehen. An diesen Scheiben wurden sowohl die Positionen der Lastschneiden als auch die Messpositionen des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens markiert. Die Scheiben der zweiten, dritten und der vierten Schicht von unten wurden für eventuell zusätzlich durchzuführende Versuche zurückgehalten.

12.5. Versuchsprogramm

12.5.1. Schritt 1 - Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit

Im ersten Schritt sah das Versuchsprogramm die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit der aus den Betonzylindern gewonnenen Unterscheiben einer Betonrezeptur vor. Gemäß den Technischen Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweise [89] ist die charakteristische Spaltzugfestigkeit als unterer Quantilwert einer normalverteilten Stichprobe der statischen Spaltzugfestigkeiten unter Berücksichtigung einer statistischen Sicherheit definiert. Für diese Dissertation wurde die charakteristische Spaltzugfestigkeit als unteres 5%-Quantil bei einer statistischen Sicherheit von 90 % sowie für einen Stichprobenumfang von 15 Einzelwerten bestimmt. Diese Stichprobe war zunächst auf Ausreißer sowie auf die Gegebenheit einer Normalverteilung zu überprüfen. Waren beide Voraussetzungen erfüllt, durfte der charakteristische Quantilwert x_k (char. Spaltzugfestigkeit $f_{ct,char}$) aus dem Mittelwert \bar{x} , der Standardabweichung s sowie dem Toleranzwert k ermittelt werden zu:

$$x_k = f_{ct,char} = \bar{x} - k \cdot s. \quad (12.2)$$

Für einen Stichprobenumfang von 15 Einzelwerten gilt dabei $k = 2,2913$. Das beschriebene Vorgehen zur Ermittlung der Quantilwerte kann im Detail den Technischen Prüfvorschriften [89] entnommen werden. Die statischen Spaltzugprüfungen dieser Dissertation wurden an einer 200-kN-Pressen des Herstellers *Form + Test Prüfsysteme* an der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden durchgeführt. Die Ergebnisse der statischen Spaltzugprüfungen können den Tabellen B.1, B.2, B.3 und B.4 im Anhang dieser Dissertation entnommen werden.

12.5.2. Schritt 2 - Ermüdung weiterer Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch

Die im ersten Schritt ermittelten charakteristischen Spaltzugfestigkeiten wurden im zweiten Schritt genutzt, um das Beanspruchungsniveau weiterer Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch als Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit festzulegen. Durch die Wahl eines auf die mittlere Spaltzugfestigkeit bezogenen relativ niedrigen Beanspruchungsniveaus sollte gewährleistet werden, dass Probekörper nicht unerwartet, d.h. nach nur wenigen Lastwechseln versagen. Somit sollte sichergestellt werden, dass die Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch genügend Lastwechsel ertragen, um ein umfangreiches messtechnisches Monitoring der Verminderung des E-Moduls mittels des Eigenfrequenz- sowie des Ultraschalllaufzeitverfahrens in systematisch eingehaltenen Lastpausen zu ermöglichen. Das Versuchsprogramm dieser Dissertation wurde, wie folgend beschrieben, in einer ersten Generation konzipiert und wurde anschließend, basierend auf den zwischenzeitlich gewonnenen Erkenntnissen der Voruntersuchungen aus Kapitel 13, zu einem Versuchsprogramm in der zweiten Generation weiterentwickelt. Dieses optimierte Versuchsprogramm ermöglichte die gezielte Ermüdung von Betonzylinderscheiben sowohl in der zweiten Hälfte der Vor- als auch in den Hauptuntersuchungen mithilfe des optimierten Spaltzug-Schwellversuchs. Die Durchführung der Spaltzug-Schwellversuche dieser Dissertation erfolgte an einer servo-hydraulischen Prüfmaschine des Herstellers *WPM Leipzig* an der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden.

Versuchsprogramm in der ersten Generation

Vor Beginn der Belastung eines Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch wurden das Eigenfrequenz- als auch das Ultraschalllaufzeitverfahren an in die Versuchsvorrichtung eingebauten Probekörper angewendet. Anschließend wurde der Probekörper mit einem Belastungszyklus, d.h. mit einer gewissen Lastwechselzahl zu einem definierten Beanspruchungsniveau beaufschlagt. Für den Fall, dass das Beanspruchungsniveau für den Probekörper zu hoch gewählt bzw. die Festigkeit des Probekörpers für die Beanspruchung zu niedrig gewesen ist und der Probekörper somit innerhalb des ersten Belastungszyklus versagte, wurde das Beanspruchungsniveau für den nächsten Probekörper entsprechend angepasst. Da während des Spaltzug-Schwellversuchs die Radialverformungen des Probekörpers mittels induktiver Wegaufnehmer gemessen und daraus der E-Modul berechnet wurde, konnte die durch die Belastung eines Belastungszyklus hervorgerufene Verminderung des E-Moduls direkt bestimmt werden. Kam es zu keiner signifikanten Verminderung des E-Moduls durch den vorhergehenden Belastungszyklus, wurde ein weiterer Belastungszyklus mit eventuell angepasster Lastwechselzahl vorgesehen. Für den Fall, dass sich der E-Modul ausreichend, d.h. um mindestens 5 % des anfänglichen E-Moduls verminderte, wurden während der Lastpause zwischen den Belastungszyklen das Eigenfrequenz- sowie das Ultraschalllaufzeitverfahren angewendet, um diese Verminderung des E-Moduls ebenso mittels dieser Verfahren messtechnisch festzuhalten. Das beschriebene Verfahren wurde solange wiederholt, bis der E-Modul des Probekörpers soweit vermindert war, dass sich der komplette Verlauf der *cyclic creep curve* entsprechend Abbildung 1.2 abgebildet hatte oder

die Gefahr des nicht kontrollierbaren Versagens des Probekörpers innerhalb eines weiteren Belastungszyklus gegeben war. Dies machte vor allem gegen Ende des Ermüdungsversuches eine Vielzahl von Belastungszyklen mit geringer Lastwechselzahl notwendig, um auch die Phase III der *cyclic creep curve* zu erfassen, ohne den Probekörper zu zerstören. Ein Flussdiagramm des Versuchsprogramms in der ersten Generation ist in Abbildung 12.5 dargestellt.

Versuchsprogramm in der zweiten Generation

Die Notwendigkeit der Kontrollierbarkeit des Ermüdungsversuches bzw. das gezielte Ermüden der Probekörper führten zur Weiterentwicklung des Versuchsprogramms der ersten Generation. Besonders die gleichmäßige Verteilung der Messungen des E-Moduls mittels des Eigenfrequenz- sowie des Ultraschalllaufzeitverfahrens über den gesamten Ermüdungsvorgang konnten bis zu diesem Zeitpunkt nicht realisiert werden. Aus diesem Grund wurde der Grenz-E-Modul im Versuchsprogramm eingeführt und dieses somit in die zweite Generation überführt. Der Grenz-E-Modul wurde als Prozentsatz des anfänglichen E-Moduls definiert, d.h. des E-Moduls eines nicht durch die Belastung im Spaltzug-Schwellversuch ermüdeten Probekörpers. Zunächst sah das Versuchsprogramm der zweiten Generation, analog zum Versuchsprogramm der ersten, die Anwendung des Eigenfrequenz- sowie des Ultraschalllaufzeitverfahrens am eingebauten und unbelasteten Probekörper vor. Anschließend erfolgte die Bestimmung des anfänglichen E-Moduls durch einen initialen Belastungszyklus im Spaltzug-Schwellversuch mit einem definierten Beanspruchungsniveau sowie mit einer sehr geringen, vom Beanspruchungsniveau abhängigen Lastwechselzahl. Unmittelbar nach Abschluss dieses Belastungszyklus wurden die gewonnenen Messdaten der induktiven Wegaufnehmer ausgewertet, um den anfänglichen E-Modul exakt zu bestimmen. Basierend auf diesem Wert konnte anschließend der zu erreichende Grenz-E-Modul festgelegt werden. Hierfür wurde der Quelltext umgeschrieben, der die Steuerung der Prüfmaschine regelt, sodass die Prüfmaschine für jeden Lastwechsel überprüft, ob der anhand der Radialverformungen bestimmte E-Modul kleiner gleich dem definierten Grenz-E-Modul ist. Wird diese Bedingung erfüllt, beendet die Prüfmaschine den Belastungszyklus noch vor dem Erreichen der zuvor festgelegten Lastwechselzahl und der Probekörper wird vollständig entlastet.

Auf diese Weise kann der Ermüdungsvorgang des Probekörpers systematisch und kontrolliert gesteuert werden. Dies ermöglichte das Festlegen definierter Lastpausen zur Messung des E-Moduls mittels des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens, bspw. bei dem Erreichen eines Grenz-E-Moduls von 90 %, 80 %, etc. des anfänglichen E-Moduls. Gleichzeitig erlaubt dieses Vorgehen das gezielte Herbeiführen definierter Ermüdungszustände in Form der gezielten Verminderung des anfänglich bestimmten E-Moduls auf einen Rest-E-Modul. Die Abbildung 12.6 zeigt ein Flussdiagramm des Versuchsprogramms in der zweiten Generation.

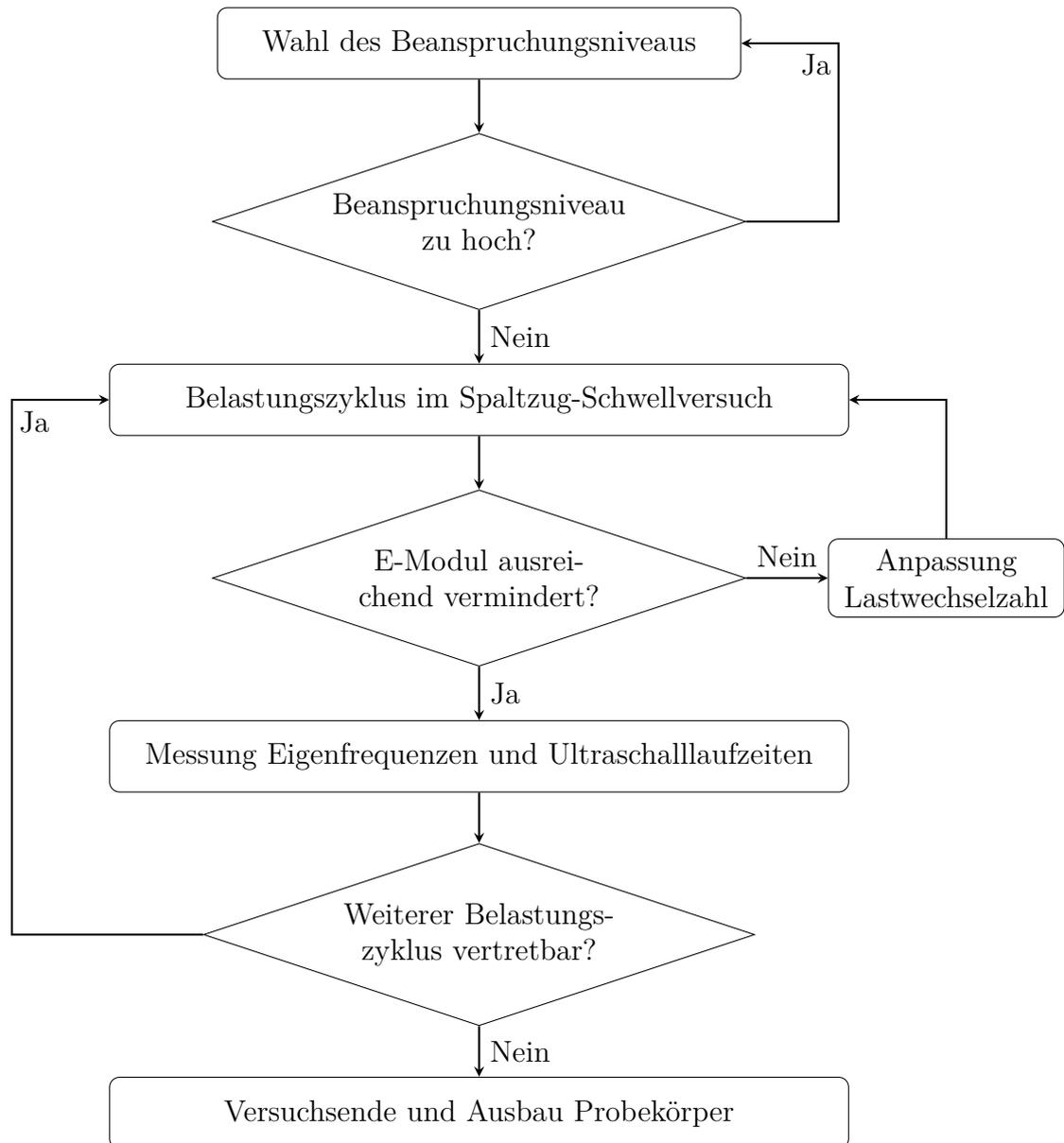


Abbildung 12.5.: Versuchsprogramm in der ersten Generation

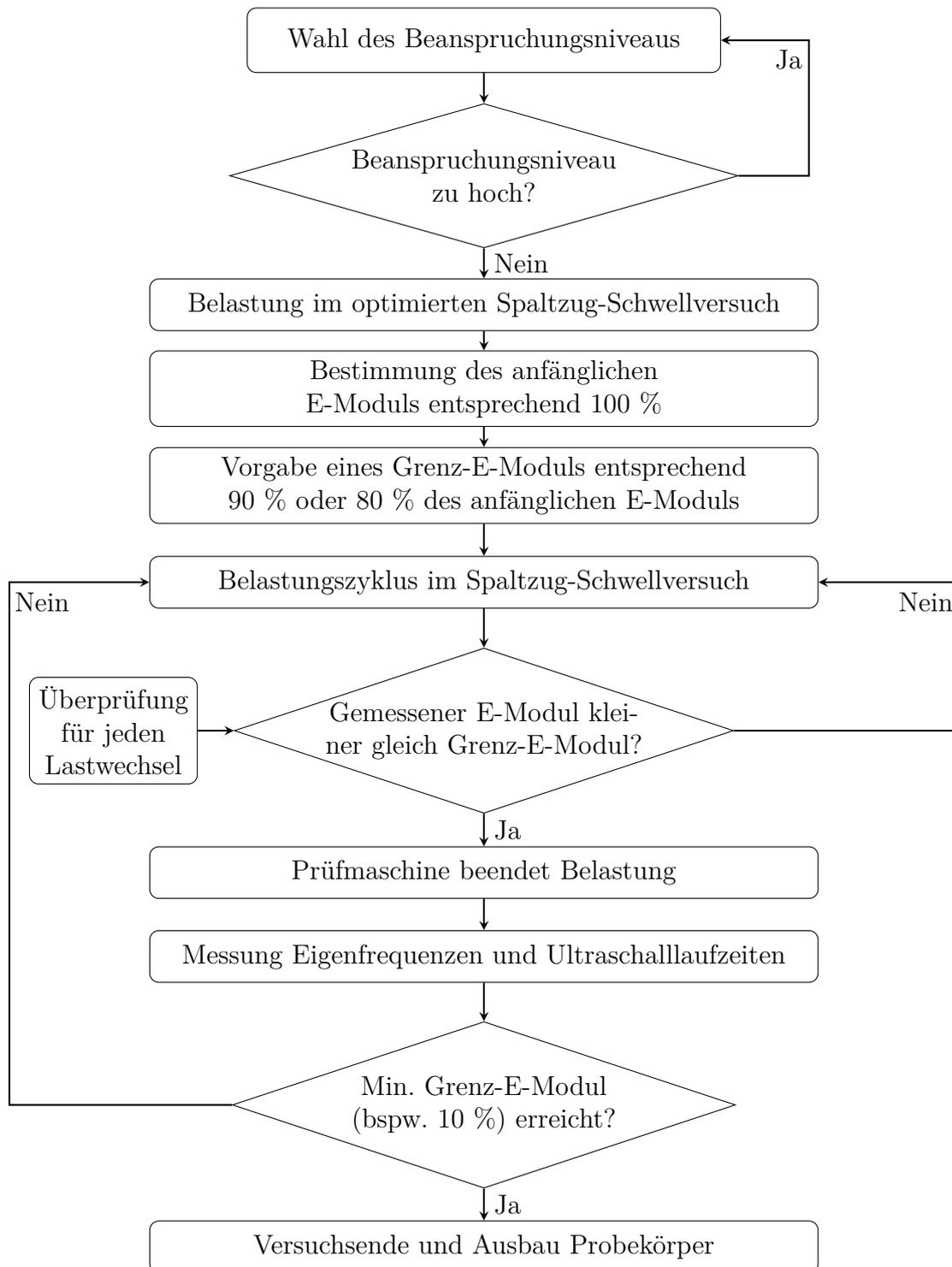


Abbildung 12.6.: Versuchsprogramm in der zweiten Generation

12.5.3. Schritt 3 - Bestimmung der Restfestigkeiten der ermüdeten Probekörper

Mit der Anwendung des Versuchsprogrammes in der zweiten Generation wurde der Gefahr des unkontrollierten vorzeitigen Versagens der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch Rechnung getragen. Mit der Ausnahme eines einzigen Probekörpers konnten die ermüdeten jedoch intakten Probekörper nach Beendigung der zyklischen Belastung aus dem Versuchsstand des Spaltzug-Schwellversuchs ausgebaut werden. Anschließend wurden für diese Probekörper die statischen Restfestigkeiten bestimmt, um so das tatsächliche Beanspruchungsniveau der Probekörper während des Spaltzug-Schwellversuchs zu ermitteln. Hierfür kam wiederum die 200-kN-Pressen des Herstellers *Form + Test Prüfsysteme* an der Professur für Straßenbau der Technischen Universität Dresden zum Einsatz. Besonderes Augenmerk bei der Bestimmung der Restfestigkeiten lag auf der exakten Repositionierung der Probekörper entsprechend der Position während des Spaltzug-Schwellversuchs. Die zyklischen als auch die statischen Spaltzugprüfungen wurden mit ein und derselben Versuchsvorrichtung für den Spaltzugversuch durchgeführt.

13. Voruntersuchungen zum Spaltzug-Schwellversuch sowie zum Eigenfrequenz- und zum Ultraschalllaufzeitverfahren

Im folgenden werden die maßgeblichen Ergebnisse der Voruntersuchungen zu den Messverfahren des Spaltzug-Schwellversuchs sowie des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens zusammenfassend beschrieben. Detaillierte Beschreibungen der Voruntersuchungen zu den Messverfahren sowie der erhaltenen Ergebnisse lassen sich im vom Autor sowie von Lindner veröffentlichten Forschungsbericht [90] finden.

13.1. Voruntersuchungen zum Spaltzug-Schwellversuch

13.1.1. Auflagerung der Probekörper

Aufgrund der in Kapitel 10 beschriebenen von der Lastschneidenbreite der Versuchsvorrichtung abhängigen auftretenden Spannungsspitzen im Beton bei der Durchführung des Spaltzug(-Schwell)versuchs wurden zwischen den Lastschneiden und den Probekörpern 4 mm dicke Hartfilzstreifen der Härteklasse H1 nach der zurückgezogenen DIN 61200 [91] platziert. Im Zuge von ersten länger andauernden Spaltzug-Schwellversuchen stellten sich diese relativ dicken Hartfilzstreifen als problematisch für die Durchführung der Versuche heraus. Dies schien in erster Linie daran zu liegen, dass das Verformungsverhalten der Filze im Zuge von wechselnden Belastungsphasen und Lastpausen derart verändert wurde, dass die Prüfmaschine in der Aufbringung sauberer Lastamplituden durch die Filze gestört wurde. Aus diesem Grund wurden die dicken Hartfilzstreifen durch ca. 1 mm dünne Filzstreifen ersetzt. Mit der Verwendung dieser neuen Filzstreifen ergaben sich keine weiteren Probleme bei der Versuchsdurchführung.

13.1.2. Belastungsfrequenz

Die Spaltzug-Schwellversuche wurden mit einer Belastungsfrequenz von 5 Hz begonnen. Nachdem sichergestellt wurde, dass diese Belastungsfrequenz in Kombination mit den initial verwendeten 4 mm dicken Hartfilzstreifen problemlos von der Prüfmaschine realisiert werden konnte, wurde die Belastungsfrequenz auf 10 Hz erhöht. Nachdem die dickeren gegen die dünneren Hartfilzstreifen ausgetauscht wurden und erste Versuche mit einer

Belastungsfrequenz von 10 Hz ebenso problemlos mit den dünneren Filzstreifen durchgeführt werden konnten, wurde die Belastungsfrequenz aller nachfolgenden Spaltzug-Schwellversuche dieser Dissertation zu 10 Hz festgelegt.

13.1.3. Probekörperzustand während der Lastpausen zur Anwendung des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens

Während der Anwendung des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens sollten möglichst konstante Messbedingungen herrschen. Dies lässt einzig die Möglichkeit zu, diese Verfahren während systematisch eingehaltener Lastpausen an in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs eingebauten Probekörper anzuwenden. Weiterhin musste gewährleistet werden, dass die Messbedingungen aller Lastpausen identisch gewesen sind, um eine Vergleichbarkeit der Messergebnisse sicherstellen zu können. Zu Beginn der Untersuchungen wurde daher versucht, die Prüfmaschine derart zu konfigurieren, dass diese die Probekörper zu Beginn einer Lastpause nach Beendigung eines Belastungszyklus auf die jeweilige Unterkraft, entsprechend einer indirekten Zugspannung im Probekörper von 0,035 MPa entlastete und danach in den Weghaltmodus überging. Der Abstand zwischen den Lastschneiden der Versuchsvorrichtung wurde demnach über die Dauer der Eigenfrequenz- und Ultraschalllaufzeitmessungen konstant gehalten. Allerdings zeigte sich anhand erster untersuchter Probekörper eine systematische und konstante Zunahme der von der Prüfmaschine aufgezeichneten Kraft im Laufe dieser Messungen.

Dieser Effekt könnte zum einen dadurch erklärt werden, dass sich die zum Zeitpunkt der Untersuchungen verwendeten dickeren Hartfilzstreifen nach der zyklischen Belastung zurückverformten. Zum anderen könnte aber auch das teils viskose Verformungsverhalten des Betons dazu geführt haben, dass sich die kontinuierliche Rückverformung des Probekörpers von einer elliptischen Form in seine ursprüngliche kreisrunde Form in einer kontinuierlichen Steigerung der auf den Kolben der Prüfmaschine einwirkenden Kraft niederschlug. Aufgrund des beobachteten Effekts der Kraftsteigerung im Laufe der Messungen wurde die Prüfmaschine nachfolgend daher so konfiguriert, dass sie die Probekörper zu Beginn einer Lastpause vollständig entlastete. Ein anschließendes Auflegen zweier Stahlteile auf die obere Lastschneide entsprechend der Abbildung 13.1 sollte gewährleisten, dass sich die Probekörperposition in der Versuchsvorrichtung während der Messungen der Eigenfrequenzen und der Ultraschalllaufzeiten möglichst nicht veränderte. Zusammen mit der oberen Lastschneide wogen diese Stahlteile insgesamt 7.096 g. Für eine Probekörperdicke $h = 50$ mm und einen Radius $r = 50$ mm induzierte dieses Gewicht eine vernachlässigbare indirekte Zugspannung im Probekörper von 0,0177 MPa.

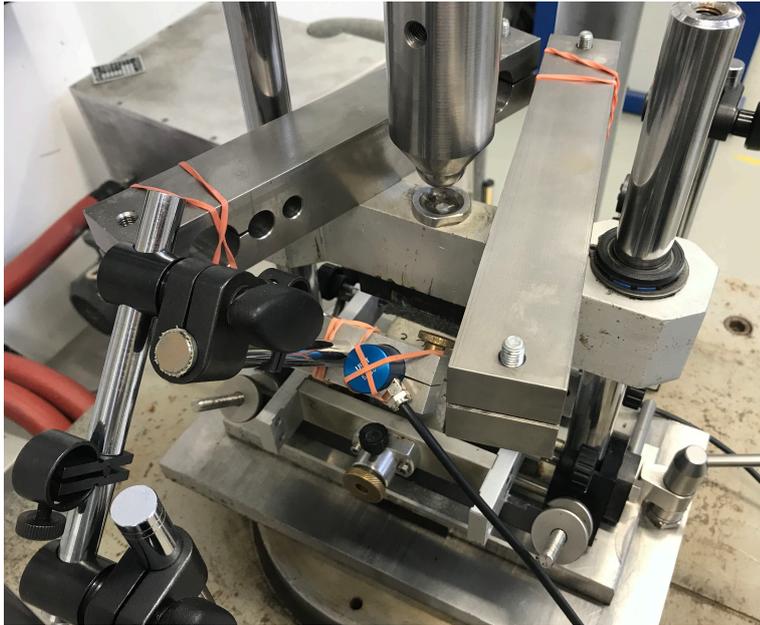


Abbildung 13.1.: Auflegen von Stahlteilen auf der oberen Lastschneide zur Fixierung der Probekörperposition während der Anwendung des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens

13.2. Voruntersuchungen zum Eigenfrequenzverfahren

13.2.1. Positionierung der Messtechnik

Die Positionierung der Messtechnik des Eigenfrequenzverfahrens hat sich im Zuge von Untersuchungen an Probekörpern der Betonrezeptur 1 als bedeutungslos für die erhaltenen Ergebnisse herausgestellt, solange sich die Anregungs- und Messpositionen an Schwingungsbäuchen der jeweiligen Eigenmode befinden. Die Versuche wurden an unbelasteten, ausgebauten Probekörpern durchgeführt, um lediglich den Einfluss der Positionierung der Messtechnik untersuchen zu können.

13.2.2. Durchführung und Auswertung der Messungen

Die Untersuchung weiterer Probekörper ergab, dass ein nicht orthogonaler, ein doppelter (ungewollter Rückprall) oder ein zu schwacher Kräfteintrag mit dem Impulshammer das erhaltene Ergebnis beeinflussen können. Aus diesem Grund wurde entschieden, jede Messung mit einer Anzahl von 10 Kraftanregungen und einer für ein Abklingen der Eigenfrequenzen ausreichenden Pause zwischen den Kraftanregungen durchzuführen und das Ergebnis des E-Moduls arithmetisch zu mitteln. Die jeweiligen Signale des Beschleunigungssensors sowie des Nahfeldmikrofons wurden dabei basierend auf den Impulsen des vom Impulshammer aufgezeichneten Zeitsignals gefensterter (*Zero-Padding*), um den Einfluss des Rauschens längerer Zeitbereiche auf das Frequenzspektrum und die darin enthaltenen Eigenfrequenzpeaks zu reduzieren. Die Abtastrate der Zeitsignale wurde zu

13. Voruntersuchungen Messverfahren

102.400 Hz gewählt, woraus sich bei einer gewählten Fensterlänge von 102.400 Abtastwerten je Fenster eine Frequenzauflösung von 1 Hz ergibt. Es ist anzumerken, dass diese Frequenzauflösung von der im Forschungsbericht [90] verwendeten Auflösung von 4 Hz abweicht.

13.2.3. Masse des Beschleunigungssensors

Durch die gleichzeitige Messung der Eigenfrequenzen eines unbelasteten und ausgebauten Probekörpers mittels Beschleunigungssensor und Nahfeldmikrofon (gleichzeitige Messung mit Messmethoden M3 und M2) sowie durch das anschließende erneute Messen der Eigenfrequenzen mittels Mikrofon (Messmethode M2) wurde die Beeinflussung der Eigenfrequenz durch die Masse des Beschleunigungssensors und damit die Unterscheidung der Ergebnisse beider Messmittel untersucht. Die Frequenzauflösung dieser Untersuchung betrug 2 Hz. Die vom Beschleunigungssensor und vom Nahfeldmikrofon gleichzeitig gemessenen Eigenfrequenzen wichen 2 Hz oder 0,01 % voneinander ab. Dahingegen wies die anschließende Messung nur mit dem Nahfeldmikrofon (Messmethode M2) eine Abweichung von 118 Hz oder 0,83 % gegenüber der Messung mit der zusätzlichen Masse des Beschleunigungssensors auf (Messmethode M3). Durch die Berücksichtigung einer zusätzlichen Masse in der FEM-Berechnung der Eigenfrequenzen des Probekörpers konnte dieses Ergebnis simulativ nachempfunden werden. Spätere Messungen an in die Versuchsvorrichtung eingebauten Probekörpern ergaben noch höhere Abweichungen zwischen den Methoden M2 und M3 von bis zu 4,3 %. Dies kann auf die Positionierung des Beschleunigungssensors auf der Probekörperstirnseite zurückführbar sein. Je näher sich dieser am Probekörpertrand befindet, desto mehr beeinflusst er die Schwingungsform der Eigenmode und somit das Messergebnis der Eigenfrequenz. Die Untersuchungen zeigten zum einen, dass zusätzliche Massen am Probekörper das Messergebnis beeinflussen und zum anderen, dass die Methoden M2 und M3 unter den gleichen Bedingungen gleiche Ergebnisse liefern.

13.2.4. Eigenfrequenzen der Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs

Mittels zweier an der Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs positionierten Nahfeldmikrofone wurde das Frequenzspektrum der Versuchsvorrichtung bei mehrmaligem Anschlagen mit dem Impulshammer an unterschiedlichen Positionen aufgezeichnet. Im resultierenden Frequenzspektrum ließen sich keine signifikanten Frequenzpeaks in dem Frequenzbereich erkennen, in dem die betrachteten Eigenfrequenzen der Probekörper lagen. Eine Beeinflussung der gemessenen Eigenfrequenzen der Probekörper durch die Versuchsvorrichtung war somit auszuschließen.

13.2.5. Messungen im ausgebauten Zustand

Vor der in Kapitel 12.4 beschriebenen Weiterverarbeitung der 200 mm langen Betonzylinder zu den Probekörpern des Spaltzug-Schwellversuchs, wurde mit dem Eigenfrequenzverfahren der E-Modul dieser langen Zylinder bestimmt. Eine anschließende Bestimmung

des E-Moduls der aus den Zylindern gewonnenen unteren Zylinderscheiben mittels der drei Messmethoden M1, M2 und M3 im ausgebauten Zustand ermöglichte sowohl einen Vergleich der Messergebnisse der Zylinder und der Scheiben als auch der Ergebnisse der Messmethoden untereinander. Grundsätzlich wurde festgestellt, dass die mithilfe des Eigenfrequenzverfahrens bestimmten E-Moduln der Zylinderscheiben in dem Bereich der auf gleiche Weise bestimmten E-Moduln der langen Zylinder lagen. Tendenziell ergaben sich für die mittels der Methoden M1 und M2 bestimmten E-Moduln der Scheiben etwas höhere Werte als die der Zylinder, was auf die Tatsache zurückgeführt werden kann, dass der E-Modul und die Dichte der unteren Scheiben aufgrund des während des Betoniervorgangs stattfindenden Absinkens größerer Gesteinskörner höher ausfällt als die der darüber liegenden Scheiben. Weiterhin ergaben sich die höchsten E-Modul-Werte für die Methode M1. Dies könnte auf eine Frequenzabhängigkeit des Betons hindeuten, da die durch die Methode M1 erfasste Eigenfrequenz in etwa das Doppelte der von den Methoden M2 und M3 erfassten Eigenfrequenz beträgt. Die anhand der Methode M3 bestimmten E-Moduln fielen zum einen etwas niedriger aus als die E-Moduln der Scheiben, welche mit den beiden anderen Methoden bestimmt wurden und zum anderen lagen die Ergebnisse der Methode M3 teilweise niedriger als die E-Moduln der langen Zylinder. Im Kapitel 13.2.3 wurde die zusätzliche Masse des Beschleunigungssensors als Grund hierfür identifiziert.

13.2.6. Vergleich der Messungen im ausgebauten und eingebauten Zustand

Im Anschluss an die oben beschriebenen Eigenfrequenzmessungen der Probekörper im ausgebauten Zustand, wurden diese in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs eingebaut und erneut die Eigenfrequenzen mit den drei Messmethoden M1, M2 und M3 gemessen, um so den Einfluss des in die Versuchsvorrichtung eingebauten Zustands der Probekörper auf deren Eigenfrequenzen untersuchen sowie die Messmethoden untereinander vergleichen zu können. Hierfür wurde jeweils die prozentuale Abweichung der durch die unterschiedlichen Methoden erhaltenen Ergebnisse für den ein- und den ausgebauten Zustand berechnet. Im Mittel ergaben sich zwischen M1 und M2 Unterschiede von 2,5 % im ausgebauten und von 2,8 % im eingebauten Zustand für den bestimmten E-Modul. Zwischen M1 und M3 hingegen betrugen die Unterschiede 4,7 % im ausgebauten und 6,1 % im eingebauten Zustand. Analog zu den Messungen im ausgebauten Zustand ergaben sich die höchsten E-Modul-Werte im eingebauten Zustand wiederum für die Messmethode M1. Dies könnte erneut auf eine Frequenzabhängigkeit des Betons hindeuten, die mittels der unterschiedlichen betrachteten Eigenfrequenzen angesprochen wird. Für alle drei Methoden zeigte sich im Mittel eine Verringerung der mithilfe des Eigenfrequenzverfahrens bestimmten E-Moduln durch den Einbau der Probekörper in den Versuchsstand des Spaltzug-Schwellversuchs. Für die Methode M1 ergaben sich eine maximale Erhöhung des E-Moduls von 0,02 %, eine maximale Verminderung von -1,40 % sowie eine mittlere Verminderung von -0,38 %. Bei Methode M2 betrug die maximale Erhöhung des E-Moduls 0,11 %, die minimale Verminderung -1,78 % und die mittlere Verminderung -0,46 %. Die Ergebnisse der Methode M3 zeigten eine maximale Erhöhung des E-Moduls von 0,65 %,

13. Voruntersuchungen Messverfahren

eine minimale Verminderung von -1,79% sowie eine mittlere Abweichung von -0,51%. Methode M3 zeigte die stärksten Abweichungen des E-Moduls, da bei dieser Methode die untersuchte Eigenmode zusätzlich durch die Positionierung des Beschleunigungssensors auf dem Probekörper beeinflusst wird. Insgesamt konnte festgehalten werden, dass der Einbau der Probekörper in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs zu einer maximalen Abweichung der Ergebnisse des E-Moduls der Messmethoden M1, M2 und M3 gegenüber der Ergebnisse im ausgebauten Zustand von $\pm 2\%$ führte.

13.2.7. Wiederholbarkeit der Messungen im eingebauten Zustand

Zur Untersuchung der Wiederholgenauigkeit der Eigenfrequenzmessungen im eingebauten Zustand wurde ein einzelner Probekörper sechsmal in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs ein- und ausgebaut und für jeden Einbau die Eigenfrequenzmessung mit den Methoden M1, M2 und M3 sowie mit zehnmalem Anschlagen mittels Impulshammer durchgeführt. Über alle sechs Versuche hinweg zeigten sich sehr gute Wiederholgenauigkeiten mit Mittelwert- und Standardabweichungen von deutlich unter 1% für die Methoden M1 und M2 sowie etwas höhere Abweichungen unter 1% für M3. Abermals zeigte sich die Beeinflussbarkeit der Messergebnisse durch die Positionierung des Beschleunigungssensors am Probekörperperrand für M3. Zum Teil ergaben sich geringere Standardabweichungen bei wiederholtem Einbau des Probekörpers in die Versuchsvorrichtung als für eine Messung mit 10 Anschlägen bei einmaligem Einbau. Dies verdeutlichte die Notwendigkeit der Durchführung von 10 Kraftanregungen je Eigenfrequenzmessung für das Vermeiden der Beeinflussung des Ergebnisses durch zufällige Fehler beim Anschlagen des Probekörpers, auch wenn die durch die Beeinflussung hervorgerufene Abweichung mit maximal 12,1 Hz sehr gering ausfiel. Es konnte zusammenfassend festgehalten werden, dass der wiederholte Einbau des Probekörpers in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs nur sehr geringe Abweichungen der gemessenen Eigenfrequenzen mit sich brachte.

13.3. Voruntersuchungen zum Ultraschalllaufzeitverfahren

13.3.1. Anzahl der Messungen

Die Messungen der Ultraschalllaufzeiten erfolgten entsprechend der in Abbildung 12.1 und in Abbildung 12.2 dargestellten Messpositionen. Die Probekörper wurden dabei in einem Winkel von 45° und 135° zur Lastachse und zunächst nur auf halber Probekörperdicke diametral und direkt durchschallt. Mit zunehmender Ermüdung der ersten im Spaltzug-Schwellversuch getesteten Probekörper zeigte sich dabei ein sehr inkonsistenter Verlauf für den E-Modul, der dadurch gekennzeichnet war, dass die aus den Ultraschalllaufzeiten ermittelten E-Moduln zwischen den einzelnen Messungen z.T. stark schwankten. Ein Grund hierfür könnte die händisch vorgenommene Positionierung der Ultraschallprüfköpfe auf der Probekörpermantelfläche darstellen. Da nicht sicherzustellen war, dass die

Positionierung exakt gleich wiederholt werden konnte, war nicht auszuschließen, dass die Messstrecke im Beton zwischen den einzelnen Messungen nicht identisch gewesen ist. Damit ist zum einen gemeint, dass sich die Länge der Messstrecke selbst geändert haben könnte, auf deren Grundlage die Ultraschallgeschwindigkeit und letztlich der E-Modul berechnet wurde. Zum anderen könnten sich die Messstrecken in ihrer stofflichen Zusammensetzung unterschieden haben. Dies meint die Zusammensetzung der Messstrecke aus Teilstrecken in den einzelnen Komponenten des Betongefüges; Gesteinskorn, Zementstein, nicht gebundenes Wasser oder Luft in den Poren. Da die Ultraschalllaufzeit auf diesen stofflich verschiedenen Teilstrecken sehr unterschiedlich ausfallen kann, bestimmt die stoffliche Zusammensetzung der gesamten Messstrecke die auf ihr gemessene gesamte Ultraschalllaufzeit. Aus den genannten Gründen wurde entschieden, die Anzahl der Messpositionen je Richtung auf drei über die Probekörperdicke gleich verteilte Positionen zu erhöhen und die Probekörper somit je Einsatz des Ultraschalllaufzeitverfahrens insgesamt sechsfach an unterschiedlichen Positionen zu durchschallen. Die Untersuchung weiterer Probekörper mit der erhöhten Anzahl an Messpositionen ergab sehr viel konsistentere Verläufe des E-Moduls im Zuge der fortschreitenden Betonermüdung.

13.3.2. Durchführung und Auswertung der Messungen

Neben einer Anpassung der Anzahl der Messpositionen wurde die Anzahl der Ultraschalllaufzeitmessungen je Messposition untersucht. Dabei wurde die Anzahl der Einzelmessungen je Position zwischen einer, fünf und 10 Messungen variiert. Da der Ultraschallempfänger lediglich das erste am Empfänger ankommende Signal aufzeichnet, kann nicht mit Sicherheit gesagt werden, dass die Ultraschallwelle bei der Propagation durch das Betongefüge mit jeder Wiederholung der Messung denselben Laufweg nimmt. Demzufolge können sich für sonst gleiche Randbedingungen bei ein- und derselben Messung unterschiedliche Ultraschalllaufzeiten ergeben. Um diesem Effekt Rechnung zu tragen, können die Messung wiederholt und die erhaltenen Ergebnisse gemittelt werden. Zwar ging die Wahl von 10 Messungen je Position mit einem erhöhten Versuchs- und Zeitaufwand einher, jedoch lieferten einzig die Ultraschalllaufzeitmessungen mit dieser Anzahl an Einzelmessungen akzeptable Ergebnisse hinsichtlich der Konsistenz des anhand der Messungen bestimmten Verlaufs des E-Moduls im Zuge der Betonermüdung. Weiterhin wurde untersucht, inwiefern sich die Ergebnisse bei der Wahl der von der Software *Lighthouse Touch* angebotenen Funktion der automatischen Erkennung des zeitlichen Ersteinsatzes des Ultraschallsignals gegenüber einem händischen Festlegen des Ersteinsatzes unterschieden. Da die Grundlinie des Signals am Empfänger, d.h. der Signalanteil bis zum Ersteinsatz, aufgrund des Prüfmaschinenbetriebs während der Ultraschalllaufzeitmessungen z.T. starken Schwankungen unterworfen war, konnte die automatische Erkennungsfunktion der Software nicht immer mit Sicherheit den Ersteinsatz des Ultraschallsignals bestimmen. Aus diesem Grund mussten alle Ultraschallmessungen hinsichtlich der Ersteinsatzbestimmung händisch ausgewertet werden. Der Ultraschallgeschwindigkeitsberechnung wurde dabei jeweils der mittlere Probekörperdurchmesser als Messstrecke zugrunde gelegt.

13.3.3. Vergleich der Messungen im ausgebauten und eingebauten Zustand sowie Untersuchungen zur Wiederholbarkeit

Anhand von fünf Probekörpern wurde der Einfluss des Einbaus der Probekörper in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs auf die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen untersucht. Hierfür wurden die ausgebauten Probekörper an den dafür vorgesehenen Messpositionen zum einen vor der Belastung im Spaltzug-Schwellversuch und zum anderen nach Abschluss der Belastung mit dem Ultraschalllaufzeitverfahren untersucht. Diesen beiden Messungen wurde jeweils die erste und die letzte Messung im eingebauten Zustand vergleichend gegenübergestellt und die prozentualen Abweichungen der Ergebnisse des E-Moduls bestimmt. Die minimale Abweichung zwischen den über alle Messpositionen gemittelten Ergebnissen vor der Belastung betrug 1,6 %, die maximale Abweichung ergab sich zu 3,2 % und die mittlere Abweichung lag bei 2,2 %. In Anbetracht der vom Hersteller angegebenen zu erwartenden Abweichung von 5 % bei der mehrfachen Wiederholung einer Messung war die Wiederholbarkeit der eigenen Messungen zum Ultraschall vor Belastungsbeginn daher als gegeben einzuschätzen. Gleichzeitig konnte gezeigt werden, dass die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs vor Belastungsbeginn keinen merklichen Einfluss auf die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeit nimmt. Für die z.T. stark ermüdeten Probekörper nach Beendigung der Belastung ergaben sich die minimale Abweichung zu 2,1 % und die maximale Abweichung zu 27,2 %. Die mittlere Abweichung betrug 8,44 % mit der Berücksichtigung der einzeln aufgetretenen maximalen Abweichung und 3,75 % ohne die Berücksichtigung des Maximalwertes. Dieser Maximalwert ergab sich für einen Probekörper, der so stark ermüdet werden konnte, dass sich, wie in Abbildung 13.2 zu sehen, bereits ein deutlich sichtbarer Makroriss im Probekörper ausbildete. Ein vollständiges Versagen blieb jedoch aus. Es ist anzunehmen, dass das teilweise viskose Verformungsverhalten des Betonprobekörpers dazu führte, dass die Flanken des Makrorisses nach abgeschlossener Belastung und im ausgebauten Zustand des Probekörpers gegenüber dem eingebauten Zustand zunehmend in Kontakt gingen. Demnach hatte die Ultraschallwelle im ausgebauten Zustand des Probekörpers im Vergleich zum kurz nach Beendigung der Belastung geöffneten Riss mehr Möglichkeiten, kürzere Laufwege durch den Probekörper zu nehmen, wodurch sich weitaus kürzere Ultraschalllaufzeiten ergaben. In Abhängigkeit der Zeitpunkte der Ultraschalllaufzeitmessungen nach der Belastung konnten somit größere Abweichungen zwischen den E-Modul-Werten für stärker ermüdete Probekörper als für weniger stark ermüdete Probekörper bestimmt werden. Eine Abhängigkeit des Ergebnisses vom ein- und ausgebauten Zustand für stark ermüdete Probekörper konnte anhand dieser Untersuchungen nicht nachgewiesen werden. Ebenso lag die mittlere Abweichung nach der Belastung ohne die Berücksichtigung des Maximalwertes von 27,2 % wiederum unter der vom Hersteller angegebenen 5 %-Marke, womit auch die Wiederholbarkeit der Messungen nach Belastungsende als gegeben angenommen wurde.



Abbildung 13.2.: Nicht vollständig versagter Probekörper nach Versuchsende mit deutlich sichtbarem Makroriss

13.4. Abgleich aller Messverfahren

Um die Messverfahren des Spaltzug-Schwellversuchs, des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens in Hinsicht auf die mit ihnen bestimmten E-Modul-Werte abzugleichen, wurde ein Aluminiumprobekörper mit den Maßen $h = 50$ mm und $r = 50$ mm mithilfe der drei Verfahren untersucht. Aluminium eignete sich aufgrund des homogenen Materialgefüges und der sehr guten Verarbeitbarkeit zur Erreichung exakter Probekörpergeometrien hervorragend für derartige Vergleichsuntersuchungen. Der Auswertung der Ergebnisse hinsichtlich des E-Moduls wurde dabei für alle Verfahren die Querdehnzahl $\nu = 0,33$ zugrunde gelegt. Das Messverfahren des Spaltzug-Schwellversuchs ergab einen Wert für den E-Modul von 70,56 GPa, das Eigenfrequenzverfahren mit der Methode M1 lieferte 70,95 GPa und die Methode M2 ergab 70,55 GPa. Das Ultraschalllaufzeitverfahren ließ keine exakte Bestimmung des E-Moduls zu, da die Grundlinie des aufgezeichneten Ultraschallsignals so starken Schwankungen unterworfen war, dass der Ersteinsatz nur abgeschätzt werden konnte. Vermutlich resultierte dies aus der Ankopplung der metallischen Ultraschallprüfköpfe an einen Probekörper ähnlichen Materials. Für das Ultraschalllaufzeitverfahren ergab sich für den E-Modul somit eine Spannweite von 67,22 bis 72,39 GPa. Ungeachtet der Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens wichen die Ergebnisse der eingesetzten Messverfahren und -methoden maximal um 0,57 % voneinander ab. Unter Einbeziehung der ultraschalltechnischen Ergebnisse ergab sich die maximale Abweichung der Verfahren zu 5,55 %. Entgegen dieser Untersuchung konnte der Ersteinsatz des Ultraschallsignals bei der Untersuchung von Betonprobekörpern stets zuverlässig bestimmt werden.

14. Voruntersuchungen zur Verminderung des E-Moduls im Zuge der Betonermüdung

14.1. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs

Die Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs der im Zuge der Voruntersuchungen geprüften Probekörper können den Abbildungen D.1, D.2, D.4, D.5, D.6, D.8 und D.12 im Anhang dieser Dissertation für eine Darstellung der Ergebnisse in Abhängigkeit von der Zeit entnommen werden. Die Abbildungen Q.1, Q.2, Q.4, Q.5, Q.6, Q.8 und Q.12 im Anhang dieser Dissertation zeigen die Ergebnisse in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl.

Wie in Kapitel 13.1 beschrieben, wurde die Belastung der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch zunächst mit einer Belastungsfrequenz von 5 Lastwechseln pro Sekunde und gemäß des Versuchsprogramms der ersten Generation vorgenommen. Das obere Beanspruchungsniveau des Probekörpers TU01-1 wurde mit 72,5 % der charakteristischen Spaltzugfestigkeit der verwendeten Betonrezeptur, entsprechend einer Spannung von $2,688 \frac{N}{mm^2}$ angesetzt. Das Festlegen des unteren Beanspruchungsniveaus erfolgte in Anlehnung an die TP Asphalt-StB Teil 24 [85], welche hierfür eine Spannung von $0,035 \frac{N}{mm^2}$ vorsieht, um den Probekörper bei der Entlastung in Position zu halten. Somit ergeben sich die Oberkraft für den Probekörper TU01-1 zu 19.510,6 N und die Unterkraft zu 254,0 N.

Die ersten beiden Belastungszyklen mit 3.060 Lastwechseln führten bereits zu einer merklichen Verringerung des E-Moduls von 100 % auf 95 %, sodass eine Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen zum Festhalten dieser Verringerung des E-Moduls mithilfe der beiden Verfahren als zielführend angesehen wurde (siehe Abbildung D.1 bzw. Q.1). Dies machte das Absetzen und das erneute Applizieren der IWA unumgänglich, da deren Halterahmen, in dem der Probekörper eingespannt ist, einen Einfluss auf die Messung der Eigenfrequenzen ausübt. Dies wurde oben stehend erläutert. Unter Umständen kommt es bei dieser Wiederanbringung der IWA dazu, dass der Probekörper mit einer leicht veränderten Position in den Halterahmen eingespannt wird oder die IWA selbst nicht exakt gleich positioniert werden. Die Folge ist, dass die gemessenen Probekörperverformungen des nächsten Belastungszyklus von denen des vorhergehenden Zyklus abweichen können und folglich ein abweichender E-Modul bestimmt wird. Es ist anzunehmen, dass sich dieser Effekt im dritten Belastungszyklus des Probekörpers TU01-1, zwischen den Lastwechselzyklen 3.060 und 6.060 bemerkbar macht. Ebenso lässt sich die-

14. Voruntersuchungen Betonerermüdung

ser Effekt vermutlich bei der zyklischen Belastung des Probekörpers TU05-1 ausmachen (siehe Abbildung D.4 bzw. Q.4). Zwar besteht durch die veränderte Positionierung des Probekörpers oder der IWA am Probekörper die Möglichkeit, dass sich ein Teilstück des E-Modul-Verlaufs eines Probekörpers im Zuge seiner Ermüdung von denen abhebt, bei denen die IWA korrekt appliziert zu sein schienen. Jedoch beeinflusst dies die Aussagekraft des qualitativen E-Modul-Verlaufs nicht.

Sehr deutlich lassen sich der charakteristische, S-förmige Verlauf der *cyclic creep curve* entsprechend Abbildung 1.2 sowie zum Teil alle drei Phasen des Ermüdungsvorganges in den auf Grundlage der Messergebnisse der IWA erstellten E-Modul-Verläufe aller im Zuge der Voruntersuchungen getesteten Probekörper erkennen. In Bezug auf den Probekörper TU01-1 sind zumindest die anfängliche, degressive (Phase I) und die anschließende, kontinuierliche Abnahme des E-Moduls (Phase II) messtechnisch erfasst worden. Phase I zeichnet sich durch ein Schließen der im Zuge des Hydratationsvorganges entstandenen Mikrorisse im Betongefüge durch die Erstbelastung des Probekörpers aus und dauert bei Probekörper TU01-1 bis etwa zu ca. 6.000 Lastwechseln an. Phase II wiederum wird durch ein kontinuierliches Entstehen neuer Mikrorisse im Zuge einer zyklischen Belastung gekennzeichnet. Es könnte angenommen werden, dass sich der Übergang der Phase II in die Phase III bei circa 44.000 Lastwechseln einstellt, angezeigt durch einen progressiven Zuwachs an Mikrorissen, die sich kurz vor Versagen des Probekörpers zu einem Makroriss verbinden. Ebenso progressiv würde der E-Modul mit steigender Lastwechselzahl abnehmen. Allerdings muss hierbei folgendes Phänomen in die Betrachtung mit einbezogen werden. Die zyklische Belastung des Probekörpers TU01-1 sowie einiger weiterer Probekörper musste zwangsläufig auf mehrere Prüftage aufgeteilt werden. Dies hatte zur Folge, dass die Ermüdung der Probekörper für den Zeitraum der Nachtstunden pausiert werden musste. So endete der erste Prüftag des Probekörpers TU01-1 mit Erreichen von circa 15.060 Lastwechseln und der zweite Prüftag nach circa 44.000 Lastwechseln. Zu dieser Zeit der Untersuchungen wurde dann zum Abschluss eines Prüftages der Prüfmaschinenantrieb abgeschaltet, der Probekörper in der Belastungsvorrichtung eingebaut und diese in der Prüfmaschine belassen. Die Folge war, dass der Kolben der Prüfmaschine aufgrund seines Eigengewichtes von circa 250 kg und aufgrund des fehlenden Öldruckes des Prüfmaschinenaggregates absank und so den Probekörper in der Vorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs bis zur Fortsetzung des Ermüdungsversuches am darauffolgenden Tag belastete. Anders formuliert wurde der Probekörper in den Nachtstunden in Form eines Dauerstandsversuches mit einer statischen Kraft von circa 2,5 kN belastet. Aus der Literatur ist bekannt, dass neben einer zyklischen Belastung ebenso Dauerstandsversuche für die Ermüdung eines Probekörpers herangezogen werden können. Es könnte demnach davon ausgegangen werden, dass der Probekörper in der Nacht zwischen zwei Prüftagen durch die statische Last des Prüfmaschinenkolbens weiter geschädigt wurde. In der Tat zeigt sich ab dem 15061. Lastwechsel ein signifikanter Abfall des auf Grundlage der Messdaten der IWA bestimmten E-Moduls mit nur wenigen Lastwechseln. Beim Wiederaufnehmen der Belastung nach dem zweiten Prüftag lag zwischen dem zweiten und dem dritten Prüftag ein Wochenende, während dem der Probekörper durch das Eigengewicht des Prüfmaschinenkolbens entsprechend der Belastung in einem Dauerstandsversuch belastet und somit

vermutlich weiter geschädigt wurde. Auch hier fiel der E-Modul bei weiterer zyklischer Belastung am dritten Prüftag mit nur wenigen Lastwechseln signifikant ab. Diese Verminderung des E-Moduls ging so rasch, also innerhalb von wenigen Lastwechseln vor, dass der Versuch mit Erreichen eines E-Moduls von circa $12.000 \frac{N}{mm^2}$, entsprechend eines Rest-E-Moduls von etwa 40 %, aus der Befürchtung eines nicht kontrollierbaren, weil plötzlichen Versagens des Probekörpers beendet wurde. Es ist anzumerken, dass der Probekörper in dieser Phase der Untersuchungen mit dem Versuchsprogramm der ersten Generation ermüdet wurde.

Aufgrund der Erfahrungen, die mit der Untersuchung des Probekörpers TU01-1 im Spaltzug-Schwellversuch gewonnen wurden, konnte der Versuchsablauf bei Probekörper TU27-1 optimiert werden. Dazu zählt etwa das Austauschen der Hartfilzstreifen gegen dünnere Filzstreifen entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 13.1. Ebenso wurde die Belastungsfrequenz des Spaltzug-Schwellversuchs auf 10 Hz erhöht. Auf Grundlage der vom Probekörper TU01-1 ertragenen Lastwechselzahl von etwa 50.000 bis zur Beendigung des Versuches wurde das Beanspruchungsniveau für den Probekörper TU27-1 ebenso mit 72,5 % der charakteristischen Spaltzugfestigkeit ($2,688 \frac{N}{mm^2}$) angesetzt. Entgegen dem Probekörper TU01-1 ertrug der Probekörper TU27-1 bis Versuchsende jedoch rund das 10-fache der Lastwechselzahl (siehe Abbildung Q.12). Diese langwierige Belastung des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch hatte zur Folge, dass die Untersuchung des Probekörpers auf mehrere Prüftage aufgeteilt werden musste (siehe Abbildung D.12). Anders als bei der Untersuchung des Probekörpers TU01-1 wurde der Probekörper TU27-1 mit der Prüfvorrichtung aus der Prüfmaschine herausgenommen und für die Dauer der Lastpause zwischen zwei Belastungszyklen in der Prüfvorrichtung eingespannt belassen.

Interessant ist, dass sich der E-Modul des Probekörpers bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer nächtlichen Lastpause ebenfalls nach nur wenigen Lastwechseln signifikant verringerte, obwohl der Probekörper diesmal komplett entlastet zwischengelagert wurde. Der gleiche Effekt lässt sich auch in den Messdaten der Probekörper TU14-1, TU17-1 und TU20-1 ausmachen, die ebenfalls für die Zeit der Lastpause zwischen zwei Prüftagen entlastet aufbewahrt wurden. Es scheint einen erheblichen Einfluss von längeren Lastpausen auf das Ermüdungsverhalten bzw. auf die Entwicklung des E-Moduls der Probekörper im Zuge einer Ermüdung zu geben. An dieser Stelle sei angemerkt, dass es sich bei den Versuchsergebnissen von Hohberg und Thiele, dargestellt in Abbildung 4.1 sowie bei den Versuchsergebnissen von Kessler-Kramer und Oneschkow, dargestellt in Abbildung 4.2, die den charakteristischen Verlauf des E-Moduls im Zuge einer Ermüdung zeigen, um Versuchsergebnisse handelt, die durch eine durchgängige Ermüdung ohne Lastpausen generiert wurden. Ebenso stellt sich dieser typische Verlauf des E-Moduls bei all den Probekörpern ein, die im Zuge der Voruntersuchungen dieser Dissertation innerhalb eines Prüftages untersucht werden konnten. Das sind die Probekörper TU05-1 und TU03-1. Alle weiteren Probekörper erforderten mehr als einen Prüftag für deren Belastung. Es stellte sich jeweils der zuvor beschriebene Effekt der Verringerung des E-Moduls innerhalb weniger Lastwechsel bei fortgeführter Belastung und nach einer längeren Lastpause ein.

Die zyklische Belastung des Probekörpers TU05-1 konnte innerhalb eines einzigen Prüftages und erstmalig mithilfe des optimierten Versuchsprogramms in der zweiten Generation realisiert werden. Wie oben erläutert, zeigt sich bei einer nahezu durchgehenden zyklischen Belastung des Probekörpers mit nur sehr kurzen Lastpausen zur Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen die Form der *cyclic creep curve* im E-Modul-Verlauf des Probekörpers (siehe Abbildung D.4 bzw. Q.4). Zudem erlaubte das Versuchsprogramm in der zweiten Generation die gezielte Ermüdung des Probekörpers TU05-1 bis auf etwa 10 % seines anfänglichen E-Moduls. Die potentiellen Ursachen für die Abweichung des E-Modul-Verlaufs, der zwischen 8.000 und 25.000 Lastwechseln liegt, gegenüber den Werten des vorhergehenden und des nachfolgenden Verlaufs wurden bereits im oberen Teil dieses Kapitels erörtert.

14.2. Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens

Die Messungen der Ultraschalllaufzeiten erfolgten zu Beginn der Voruntersuchungen entsprechend der in Abbildung 12.1 dargestellten Messpositionen. Der Probekörper wurde in einem Winkel von 45° und 135° zur Lastachse radial durchschallt. Zu Beginn der Untersuchungen wurde die Anzahl an Einzelmessungen zu fünf Messungen je Messposition gewählt. Mit der Untersuchung des Probekörpers TU27-1 wurde die Anzahl der Einzelmessungen auf eine Messung verringert, um zu untersuchen, inwiefern sich diese Verringerung des Messaufwandes auf die Qualität der Ergebnisse auswirkt. Die Ultraschalllaufzeiten sowie die Eigenfrequenzen des Probekörpers wurden während der Lastpausen zwischen zwei Belastungszyklen gemessen. Die magentafarbenen Kurven in den Abbildungen Q.1, Q.2, Q.4, Q.5, Q.6, Q.8 und Q.12 im Anhang dieser Dissertation, die die Ergebnisse des dynamischen E-Moduls, bestimmt aus den Messergebnissen der Ultraschalllaufzeiten, repräsentieren, sind somit nicht als kontinuierlich zu verstehen, sondern als Verbindung der einzelnen Messpunkte zwischen den Belastungszyklen.

In Kapitel 13.1.3 wurde erläutert, dass die Messungen des Ultraschalls und der Eigenfrequenzen zu Beginn unter sehr inkonstanten Bedingungen durchgeführt werden mussten. Das war der Tatsache geschuldet, dass sich die Beanspruchung des Probekörpers TU01-1 während der Dauer dieser Messungen nach und nach erhöhte. Die Unterkraft des Ermüdungsversuches von Probekörper TU01-1 lag, wie erwähnt, bei 254 N. Teilweise wurde eine Kraftsteigerung auf 800 N bis 900 N beobachtet, teilweise stieg die Kraft mit der Zeit nicht derart stark an. Diese Bedingungen führten dazu, dass von der in Kapitel 13.1.3 beschriebenen Durchführung der Messungen der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenzen im eingebauten Zustand des Probekörpers abgesehen wurde.

Der Verlauf der Absolutwerte des dynamischen E-Moduls der Ultraschallmesswerte liegt deutlich höher als der Verlauf der Absolutwerte des E-Moduls der Messwerte der IWA. In Kapitel 2.2 wurde erläutert, dass anzunehmen ist, dass der E-Modul von Beton von der Belastungsgeschwindigkeit bzw. von der Belastungsfrequenz abhängt. Wie im vorigen

Kapitel dargelegt, betrug die Belastungsfrequenz für die Untersuchung des Probekörpers TU01-1 im Spaltzug-Schwellversuch zunächst 5 Lastwechsel pro Sekunde, bevor sie, beginnend mit der Untersuchung des Probekörpers TU27-1, auf 10 Lastwechsel pro Sekunde erhöht wurde. Die viskosen Anteile des Betonverformungsverhaltens könnten dazu führen, dass sich der Baustoff bei dieser vergleichsweise langsamen Belastung weniger steif verhält. Die ultraschalltechnische Untersuchung der Probekörper kann ebenso als Belastung verstanden werden, auch wenn die Kräfte, die auf den Baustoff einwirken, weitaus geringer sind. Diese werden über die piezoelektrisch hervorgerufene Schwingung des Ultraschallgebers in den Probekörper eingetragen. Die Geberfrequenz des Ultraschallmesssystems betrug bei allen Messungen 80 kHz. Folglich betrug auch die Belastungsfrequenz bei der Messung der Ultraschalllaufzeiten, aus denen der dynamische E-Modul abgeschätzt wird, 80 kHz. In Anbetracht der zuvor gegebenen Erläuterungen ist also davon auszugehen, dass der dynamische E-Modul bzw. der E-Modul, der bei einer höheren Belastungsfrequenz bestimmt wird, generell höher liegt als der E-Modul, der bei geringeren Belastungsfrequenzen bestimmt wird. Dieser Zusammenhang wird in der Literatur häufig durch einen *Dynamikfaktor* berücksichtigt, der das Verhältnis des dynamischen zum (quasi-) statischen E-Modul angibt. Zwar finden sich in der Literatur einige Werte zum Dynamikfaktor, jedoch wäre es falsch, pauschal gültige Dynamikfaktoren anzugeben. Die Abhängigkeit des E-Moduls eines Baustoffs von der Belastungsgeschwindigkeit ist ein materialabhängiges Verhalten, welches durch komplexe Randbedingungen wie etwa Art, Form, Größe und Anordnung der Gesteinskörnung im Beton bestimmt wird. Daher ist auszuschließen, dass sich pauschal gültige Werte für den Dynamikfaktor bestimmen lassen. Vielmehr ist es so, dass der Dynamikfaktor als individuell gültiger Parameter eines Probekörpers zu verstehen ist. Weitere Erläuterungen zum *Dynamikfaktor* sowie zugehörige Richtwerte finden sich in der Arbeit von Lindner [57].

Den vorigen Erläuterungen folgend, müsste es auch für das Verhältnis der E-Moduln, die aus den Messwerten der Eigenfrequenzen bestimmt wurden, zu den E-Moduln der Messwerte der IWA einen Dynamikfaktor geben. Wie in Kapitel 12.3 zu lesen ist, werden beim Eigenfrequenzverfahren zwei Eigenformen der zylinderförmigen Probekörper betrachtet, die bei etwa 14 kHz und 19 kHz liegen. Die Eigenfrequenzen der Eigenmoden liegen also zwischen der Belastungsfrequenz des Spaltzug-Schwellversuchs und der Belastungsfrequenz der Ultraschalllaufzeitmessungen. In der Tat spiegelt sich diese Abstufung der Frequenzen der einzelnen Verfahren in den Ergebnissen der anhand der einzelnen Verfahren ermittelten E-Moduln wider. Für alle untersuchten Probekörper liegen die E-Moduln des Eigenfrequenzverfahrens über denen des Spaltzug-Schwellversuchs und die E-Moduln des Ultraschalllaufzeitverfahrens über denen des Eigenfrequenzverfahrens. Diese Ergebnisse lassen auf eine Abhängigkeit des E-Moduls von der Belastungsfrequenz bzw. auf eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit schließen und verstärken damit die Vermutung einer Frequenzabhängigkeit des Baustoffs (Straßen)Beton.

Unabhängig von dem Verhältnis der absoluten Kurvenverläufe der E-Moduln der drei untersuchten Verfahren lässt sich für alle getesteten Probekörper ein ähnlicher Verlauf der relativen Kurvenverläufe der E-Moduln beobachten (siehe Abbildung Q.1, Q.2, Q.4,

Q.5, Q.6, Q.8 und Q.12 im Anhang dieser Dissertation). Deutlich lässt sich die Synchronität der Verläufe vor allem an den Stellen im Kurvenverlauf erkennen, an denen eine Phase des Ermüdungsprozesses in die nächste Phase überzugehen scheint. Hiervon ausgenommen ist der Kurvenverlauf des E-Moduls des Ultraschalllaufzeitverfahrens des Probekörpers TU27-1. Die Anzahl der Einzelmessungen zur Ultraschalllaufzeit wurde für die Untersuchung dieses Probekörpers wie oben beschrieben auf eine Messung verringert, um zu untersuchen, inwiefern sich diese Verringerung des Messaufwandes auf die Qualität der Ergebnisse auswirkt. Abbildung Q.12 verdeutlicht das Ausmaß dieses Einflusses. Der auf Grundlage der Ultraschalllaufzeiten bestimmte Verlauf des dynamischen E-Moduls schwankt insbesondere beim Vergleich der letzten Messung eines Prüftages mit der ersten Messung des nächsten Prüftages teilweise sehr stark. Zudem zeigt auch der Kurvenverlauf der Messwerte, die innerhalb eines Tages ermittelt wurden starke Schwankungen. Die Schlussfolgerung, die aus diesen Untersuchungen mit einer einzelnen Messung der Ultraschalllaufzeiten zu jedem Messzeitpunkt gezogen werden konnte, war, die Messungen in dieser Form künftig nicht mehr fortzusetzen. Die Anzahl der Einzelmessungen wurde, beginnend mit der Untersuchung des Probekörpers TU05-1, auf 10 Messungen je Messposition erhöht. Diese Erhöhung der Anzahl der Einzelmessungen führte zu einem viel konsistenteren Verlauf des dynamischen E-Moduls für den Probekörper TU05-1 im Vergleich zu dem des Probekörpers TU27-1 (siehe Abbildung Q.4).

14.3. Ergebnisse des Eigenfrequenzverfahrens

Wie in den Abbildungen Q.1, Q.2, Q.4, Q.5, Q.6, Q.8 und Q.12 im Anhang dieser Dissertation zu erkennen ist, zeigt sich auch bei der Bestimmung des E-Moduls mithilfe des Eigenfrequenzverfahrens eine Verringerung des E-Moduls mit steigender Lastwechselzahl. Diese resultiert aus der Verschiebung der Eigenfrequenzen zu tiefen Frequenzen hin, die den Abbildungen K.1, K.2, K.3, K.6, K.7, K.8 und K.9 für die Messmethode M1, ebenfalls im Anhang dieser Dissertation, zu entnehmen ist. Aus der Verringerung der Eigenfrequenz resultiert eine Verringerung des berechneten E-Moduls. Dies ist auf die Schädigung des Materialgefüges im Zuge der Ermüdung zurückzuführen, wobei sich zeigt, dass die Reduzierung des E-Moduls prozentual geringer ausfällt als es die Messungen des Spaltzug-Schwellversuchs mittels IWA zeigen. Dies ist mit hoher Wahrscheinlichkeit darauf zurückzuführen, dass eine inhomogene Schädigung des Probekörpers stattfindet und das Eigenfrequenzverfahren nicht ausschließlich den E-Modul des geschädigten Bereichs (äquivalenter E-Modul) wiedergibt, sondern einen gewichteten Mittelwert über den gesamten Probekörper, inklusive der intakten Bereiche. Gegenüber den Ergebnissen des Ultraschalllaufzeitverfahrens zeigt sich ein etwas höherer prozentualer Abfall des E-Moduls, da auch hier die Bewertung der örtlich begrenzten Schädigung des Probekörpers als Inhomogenität eine Messung des E-Moduls des gesamten Probekörpers und nicht nur des geschädigten Materials (äquivalenter E-Modul) erfordert.

Es stellte sich als schwierig heraus, die korrekten Eigenfrequenzen im stark geschädigten Zustand der Probekörper zu analysieren, da aufgrund der starken Degradation, die auch in

den Messergebnissen des Spaltzug-Schwellversuchs erkennbar ist, zwischen den verschiedenen Messpunkten derart starke Verschiebungen der Eigenfrequenzen auftraten, dass ein sicheres Zuordnen der Eigenfrequenzen erschwert war. Für den Probekörper TU17-1 etwa konnten oberhalb von circa 350.000 Lastwechseln keine signifikanten Eigenfrequenzpeaks mehr festgestellt werden.

14.4. Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens

Die Entwicklung des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens erfolgte erst im Laufe der Voruntersuchungen dieser Dissertation. Aus diesem Grund finden sich Ergebnisse zum Verfahren lediglich für die Probekörper TU03-1, TU17-1 und TU20-1 der Voruntersuchungen. Die an diesen Probekörpern ermittelten Frequenzspektren im Zuge der Ermüdung können den Abbildungen H.1, H.2 und H.3 im Anhang dieser Dissertation entnommen werden. Aus diesen Abbildungen wird ersichtlich, dass bei entsprechender Anordnung der Ultraschallprüfköpfe entsprechend der Positionierung zur Messung der Ultraschalllaufzeiten sowohl die Eigenmode I als auch die Eigenmode II der Probekörper angeregt werden konnten. In der Regel war dies der Fall, wenn auf den exzentrischen Messpositionen auf der Mantelfläche und am Rand des Probekörpers gemessen wurde (45° Position 1 und 3 sowie 135° Position 1 und 3 entsprechend der Darstellung in der Abbildung 12.1 und der Abbildung 12.2). Eine Anregung des Probekörpers in mittlerer Position auf der Mantelfläche führte lediglich zur Ausbildung der Eigenmode II. Die Anwendung des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens erfolgte auf den sechs Messpositionen des Ultraschalllaufzeitverfahrens. Die durch das Ultraschalleigenfrequenzverfahren erhaltenen Frequenzspektren wurden über alle sechs Messpositionen des -laufzeitverfahrens gemittelt. Damit unterscheidet sich das Messverfahren in der hier durchgeführten Form vom Eigenfrequenzverfahren, welches ein zehnmaliges Anklopfen des Probekörpers auf einer Messposition und die Mittelung der erhaltenen 10 Frequenzspektren vorsieht. Die Anwendung des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens auf lediglich einer Messposition sowie das wiederholte Messen des Frequenzspektrums analog zum Eigenfrequenzverfahren ist ebenso möglich. Diese Art der Versuchsdurchführung wurde in dieser Dissertation jedoch nicht betrachtet.

Ein Vergleich der mittels des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens bestimmten E-Modul-Verläufe mit den E-Modul-Verläufen, die mit dem Eigenfrequenzverfahren und der Methode M1 ermittelt wurden (beide Verfahren untersuchen die Eigenmode II), findet sich in den Abbildungen Q.2, Q.6 und Q.8 im Anhang. Wie zu sehen ist, verlaufen die Kurven der Verfahren nahezu identisch, ein Unterschied zwischen den Kurven ist in dieser Darstellungsform fast nicht zu erkennen. Aus diesem Grund wurden in den Abbildungen K.2, K.7 und K.8 des Anhangs, in denen die Frequenzspektren des Eigenfrequenzverfahrens dargestellt sind, zusätzlich die durch die beiden Verfahren erhaltenen und gegeneinander aufgetragenen Frequenzpeaks der Eigenmode II sowie die prozentuale Abweichung der Peaks zueinander dargestellt.

Anhand des Vergleichs der Frequenzpeaks zueinander wird ersichtlich, dass das Ultra-

14. Voruntersuchungen Betonermdung

schalleigenfrequenzverfahren leicht erhöhte Eigenfrequenzen wiedergibt. Die Abweichung der Eigenfrequenzen ist größer als die geringere Frequenzauflösung des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens und muss somit anderweitig begründet sein. Eventuell ließe sich dieser Unterschied auf die Mittelung einer unterschiedlichen Anzahl an Frequenzspektren zurückführen, allerdings erscheint der nachfolgend erläuterte Grund plausibler. In Anbetracht der Untersuchungen des Einflusses der Masse des Beschleunigungssensors für Messmethode M3 des Eigenfrequenzverfahrens, die zu einer Verringerung der gemessenen Eigenfrequenzen gegenüber einer kontaktlosen Messung der Eigenfrequenzen mittels Nahfeldmikrofon führt, wäre auch für das Ultraschalleigenfrequenzverfahren mit einer Verschiebung der Frequenzen in den niederfrequenten Bereich zu rechnen gewesen. Der Grund hierfür sind die zusätzlich am Probekörper angebrachten Massen der Ultraschallprüfköpfe, deren Ankopplung am Probekörper für eine Messung der Eigenfrequenzen mittels Ultraschalleigenfrequenzverfahren als auch für die Messung der Ultraschalllaufzeiten unumgänglich ist. Wie in den Ergebnissen des Vergleichs der Frequenzen zueinander zu sehen ist, ergeben sich für das Ultraschalleigenfrequenzverfahren im Großteil der Messungen allerdings höhere Frequenzen als für das Eigenfrequenzverfahren. Es wäre denkbar, dass diese Verschiebung der Frequenzen in den höherfrequenten Bereich aus dem Versuchsaufbau des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens resultiert. Die Prüfköpfe wurden mithilfe von elastischen Gummibändern in den magnetisierbaren Halterungen und diese dann mitsamt der Prüfköpfe an den Probekörper herangeführt, sodass, resultierend aus dem Kontakt der Prüfköpfe mit dem Probekörper und einem weiteren Heranführen der magnetisierbaren Halterungen an den Probekörper, die Gummibänder gespannt wurden. Durch dieses Spannen der Gummibänder wurden die Prüfköpfe mit einer gewissen Kraft an den Probekörper angedrückt. Daraus resultiert ein Spannungszustand des Probekörpers, dessen Hauptspannungsrichtung zum einen mit der Durchschallungsrichtung der Prüfköpfe und zum anderen mit der Schwingungsrichtung der Eigenmode II der Probekörper übereinstimmt. Durch dieses Vorspannen der Probekörper im Zuge des Applizierens der Prüfköpfe könnte es zum Verschieben der Eigenfrequenzen in den höherfrequenten Bereich kommen, was erklären würde, warum das Ultraschalleigenfrequenzverfahren höhere Eigenfrequenzen wiedergibt als die kontaktlose Messmethode M1 des Eigenfrequenzverfahrens.

Tendenziell nehmen die Unterschiede in den ermittelten Eigenfrequenzen der beiden Verfahren mit der Ermüdung der Probekörper zu. Für stärker ermüdete Probekörper liefert das Ultraschalleigenfrequenzverfahren noch höhere Eigenfrequenzen als das Eigenfrequenzverfahren. Wird davon ausgegangen, dass im Zuge der Ermüdung maßgeblich der geometrisch beschränkte Bereich der Probekörper zwischen den Lastschneiden geschädigt wird und somit an Steifigkeit verliert, dann könnte angenommen werden, dass das Applizieren der Prüfköpfe und das beschriebene Vorspannen der Probekörper einen auf den ungeschädigten Zustand der Probekörper bezogenen signifikanteren Einfluss auf das Ausbilden der Eigenmode II ausübt. Das Vorspannen der Probekörper könnte demnach dazu führen, dass die Schwingungsform der Probekörper beim Ausbilden der Eigenmode II im geschädigten Zustand näher an der Schwingungsform der Eigenmode II im ungeschädigten Zustand liegt, als wenn der Probekörper ohne das Vorspannen durch die Prüfköpfe schwingen kann. Anders formuliert, könnte das Zusammendrücken des geschä-

digten Probekörpers durch die Prüfköpfe also dazu führen, dass der Probekörper mehr als ein ungeschädigter Probekörper schwingt.

Die prozentualen Abweichungen zwischen den gemessenen Eigenfrequenzen des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens und des Eigenfrequenzverfahrens liegen im ungeschädigten Zustand der Probekörper im Mittel bei circa 0,1 % und steigen mit zunehmender Schädigung im Mittel auf etwa 0,5 - 1,0 %. Da die gemessenen Eigenfrequenzen in die Gleichungen zur Berechnung des E-Moduls in Kapitel 9 im Quadrat eingehen, ergeben sich die prozentualen Abweichungen für den E-Modul zwischen den beiden Verfahren somit zum doppelten Wert der prozentualen Abweichungen der Eigenfrequenzen.

14.5. Zusammenfassung

14.5.1. Spaltzug-Schwellversuch

Mithilfe des optimierten Versuchsprogramms in der zweiten Generation ist es möglich, Betonprobekörper gezielt und systematisch in einen definierten Ermüdungszustand zu versetzen. Der Ermüdungszustand wird dabei als Prozentsatz des anfänglichen Probekörper-E-Moduls definiert. Eine nahezu durchgehende zyklische Belastung des Probekörpers, die lediglich durch kurze Lastpausen zur Messung der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen des Probekörpers unterbrochen wird, resultiert in einem Verlauf des E-Moduls über der Lastwechselzahl, der grundsätzlich der Form der in Abbildung 1.2 dargestellten *cyclic creep curve* gleicht. Weitere Untersuchungen zur Überprüfung der Gültigkeit charakteristischer E-Modul-Verläufe für unterschiedliche Betonrezepturen werden in Kapitel 18 vorgenommen. Wie anhand der in den Voruntersuchungen gewonnenen Ergebnisse ersichtlich ist, können längere Lastpausen einen signifikanten Einfluss auf die Form und den Verlauf der Entwicklung des E-Moduls der Probekörper im Zuge des Ermüdungsprozesses haben. Dieser Effekt wird in Kapitel 16 tiefergehend untersucht.

14.5.2. Ultraschalllaufzeitverfahren

Auch anhand der Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens zeigt sich der charakteristische, S-förmige Verlauf der *cyclic creep curve* aus Abbildung 1.2. Die Ergebnisse der Ultraschalllaufzeitmessungen weisen dabei eine höhere Streuung auf als die des Eigenfrequenzverfahrens. Dies ist in erster Linie auf die Abhängigkeit der ermittelten Ultraschalllaufzeit vom Anteil der Gesteinskörnung innerhalb der Messstrecke infolge der wiederholten händischen Positionierung der Ultraschallprüfköpfe sowie auf das manuelle Auswerten der Messergebnisse zurückzuführen (siehe Kapitel 13.3). Darum erfolgte eine Optimierung des Versuchsablaufs des Ultraschalllaufzeitverfahrens hinsichtlich der Verlässlichkeit der ermittelten Abnahme des E-Moduls im Zuge der Materialermüdung. So lässt sich durch die Anwendung des Verfahrens an mehreren Anregungspositionen sowie durch die Mittelung der Ergebnisse über mehrere Durchführungen der Messung die Degradation des

14. Voruntersuchungen Betonermüdung

Baustoffs Straßenbeton auch in Form der Verringerung des durch die Ultraschalllaufzeiten ermittelten E-Moduls sicher abbilden.

14.5.3. Eigenfrequenzverfahren

In den Vorversuchen zeigte sich für das Eigenfrequenzverfahren eine deutliche Abhängigkeit der Eigenfrequenz und somit des resultierenden E-Moduls von der Lastwechselzahl. Das Verfahren ist somit geeignet, die Degradation des Materials wiederzugeben. Bei den Probekörpern, die einer sehr starken Schädigung unterlagen (TU05-1, TU14-1, TU03-1, TU17-1, TU20-1), besteht die Schwierigkeit der nicht klar definierten Zuordnung von Frequenzpeaks zu den Eigenformen der Probekörper.

Die Voruntersuchungen wurden mit den drei Messmethoden M1, M2 und M3 des Eigenfrequenzverfahrens vorgenommen. Diese Dissertation beinhaltet dabei die Ergebnisse der Methode M1. Die Ergebnisse der Methoden M2 und M3 sowie die Ergebnisse der Analyse zusätzlicher Untersuchungsgegenstände wie etwa der Standardabweichung der Eigenfrequenzen bei wiederholtem Anschlagen mittels Impulshammer können dem vom Autor sowie von Lindner verfassten Forschungsbericht [90] entnommen werden. Da die Messmethode M3 aufgrund der Sensorpositionierung eine geringere Messgenauigkeit als M1 und M2 aufweist, wurde diese Methode in den Hauptuntersuchungen nicht weiter angewandt. Grundsätzlich gibt M1 gegenüber M2 eine stärkere prozentuale Änderung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Degradation wieder und liefert somit Ergebnisse, die tendenziell etwas näher an der Kurve des durch den Spaltzug-Schwellversuch bestimmten E-Moduls liegen. Zudem wird die mittels M1 untersuchte Eigenfrequenz in etwas geringerem Maße durch den Einbau des Probekörpers in die Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs beeinflusst (siehe Kapitel 13.2). Darum wurde in den Hauptuntersuchungen das Eigenfrequenzverfahren ausschließlich mit Methode M1 angewendet.

14.5.4. Ultraschalleigenfrequenzverfahren

Da das Ultraschalleigenfrequenzverfahren erst im Zuge der Voruntersuchungen dieser Dissertation entwickelt wurde, steht nur eine geringe Anzahl an Ergebnissen hierfür zur Verfügung. In Anbetracht der Abweichungen der mithilfe des Verfahrens bestimmten E-Moduln zu den Ergebnissen des Eigenfrequenzverfahrens zum E-Modul scheint auch das Ultraschalleigenfrequenzverfahren geeignet, die Degradation des Betons wiederzugeben. Durch die Kombination der Messungen der Ultraschalllaufzeiten mit den Messungen der Eigenfrequenzen mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens mit nur einer Applikation der Ultraschallprüfköpfe zeigen sich die Vorzüge des Verfahrens. In den Hauptuntersuchungen zur Betonermüdung wurde das Verfahren ebenso an den Betonrezepturen 2 und 3 angewendet.

Tabelle 14.1.: Statische Spaltzugfestigkeit, angesetzte Beanspruchungsniveaus, Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch sowie tatsächliches Beanspruchungsniveau bezogen auf die Restfestigkeit der Probekörper der ersten Rezeptur (erste Schicht von unten)

Probekörper	Stat. Spaltzugfestigkeit	Ang. Beanspruchungsniveau	Beansp. Spaltzug-Schwellversuch	Tats. Beanspruchungsniveau
[-]	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]
TU01-1	3,802	72,5	2,688	70,7
TU27-1	3,721	72,5	2,688	72,2
TU05-1	3,429	75,0	2,780	81,1
TU14-1	3,644	75,0	2,780	76,3
TU03-1	3,541	77,5	2,873	81,1
TU17-1	3,457	77,5	2,873	83,0
TU20-1	3,583	77,5	2,873	80,1

14.6. Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der untersuchten Probekörper sowie Einfluss der Betonermüdung auf die Betonfestigkeit

Nachdem die Ergebnisse der Verfahren zur Bestimmung des E-Moduls im Zuge der Ermüdung in den vorhergehenden Kapiteln im Einzelnen erörtert wurden, wird in diesem Kapitel auf die Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper eingegangen. Hierfür mussten die Probekörper, wie in Kapitel 12.5.3 dargelegt, nach der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch, im statischen Spaltzug-Versuch zerstörend auf ihre Festigkeit untersucht werden. Tabelle 14.1 vergleicht das angesetzte mit dem tatsächlichen Beanspruchungsniveau der Probekörper.

Es fällt auf, dass die Festigkeiten der meisten Probekörper unterhalb derer zu liegen scheinen, die für die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit des Betongemisches herangezogen wurden. Die charakteristische Spaltzugfestigkeit, als unteres 5 %-Quantil des untersuchten Betongemisches wurde zu $3,707 \frac{N}{mm^2}$ ermittelt. Dies bedeutet, dass mit einer mathematisch statistischen Sicherheit von 90 % davon ausgegangen werden darf, dass 5 % aller Probekörper des Betongemisches eine Spaltzugfestigkeit unterhalb der charakteristischen Festigkeit aufweisen. Werden die Ergebnisse der Spaltzugfestigkeiten in Tabelle 14.1 betrachtet, scheint es unwahrscheinlich, dass von sieben untersuchten Probekörpern, fünf Probekörper zu den 5 % gehören, die eine geringere Festigkeit als die

14. Voruntersuchungen Betonermüdung

der charakteristischen Festigkeit besitzen. Weiterhin fällt auf, dass die Probekörper eine Festigkeit oberhalb der charakteristischen Festigkeit aufweisen, die lediglich bis zu etwa 40 % ihres ursprünglichen E-Moduls ermüdet wurden. Dies sind die Probekörper TU01-1 und TU27-1, die noch mit dem Versuchsprogramm in der ersten Generation getestet wurden, wodurch keine gezielte Ermüdung der Probekörper möglich war. Wie oben erläutert, gelang dies erst mit der Entwicklung des Versuchsprogramms in der zweiten Generation, durch welches die Probekörper gezielt und systematisch in jeden beliebigen Ermüdungsstatus (als Prozentsatz des anfänglichen E-Moduls) überführt werden konnten. Wie es scheint, hat diese signifikante Ermüdung der Probekörper auf etwa noch 10 % des anfänglichen E-Moduls, beginnend mit der Untersuchung des Probekörpers TU05-1, einen Einfluss auf die Restfestigkeiten, die allesamt unterhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit liegen.

Wird mit mathematisch statistischer Sicherheit von 90 % davon ausgegangen, dass die Grundgesamtheit der Spaltzugfestigkeiten aller Probekörper normalverteilt ist, dann beträgt die Wahrscheinlichkeit, einen Probekörper mit einer Festigkeit unterhalb des 5 % Quantil-Wertes „zu ziehen“, laut Definition exakt 5 % oder 0,05. Jeder weitere „Zug“ liefert wiederum mit 5 % Wahrscheinlichkeit einen Probekörper mit einer Festigkeit geringer als die charakteristische Festigkeit. Demnach beträgt die Wahrscheinlichkeit, zwei weniger feste Probekörper hintereinander zu ziehen $0,05 \cdot 0,05 = 0,0025$. Die Wahrscheinlichkeit, n Züge hintereinander Probekörper zu ziehen, deren Festigkeit unterhalb des 5 %-Quantil-Wertes liegt, beträgt folglich $0,05^n$. Da die Festigkeiten der Probekörper, die bis auf 10 % ihres anfänglichen E-Moduls ermüdet wurden, beginnend mit PK TU05-1, allesamt unterhalb von $3,707 \frac{N}{mm^2}$ liegen, beträgt die Wahrscheinlichkeit, dass diese Probekörper in der Tat, also ohne den Einfluss der Ermüdung, eine geringere Festigkeit aufwiesen als die der charakteristischen Festigkeit, $0,05^5 = 0,00003125$ %. Demnach kann davon ausgegangen werden, dass die starke Ermüdung der Probekörper in den Voruntersuchungen zu einer Verminderung ihrer Festigkeiten führte.

Aus einer Verringerung der Festigkeiten ergibt sich der Effekt, dass die Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus verfälscht wird. Es fällt auf, dass der Probekörper, der in den Untersuchungen die meisten Lastwechselzahlen ertragen hat, mit dem höchsten Beanspruchungsniveau belastet gewesen sein soll (siehe Probekörper TU17-1 in Tabelle 14.1). Wird allerdings der zuvor beschriebene Effekt der Verringerung der Festigkeiten im Zuge der Betonermüdung in die Betrachtung mit einbezogen, dann könnte erklärt werden, warum das Beanspruchungsniveau für die Probekörper, deren Festigkeiten durch die Betonermüdung beeinflusst werden, überschätzt würde. Das auf Grundlage der Probekörperfestigkeit errechnete, tatsächliche Beanspruchungsniveau fällt für geringere Festigkeiten höher aus. Demnach wäre auch erklärbar, warum der Probekörper mit der höchsten ertragenen Lastwechselzahl und der offensichtlich stärksten Schädigung im Zuge seiner Ermüdung (deutlich sichtbarer Makroriss auf der Probekörperstirnseite, siehe Abbildung 13.2), die zweitniedrigste Festigkeit und das höchste Beanspruchungsniveau aufweist. Gleichbedeutend zeigt sich für den ermüdeten Probekörper mit der niedrigsten Festigkeit, Probekörper TU05-1, das zweithöchste Beanspruchungsniveau.

14.6. Bestimmung tatsächliches Beanspruchungsniveau

Basierend auf den Ergebnissen dieses Kapitels wurde entschieden, die Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge der Ermüdung tiefergehend zu untersuchen. Die Beschreibung des dabei angewendeten Vorgehens sowie die Ergebnisse dieser Untersuchungen finden sich in Kapitel 16.

15. Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen auf den Ermüdungsprozess von Straßenbeton

15.1. Versuchskonzept

Wie sich anhand der in Kapitel 14 beschriebenen Voruntersuchungen zur Betonermüdung zeigte, konnte bei den untersuchten Probekörpern der Effekt der übermäßigen Verminderung des E-Moduls innerhalb weniger Lastwechsel bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach länger andauernden Lastpausen beobachtet werden. Um diesen Effekt tiefergehend zu untersuchen, wurden vier weitere Probekörper der ersten Betonrezeptur mithilfe des Versuchsprogramms in der zweiten Generation systematisch ermüdet und dabei gezielt Lastpausen zu unterschiedlichen Ermüdungszuständen sowie zu unterschiedlichen Dauern eingelegt.

Die Probekörper verblieben während der gesamten Dauer der Lastpausen in der Versuchsvorrichtung des Spaltzug-Schwellversuchs und diese in der Prüfmaschine eingebaut. Dabei wurde die Prüfmaschine entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 13.1.3 so konfiguriert, dass sie die Probekörper zu Beginn einer Lastpause vollständig entlastete. Auf das Auflegen der Stahlteile auf die obere Lastschneide sowie auf das Durchführen der Messungen des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens wurde für diese Versuchsreihe verzichtet, um möglichst gleiche Versuchsbedingungen für die Probekörper während der Lastpausen gewährleisten zu können und damit auszuschließen, dass die Messungen des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens während der Lastpausen einen Einfluss auf den beobachteten Effekt der übermäßigen Verminderung des E-Moduls nach einer Lastpause nahmen. Ebenso wurden die IWA samt Halterahmen über die gesamte Versuchsdauer an den Probekörpern appliziert gelassen. Es konnte also davon ausgegangen werden, dass die Probekörper nach deren Einbau in die Prüfmaschine bis zum Ausbau nach abgeschlossener Untersuchung keinen äußeren manipulativen Veränderungen unterlagen. Diesen Erläuterungen folgend, wurden die nachstehenden Untersuchungsgegenstände herausgearbeitet, die den beobachteten Effekt der übermäßigen Verminderung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause möglicherweise erklären könnten und die es im Zuge dieser Untersuchungen zu betrachten galt:

- seitens der Prüfmaschine:

15. Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen

- übermäßige Belastung der Probekörper zu Beginn eines Belastungszyklus durch Aufziehen der Kraftamplitude der zyklischen Belastung (Einschwingen der Prüfmaschine)
- materialseitig:
 - Erwärmung des Betongefüges infolge zyklischer Belastung durch Energiedissipation
 - Kriechverhalten des Betons

15.2. Untersuchung des Einschwingvorgangs der Prüfmaschine zu Beginn der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch

Die von der Prüfmaschine aufgebrachte Kraft wird durch den Öldruck am Lastkolben geregelt. Bei einer Belastungsfrequenz von 10 Hz muss der Öldruck am Kolben somit 10 mal in der Sekunde auf- und wieder abgebaut werden, was einen entsprechenden Öldurchsatz erfordert. Da es technisch nicht umsetzbar ist, dass die Prüfmaschine diesen Öldurchsatz augenblicklich realisiert, wird der Öldurchsatz sukzessive vergrößert, bis der erforderliche Wert erreicht ist. Für die von der Prüfmaschine aufgebrachte Kraft bedeutet dies, dass die Prüfmaschine zunächst den Mittelwert zwischen der aufzubringenden Ober- und Unterkraft ansteuert und die Kraftamplitude danach innerhalb weniger Lastwechsel kontinuierlich vergrößert, bis die Extremwerte erreicht sind. Dieses kontinuierliche Anwachsen der Kraftamplitude ist im oberen Teil der Abbildung 15.1 dargestellt und wird im folgenden als Einschwingvorgang der Prüfmaschine bezeichnet.

Interessant ist dabei, dass zum einen die maximale Kraft auf- und zum anderen die minimale Kraft abgebaut wird. Für die Beanspruchung des Probekörpers bedeutet dies, dass die maximale Zugbeanspruchung im Probekörper während des Einschwingvorgangs geringer liegt als die maximale Zugbeanspruchung im späteren Versuchsverlauf. Dem entgegen liegt jedoch die minimale Zugbeanspruchung während des Einschwingvorgangs höher als die minimale Zugbeanspruchung bei konstanten Kraftamplituden. Wenn nun die Verminderung der Unterkraft während des Einschwingvorgangs langsamer vonstatten geht als der Aufbau der Oberkraft oder umgekehrt, dann kommt es im Mittel der Kräfte und bezogen auf den Zeitpunkt, zu dem die Unter- und Oberkraft über die Zeit konstant sind, zu einer Überbeanspruchung des Probekörpers. Dies lässt sich durch die Betrachtung der im unteren Teil der Abbildung 15.1 dargestellten mittleren aufgebrachten Kräfte während des Einschwingvorgangs bestimmen. Dargestellt sind jeweils die Mittelwerte unterschiedlich langer Fenster, mit denen das Kraftsignal abgetastet wurde. Der schwarze Verlauf im unteren Teil der Abbildung ergibt sich für ein Fenster der Länge eines Datenpunktes und ist somit identisch zum Verlauf im oberen Teil der Abbildung. Die Fensterlänge des magentafarbenen Verlaufs hingegen beträgt 10 Datenpunkte, die des hellgrünen Verlaufs 20 Datenpunkte und die des türkisen Verlaufs 50 Datenpunkte je Fenster. Da die Daten-

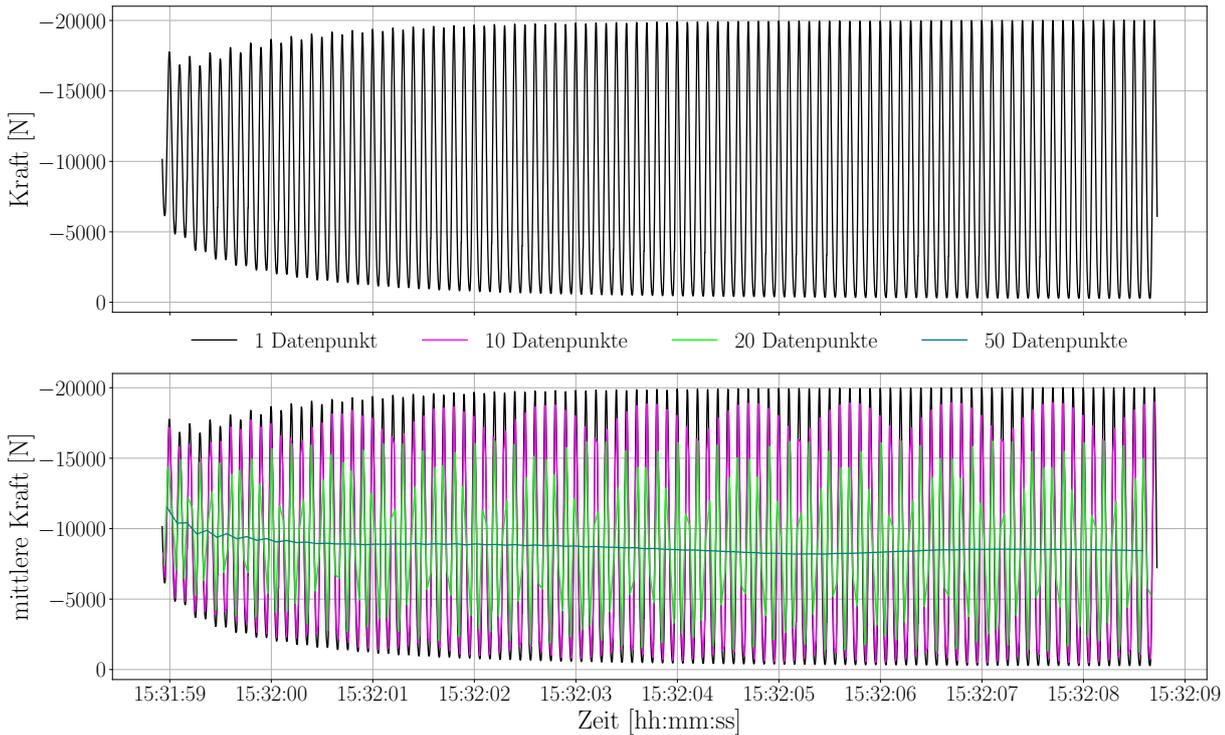


Abbildung 15.1.: Kontinuierliches Anwachsen der Kraftamplitude der Prüfmaschine während weniger Lastwechsel zu Belastungsbeginn bis zum Erreichen konstanter maximaler und minimaler Kraftwerte (oben) sowie Verlauf der auf den Probekörper eingetragenen mittleren Kraft während des Einschwingvorgangs der Prüfmaschine für verschiedene Fensterlängen (unten)

aufzeichnungsrate bei allen Versuchen zu 50 Datenpunkten je Lastwechsel gewählt wurde, entspricht die Fensterlänge mit 50 Datenpunkten exakt einem Lastwechsel.

Wie anhand des türkisen Verlaufs eindeutig zu sehen ist, findet die Abnahme der Unter- und die Zunahme der Oberkraft während des Einschwingvorgangs in der Tat ungleichmäßig statt, wodurch der Probekörper in diesem Zeitraum im Mittel der Kräfte stärker beansprucht wird. Die Verläufe der mittleren Kräfte liegen dabei unterhalb des Mittelwertes zwischen den aufzubringenden Ober- und Unterkräften. Dies ist der Tatsache geschuldet, dass das mit 50 Datenpunkten konkret aufgelöste Kraftsignal mehr Datenpunkte aufweist, die näher an den Minima als an den Maxima des Signals liegen. Aus diesem Grund ergibt sich für eine Fensterlänge von 10 Datenpunkten der im unteren Teil der Abbildung 15.1 ersichtliche wellenförmige Verlauf der gemittelten Maxima des Kraftsignals.

Dass der beschriebene Effekt des im Mittel der Kräfte überbeanspruchten Probekörpers nun die Ursache für die übermäßige Verminderung des E-Moduls nach einer längeren Last-

pause ist, kann jedoch argumentativ ausgeschlossen werden. Zum einen sind das Maß und die Dauer der Überbeanspruchung eines Probekörpers während des Einschwingvorgangs vergleichsweise gering. Dem entgegen stehen z.T. signifikante Verminderungen des E-Moduls bei Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer längeren Lastpause von teilweise bis zu 20 % des anfänglichen E-Moduls, die nach Meinung des Autors eine größere oder längere Überbeanspruchung erfordern als jene hier beobachteten. Zum anderen hätte sich der Effekt der übermäßigen Verminderung des E-Moduls nach jeder Lastpause ungeachtet ihrer Dauer zeigen müssen, wenn tatsächlich die Überbeanspruchung der Probekörper während des Einschwingvorgangs der Grund hierfür gewesen wäre. Der Effekt zeigt sich jedoch nur nach längeren Lastpausen, nicht jedoch nach kurzen Lastpausen zur Anwendung des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens.

15.3. Untersuchung der Probekörpererwärmung sowie des Betonkriechverhaltens während der zyklischen Belastung im Spaltzug-Schwellversuch

Da der erste Untersuchungsgegenstand (die Prüfmaschine) als für die beobachtete übermäßige Verminderung des E-Moduls nach einer längeren Lastpause nicht ursächlich herausgearbeitet werden konnte, wurde sich im nächsten Schritt der Untersuchung der Probekörpererwärmung sowie des Betonkriechverhaltens zugewandt.

15.3.1. Untersuchung der Probekörpererwärmung

Bezugnehmend auf die Versuchsergebnisse von Elsmeier [51], von der Haar et al. [52] und Schneider und Marx [53], die in Kapitel 6.1 beschrieben werden, war zu vermuten, dass es auch beim Spaltzug-Schwellversuch zu einer während der mechanischen Belastung hervorgerufenen Erwärmung der Probekörper kam. Diese Temperaturzunahme kann darauf zurückgeführt werden, dass die mechanische Arbeit, welche am Probekörper durch die Prüfmaschine verrichtet wurde, nur zum Teil zu der Verformung des Probekörpers führte. Ein Teil der eingebrachten Energie musste dieser Überlegung folgend, in eine andere Energieform umgewandelt werden. Durch das kontinuierliche Öffnen und Schließen von Mikrorissen im Betongefüge im Zuge einer zyklischen Belastung sowie durch Effekte der inneren Reibung der Bestandteile des Betongefüges war zwangsläufig davon auszugehen, dass auch in den Probekörpern des Spaltzug-Schwellversuchs Wärme entwickelt wurde. Um die Auswirkungen dieser angenommenen Temperaturzunahme auf den Verlauf des E-Moduls zu untersuchen, wurden vier weitere Probekörper der ersten Betonrezeptur mithilfe des Versuchsprogramms in der zweiten Generation unter Einhaltung gezielter Lastpausen unterschiedlicher Dauer systematisch ermüdet. Die auf Basis der Messwerte der IWA ermittelten E-Modul-Verläufe sowie die Zeitpunkte und die Dauern der Lastpausen dieser vier Probekörper sind in den Abbildungen D.3, D.7, D.10 und D.11 im Anhang dieser Dissertation dargestellt.

15.3. Untersuchung der Probekörpererwärmung und des Kriechverhaltens

Die Beanspruchungsniveaus der Probekörper wurden basierend auf den Ergebnissen der Voruntersuchungen zur Betonermüdung so gewählt, dass die Probekörper unterschiedlich schnell ermüdeten. So ergaben sich bis zum Erreichen eines Grenz-E-Moduls von jeweils 10 % etwas über 1.000 Lastwechsel für den Probekörper TU23-1, knapp unter 2.000 Lastwechsel für TU19-1 sowie ca. 17.500 Lastwechsel für TU04-1. Das Beanspruchungsniveau des Probekörpers TU24-1 hingegen wurde so niedrig gewählt, dass der Probekörper bis zum Abbruch des Versuchs etwas über 3 Mio. Lastwechsel ertrug und der anfängliche E-Modul des Probekörpers dabei auf ca. 40 % vermindert wurde.

In Anbetracht der ertragenen Lastwechselzahlen wurden die Probekörper in die folgenden drei Kategorien eingeteilt. Die Probekörper TU23-1 und TU19-1 wurden als kurzzeitzyklisch belastet, der Probekörper TU04-1 als mittelzyklisch belastet und der Probekörper TU24-1 als hochzyklisch belastet betrachtet. Für die Einordnung der Probekörper in die genannten Kategorien zeigt sich folgende Auffälligkeit bei der Betrachtung der ermittelten E-Modul-Verläufe. In den Verläufen der kurzzeitzyklisch belasteten Probekörper lassen sich keinerlei Auffälligkeiten in Form von Unregelmäßigkeiten in den Verlaufsformen erkennen. Der Verlauf des mittelzyklisch belasteten Probekörpers zeigt hingegen Anzeichen einer übermäßigen Verminderung des E-Moduls nach einer Lastpause mit der Dauer von knapp 44 h bei etwa 3.200 ertragenen Lastwechseln. Besonders auffällige übermäßige Verminderungen des E-Moduls lassen sich im Verlauf des hochzyklisch belasteten Probekörpers TU24-1 nach den Lastpausen bei etwa 0,1 Mio., bei etwa 0,6 Mio. sowie bei etwa 1,1 Mio. und 1,6 Mio. ertragenen Lastwechseln erkennen. Bei beiden Probekörpern, bei denen dieser Effekt der Verminderung des E-Moduls beobachtet werden konnte, lässt sich zudem eine Änderung des Anstiegs des anschließenden E-Modul-Verlaufs erkennen.

Zusätzlich zu den auf Grundlage der Messwerte der IWA ermittelten E-Modul-Verläufe, wurde unter Zuhilfenahme eines auf der Stirnseite des Probekörpers TU24-1 applizierten Temperatursensors die Probekörperoberflächentemperatur während des gesamten Versuchs aufgezeichnet. Der Temperatursensor wurde in der Mitte der Stirnseite angeordnet, an der Position, wo die Zugbeanspruchung des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch der Theorie nach am größten ist und sich aus ihr resultierende Risse im Betongefüge folglich am weitesten öffnen und wieder schließen müssten. Demnach sollte auch die Oberflächentemperaturänderung, die sich durch eine Umwandlung der in den Probekörper eingetragenen Energie in Wärme einstellt, an dieser Stelle gut messbar sein. Zwar wurde auch die Umgebungstemperatur in der Nähe des Probekörpers aufgezeichnet, allerdings fluktuierte diese aufgrund des regen Laborbetriebes sehr stark, der zu einer ständigen Veränderung der Umgebungsbedingungen infolge des Öffnens und Schließens der Labortüren führte. Im Folgenden wird daher einzig die gemessene Probekörperoberflächentemperatur betrachtet.

Abbildung 15.2 zeigt die Änderung der Oberflächentemperatur des Probekörpers TU24-1, welche während des Spaltzug-Schwellversuchs mit längeren Belastungspausen gemessen wurde, in rot sowie den bestimmten E-Modul in Abhängigkeit von der Zeit in schwarz. Deutlich ist zu erkennen, wie die Probekörpertemperatur an der Oberfläche während ei-

15. Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen

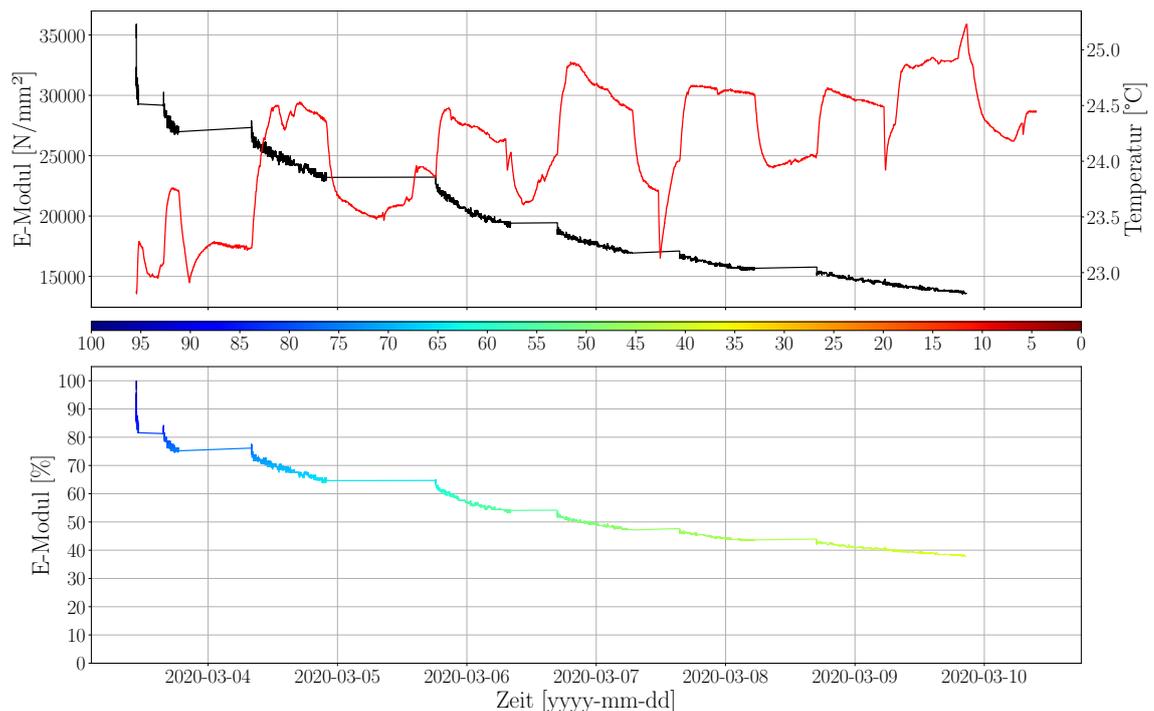


Abbildung 15.2.: Messtechnisch festgehaltene Oberflächentemperaturänderung des Probekörpers TU24-1 während des Spaltzug-Schwellversuchs mit gezielt eingehaltenen, längeren Lastpausen in rot sowie messtechnisch bestimmter absoluter Verlauf des Elastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Zeit in schwarz und dessen relative Änderung (mit farblich veränderlichem Verlauf)

ner zyklischen Belastung mit 10 Hz Belastungsfrequenz und dem sehr niedrig angesetzten Beanspruchungsniveau ansteigt. Das Temperaturmaximum wird in den einzelnen Belastungszyklen durch die hohe Belastungsfrequenz von 10 Hz bereits nach sehr kurzer Zeit erreicht. Danach beginnt der Probekörper durch Strahlung, Konvektion und Wärmeleitung, mehr Wärme an seine Umgebung abzugeben, als im Inneren des Probekörpers erzeugt wird. Die absoluten Temperaturänderungen sind vergleichsweise gering. Allerdings muss beachtet werden, dass das Verhältnis des Probekörpervolumens zur Probekörperoberfläche niedrig ist. Dadurch steht dem Probekörper viel Oberfläche zur Verfügung, über die er die im Inneren erzeugte Wärme an die Umgebung abgeben kann. Dem entgegen besitzt er ein geringes Volumen, in dem Wärme über längere Zeit gespeichert werden kann. Zudem ist der Anteil des Probekörpers, in dem Wärme durch eine mechanische Beanspruchung erzeugt wird, verglichen mit dem Anteil des Probekörpers, in dem keine Wärme erzeugt wird, der allerdings Wärme aus dem beanspruchten Teil aufnimmt, ebenfalls gering. Diese inhomogene Erwärmung des Probekörpers kann dabei zusätzlich zu erhöhten thermischen Spannungen im Probekörper führen. Beim Druck-Schwellversuch hingegen, welcher von Elsmeyer [51], von der Haar et al. [52] und Schneider und Marx [53] durchgeführt wurde, wird der gesamte Probekörper nahezu homogen beansprucht. Folglich findet auch

die Erwärmung eines Probekörpers im Druck-Schwellversuch im gesamten Probekörper statt und ist somit signifikanter als die Wärmeentwicklung einer Betonzylinderscheibe im Spaltzug-Schwellversuch.

Werden diese Punkte sowie die gemessenen Temperaturänderungen am Probekörper TU24-1 berücksichtigt, liegt die Vermutung nahe, dass die Temperatur des Probekörpers im Inneren, speziell im beanspruchten Bereich der Lastebene, weitaus höher liegt als an der Probekörperoberfläche gemessen. Zudem kühlt sich der Probekörper während einer Lastpause nicht auf sein anfängliches Temperaturniveau ab. Es ist allerdings davon auszugehen, dass dieser Effekt aus stärkeren Änderungen der Umgebungstemperatur resultiert, die durch den Laborbetrieb bedingt sind, und nicht der von Schneider und Marx [53] beschriebenen Beobachtung entspricht, dass eine konstante Steigerung der Probekörpertemperatur auch unter Einbeziehung kürzerer Lastpausen auftritt. Basierend auf den hier beschriebenen Versuchsergebnissen kann davon ausgegangen werden, dass die übermäßige Abkühlung der Probekörper während der eingehaltenen Lastpausen ein Grund für die signifikante Verringerung des Beton-E-Moduls nach einer längeren Lastpause sein könnte.

Elsmeier [51], von der Haar et al. [52] und Schneider und Marx [53] haben gezeigt, dass es zu einer teils starken Erwärmung von Probekörpern im Zuge einer zyklischen Belastung im Druck-Schwellversuch kommt. Rissöffnungs- und Schließungsprozesse sowie Prozesse der inneren Reibung führen dazu, dass sich die Temperatur im Inneren der Probekörper in Abhängigkeit von der Belastungsdauer und der Probekörpergeometrie sowie der Beanspruchungsart um bis zu 50 K erhöhen kann. Die Untersuchungen dieser Dissertation bestätigen diesen Effekt, wobei die Temperatur eines Probekörpers für den Spaltzug-Schwellversuch aus den erläuterten Gründen vermutlich nicht derart stark ansteigt. Nichtsdestotrotz ist davon auszugehen, dass es durch die Probekörpererwärmung zur Ausbildung eines thermisch bedingten Spannungszustandes im Probekörper kommt. Weiterhin kann angenommen werden, dass die zyklische Belastung im Spaltzug-Schwellversuch dazu beiträgt, eine Gefügeumordnung zu begünstigen und die thermischen Spannungen damit abzubauen. Kühlt sich der Probekörper in einer längeren Lastpause nach der zyklischen Belastung übermäßig ab, entstehen ebenso Spannungen im Betongefüge. Durch die fehlende Belastung wird die Umordnung des Gefüges erschwert, wodurch es zur vermehrten Rissbildung in der Kontaktzone zwischen Gesteinskorn und Zementstein kommen kann. Diese Risse könnten sich im Zuge der wiederaufgenommenen Belastung öffnen und die Betonverformungen zunehmen. Dies würde sich in einer signifikanten Verringerung des gemessenen E-Moduls nach einer längeren Lastpause äußern. Diesen Erläuterungen folgend könnte auch erklärbar sein, warum die Verminderung des E-Moduls nach einer Pause die Form der Phase I der *cyclic creep curve* aufweist, denn diese Phase wird ebenso durch das Schließen von bereits im Gefüge vorhandenen Mikrorissen im Zuge der Erstbelastung charakterisiert.

15.3.2. Untersuchung des Betonkriechverhaltens

Das in Kapitel 6.2 beschriebene Betonübergangskriechen liefert eine weitere mögliche Erklärung für die teils signifikanten Verminderungen des E-Moduls nach einer längeren Lastpause, die während der durchgeführten zyklischen Belastungsversuche beobachtet werden konnten. An den Messdaten des Probekörpers TU24-1 zum E-Modul sowie zur Probekörperoberflächentemperatur in Abbildung 15.2 zeigt sich ein systematischer Zusammenhang zwischen der Verminderung des E-Moduls nach einer Lastpause und dem vorher erreichten Temperaturniveau auf der Oberfläche des Probekörpers. Im zweiten und dritten Belastungszyklus werden erstmals höhere Probekörpertemperaturen durch die zyklische Belastung des Probekörpers erreicht. Besonders mit Beginn des dritten und vierten Belastungszyklus nimmt der E-Modul übermäßig ab, nachdem sich der Probekörper während einer längeren Lastpause abkühlen konnte. Während späterer Belastungszyklen erwärmt sich der Probekörper nur noch mäßig über das Temperaturniveau, welches in früheren Belastungszyklen erreicht wurde. Dies könnte eine Erklärung dafür liefern, warum während späterer Belastungszyklen keine derart signifikanten Verminderungen des E-Moduls mehr beobachtet werden konnten.

15.4. Schlussfolgerungen für weitere Untersuchungen

Die nachfolgend aufgelisteten Schlussfolgerungen für die weiteren Untersuchungen dieser Dissertation wurden basierend auf den Erläuterungen dieses Kapitels gezogen:

- Die Versuche werden wie geplant durchgeführt. Bei Erreichen des definierten Grenz-E-Moduls pausiert der Versuch und das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenzverfahren werden angewendet.
- Pausiert der Versuch am Ende eines Prüftages, d. h. bevor eine längere Lastpause eingehalten werden muss, ist anhand der bisher ertragenen Lastwechselzahl zu entscheiden, ob es sich um einen hochzyklisch belasteten oder einen kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper handelt.
- Handelt es sich um einen hochzyklisch belasteten Probekörper, also einen Probekörper, welcher viele Lastwechsel erträgt und sich somit vermutlich stark erwärmt, wird der Versuch fortgesetzt. Auf das Messen der Eigenfrequenzen und der Ultraschalllaufzeiten wird ab diesem Zeitpunkt verzichtet. Der Probekörper wird mit einem einzigen Belastungszyklus bis zum Erreichen des minimalen Grenz-E-Moduls belastet und das Einhalten längerer Lastpausen wird vermieden.
- Handelt es sich um einen kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper, kann der Versuch am Ende eines Prüftages über die Nachtstunden pausiert werden. Der Probekörper verbleibt während dieser Zeit in der Prüfmaschine, um den Einfluss des Neueinbaus der Prüfvorrichtung auf den E-Modulverlauf zu unterbinden. Da sich die kurzzeit- bis mittelzyklisch belasteten Probekörper vermutlich nur mäßig erwärmen, sind für deren E-Modulverläufe keine signifikanten Unregelmäßigkeiten zu erwarten, wenn der Versuch am nächsten Tag fortgesetzt wird. Damit können

das Ultraschalllaufzeit- und das Eigenfrequenzverfahren auch bei Wiederaufnahme der Belastung am nächsten Prüftag angewendet werden.

16. Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsprozesses und zum tatsächlichen Beanspruchungsniveau

16.1. Versuchskonzept

Die Notwendigkeit der Untersuchungen zur Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges ergab sich aus dem Problem der wahrscheinlichen verfälschten Bestimmung der Beanspruchungsniveaus der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch, auf das in Kapitel 14 hingewiesen wird. Hierbei deuteten die Versuchsergebnisse auf eine z. T. starke Verminderung der Probekörperfestigkeit als Folge der signifikanten Verminderung des E-Moduls im Zuge des Ermüdungsprozesses hin. Aus diesem Grund wurde die hier beschriebene Untersuchungsreihe durchgeführt, um diesen Effekt der Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge des Ermüdungsvorganges tiefergehend zu untersuchen. Die Versuche wurden an den Zylinderscheiben der zweiten Schicht von unten der ersten untersuchten Betonrezeptur vorgenommen.

Mithilfe von 15 Zylinderscheiben der zweiten Schicht von unten wurde zunächst analog zur Vorgehensweise für die Scheiben der Unterschicht die charakteristische Spaltzugfestigkeit nach TP B-StB Teil 0.2 [89] bestimmt. Das Vorgehen hierfür wird in Kapitel 12.5.1 beschrieben. Anhand der charakteristischen Spaltzugfestigkeit wurde anschließend das Beanspruchungsniveau von 12 weiteren Probekörpern der zweiten Schicht von unten festgelegt, welche mithilfe des Spaltzug-Schwellversuchs in der zweiten Generation gezielt in verschiedene Ermüdungszustände versetzt wurden. Jeweils drei Probekörper wurden auf 60 %, 50 %, 40 % und 30 % ihres anfänglichen E-Moduls ermüdet und anschließend deren statische Spaltzugfestigkeiten bestimmt. Anhand der bisherigen Ergebnisse der Probekörper der Unterschicht wurde vermutet, dass es bei einer derartigen Ermüdung zu signifikanten Verminderungen der Probekörperfestigkeiten und infolgedessen zu einer Überschätzung des Beanspruchungsniveaus im Spaltzug-Schwellversuch kommt.

Im Folgenden wird daher ein Verfahren vorgestellt, das im Zuge dieser Untersuchungsreihe entwickelt wurde und mithilfe dessen sich die ursprünglichen Festigkeiten und damit

die tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch abschätzen lassen. Analog zu den in Kapitel 15 beschriebenen Untersuchungen des Einflusses von Lastpausen auf den Ermüdungsvorgang wurde auf das Durchführen der Messungen des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens verzichtet, um einen möglichen Einfluss dieser Messungen auf die Ergebnisse dieser Untersuchungsreihe von vornherein auszuschließen.

16.2. Spaltzugfestigkeiten der Probekörper der zweiten Schicht von unten

Abbildung 16.1 zeigt die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Spaltzugfestigkeiten der jeweils 15 Probekörper der Unterschicht sowie der zweiten Schicht von unten, anhand derer die charakteristischen Spaltzugfestigkeiten der einzelnen Schichten ermittelt wurden. Wie erwartet, weisen die Scheiben der zweiten Schicht von unten insgesamt niedrigere Spaltzugfestigkeiten auf als die der Unterschicht. Dies kann auf die Beeinflussung der Spaltzugfestigkeiten durch die Rohdichte zurückgeführt werden, welche im Zuge des während der Betonzylinderherstellung stattfindenden Absinkens größerer Gesteinskörner für tieferliegende Schichten in der Regel höher ausfällt als für weniger tief liegende Schichten. Weiterhin lässt sich erkennen, dass die (Spaltzug-)Festigkeiten der zweiten Schicht von unten mehr streuen als die der Scheiben der Unterschicht; die Verteilungsfunktion ist breiter.

16.3. Spaltzugfestigkeiten der gezielt ermüdeten Probekörper der zweiten Schicht von unten

In Tabelle 16.1 sind die 12 ermüdeten Probekörper der zweiten Schicht von unten, deren angesetzte Beanspruchungsniveaus im Spaltzug-Schwellversuch (als Prozentsatz der charakteristischen Spaltzugfestigkeit), die jeweilige Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch, deren Schädigungs- oder Ermüdungszustand nach Beendigung der Belastung (als Rest-E-Modul) sowie die anschließend ermittelten Spaltzugfestigkeiten und das daraus resultierende tatsächliche Beanspruchungsniveau (als Verhältnis der Beanspruchung zur Probekörperfestigkeit) enthalten. Es ist anzumerken, dass die zyklische Belastung der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch in erster Linie dazu diente, die Probekörper zeiteffizient in die angezielten Ermüdungszustände zu versetzen. Zu diesem Zweck wurde das Beanspruchungsniveau der Probekörper so hoch wie möglich gewählt. Stellte sich nach einem Belastungszyklus mit einem bestimmten Beanspruchungsniveau und einer gewissen Lastwechselzahl heraus, dass die Ermüdung des Probekörper mit diesem Beanspruchungsniveau nicht schnell genug vonstatten geht, wurde das Beanspruchungsniveau im nächsten Belastungszyklus erhöht. So wurde die zyklische Belastung einiger Probekörper in mehrere Belastungszyklen mit unterschiedlichen Beanspruchungsniveaus aufgeteilt, die in Tabelle 16.1 dargestellt sind. Die in der Tabelle enthaltene

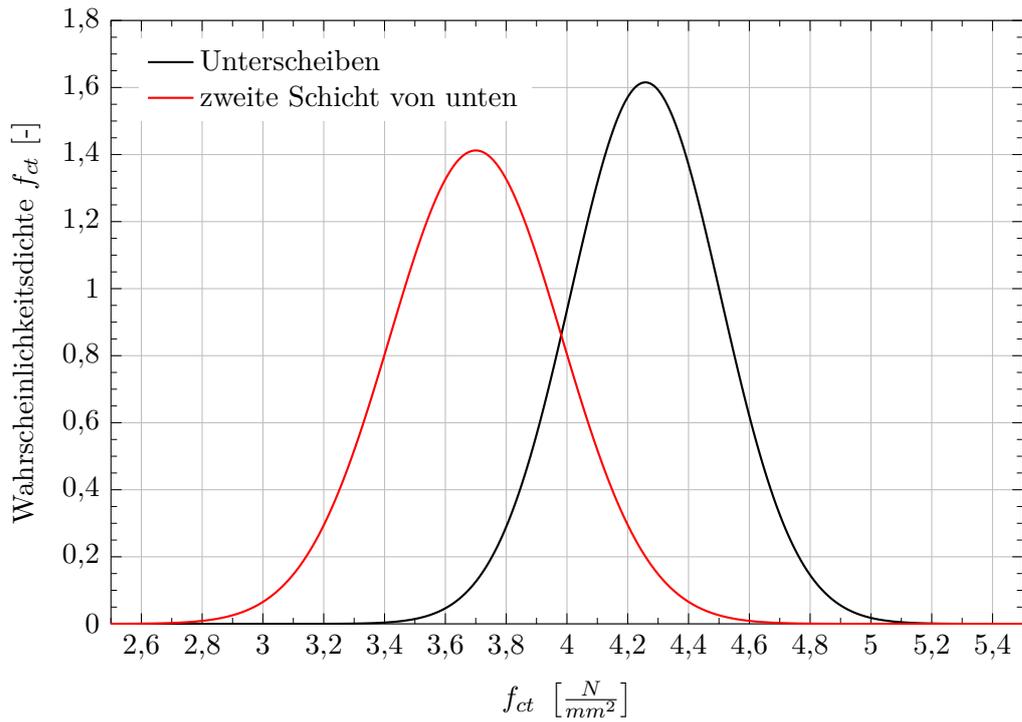


Abbildung 16.1.: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen der Spaltzugfestigkeiten bestimmt an jeweils 15 Probekörpern der Unterschicht und der zweiten Schicht von unten (erste Betonrezeptur)

16. Untersuchungen der Verminderung der Festigkeit

Tabelle 16.1.: Angesetzte Beanspruchungsniveaus der Probekörper der ersten Rezeptur (zweite Schicht von unten) sowie höchste Beanspruchung, Rest-E-Modul (bezogen auf den anfänglichen E-Modul), Spaltzugfestigkeit und tatsächliches Beanspruchungsniveau bezogen auf die Restfestigkeit

Probekörper	angesetztes Beanspruchungsniveau	Beanspruchung	Rest-E-Modul	Spaltzugfestigkeit	tatsächliches Beanspruchungsniveau
[-]	[%]	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]
TU08-2	82,5/85,0/87,5	2,671	30,0	3,454	77,3
TU11-2	80,0/85,0/90,0/100,0	3,053	30,0	3,777	80,8
TU19-2	82,5/85,0/95,0	2,900	30,0	3,215	90,2
TU14-2	77,5/85,0	2,595	40,0	3,600	72,1
TU25-2	80,0/85,0	2,595	40,0	3,519	73,7
TU29-2	82,5	2,519	40,0	3,383	74,5
TU05-2	77,5	2,366	50,0	3,420	69,2
TU17-2	75,0	2,290	50,0	3,806	60,2
TU18-2	75,0/80,0/90,0	2,748	50,0	3,456	79,5
TU12-2	82,5	2,519	60,0	3,154	79,9
TU22-2	80,0/82,5/85,0	2,595	60,0	3,770	68,8
TU30-2	82,5/85,0/87,5	2,671	60,0	3,723	71,7

Beanspruchung sowie das tatsächliche Beanspruchungsniveau beziehen sich jeweils auf den Belastungszyklus mit dem höchsten angesetzten Beanspruchungsniveau.

Wie anhand der Tabelle zu erkennen ist, wurde für keinen der untersuchten Probekörper festgestellt, dass das tatsächliche Beanspruchungsniveau oberhalb des höchsten angesetzten Beanspruchungsniveaus lag. Für einige Probekörper konnte ermittelt werden, dass sich das tatsächliche Beanspruchungsniveau oberhalb des angesetzten Beanspruchungsniveaus des ersten oder des zweiten Belastungszyklus befand. Anders als die Probekörper der Unterschicht wurden diese Probekörper nicht bis auf 10 % ihres anfänglichen E-Moduls ermüdet, wodurch es vermutlich zu keiner übermäßigen Verminderung der Festigkeiten gekommen ist. Dies könnte erklären, warum keine der ermittelten Festigkeiten nach der Probekörperermüdung unterhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit von $3,053 \frac{N}{mm^2}$ lag, auf welche die angesetzten Beanspruchungsniveaus bezogen wurden. Ob und inwieweit eine Verminderung der Festigkeiten bei der Ermüdung der Probekörper bis auf maximal 30 % ihres anfänglichen E-Moduls – und daraus resultierend die beschriebene Verfälschung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus – eingetreten ist, lässt sich anhand dieser Ergebnisse weiterhin nicht sicher sagen.

Auch eine grafische Zuordnung der bestimmten Restfestigkeiten der Probekörper nach

abgeschlossener Ermüdung, wie sie in Abbildung 16.2 dargestellt ist, gab keinerlei Aufschluss über einen Zusammenhang zwischen dem Maß der Ermüdung der Probekörper und der Verminderung ihrer Festigkeiten. So zeigte sich etwa, dass die Restfestigkeit des Probekörpers TU12-2 mit 60 % Rest-E-Modul im unteren Bereich der Verteilungsfunktion zu verorten war, die auf Grundlage der Festigkeiten zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit erstellt wurde. Die Restfestigkeit des Probekörpers TU11-2 hingegen befand sich in der oberen Hälfte der Verteilungsfunktion, obwohl der Probekörper einen geringeren Rest-E-Modul von 30 % als Folge einer stärkeren Ermüdung aufwies. Da die ermittelten Restfestigkeiten allesamt oberhalb bzw. z. T. weit oberhalb der charakteristischen Spaltzugfestigkeit lagen, lag die Vermutung nahe, dass es bei dieser Untersuchungsreihe entgegen der Untersuchungen der Unterscheiben zu keiner signifikanten Überschätzung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus gekommen ist. Wie stark jedoch die Festigkeiten der Probekörper im Zuge der unterschiedlich starken Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch vermindert wurden, ließ sich wiederum nicht sagen. Zusammenfassend bleibt daher festzuhalten, dass ohne die Kenntnis oder zumindest die Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit, d. h. der Festigkeit des Probekörpers im unbelasteten und nicht ermüdeten Zustand, weiterhin weder das Auffinden eines Zusammenhangs zwischen der Probekörperermüdung und der Verminderung von dessen Festigkeit, noch die verlässliche Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus möglich sind.

Da jedoch die ursprüngliche Festigkeit allein durch die Zerstörung der Probekörper eindeutig bestimmbar ist, wurde im Folgenden versucht, die ursprüngliche Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen oder ursprünglichen Probekörper-E-Modul abzuschätzen. Alternativ wäre die Bestimmung von weiteren Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen in Abhängigkeit des Ermüdungszustandes in Form des Rest-E-Moduls möglich gewesen. In Anbetracht der Verschiebungen der Mediane dieser zusätzlichen vom Ermüdungszustand abhängigen Verteilungsfunktionen der Restfestigkeiten entgegen des Medians der Verteilungsfunktion der nicht ermüdeten Probekörper zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit ließen sich wissenschaftlich fundiertere Aussagen über einen Zusammenhang zwischen der Ermüdung und der mittleren Verminderung der Festigkeiten, zumindest für die betrachtete Betonrezeptur treffen. Allerdings wäre für dieses Vorgehen die Ermüdung und anschließende Bestimmung der Restfestigkeiten von 15 weiteren Probekörpern je Ermüdungszustand vonnöten gewesen, um eine Vergleichbarkeit der Verteilungsfunktionen hinsichtlich der Lage der Mediane gewährleisten zu können. Da dieses Vorgehen einen besonders hohen Versuchsaufwand erfordert, der den Umfang dieser Dissertation überstiegen hätte, besteht diesbezüglich zukünftiger Forschungsbedarf. Wie nachfolgend gezeigt wird, bietet das in dieser Dissertation hergeleitete Vorgehen zur Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen Probekörper-E-Modul die Möglichkeit, einen Zusammenhang zwischen der Ermüdung und der Verminderung der Festigkeiten einer Betonrezeptur mit sehr viel geringerem Versuchsaufwand abschätzend zu bestimmen.

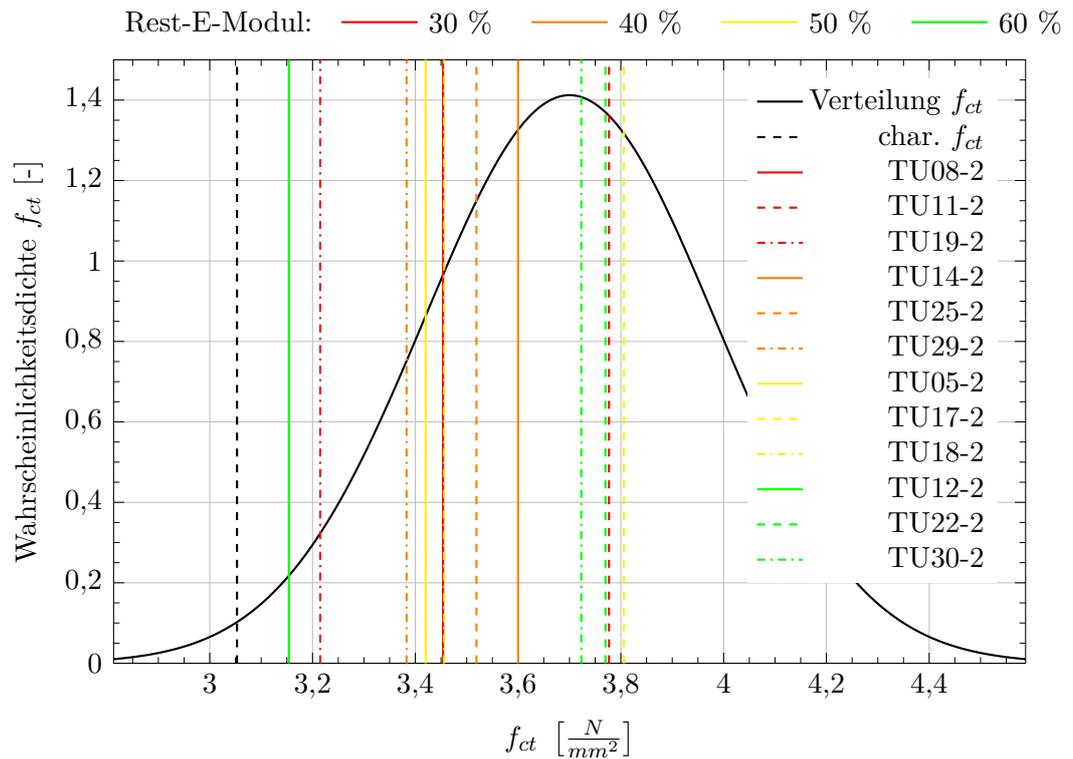


Abbildung 16.2.: Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der Spaltzugfestigkeit der Scheiben der zweiten Schicht von unten (erste Betonrezeptur) sowie Lage der Restfestigkeiten der einzelnen Probekörper nach Beenden des Ermüdungsvorgangs

16.4. Abschätzung der ursprünglichen Probekörperfestigkeit aus dem anfänglichen Probekörper-E-Modul

Der Zusammenhang zwischen dem Beton-E-Modul und der Betonfestigkeit ist hinreichend bekannt [92]. Allerdings gestaltet es sich bisher schwierig, einen allgemeingültigen, also von der Betonrezeptur unabhängigen Zusammenhang zu finden. Es ist jedoch anzunehmen, dass sich bei genügend hoher Anzahl an untersuchten Probekörpern ein und derselben Betonrezeptur, ein deutlicher Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit abzeichnet. Aus diesem Grund wurde versucht, diesen Zusammenhang für jede der im Rahmen dieses Forschungsvorhabens untersuchten Betonrezepturen getrennt herauszuarbeiten, um so die ursprünglichen Probekörperfestigkeiten aus den anfänglichen E-Moduln abzuschätzen und das zuvor beschriebene Problem der Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus zu lösen.

Ein direkter Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit der Probekörper der zweiten Schicht von unten hätte durch die Bestimmung des E-Moduls der Probekörper in einem ersten Schritt und die anschließende Bestimmung der Probekörperfestigkeit aufgestellt werden können. Allerdings bedeutet dies einen erheblichen Mehraufwand in der Versuchsdurchführung, wenn die Bestimmung des E-Moduls mit dem Spaltzug-Schwellversuch erfolgt. Weiterhin kann nicht vollständig ausgeschlossen werden, dass die Belastung der Probekörper, die zur Bestimmung des E-Moduls aufgebracht werden muss, nicht bereits zu einer Verminderung der Festigkeit führt. Zukünftig wäre es allerdings denkbar, das Eigenfrequenz- oder das Ultraschalleigenfrequenzverfahren für die Bestimmung des anfänglichen E-Moduls anzuwenden. Da diese Verfahren nicht invasiv und somit zerstörungsfrei arbeiten, fände auch keine Beeinflussung der Festigkeiten der Probekörper durch die Bestimmung des E-Moduls statt. Eventuell ließe sich so ein direkter Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit für eine Betonrezeptur herausarbeiten.

In dieser Dissertation wurde versucht, durch die vergleichende Betrachtung der Verteilungsfunktion der Spaltzugfestigkeiten mit der Verteilungsfunktion der anfänglichen E-Moduln, einen indirekten Zusammenhang zwischen beiden Materialparametern aufzustellen. Abbildung 16.3 zeigt schematisch das dabei angewendete Vorgehen. Aus den während der ersten aufgetragenen Lastwechsel im Spaltzug-Schwellversuch bestimmten anfänglichen E-Moduln wurde die Wahrscheinlichkeitsdichtefunktion der E-Moduln aufgestellt. Sowohl die Verteilungsfunktion der Festigkeiten, als auch die Verteilungsfunktion der E-Moduln wurden anschließend normiert. Im ersten Schritt wurden zunächst die Funktionswerte der Probekörper der zweiten Schicht von unten aus der Verteilungsfunktion der E-Moduln bestimmt. Unter Annahme des zuvor beschriebenen indirekten Zusammenhangs wurden im zweiten Schritt die Funktionswerte der Verteilungsfunktion der E-Moduln jeweils mit den Funktionswerten der Verteilungsfunktion der Festigkeiten gleichgesetzt. Im abschließenden Schritt wurden so die ursprünglichen Festigkeiten aus der Verteilungsfunktion der Festigkeiten abgeschätzt. Anhand der Restfestigkeiten der Probe-

16. Untersuchungen der Verminderung der Festigkeit

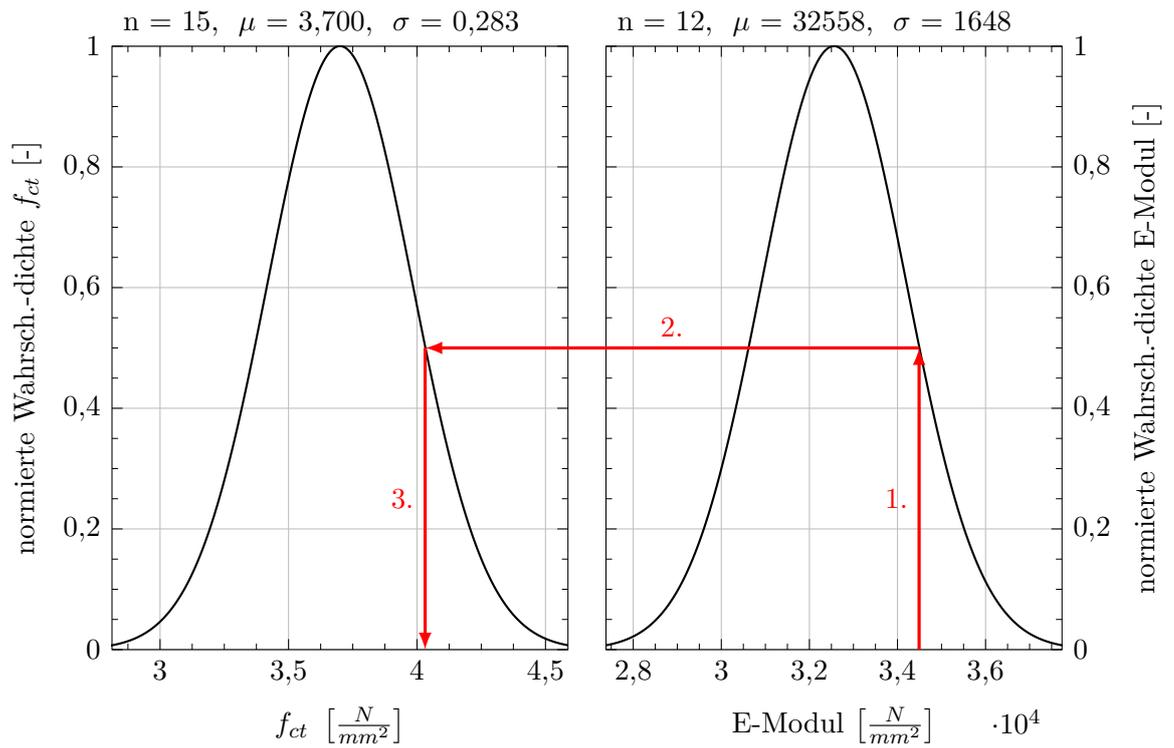


Abbildung 16.3.: Schematische Vorgehensweise zur Ermittlung der abgeschätzten ursprünglichen Festigkeit aus dem anfänglichen Probekörper-E-Modul

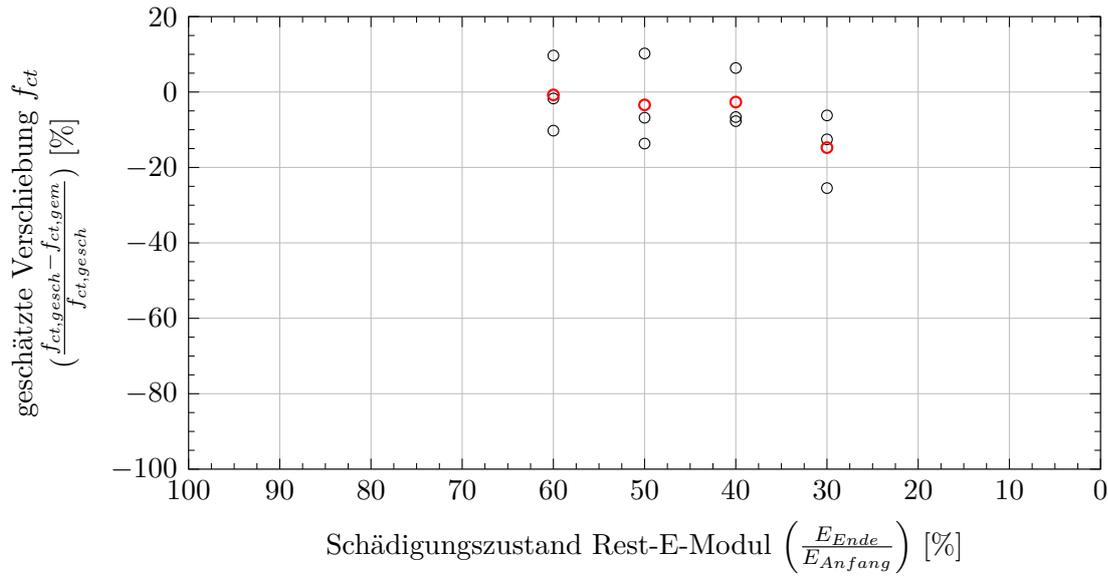


Abbildung 16.4.: Abgeschätzte Verschiebung der ursprünglichen Festigkeit der Probekörper der zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1 anhand der Verteilungsfunktion des E-Moduls; grau: Einzelwerte; rot: Mittelwerte über verschiedene Probekörper desselben Schädigungszustands

körper der zweiten Schicht von unten aus Tabelle 16.1 konnte anschließend die geschätzte Verschiebung als relative Änderung der Festigkeiten bestimmt werden.

Werden die derart ermittelten geschätzten Verschiebungen der Festigkeiten gegen den Rest-E-Modul aufgetragen, ergibt sich das in Abbildung 16.4 dargestellte Bild. Die geschätzten Verschiebungen der Festigkeiten der zwölf in unterschiedliche Ermüdungszustände versetzten Probekörper sind hierin als schwarze Kreise dargestellt. Rot gekennzeichnet sind die mittleren Verschiebungen der Festigkeiten zu einem Ermüdungszustand, also 60 %, 50 %, 40 % und 30 % Rest-E-Modul. Wie erwartet, ergeben sich aufgrund der abschätzenden Betrachtung auf Basis eines indirekten Zusammenhangs des E-Moduls mit der Festigkeit sowohl positive als auch negative geschätzte Verschiebungen der Festigkeiten. Wichtig ist jedoch, dass sich der vermutete indirekte Zusammenhang im Mittel aller Punkte gut erkennen lässt. Somit ergeben sich für einen Rest-E-Modul von 30 % im Mittel eine geschätzte Verschiebung der Festigkeiten von circa -15 % und für einen Rest-E-Modul von 40 % sowie für einen Rest-E-Modul von 50 % eine Verschiebung von circa -2 bis -3 %. Bei 60 % Rest-E-Modul liegt die geschätzte Verschiebung im Mittel bei Null.

Bei der in Abbildung 16.4 gewählten Darstellungsform lässt sich eine Ähnlichkeit zu den Ergebnissen von Zhang und Wu [56] erkennen, die in Kapitel 6.3 vorgestellt wurden. Anhand der Untersuchungen dieser Dissertation zeigte sich, dass der Ermüdungsvorgang von Beton, verglichen mit dem Ansatz von Zhang und Wu, den Ermüdungszustand auf die ertragene Lastwechselzahl zu beziehen, zuverlässiger durch die Abnahme des E-Moduls

16. Untersuchungen der Verminderung der Festigkeit

beschrieben werden kann. Dies ist dem Umstand geschuldet, dass der Zusammenhang zwischen der prozentualen Abnahme des E-Moduls und dem Ermüdungszustand unabhängig von der ursprünglichen Festigkeit sowie der aufgetragenen Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch besteht. Auf Grundlage dieser Ergebnisse und basierend auf der Annahme des in Abbildung 16.3 dargestellten indirekten Zusammenhangs zwischen dem anfänglichen E-Modul und der ursprünglichen Festigkeit der Probekörper konnte ein für die Betonrezeptur allgemein gültiger Zusammenhang zwischen dem Rest-E-Modul und der abgeschätzten Verschiebung der Festigkeit herausgearbeitet werden.

Zur Herstellung dieses Zusammenhangs wurde der von Zhang und Wu [56] vorgestellte funktionale Ansatz zur Beschreibung der Verminderung der Festigkeit und der bezogenen Lastwechselzahl zugrunde gelegt und der folgende eigene funktionale Ansatz erarbeitet:

$$\Delta f_{ct} = -K \cdot e \left[-A \cdot \left(\frac{E_{Ende}}{E_{Anfang}} \right)^B \cdot \left(1 - \frac{E_{Ende}}{E_{Anfang}} \right)^C + D \right], \quad (16.1)$$

wobei K bestimmt wird zu:

$$K = \frac{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \log(100\%)}{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \log \left(100\% - \frac{E_{Ende}}{E_{Anfang}} \cdot 100\% \right)} \quad (16.2)$$

und das spezielle Beanspruchungsverhältnis R' folgt zu:

$$R' = \frac{\frac{\sigma_{min}}{f_{ct,min}}}{\frac{\sigma_{max}}{f_{ct,max}}}. \quad (16.3)$$

Hierin stellen Δf_{ct} die Verminderung der Festigkeit, A , B , C und D die Materialparameter der Ansatzfunktion, E_{Anfang} und E_{Ende} den anfänglichen E-Modul und den Rest-E-Modul in %, σ_{min} und σ_{max} die minimale und maximale Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch und $f_{ct,min}$ und $f_{ct,max}$ die minimale und maximale statische Festigkeit, bezogen auf die minimale und maximale Beanspruchung, dar. Gemäß Zhang und Wu [56] darf β zu 0,0807 für Normalbeton und zu 0,0700 für Leichtbeton gewählt werden.

Da die minimale Beanspruchung in allen durchgeführten Spaltzug-Schwellversuchen σ_{min} zu $0,035 \frac{N}{mm^2}$ und die maximale Beanspruchung in der Mehrheit der Versuche zu $> 70\%$ der charakteristischen Festigkeit der Betonrezeptur gewählt wurden, wird das Verhältnis von Nenner und Zähler in Gleichung 16.3 so gering, dass das spezielle Beanspruchungsverhältnis R' für alle Versuche vereinfacht zu 0 angenommen werden kann. Dies birgt den Vorteil, dass die minimale und maximale statische Festigkeit, zugehörig zur minimalen und maximalen Beanspruchung nicht bekannt sein müssen. Die Berechnung des Faktors K in Gleichung 16.1 vereinfacht sich somit zu:

$$K = \frac{1 - \beta \cdot \log(100\%)}{1 - \beta \cdot \log \left(100\% - \frac{E_{Ende}}{E_{Anfang}} \cdot 100\% \right)}. \quad (16.4)$$

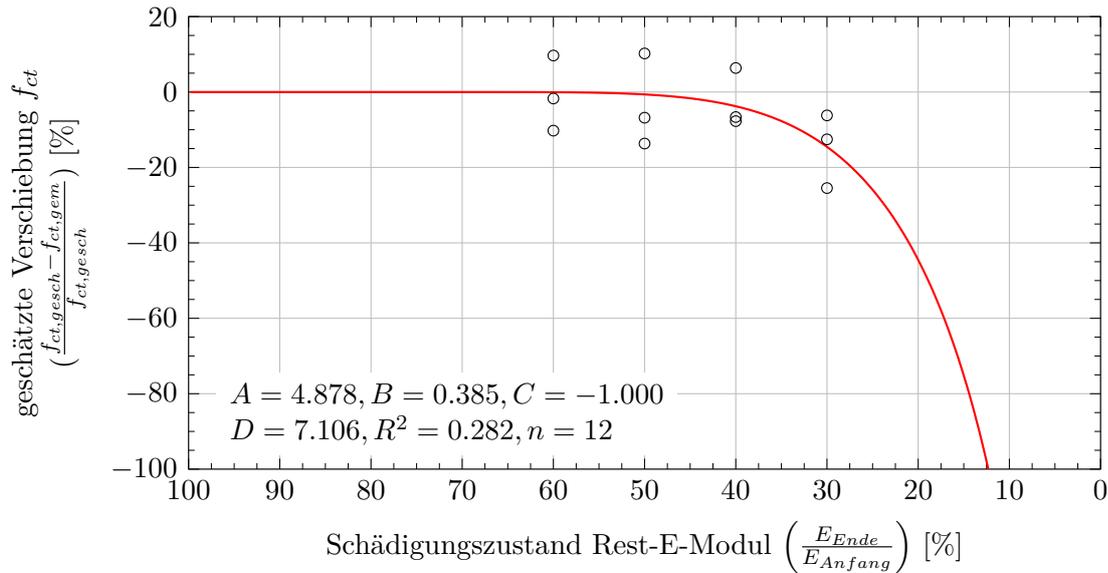


Abbildung 16.5.: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für die zweite Schicht von unten der Betonrezeptur 1 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Kreise: Messergebnisse; rote Linie: mittels des eigenen funktionalen Ansatzes regressierte Funktionsverläufe basierend auf dem Ansatz nach Zhang und Wu [56]

Eine weitere Anpassung des von Zhang und Wu vorgestellten Ansatzes wurde mit der Erweiterung des Exponenten in Gleichung 16.1 um den Materialfaktor D vorgenommen, durch den die mithilfe des Ansatzes aufgestellte Funktion zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem Rest-E-Modul und der abgeschätzten Verschiebung der Festigkeit nicht durch den Punkt bei $x = 0$ und $y = -100$ gezwungen wird, sondern die Funktion die x-Achse auch bei Punkten $x > 0$ schneiden kann. Damit wird der Möglichkeit Rechnung getragen, dass Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch bereits vor dem Erreichen eines E-Moduls von 0 versagen bzw. das Versagen so schnell vonstatten geht, dass der Probekörper seinen verbleibenden Rest-E-Modul innerhalb eines oder weniger Lastwechsel verliert, was im Zuge der Untersuchungen dieser Dissertation mehrfach beobachtet werden konnte. Die Festigkeit jener Probekörper geht somit gegen Null, obwohl der Probekörper noch einen gewissen Rest-E-Modul größer Null besitzt.

Unter Berücksichtigung der Möglichkeit des Verschiebens des Schnittpunktes der Funktion mit der x-Achse durch den Materialfaktor D ergibt sich der in Abbildung 16.5 dargestellte Funktionsverlauf zur Beschreibung des Zusammenhangs zwischen dem Ermüdungszustand und der geschätzten Verschiebung der Festigkeit für die zweite Schicht von unten der Betonrezeptur 1. Da die Untersuchungen der Unterschicht der Betonrezeptur 1 jedoch zeigten, dass es möglich war, einzelne Probekörper auch bis zu einem Rest-E-Modul kleiner 10 % zu ermüden, ohne, dass die Probekörper versagten, liegt die Vermutung nahe, dass

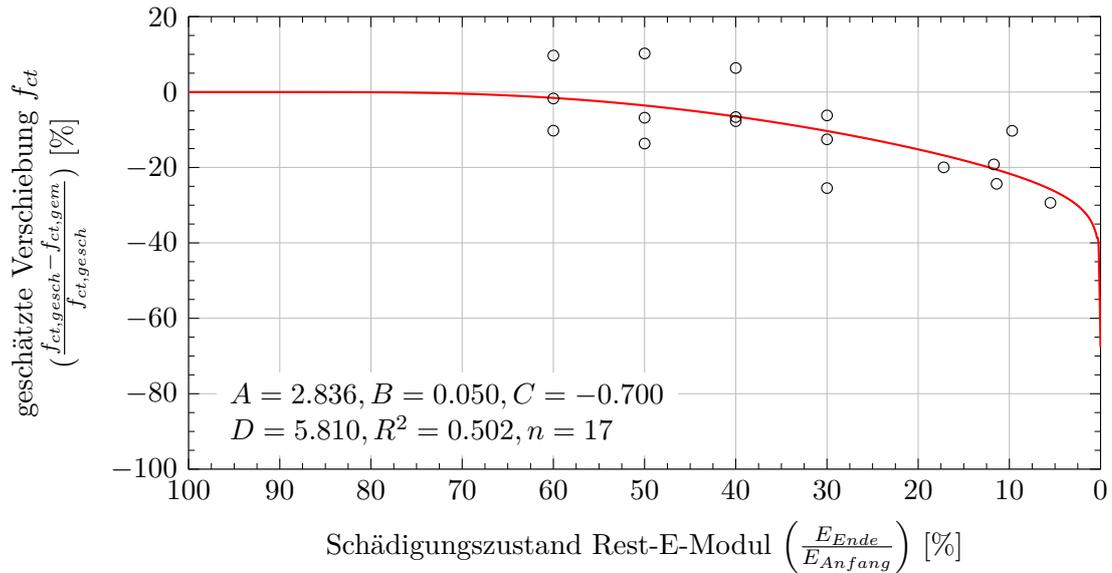


Abbildung 16.6.: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für die Unterschicht und die zweite Schicht von unten der Betonrezeptur 1 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Kreise: Messergebnisse; rote Linie: mittels des eigenen funktionalen Ansatzes regressierte Funktionsverläufe basierend auf dem Ansatz nach Zhang und Wu [56]

der in Abbildung 16.5 dargestellte Funktionsverlauf nur bedingt dem materialspezifischen, also dem Betonrezeptur 1 zugehörigen Zusammenhang zwischen dem Ermüdungszustand und der geschätzten Verschiebung der Festigkeit entspricht. Aus diesem Grund wurde das beschriebene Vorgehen zur Abschätzung der ursprünglichen Festigkeiten aus den anfänglichen E-Moduln ebenso für fünf der untersuchten Probekörper der Unterschicht der Betonrezeptur 1 angewendet und diese Ergebnisse zusätzlich zu den Ergebnissen der zweiten Schicht von unten berücksichtigt. Für diese insgesamt 17 Datenpunkte ergibt sich der in Abbildung 16.6 dargestellte Funktionsverlauf, der den während der Ermüdungsversuche an der Betonrezeptur 1 gemachten Beobachtungen einer signifikanten Ermüdung auf einen Rest-E-Modul kleiner 10 %, ohne ein Versagen der Probekörper herbeizuführen, eher entspricht.

Die Untersuchungen dieses Kapitels zur Verschiebung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung implizieren, dass sich die ursprünglichen Festigkeiten der Probekörper anhand der beschriebenen Systematik aus den anfänglichen E-Moduln der Probekörper herleiten lassen. Die Anwendung dieses Verfahrens auf die zweite und die dritte untersuchte Betonrezeptur in den Kapiteln 17.3 und 17.4 zeigt, dass dieses Verfahren auch für diese Rezepturen plausible Ergebnisse liefert. Die Vermutung liegt daher nahe, dass die zugrunde gelegte Annahme eines indirekten Zusammenhangs zwischen den Materialparametern der Festigkeit und dem E-Modul richtig ist. Es ist zudem davon auszugehen,

dass sich ein noch stärkerer Zusammenhang zwischen dem E-Modul und der Festigkeit zeigt, wenn ein direkter Zusammenhang zwischen dem mittels des Eigenfrequenz- oder des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens bestimmten anfänglichen E-Modul und der Festigkeit herausgearbeitet wird. Es wäre denkbar, zukünftig diejenigen Probekörper, welche für die Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit genutzt werden, mithilfe der akustischen Verfahren auf den anfänglichen E-Modul zu untersuchen, bevor die Probekörper der statischen Spaltzugprüfung zugeführt werden. Mit dieser Vorgehensweise könnte mit verhältnismäßig wenig Versuchsaufwand zum einen die Verteilung der Spaltzugfestigkeiten und daraus die charakteristische Spaltzugfestigkeit und zum anderen ein materialspezifischer direkter Zusammenhang zwischen dem anfänglichen E-Modul und der Festigkeit bestimmt werden. Letzterer dient dann wiederum der Bestimmung der ursprünglichen Festigkeiten aus den anfänglichen E-Moduln nach abgeschlossener Ermüdung der Probekörper sowie der Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus während der Ermüdungsversuche.

16.5. Abschätzende Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus

Basierend auf den abgeschätzten ursprünglichen Festigkeiten der Probekörper und der höchsten Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch können die tatsächlichen und auf die ursprünglichen Festigkeiten bezogenen Beanspruchungsniveaus abgeschätzt werden. Tabelle 16.2 zeigt das Ergebnis dieser Abschätzung. Von einer Verwertung dieser abgeschätzten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus, etwa für das Erarbeiten einer Ermüdungsfunktion, welche das Beanspruchungsniveau einer ertragenen Lastwechselzahl zuordnet, muss an dieser Stelle abgesehen werden. Dies liegt darin begründet, dass die Ermüdungsversuche der Probekörper der zweiten Schicht von unten der Rezeptur 1 zum großen Teil und wie oben beschrieben, aus mehreren Belastungszyklen mit unterschiedlichen Beanspruchungen zusammengesetzt wurden. Die abgeschätzten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus in Tabelle 16.2 beziehen sich jedoch jeweils nur auf die Beanspruchung des Belastungszyklus mit dem höchsten angesetzten Beanspruchungsniveau.

16.6. Schlussfolgerungen für weitere Untersuchungen

Die nachfolgend aufgelisteten Schlussfolgerungen für die weiteren Untersuchungen dieser Dissertation wurden basierend auf den Erläuterungen dieses Kapitels gezogen:

- Zunächst wird die charakteristische Spaltzugfestigkeit der Betonrezeptur an 15 Zylinderscheiben bestimmt. Hiermit wird ein Anhaltspunkt für die Festlegung der Beanspruchungsgrößen weiterer Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch geschaffen. Zudem lässt sich aus den Einzelwerten der statischen Spaltzugfestigkeit die Verteilungsfunktion der Spaltzugfestigkeit bestimmen, aus der anhand des beschriebenen Verfahrens die ursprüngliche Festigkeit der ermüdeten Probekörper abgeschätzt wird.

Tabelle 16.2.: Höchste Beanspruchung, abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit sowie abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau der Probekörper der ersten Rezeptur (zweite Schicht von unten) bezogen auf die abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit

Probekörper	Beanspruchung	abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit	abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau
[-]	$[\frac{N}{mm^2}]$	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]
TU08-2	2,671	4,011	66,6
TU11-2	3,053	4,034	75,7
TU19-2	2,900	3,417	84,9
TU14-2	2,595	3,752	69,2
TU25-2	2,595	3,477	74,6
TU29-2	2,519	3,835	65,7
TU05-2	2,366	3,887	60,9
TU17-2	2,290	3,167	72,3
TU18-2	2,748	3,653	75,2
TU12-2	2,519	3,878	65,0
TU22-2	2,595	3,928	66,1
TU30-2	2,671	3,363	79,4

- Weitere Probekörper werden im Spaltzug-Schwellversuch ermüdet. Je nachdem, ob es sich um einen kurzzeit- bis mittelzyklischen oder einen hochzyklischen Versuch handelt, wird der Versuch am Ende eines Prüftages entweder pausiert oder zum Vermeiden längerer Lastpausen fortgesetzt, jedoch ohne das Vornehmen weiterer Messungen der Eigenfrequenzen und der Ultraschalllaufzeiten.
- Alle Probekörper werden bis auf etwa 10 % bis 20 % ihres anfänglichen E-Moduls (Rest-E-Modul) ermüdet, um den gesamten Verlauf des E-Moduls im Zuge der Ermüdung abzubilden. Auf Grundlage der bisherigen Untersuchungen ist davon auszugehen, dass bei diesem Maß an Schädigung eine signifikante Verschiebung der Festigkeiten stattfindet.
- Anschließend werden die Restfestigkeiten der Probekörper bestimmt. Auf Grundlage der anfänglichen E-Moduln werden anhand der beschriebenen Methodik die ursprünglichen Festigkeiten abgeschätzt. Aus der Verhältnisbildung der Beanspruchungsgröße des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch mit der zurückgerechneten ursprünglichen Festigkeit wird das tatsächliche Beanspruchungsniveau abgeschätzt.
- Die Differenzen der Restfestigkeiten mit den abgeschätzten Festigkeiten können anschließend regressiert werden, um einen Zusammenhang zwischen der Ermüdung und der Verringerung der Festigkeit zu finden, welcher das Ermüdungsverhalten des Betongemisches charakterisiert (Duktilität).

17. Hauptuntersuchungen zur Verminderung des E-Moduls sowie zur Verminderung der Festigkeit im Zuge der Betonermüdung

17.1. Untersuchung der Verminderung des E-Moduls für Betonrezeptur 2

Die Messergebnisse zu den Untersuchungen der Verminderung des E-Moduls der Betonrezeptur 2 mit den unterschiedlichen Verfahren können den Abbildungen im Anhang dieser Dissertation entnommen werden.

Die E-Modul-Verläufe, welche anhand der Messwerte der IWA, der Ultraschalllaufzeiten und der Eigenfrequenzen unter Annahme einer Querdehnzahl von 0,2 erstellt wurden, sind insgesamt sehr konsistent. Durch Anwendung des optimierten Prüfprogramms der zweiten Generation ist anhand der Messergebnisse der IWA für alle untersuchten Probekörper der charakteristische, dreiphasige Verlauf der *cyclic creep curve* erkennbar. Zudem zeigt sich der vollständige Verlauf der *cyclic creep curve* für kurzzeit- bis mittelzyklisch belastete Probekörper bei Durchführung der Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen. Für hochzyklisch belastete Probekörper musste nach Beendigung eines Prüftages auf die weiteren Messungen der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen entsprechend den Erläuterungen in Kapitel 15 verzichtet werden. Ein Großteil der Probekörper musste bis auf 10 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden, um die dritte Phase der *cyclic creep curve* zu erreichen. Bei Probekörper TU207-U konnte die Belastung bei einem Rest-E-Modul von 52 % beendet werden, da zu diesem Zeitpunkt bereits der vollständige Verlauf der *cyclic creep curve* erkennbar war. Im Sinne einer präziseren Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus infolge einer geringeren Beeinflussung der Festigkeit wurden die Belastungsversuche beendet, sobald die vollständige *cyclic creep curve* abgebildet war. Die zur Abbildung der *cyclic creep curve* erforderlichen Ermüdungszustände (Rest-E-Moduln) der einzelnen Probekörper können den Kapiteln 17.3 und 17.4 entnommen werden. Es wurde versucht, den Probekörper TU202-U bis auf 10 % seines anfänglichen E-Moduls zu ermüden, der Probekörper versagte jedoch schlagartig während des letzten Belastungszyklus, bevor ein Rest-E-Modul von 10 % seines anfänglichen E-Moduls erreicht wurde. Für diesen Probekörper konnte somit keine Restfestigkeit ermittelt und folglich kein Beanspruchungsniveau abgeschätzt werden. Es ist anzunehmen,

dass die Festigkeit des Probekörpers zum Zeitpunkt des Versagens in etwa der Beanspruchung im Spaltzug-Schwellversuch entsprach. Auf eine Verwertung dieser angenommenen Restfestigkeit wurde im Zuge weiterer Untersuchungen verzichtet.

Analog zu den Ergebnissen der Voruntersuchungen zeigt sich eine systematische Ordnung der E-Modul-Verläufe. Dabei ergeben die Ultraschalllaufzeitmessungen einen größeren E-Modul als die Eigenfrequenzmessungen, welche wiederum größere E-Moduln wiedergeben als die Messungen der IWA. Zudem ist auch bei den Untersuchungen an der zweiten Betonrezeptur mit zunehmender Schädigung eine signifikant höhere Abnahme der E-Moduln aus der IWA-Messung gegenüber der Abnahme der E-Moduln aus den Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen zu beobachten. In der Erläuterung der Messergebnisse des ersten untersuchten Probekörpers TU01-1 des Kapitels 14.1 wurde bereits erörtert, wodurch dieser Unterschied in den E-Modul-Verläufen zustande kommen könnte. Unter Annahme der Schädigung eines örtlich begrenzten Bereichs der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch ist erklärbar, warum auch die Untersuchungen der zweiten sowie der dritten Rezeptur die beschriebenen Unterschiede in den E-Modul-Verläufen zeigen.

Den Erläuterungen des Kapitels 15 folgend, konnte nicht für alle Probekörper der zweiten Rezeptur der gesamte Ermüdungsvorgang durch Messungen der Ultraschalllaufzeit sowie der Eigenfrequenzen festgehalten werden. Bei den Probekörpern TU208-U, TU218-U und TU220-U handelte es sich um hochzyklisch belastete Probekörper, der vollständige E-Modul-Verlauf dieser Probekörper konnte also nicht innerhalb eines Prüftages erfasst werden. Um das Auftreten einer Verringerung des E-Moduls mit Wiederaufnahme der zyklischen Belastung nach einer längeren Lastpause zu vermeiden, wurde, wie in Kapitel 15 beschrieben, auf die weiteren Messungen der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen nach Beendigung des Prüftages verzichtet und die Probekörper mit einem einzigen ununterbrochenem Belastungszyklus bis auf den angezielten Grenz-E-Modul ermüdet. Die E-Modul-Verläufe (Ultraschall und Eigenfrequenzen) dieser Probekörper sind in den Abbildungen im Anhang dieser Dissertation entsprechend gestrichelt dargestellt. Nichtsdestotrotz konnte aus organisatorischen Gründen nicht gänzlich auf das Einhalten längerer Belastungspausen verzichtet werden. Demzufolge lassen sich auch weiterhin z. T. signifikante Verringerungen des E-Moduls bei wiederaufgenommener Belastung in den E-Modul-Verläufen einzelner Probekörper erkennen.

17.2. Untersuchung der Verminderung des E-Moduls für Betonrezeptur 3

Die Messergebnisse zu den Untersuchungen der Verminderung des E-Moduls der Betonrezeptur 3 mit den unterschiedlichen Verfahren können den Abbildungen im Anhang dieser Dissertation entnommen werden.

Analog zu den Messergebnissen der Betonrezeptur 2 ist der dreiphasige Verlauf der *cyclic creep curve* auch bei Betonrezeptur 3 anhand der mittels der IWA gewonnenen Messergebnisse erkennbar. Eine Ausnahme stellt der Probekörper TU316-U dar, bei dem der Versuch aufgrund seiner sehr stark ausgeprägten Ermüdungsbeständigkeit vorzeitig abgebrochen werden musste. Dies legt eine besonders hohe ursprüngliche Festigkeit des Probekörpers nahe. Während die Probekörper der Betonrezeptur 2 bis auf 10 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden mussten, um den vollständigen Verlauf der *cyclic creep curve* abzubilden, konnten die Versuche an Betonrezeptur 3 bereits bei einem Rest-E-Modul von etwa 40 % bis 60 % beendet werden, da zu diesem Zeitpunkt für alle Probekörper die dritte Phase der *cyclic creep curve* erreicht wurde. Dies deutet darauf hin, dass für die Probekörper ein stark ausgeprägtes sprödebruchartiges Verhalten zu erwarten wäre, wenn die Belastung fortgesetzt würde. Dieses Verhalten wäre charakterisiert durch eine starke Abnahme des E-Moduls sowie eine signifikante Verringerung der Festigkeit innerhalb weniger Lastwechsel.

Wie bei Betonrezeptur 2 wurde entsprechend den Erläuterungen des Kapitels 15 für hochzyklisch belastete Probekörper auf eine weitere Messung der Ultraschalllaufzeiten sowie der Eigenfrequenzen nach Beendigung eines Prüftages verzichtet. Auch bei den Messergebnissen der Betonrezeptur 3 ist die systematische Ordnung der E-Modul-Verläufe erkennbar, sodass die Ultraschalllaufzeitmessungen die höchsten Werte des E-Moduls und die Messungen mittels IWA die geringsten Werte ergeben. Zudem ist anhand der Messungen mit den IWA wiederum die stärkste Abnahme des E-Moduls erkennbar, was die These des Einflusses eines begrenzten Schädigungsbereichs auf die Messergebnisse der Ultraschalllaufzeit und der Eigenfrequenz weiter festigt. Den Auswertungen wurde eine angenommene Querdehnzahl von 0,2 zugrunde gelegt. Auch bei Betonrezeptur 3 konnten vereinzelt längere Lastpausen aus organisatorischen Gründen nicht vermieden werden, sodass sich an einzelnen Probekörpern weiterhin mitunter signifikante Verringerungen des E-Moduls ergeben.

17.3. Untersuchung der Verminderung der Festigkeit für Betonrezeptur 2

17.3.1. Verminderung der Festigkeit

Entsprechend der in Kapitel 16 beschriebenen Vorgehensweise wurde die ursprüngliche Festigkeit der Probekörper abgeschätzt. Anschließend wurden die abgeschätzten Verringerungen der Festigkeiten funktional regressiert. Die daraus resultierende Regressionskurve mit einem Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,762$ ist in Abbildung 17.1 den gemessenen Restfestigkeiten in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul) gegenübergestellt. Anhand des Kurvenverlaufs der Regressionsfunktion lässt sich ein verhältnismäßig duktileres Betonverhalten erkennen. Dieses ist dadurch geprägt, dass eine progressive Abnahme des E-Moduls in einer zunehmenden Minderung der Festigkeit resultiert (zunehmender Anstieg der Regressionskurve mit fortschreitender Ermüdung).

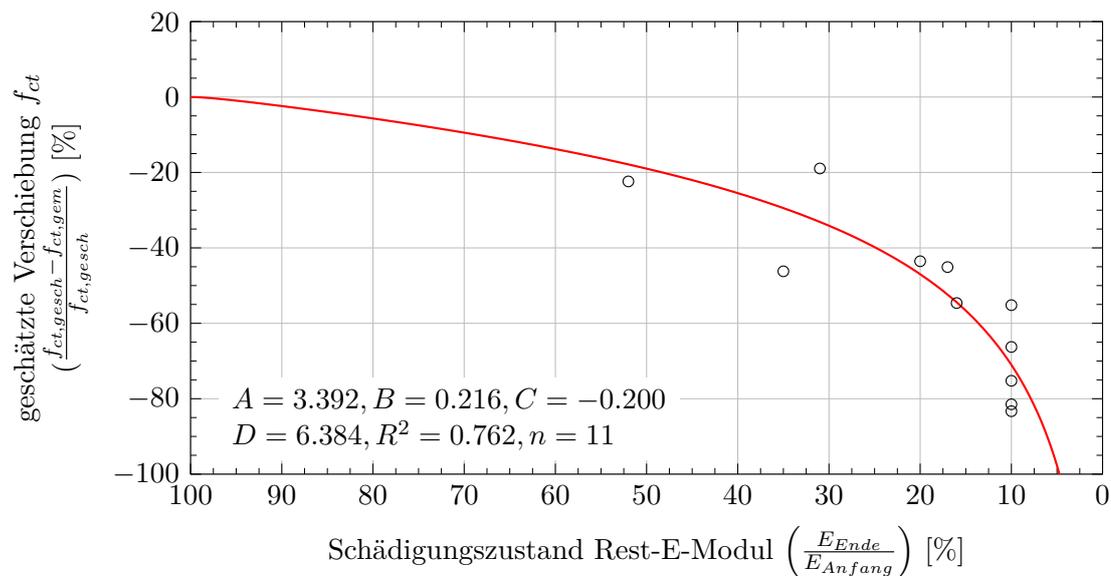


Abbildung 17.1.: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für die Unterschicht der Betonrezeptur 2 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Kreise: Messergebnisse; rote Linie: mittels des eigenen funktionalen Ansatzes regressierte Funktionsverläufe basierend auf dem Ansatz nach Zhang und Wu [56]

17.3.2. Abschätzende Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus

In Tabelle 17.1 sind die Beanspruchungen, die abgeschätzten ursprünglichen Festigkeiten sowie die abgeschätzten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus der Probekörper der Betonrezeptur 2 dargestellt. Eine Untersuchung des Zusammenhanges zwischen dem tatsächlichen Beanspruchungsniveau und der ertragenen Lastwechselzahl der Probekörper zur Erstellung einer Ermüdungsfunktion für die Betonrezeptur 2 ergab keinerlei verwertbare Ergebnisse. Vermutlich ist dies auf das Abschätzen der ursprünglichen Festigkeiten aus den anfänglichen E-Moduln unter Zugrundelegung eines indirekten Zusammenhangs zwischen beiden Materialparametern und der damit verbundenen Streuung der Ergebnisse zurückzuführen. Die Nutzung eines direkten Zusammenhangs zwischen dem E-Modul und der Festigkeit könnte in weiteren Untersuchungen eventuell konsistentere Ergebnisse liefern und die Erarbeitung einer Ermüdungsfunktion auf Grundlage der abgeschätzten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus und der ertragenen Lastwechselzahlen ermöglichen, wenn die Festigkeit wie im Fall der Ermüdungsversuche an der Betonrezeptur 2 derart signifikant vermindert wird.

Tabelle 17.1.: Beanspruchung, abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit sowie abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau der Probekörper der Rezeptur 2 bezogen auf die abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit

Probekörper	Beanspruchung	abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit	abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau
[-]	$[\frac{N}{mm^2}]$	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]
TU204-U	3,925	5,658	69,4
TU206-U	3,925	5,913	66,4
TU207-U	3,925	5,381	72,9
TU208-U	3,925	5,967	65,8
TU216-U	3,925	6,251	62,8
TU218-U	3,925	5,657	69,4
TU220-U	3,925	5,765	68,1
TU221-U	3,925	6,042	65,0
TU222-U	3,925	5,273	74,4
TU226-U	3,925	5,993	65,5
TU229-U	3,925	5,476	71,7

17.4. Untersuchung der Verminderung der Festigkeit für Betonrezeptur 3

17.4.1. Verminderung der Festigkeit

Entsprechend der in Kapitel 16 beschriebenen Vorgehensweise wurde die ursprüngliche Festigkeit der Probekörper abgeschätzt. Anschließend wurden die abgeschätzten Verringerungen der Festigkeiten regressiert. Die daraus resultierende Regressionskurve ist in Abbildung 17.2 den gemessenen Restfestigkeiten in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul) gegenübergestellt. Dabei ergibt sich ein Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,420$, wenn alle Probekörper berücksichtigt werden. In Abbildung 17.2 ist zu erkennen, dass die Ergebnisse des Probekörpers TU309-U mit einer geschätzten Verringerung der Festigkeit von knapp 70 % bei einem Ermüdungszustand von 55 % von den Ergebnissen der restlichen Probekörper abweichen. Werden die Ergebnisse des Probekörpers TU309-U bei der Regression nicht berücksichtigt, verbessert sich das Bestimmtheitsmaß auf $R^2 = 0,569$. Allerdings sind die anfänglichen E-Module aller Probekörper der Betonrezeptur 3 normalverteilt, woraus geschlossen werden kann, dass es sich bei Probekörper TU309-U um keinen Ausreißer handelt.

Es zeigt sich ein im Vergleich zur Betonrezeptur 2 deutlich steilerer Verlauf der Regressionskurve für die Betonrezeptur 3. Dies bestätigt die Annahme eines spröden Material-

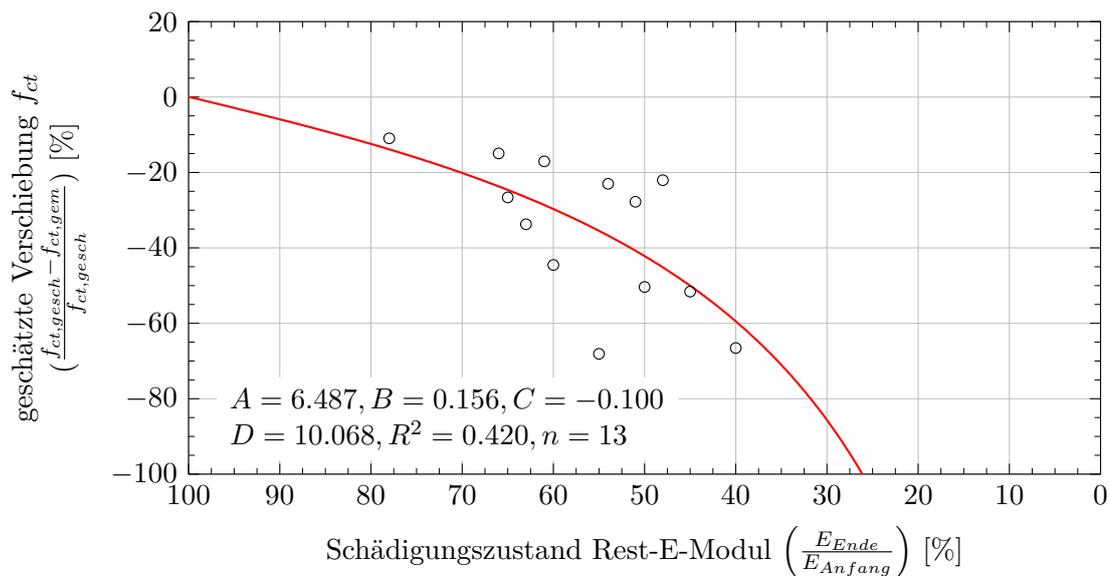


Abbildung 17.2.: Abgeschätzte Verschiebung der Spaltzugfestigkeit für die Unterschicht der Betonrezeptur 3 in Abhängigkeit vom Ermüdungszustand (Rest-E-Modul bezogen auf anfänglichen E-Modul); schwarze Kreise: Messergebnisse; rote Linie: mittels des eigenen funktionalen Ansatzes regressierte Funktionsverläufe basierend auf dem Ansatz nach Zhang und Wu [56]

verhaltens, welches dadurch charakterisiert ist, dass eine geringere Ermüdung in Form der Verringerung des E-Moduls zu einer stärkeren Abnahme der Festigkeit führt. Der frühzeitige Übergang der Probekörper in die dritte Phase der *cyclic creep curve* spiegelt sich in dem steilen Verlauf der Regressionskurve in Abbildung 17.2 wider.

17.4.2. Abschätzende Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus

Die Beanspruchungen der Probekörper der Betonrezeptur 3 sowie die abgeschätzten Festigkeiten und die daraus bestimmten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus sind in Tabelle 17.2 dargestellt. Analog zur Betonrezeptur 2 ergab auch die Untersuchung des Zusammenhangs zwischen den Beanspruchungsniveaus und den ertragenen Lastwechselzahlen für Betonrezeptur 3 keinerlei verwertbare Ergebnisse. Es kann demnach an dieser Stelle festgehalten werden, dass auf Grundlage der in dieser Dissertation durchgeführten Untersuchungen zur Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung zwar die Abschätzung der tatsächlichen Beanspruchungsniveaus auf Grundlage des beschriebenen indirekten Zusammenhangs zwischen dem anfänglichen E-Modul und der ursprünglichen Festigkeit möglich scheint, die Erarbeitung von Ermüdungsfunktionen basierend auf diesen abgeschätzten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus jedoch nicht gelingt. Wie oben erläutert, besteht hinsichtlich der Auffindung eines direkten Zusammenhangs zwischen dem anfänglichen E-Modul und der ursprünglichen Festigkeit zukünftig weiterer Forschungsbedarf.

Tabelle 17.2.: Beanspruchung, abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit sowie abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau der Probekörper der Rezeptur 3 bezogen auf die abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit

Probekörper	Beanspruchung	abgeschätzte ursprüngliche Festigkeit	abgeschätztes tatsächliches Beanspruchungsniveau
[-]	$[\frac{N}{mm^2}]$	$[\frac{N}{mm^2}]$	[%]
TU303-U	4,628	6,415	72,1
TU306-U	4,628	6,169	75,0
TU308-U	4,628	5,908	78,3
TU309-U	3,985	6,753	59,0
TU311-U	3,958	8,025	49,7
TU312-U	4,628	5,878	78,7
TU313-U	4,114	6,553	62,8
TU316-U	4,242	6,195	68,5
TU317-U	4,114	6,379	64,5
TU319-U	4,500	5,809	77,5
TU322-U	4,371	6,609	66,1
TU329-U	4,371	6,357	68,8
TU330-U	4,242	6,607	64,2

Hierfür wäre die Nutzung des Eigenfrequenz- oder des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens denkbar. Gelänge die Herausarbeitung materialspezifischer direkter Zusammenhänge zwischen dem E-Modul und der Festigkeit, würde dies eventuell auch die Erarbeitung von materialspezifischen Ermüdungsfunktionen für den Fall ermöglichen, dass die Festigkeit im Zuge der Ermüdung starken Änderungen unterworfen ist.

17.5. Untersuchung der Verschiebung der Eigenfrequenzen unterschiedlicher Eigenmoden im Zuge der Ermüdung

Mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens wurden die Eigenfrequenzen der Eigenmode I und der Eigenmode II für die drei untersuchten Betonrezepturen im Zuge der Ermüdung messtechnisch festgehalten. Die erhaltenen Frequenzspektren können den Abbildungen H.1 bis J.13 im Anhang dieser Dissertation entnommen werden. In Abbildung 17.3 ist das Verhältnis der mittels Ultraschalleigenfrequenzverfahren bestimmten Eigenfrequenz der Eigenmode II $f_{EM II,i}$ und der Eigenfrequenz der Eigenmode I $f_{EM I,i}$ für alle Messungen und alle Betonrezepturen über dem jeweiligen Ermüdungszustand der Probe-

17. Hauptuntersuchungen Betonermüdung

körper, ausgedrückt mit dem Rest-E-Modul, in Punktform aufgetragen. Die hellgrünen Punkte stellen die Ergebnisse für die Betonrezeptur 1, die magentafarbenen die der Rezeptur 2 und die türkisen die der Rezeptur 3 dar. Logischerweise konnte lediglich dann das Verhältnis der Eigenfrequenzen der Eigenmoden bestimmt werden, wenn mit einer Messung des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens beide Eigenmoden angeregt und somit erfasst werden konnten. In der Regel war dies der Fall, wenn auf den exzentrischen Messpositionen auf der Mantelfläche und am Rand des Probekörpers gemessen wurde (45° Positionen 1 und 3 sowie 135° Positionen 1 und 3). Die Punktwolken der einzelnen Betonrezepturen wurden anschließend mit einer farblich entsprechenden Hüllkurve überlagert, welche die untere und die obere Grenze des Verhältnisses in Abhängigkeit vom Rest-E-Modul kenntlich macht.

Aus der Tabelle 12.1 in Kapitel 12.3 geht hervor, dass sich das Verhältnis der durch die Methode der Finiten Elemente bestimmten Eigenfrequenz der Eigenmode II zur Eigenfrequenz der Eigenmode I für einen Probekörper mit den Maßen $h = r = 50$ mm, einem E-Modul $E = 40.000 \frac{N}{mm^2}$, einer Querdehnzahl $\nu = 0,2$ und einer Dichte $\rho = 2,35 \frac{g}{cm^3}$ zu $\frac{19.861 \text{ Hz}}{13.451 \text{ Hz}} = 1,477$ ergibt. Abbildung 17.3 zeigt, dass das Verhältnis der Eigenfrequenzen für einen nicht ermüdeten Probekörper für die Betonrezepturen 2 und 3 in einem vergleichbaren Bereich liegt. Einzig das Verhältnis der Eigenfrequenzen für Betonrezeptur 1 liegt mit 1,500 bis 1,550 etwas höher als das der simulativ bestimmten Eigenfrequenzen. Eventuell lässt sich dieser Unterschied auf das vergleichsweise inhomogene Betongefüge der Rezeptur 1 als Resultat der Verwendung eines Größtkorns von 22 mm zurückführen, wodurch sich das reale Betongefüge dieser Rezeptur am stärksten von den im Finite-Element-Modell verwendeten homogenen Materialgefüge unterscheidet. Vermutlich lässt sich durch die Betrachtung des Grades der Inhomogenität des Betongefüges auch erklären, warum das Verhältnis der messtechnisch bestimmten Eigenfrequenzen für Betonrezeptur 3 (8 mm Größtkorn) am nächsten am Verhältnis der simulierten Eigenfrequenzen und das Verhältnis der messtechnisch bestimmten Eigenfrequenzen für Betonrezeptur 2 (16 mm Größtkorn) etwas unterhalb des Verhältnisses der simulierten Eigenfrequenzen liegen.

Aus Abbildung 17.3 geht weiterhin hervor, dass das Verhältnis der messtechnisch bestimmten Eigenfrequenzen für alle Rezepturen im Zuge der Ermüdung im Mittel abfällt. Besonders für Betonrezeptur 2, deren Probekörper zum großen Teil bis auf 10 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet wurden, sinkt das Verhältnis der Eigenfrequenzen im Mittel bis auf einen Wert von circa 1,375. Für Betonrezeptur 3 lässt sich dieser Effekt nicht beobachten. Allerdings wurden diese Probekörper nur bis auf circa 40-50 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet, um die vollständige *cyclic creep curve* abzubilden. Scheinbar hat diese vergleichsweise geringe Ermüdung keinen derart signifikanten Einfluss auf die Änderung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen. Die relativ große Streuung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen für Betonrezeptur 1 könnte wiederum auf das inhomogenere Betongefüge zurückgeführt werden. Im Mittel lässt sich eine Verminderung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen mit zunehmender Ermüdung auf einen Wert von circa 1,450 auch für Betonrezeptur 1 erkennen.

Die Untersuchung der Verschiebung der Eigenfrequenzen der betrachteten Eigenmoden im Zuge der Ermüdung hat gezeigt, dass das Verhältnis der Eigenfrequenzen durch die Ermüdung z.T. maßgeblich beeinflusst wird. Diese Änderung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen rührt von der unterschiedlichen Änderung der Eigenfrequenzen im Zuge der Ermüdung selbst her. Da die Schädigung des Probekörpers im Spaltzug-Schwellversuch in einem geometrisch beschränkten Bereich, d.h. maßgeblich im Bereich zwischen den Lastschneiden stattfindet, liegt die Vermutung nahe, dass die Eigenformen der betrachteten Eigenmoden unterschiedlich stark durch diese Schädigung beeinflusst werden. Zu diesem Schluss ist auch Lindner [57] im Zuge seiner Arbeit gekommen. Da das Verhältnis der Eigenfrequenzen für alle Betonrezepturen im Zuge der Ermüdung abnimmt, muss die Eigenform der Eigenmode II stärker durch die Ermüdung des Probekörpers beeinflusst werden als die Eigenform der Eigenmode I.

Es wäre denkbar, die Ergebnisse dieses Kapitels zukünftig der Schaffung eines Algorithmus zur automatisierten Identifizierung der Eigenfrequenzen der betrachteten Eigenmoden im Frequenzspektrum zuzuführen. Durch die Eingrenzung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Ermüdung auf einen bestimmten Bereich entsprechend der Darstellung in Abbildung 17.3 wird die Identifizierung der zweiten Eigenfrequenz signifikant vereinfacht, wenn die erste Eigenfrequenz eindeutig im Frequenzspektrum identifiziert werden kann. Besonders im stark ermüdeten Zustand der Probekörper kommt es zu einer ausgeprägten Verschiebung der Eigenfrequenzen in den niederfrequenten Bereich sowie vermutlich zum Ausbilden neuer Eigenmoden, gekennzeichnet durch das Erscheinen neuer Eigenfrequenzpeaks im Frequenzspektrum, die z.T. nah bei den zu identifizierenden Eigenfrequenzen der betrachteten Eigenmode liegen. Für diesen Fall könnten die vorgestellten Ergebnisse die eindeutige Identifizierbarkeit der Eigenfrequenzen der betrachteten Eigenmoden erleichtern, vorausgesetzt, dass bei den Untersuchungen dieser Dissertation bereits die korrekten Eigenfrequenzen im Frequenzspektrum identifiziert wurden.

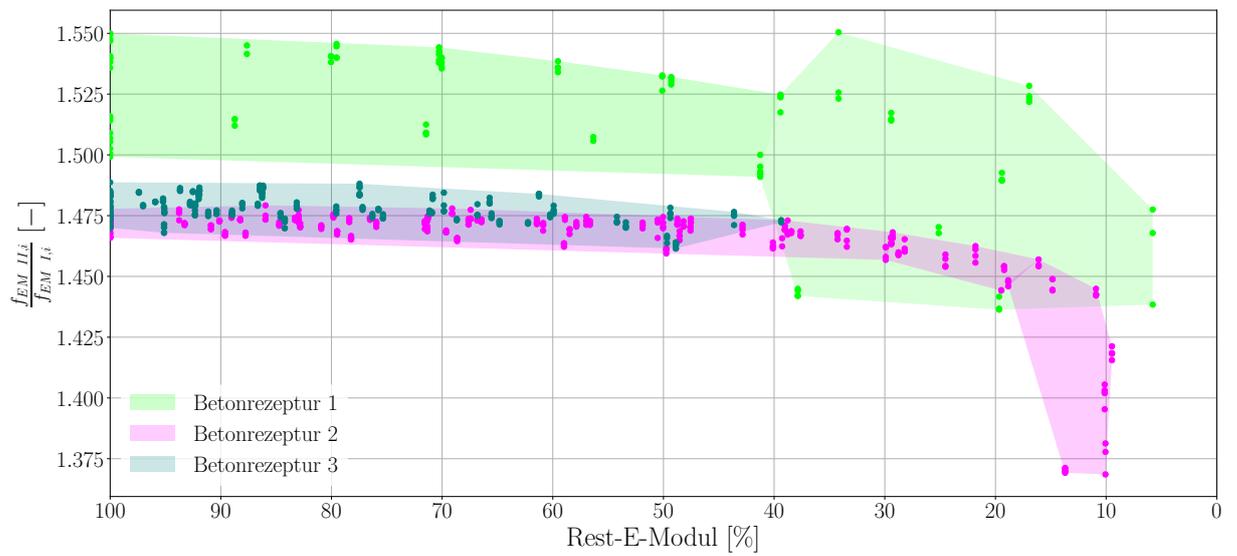


Abbildung 17.3.: Entwicklung des Verhältnisses der mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens bestimmten Eigenfrequenzen der untersuchten Eigenmoden I und II im Zuge der Ermüdung für alle untersuchten Betonrezepturen

18. Ableiten charakteristischer Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung

18.1. Vorgehen

Basierend auf den anhand der Messwerte der IWA ermittelten E-Modul-Verläufen der drei untersuchten Betonrezepturen erfolgte die Bestimmung charakteristischer Verläufe für die Verminderung des E-Moduls im Zuge der Ermüdung. Es wurden die Messwerte der IWA für die Bestimmung charakteristischer E-Modul-Verläufe genutzt, da diese die Änderung des äquivalenten E-Moduls des geschädigten Bereichs im Probekörper wiedergeben, während die auf Grundlage des Eigenfrequenz- und des Ultraschalllaufzeitverfahrens ermittelten E-Moduln einen geometrisch gewichteten Wert erfassen. Die tatsächliche Ermüdung des geschädigten Materials wird demzufolge besser durch die Änderung des anhand der Messwerte der IWA bestimmten E-Moduls beschrieben.

Bei der Bestimmung der charakteristischen E-Modul-Verläufe wurde wie folgt vorgegangen. Die Wahl der E-Modul-Verläufe fiel zunächst auf diejenigen Verläufe, bei denen die Verminderung des E-Moduls derart stark ausgeprägt war, dass sich der komplette Verlauf der *cyclic creep curve* abgezeichnet hatte. Zumeist mussten die Probekörper der ersten sowie zweiten untersuchten Betonrezeptur hierfür bis auf 10 %.. 20 % des anfänglichen E-Moduls, die der dritten Rezeptur bis auf etwa 50 % des anfänglichen E-Moduls ermüdet werden. Im nächsten Schritt wurden die E-Modul-Verläufe durch Bezug der Werte des E-Moduls auf den jeweiligen ersten Wert des E-Moduls (anfänglicher E-Modul) auf der Ordinate sowie durch Bezug der Lastwechselzahlen auf den jeweiligen letzten Lastwechsel (bezogene Lastwechselzahl) auf der Abszisse normiert. Um eine Übergewichtung von E-Modul-Verläufen mit einer hohen Datenpunktauflösung bei der Bestimmung der charakteristischen Verläufe zu verhindern, musste anschließend die Datenpunktauflösung für alle Verläufe vereinheitlicht werden. Dies geschah durch das Bilden unterschiedlich großer Lastwechselfenster (Teilbereiche der bezogenen Lastwechselzahl), innerhalb derer alle im Fenster befindlichen Werte des E-Moduls gemittelt wurden. Die Fenstergröße der ersten und letzten 30 % der bezogenen Lastwechselzahl betrug 1 % und die Fenstergröße des mittleren Bereichs der bezogenen Lastwechselzahl von 30 %.. 70 % wurde zu 2 % gewählt. Mit dieser unterschiedlichen Auflösung der einzelnen Bereiche der E-Modul-Verläufe sollte die

hinreichend genaue Abbildbarkeit der einzelnen Phasen der *cyclic creep curve* gewährleistet werden. Für den Fall, dass keine E-Modul-Werte innerhalb eines Lastwechselfensters vorlagen, wurden Werte entsprechend der Mittelwerte vor- und nachheriger Lastwechselfenster unter Ansatz eines Polynoms dritten Grades interpoliert. Die innerhalb eines Lastwechselfensters gemittelten Werte des E-Moduls wurden der mittleren Lastwechselzahl eines Lastwechselfensters zugeordnet. Zudem erfolgte die Berücksichtigung jeweils des ersten Werts und des letzten Werts des E-Moduls mit den bezogenen Lastwechselzahlen 0 bzw. 1.

18.2. Ergebnisse

Die sich anhand des beschriebenen Vorgehens ergebenden E-Modul-Verläufe sind in Abbildung 18.1 dargestellt. Dabei sind die an den einzelnen Probekörpern ermittelten Verläufe verblasst dargestellt, die charakteristischen Verläufe der Mittelwertfunktionen hingegen sind opak dargestellt. Für die Bestimmung des charakteristischen Verlaufs der ersten Betonrezeptur (hellgrün) standen sieben einzelne E-Modul-Verläufe zur Verfügung. Dies war dem Umstand geschuldet, dass nur ein Teil der untersuchten Probekörper mit dem Versuchsprogramm in der zweiten Generation belastet werden konnte bzw. sich nur für einen Teil der Probekörper der komplette Verlauf der *cyclic creep curve* abbilden ließ. Zur Erhöhung der Anzahl der E-Modul-Verläufe wurde aus diesem Grund zudem auf zwei Verläufe zurückgegriffen, die an Probekörpern der zweiten Schicht von unten der ersten Rezeptur im Zuge der zusätzlichen Untersuchungen gewonnen wurden. Die Mittelwertfunktion der zweiten Betonrezeptur (magenta) als auch die der dritten Rezeptur (türkis) wurden aus jeweils 12 einzelnen E-Modul-Verläufen gebildet. Zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen der jeweiligen Betonrezepturen zeigen sich signifikante Unterschiede hinsichtlich der Form bzw. der Länge der einzelnen Phasen der *cyclic creep curve*. Der charakteristische Verlauf der Betonrezeptur 1 zeichnet sich durch eine stark ausgeprägte Phase I aus. Diese dauert bis zu einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,1 an und führt zu einer Verminderung des E-Moduls auf etwa 70 % des anfänglichen E-Moduls. Die Phase III ist hingegen nur sehr schwach ausgeprägt und nahezu nicht vorhanden. Sie beginnt kurz vor Erreichen einer bezogenen Lastwechselzahl von 1,0 und geht mit einer marginalen Verminderung des E-Moduls einher. Aufgrund der in Abbildung 18.2 dargestellten, vergleichsweise starken Streuung der Verlaufsformen sowie der geringen Anzahl der einzelnen Verläufe der Betonrezeptur 1 ist die Aussagekraft des bestimmten charakteristischen Verlaufs in Frage zu stellen.

Ein deutlich besseres Bild zeigt sich für die Streuungen der Verlaufsformen bei den Betonrezepturen 2 und 3. Diese sind der Abbildung 18.3 und der Abbildung 18.4 zu entnehmen. Am wenigsten streuen die Verläufe der dritten Betonrezeptur. Die Phase I der *cyclic creep curve* dauert bei Betonrezeptur 2 bis zu einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,1 und führt zu einer Verminderung des E-Moduls auf circa 90 % des anfänglichen E-Moduls. Bei Betonrezeptur 3 hingegen wird die Phase I bei einer bezogenen Lastwechselzahl von etwa 0,025 sowie einer Verminderung auf etwa 95 % des anfänglichen E-Moduls vergleichsweise früh beendet. Ein deutlicher Übergang der Phase II in die Phase III lässt sich für beide

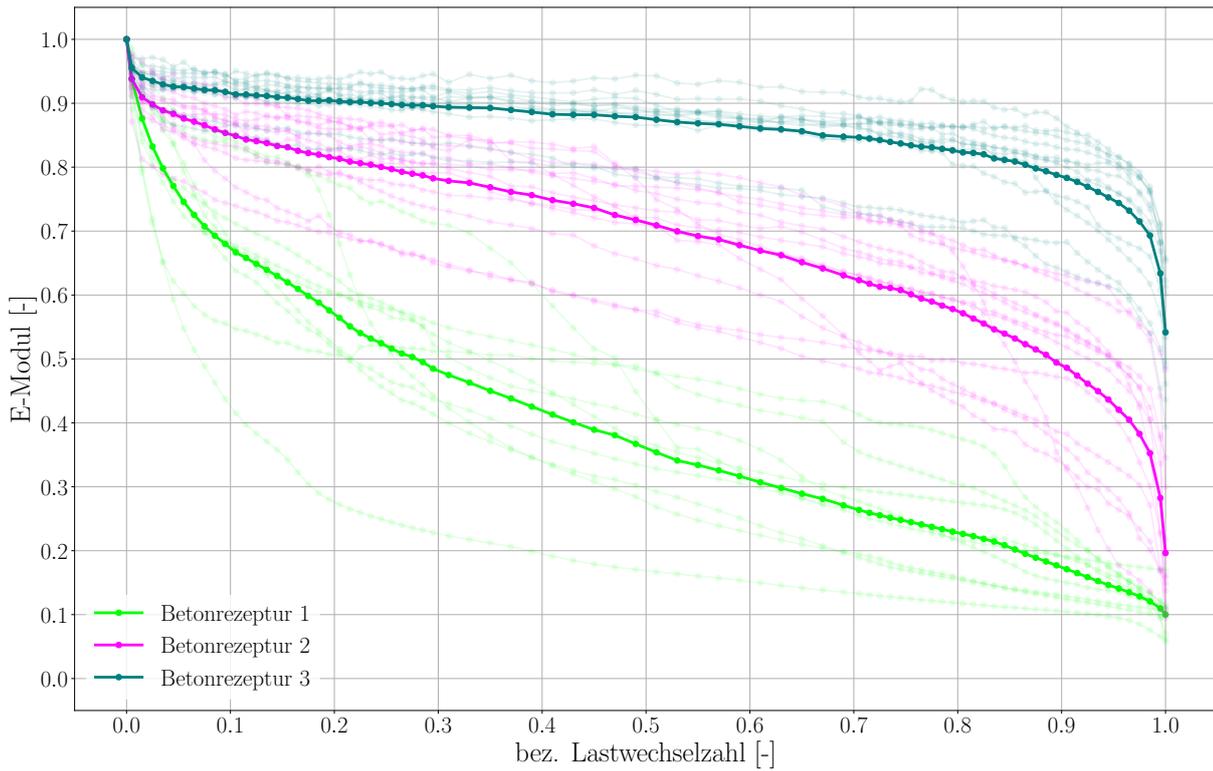


Abbildung 18.1.: Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung für die untersuchten Betonrezepturen als normierte Mittelwertfunktionen

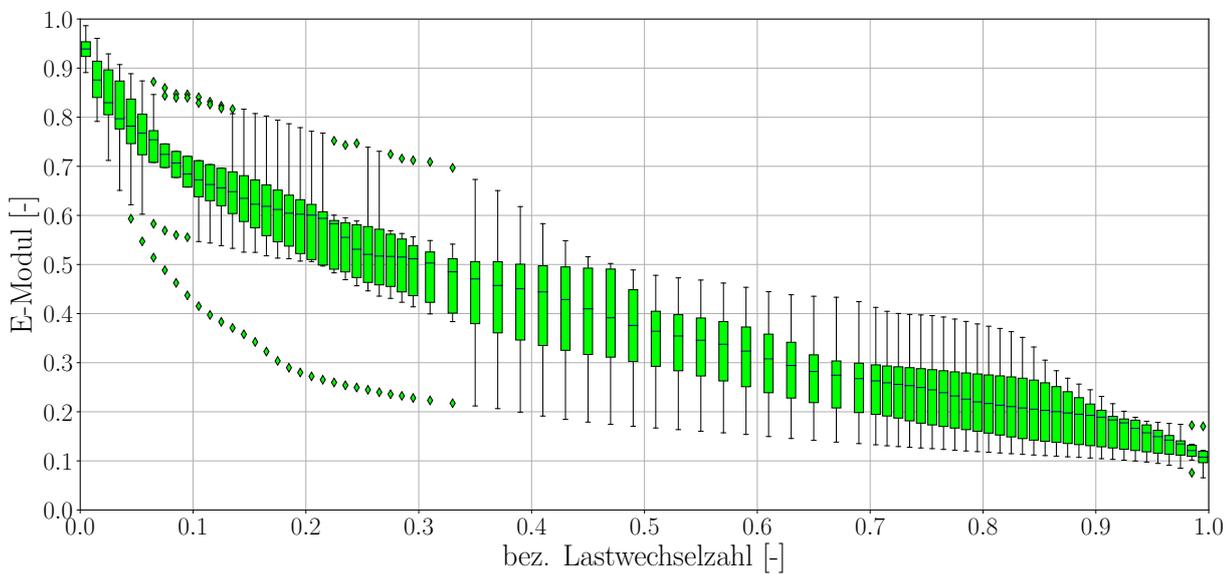


Abbildung 18.2.: Streuung der einzelnen E-Modul-Verläufe zur Ermittlung des charakteristischen E-Modul-Verlaufs der ersten Betonrezeptur (sieben Einzelverläufe)

18. Charakteristische E-Modul-Verläufe

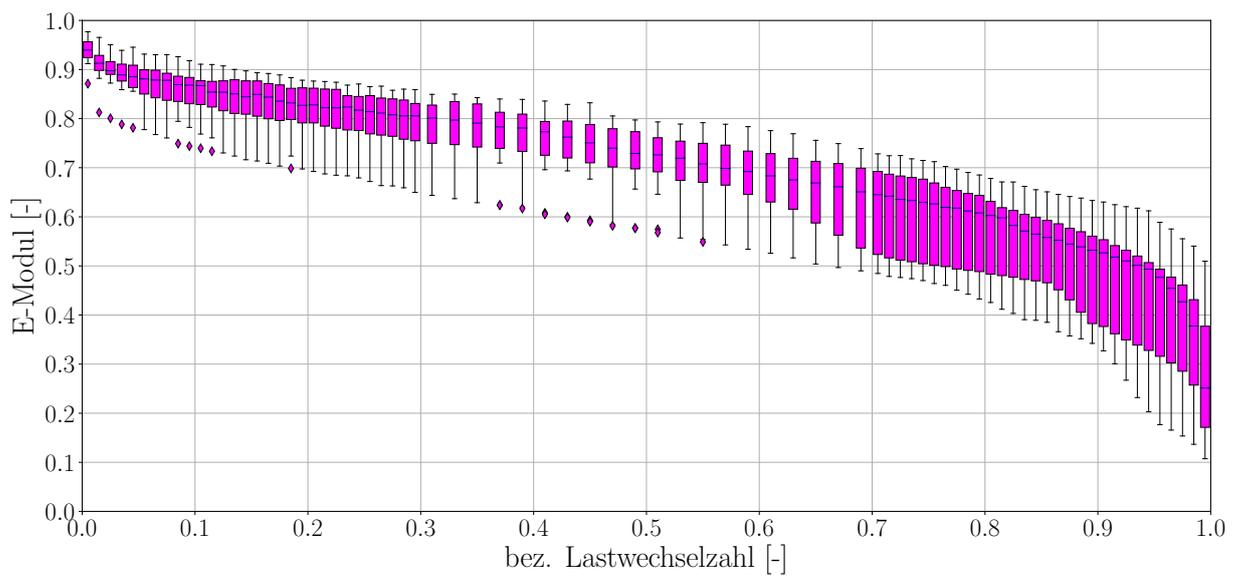


Abbildung 18.3.: Streuung der einzelnen E-Modul-Verläufe zur Ermittlung des charakteristischen E-Modul-Verlaufs der zweiten Betonrezeptur (12 Einzelverläufe)

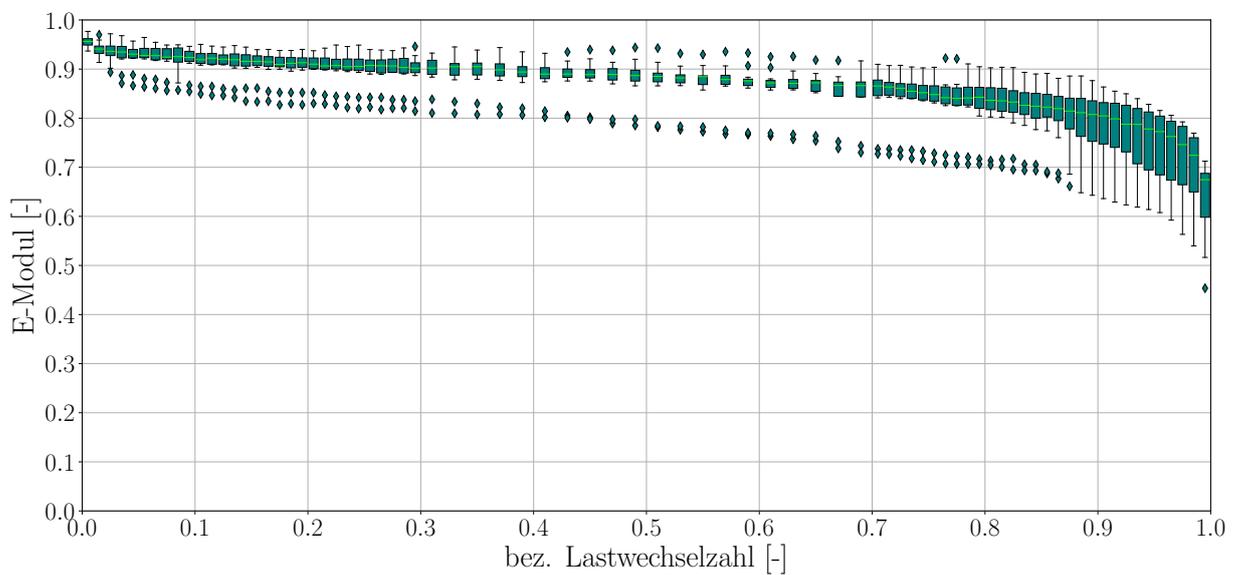


Abbildung 18.4.: Streuung der einzelnen E-Modul-Verläufe zur Ermittlung des charakteristischen E-Modul-Verlaufs der dritten Betonrezeptur (12 Einzelverläufe)

Rezepturen zwar nicht erkennen, jedoch wird der E-Modul jeweils nach Erreichen der bezogenen Lastwechselzahl von 0,7 übermäßig vermindert, weshalb es nahe liegt, besagten Übergang in diesem Bereich zu verorten. Der signifikanteste Unterschied zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen beider Rezepturen zeigt sich im Maß der Verminderung des E-Moduls über den kompletten Verlauf der *cyclic creep curve*. Entsprechend den Erläuterungen des Vorgehens zur Bestimmung der charakteristischen Verläufe geht die Abbildung des kompletten Verlaufs der *cyclic creep curve* bei Betonrezeptur 2 mit einer gegenüber Betonrezeptur 3 etwa 2,5-fachen Verminderung des E-Moduls einher.

18.3. Beeinflussung der charakteristischen Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls durch die Betonrezeptur

Da die Ermüdungsversuche an den drei untersuchten Betonrezepturen, mit Ausnahme des ersten Teils der Versuche an der ersten Betonrezeptur, unter konstanten Versuchsbedingungen durchgeführt wurden, liegt die Vermutung nahe, dass sich die erläuterten Unterschiede zwischen den charakteristischen E-Modul-Verläufen auf Unterschiede in den Betonrezepturen zurückführen lassen. Es fällt bspw. auf, dass die Verläufe der einzelnen Rezepturen entsprechend des verwendeten Größtkorns im Beton (22 mm bei Rezeptur 1, 16 mm bei Rezeptur 2 und 8 mm bei Rezeptur 3) geordnet werden können. Wie in Kapitel 5.2 anhand des Betonmodells nach Lusche [46] erläutert, wird das Hauptspannungslinienbild im belasteten Beton maßgeblich durch das Gesteinskorngefüge bestimmt. Es ist nun anzunehmen, dass das Maß der Druckspannungskonzentration und folglich auch der Zugbeanspruchung der Zementsteinmatrix u.a. durch die Größe der Gesteinskörner bestimmt wird, da größere Körner mehr Spannungen konzentrieren.

Dies könnte ein Grund für die systematische Ordnung der charakteristischen E-Modul-Verläufe entsprechend des jeweils verwendeten Größtkorns der Betonrezepturen sein. Infolge des inhomogeneren Betongefüges der Rezeptur 1 entstehen Bereiche konzentrierterer Druck- und daraus resultierender Zugspannungen im Beton. Es ist weiter anzunehmen, dass diese Bereiche im Zuge einer Ermüdungsbeanspruchung übermäßig geschädigt werden. Dies geht mit einem übermäßigem ermüdungsbedingtem Risswachstum in diesen Bereichen in Phase II der *cyclic creep curve* einher. Damit könnte erklärt werden, warum die Phase III bei Betonrezeptur 1 hingegen fast nicht erkennbar ist. Es findet kein progressives Zusammenwachsen mehrerer gleichmäßig im Betongefüge verteilter Mikrorisse zu einem Makroriss statt. Stattdessen führt das Öffnen eines einzelnen Risses zwischen zwei größeren Gesteinskörnern zu einem vergleichsweise plötzlichen Versagen des Betons.

Diesen Erläuterungen folgend, ist davon auszugehen, dass das ermüdungsbedingte Mikrorisswachstum bei Betonrezeptur 2 gleichmäßiger und bei Betonrezeptur 3 am gleichmäßigsten, d.h. am gleichmäßigsten über das Betongefüge verteilt, vonstattengeht. Aus einem gleichmäßigen Mikrorisswachstum resultiert eine langsame Zunahme der Verformungen

bzw. eine langsame Verminderung des E-Moduls. Wird zudem davon ausgegangen, dass der Zeitpunkt des Entstehens eines Makrorisses durch das Zusammenwachsen vorhandener Mikrorisse durch die Gleichmäßigkeit von deren Verteilung im Gefüge bestimmt wird, wäre erklärbar, warum der Ermüdungsprozess von Betonrezeptur 3 mit einer geringen Verminderung des E-Moduls in Phase II sowie einer verhältnismäßig kurz andauernden Phase III der *cyclic creep curve* einhergeht. Anhand dieser Betrachtungen ließe sich das Ermüdungsverhalten der Betonrezeptur 3 wiederum als vergleichsweise spröde und das der Betonrezeptur 2 hingegen als duktil einstufen.

Weiterhin wäre es vorstellbar, dass die Größe der Gesteinskörner auch für die Verlaufsform sowie die Dauer der Phase I verantwortlich sein kann, in der durch den Hydratationsprozess entstandene Mikrorisse im Zuge einer Erstbelastung initial geschlossen werden. In Kapitel 5.1 wird im Detail erläutert, welche Prozesse zu einem solchen Mikrorisswachstum während der Hydratationsphase des Betons führen. Insbesondere das Maß der thermischen und hygri-schen Inkompatibilität zwischen Zementstein und Zuschlagstoff könnte durch die Größe der Gesteinskörner verstärkt werden. Größere Gesteinskörner weisen zum einen eine größere Kontaktzone zum Zementstein auf, zum anderen ist die absolute Volumenänderung dieser Körner im Zuge thermischer und hygri-scher Veränderungen im Beton verglichen mit kleineren Körnern größer. Dadurch bedingt, können ausgeprägtere Zugringe um das Gesteinskorn entstehen, die wiederum zu einem Entstehen von mehr bzw. größeren Mikrorissen in der Kontaktzone im Zuge der Hydratation führen können. Als Folge nimmt der E-Modul zu Beginn des Ermüdungsversuches übermäßig ab.

Weitere Faktoren, von denen zu erwarten ist, dass sie die Verlaufsform der charakteristischen E-Modul-Verläufe maßgebend beeinflussen, sind die Struktur sowie die Materialeigenschaften des Zementsteins. Allerdings kann auf Grundlage der in dieser Dissertation durchgeführten Untersuchungen keine Aussage über einen derartigen Einfluss des Zementsteins auf die Verlaufsform der charakteristischen E-Modul-Verläufe getroffen werden, da die drei untersuchten Betonrezepturen denselben Zement beinhalten. Anhand weiterführender Untersuchungen zu diesem Thema könnte ein Einfluss des verwendeten Zements auf die Verlaufsform der *cyclic creep curve* herausgearbeitet werden.

18.4. Funktionale Beschreibung der charakteristischen Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls

18.4.1. Normierter Ansatz

Die Verwendung der erarbeiteten charakteristischen E-Modul-Verläufe, bspw. in Prognosemodellen zur Vorhersage des Schädigungszustandes einer Betonfahrbahnbefestigung unter Verwendung von Ansatzfunktionen zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung unterschiedlichster dimensionierungsrelevanter Parameter bedarf einer mathematisch eindeu-

tigen Beschreibbarkeit der charakteristischen E-Modul-Verläufe. Zu diesem Zweck wurde der folgend erläuterte funktionale Ansatz erarbeitet, mit dem es möglich ist, unterschiedlichste Verlaufsformen der *cyclic creep curve* mathematisch zu beschreiben. Der Ansatz ist eine Superposition der drei Teilansätze:

$$y_1(x) = a \cdot e^{-b \cdot x}, \quad (18.1)$$

$$y_2(x) = c \cdot x^d \quad (18.2)$$

und

$$y_3(x) = A_1 \cdot \sin(B_1 \cdot x - C_1) + A_2 \cdot \sin(2(B_2 \cdot x - C_2)) + A_3 \cdot \sin(4(B_3 \cdot x - C_3)). \quad (18.3)$$

Die Ansätze in Gleichung 18.1 und 18.2 dienen der allgemeinen funktionalen Beschreibbarkeit der *cyclic creep curve*. Der Ansatz in Gleichung 18.3 entspricht einer Fourier-Reihe mit drei Reihengliedern entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 7.3.6, welcher der funktionalen Beschreibbarkeit von Unregelmäßigkeiten im Verlauf der *cyclic creep curve* dienen soll. Der Vorteil bei der Verwendung einer Fourier-Reihe liegt in der Wahl der Anzahl von Reihengliedern, womit sich der Grad der Genauigkeit der funktionalen Beschreibbarkeit für unterschiedlich unregelmäßig verlaufende *cyclic creep curves* beliebig anpassen lässt. Der superpositionierte Ansatz ergibt sich für die hier betrachteten drei Teilansätze zu:

$$y_{norm}(x) = y_1(x) + y_2(x) + y_3(x). \quad (18.4)$$

Mithilfe eines Fittings (hier in *Python* vorgenommen) lassen sich die optimalen Funktionsparameter a , b , c , d , $A_{1...3}$, $B_{1...3}$ und $C_{1...3}$ bestimmen, die die charakteristischen E-Modul-Verläufe der drei Betonrezepturen unter Verwendung des funktionalen Ansatzes in Gleichung 18.4 bestmöglich beschreiben. Tabelle 18.1 zeigt die derart ermittelten Funktionsparameter sowie die Bestimmtheitsmaße des Fittings R^2 . Die charakteristischen E-Modul-Verläufe sind in Abbildung 18.5 in den Farben entsprechend Abbildung 18.1 sowie die dazugehörigen, mithilfe des beschriebenen Ansatzes bestimmten funktionalen Beschreibungen der einzelnen Betonrezepturen in rot dargestellt.

Es zeigt sich anhand dieser Abbildung sowie der Bestimmtheitsmaße in Tabelle 18.1, dass sich die charakteristischen E-Modul-Verläufe mithilfe des verwendeten funktionalen Ansatzes nahezu perfekt beschreiben lassen. Allerdings gilt es hierbei zu beachten, dass die ermittelten Funktionsverläufe sehr sensibel auf das Weglassen von Nachkommastellen in den Funktionsparametern reagieren. Es wird empfohlen, mindestens sechs, wenn möglich aber alle Nachkommastellen für die genaue Reproduktion der Funktionsverläufe zu verwenden. Die Sensibilität der Funktionsverläufe in Abhängigkeit von der Anzahl der verwendeten Nachkommastellen liegt in der Anzahl der Funktionsparameter begründet. Die Verwendung einer Fourier-Reihe für den Teilansatz gemäß Gleichung 18.3 mit weniger Reihengliedern vermindert den beschriebenen Effekt der Sensibilität der Funktionsverläufe, jedoch auf Kosten der Bestimmtheitsmaße. Je nach Anwendungsfall sollte also eine Anzahl an Fourier-Reihengliedern entsprechend einer lösungsorientierten Kombination von Sensibilität der Funktionsverläufe und Güte der Bestimmtheitsmaße gewählt werden.

Tabelle 18.1.: Optimale Funktionsparameter zur funktionalen Beschreibung der charakteristischen E-Modul-Verläufe der drei Betonrezepturen mithilfe des funktionalen Ansatzes der Gleichungen 18.1 bis 18.4 sowie Bestimmtheitsmaße des Fittings R^2

Funktionsparameter [-]	Betonrezeptur 1 [-]	Betonrezeptur 2 [-]	Betonrezeptur 3 [-]
a	0.10937953722206661	0.08271789407986581	0.05288188996883612
b	100.90542548673804	238.43695034441583	315.6630006879846
c	-75.58161945112765	-0.14593494753464367	-0.1473176269219137
d	2.1349742355818875	147.78901924346292	170.87500787605373
A_1	-431.7302977939005	155.76500318807805	768.1591852243464
B_1	-0.3662308008824774	3.685664776727031	0.9460760456577231
C_1	-0.2059815225086085	2.36678557691767	0.4290599040928052
A_2	-440.53060070451295	-83.79269052656286	-289.2189311460453
B_2	0.08026864692696391	1.7586225787748027	0.6401759736252386
B_2	1.137397065894602	1.1521182427422465	0.2903887084458998
A_3	372.9025814589742	72.83485165632915	-992.8089790387427
B_3	0.18231612318851767	0.9624214607460438	-0.08978612732024661
B_3	0.6047541212751324	1.392556254991565	0.7444657983192725
R^2	0.9996981049563365	0.9999300542168459	0.9994678576725143

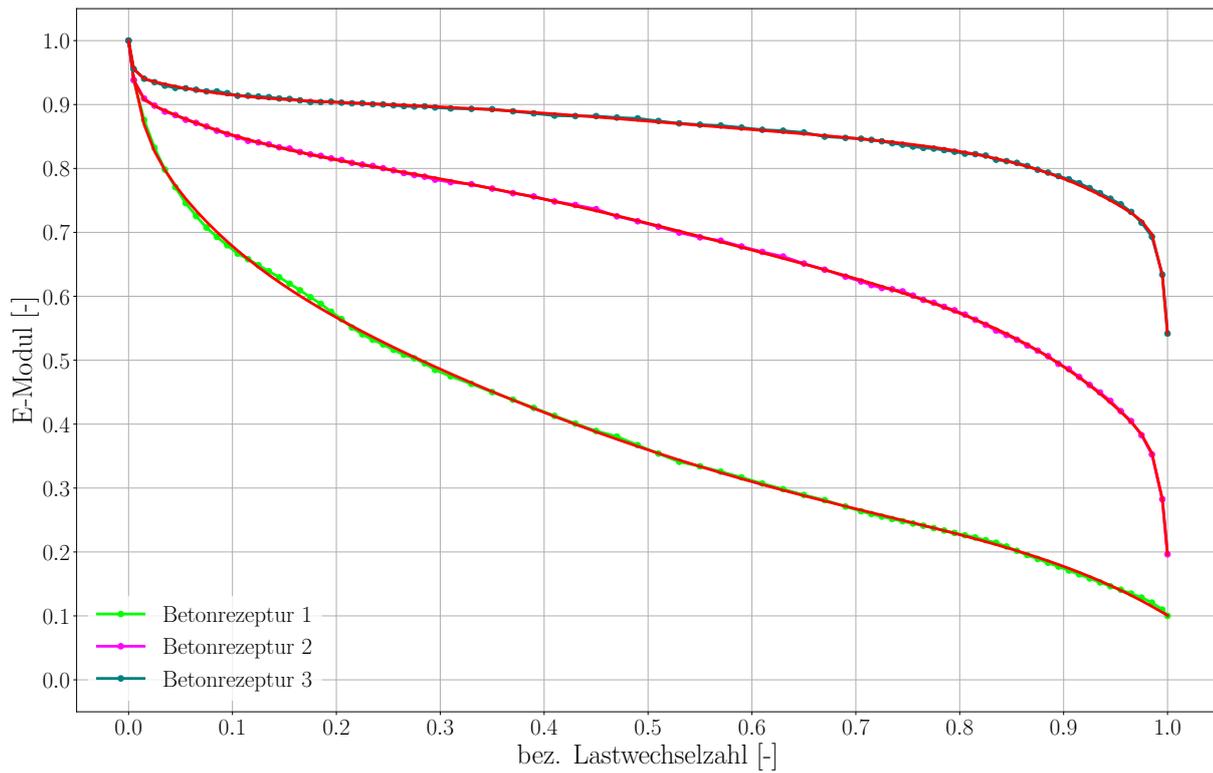


Abbildung 18.5.: Charakteristische Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung für die untersuchten Betonrezepturen als normierte Mittelwertfunktionen sowie zugehörige mithilfe des eigenen Ansatzes beschriebene Funktionen mit den Funktionsparametern entsprechend Tabelle 18.1 in rot dargestellt

18.4.2. Nicht normierter Ansatz

Um die Normierung der charakteristischen E-Modul-Verläufe rückgängig zu machen und somit absolute Werte des E-Moduls sowie absolute Zeiten berücksichtigen zu können, muss der funktionale Ansatz des vorhergehenden Kapitels in eine nicht normierte Form überführt werden. Ersteres kann durch die Multiplikation des funktionalen Ansatzes mit einem Skalierungsfaktor erreicht werden. Hierfür eignet sich der mittlere anfängliche E-Modul einer Betonrezeptur E_{Anfang} . Die Berücksichtigung eines Betrachtungszeitraums T hingegen erfolgt durch dessen Implementierung in den funktionalen Ansatz in Form eines Streckfaktors, sodass sich der nicht normierte funktionale Ansatz ergibt zu:

$$\begin{aligned}
 y_{non-norm}(E_{Anfang}, x, T) &= E_{Anfang} \cdot [y_1(x, T) + y_2(x, T) + y_3(x, T)] \\
 y_1(x, T) &= a \cdot e^{-b \cdot \frac{x}{T}} \\
 y_2(x, T) &= c \cdot \left(\frac{x}{T}\right)^d \\
 y_3(x, T) &= A_1 \cdot \sin\left(B_1 \cdot \frac{x}{T} - C_1\right) \\
 &\quad + A_2 \cdot \sin\left(2\left(B_2 \cdot \frac{x}{T} - C_2\right)\right) \\
 &\quad + A_3 \cdot \sin\left(4\left(B_3 \cdot \frac{x}{T} - C_3\right)\right). \tag{18.5}
 \end{aligned}$$

In Kapitel 19 wird dieser nicht normierte Ansatz in Kombination mit den Funktionsverläufen zur Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung exemplarisch angewendet.

19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls sowie der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung - ein Ausblick

In diesem Kapitel wird die Verwendbarkeit der im Zuge dieser Dissertation erstellten charakteristischen Verläufe des E-Moduls sowie der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung mithilfe eines Prognoseverfahrens exemplarisch demonstriert. Das dabei verwendete Prognoseverfahren wird im folgenden zunächst grundlegend erläutert, bevor im nächsten Schritt auf die Ergebnisse dieser beispielhaften Anwendung des Verfahrens unter Nutzung der E-Modul-Verläufe und der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit eingegangen wird.

19.1. Beschreibung des Prognoseverfahrens

Das Verfahren benutzt das gleiche theoretische Instrumentarium, welches zur Dimensionierung nach den RDO Beton [3] verwendet wird. Bisherige Erfahrungen haben gezeigt, dass das Dimensionierungsverfahren nach den RDO Beton nicht ausreicht, um praktisch verwertbare Ergebnisse zur Prognose der Nutzungsdauer zu generieren. Dies liegt im Wesentlichen daran, dass das Dimensionierungsverfahren die Einhaltung bestimmter Wertebereiche für die Parameter voraussetzt und das Beanspruchungsniveau für das Dimensionierungsergebnis immer in einem bestimmten Bereich liegt. Die Substanzbewertung muss aber vom konkret festgestellten Zustand ausgehen, welcher die o.g. Bedingungen oftmals nicht erfüllt.

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurde das Dimensionierungsverfahren modifiziert und erweitert. Hierbei sind konkret vor allem die nachfolgend aufgeführten Punkte zu nennen:

19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe

- Einführung zeitlicher Verlaufsfunktionen für wesentliche Parameter
- Benutzung der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner gemäß der Erläuterungen in Kapitel 4.4
- Berücksichtigung des gesamten Lastkollektivs
- Objektkonkrete Kalibrierung des Verfahrens an der Ausfallrate im Bewertungsjahr.

Mit den zeitlichen Verlaufsfunktionen kann der Einfluss der allmählichen Fahrbahnschädigung auf die Betonplattenbeanspruchung berücksichtigt werden. Konkret wurden zeitliche Verläufe für die Zunahme der Betonfestigkeit im Zuge der Nacherhärtung, den Lagerungsfaktor, den Stoßfaktor und den Dübelfaktor eingeführt. Die zeitlichen Verlaufsfunktionen haben eine feste mathematische Form. Die konkreten Funktionsparameter ergeben sich aber aus dem im Bewertungsjahr festgestellten Fahrbahnzustand. Das Berechnungsergebnis ist also nicht mehr allein von den projektierten Parameterwerten, sondern von den tatsächlich vorhandenen Werten und ihrer zeitlichen Entwicklung abhängig.

Die Anwendung der zeitlichen Verlaufsfunktionen führt dazu, dass sich für jedes Nutzungsjahr ein anderes Beanspruchungsniveau beim Achsübergang ergibt. Um dies zu berücksichtigen, werden jährliche Schädigungsanteile berechnet, welche gemäß der Schadensakkumulationshypothese nach Palmgren-Miner als Verhältnis von vorhandener Lastwechselzahl zu zulässiger Lastwechselzahl definiert sind und welche zu einer Schädigungssumme addiert werden. Mit der Bedingung Schädigungssumme = 1 kann eine Betonfestigkeit berechnet werden, welche im betrachteten Jahr zum Versagen führt. Über die Verteilungsfunktion für die Betonfestigkeit ergibt sich der Anteil der Betonplatten, deren Festigkeit unter diesem Wert liegt. Das ist die Ausfallrate bis zum betrachteten Jahr.

Das Verfahren erlaubt die Berücksichtigung von Häufigkeitsverteilungen für die Verkehrs- und Temperaturbelastung. Damit ist es möglich, die Ergebnisse aus den Forschungsvorhaben FE 04.0285/2014/ORB - *Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung* [93] bzw. FE 08.0254/2017/KRB - *KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton. Verteilungsfunktion und Extremwerte* [94], die der Erarbeitung des Arbeitspapiers *Eingangsgroßen für die Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz, Teil 1 Verkehrsbelastung, Teil 2 Klima* der FGSV zugeführt wurden, zu nutzen und standortbezogene Verkehrslastverteilungen und Temperaturverteilungen zu berücksichtigen.

Die detaillierte Beschreibung des Verfahrens wird mit dem Bericht zum Forschungsvorhaben FE 08.0257 - *Evaluierung von bestehenden Betonfahrbahnen auf unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen* veröffentlicht [95] (noch nicht abgeschlossen). Das Verfahren soll die Grundlage für die Erarbeitung der RSO Beton bilden.

19.2. Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung des Elastizitätsmoduls in Form der charakteristischen Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls

Im Prinzip stellt die Verwendung variierender Werte für den E-Modul im Prognoseverfahren in jedem Jahr entsprechend der charakteristischen E-Modul-Verläufe kein Problem dar. Problematisch ist allein die pauschal gültige Übertragbarkeit der Probekörperermüdung im Labor auf die Plattenermüdung in situ. Hinzu kommt das Ansetzen eines einzigen Wertes für den E-Modul der gesamten Platte. Praktisch ist vielmehr davon auszugehen, dass die Degradation des E-Moduls im Plattenvolumen unterschiedlich stattfindet, sowohl über den Querschnitt als auch über die Fläche. Weiterhin wird die Platte in situ durch eine Druck-Zug-Wechselbelastung entsprechend der Erläuterungen in Kapitel 3.3 und nicht durch eine Spaltzug-Schwellbelastung beansprucht. Generell unterscheidet sich der Spannungszustand der Platte und der der Laborprobekörper. Durch die flächige Auflagerung der Platte kann es im Zuge des Ermüdungsvorganges außerdem zu Spannungsumlagerungen in der Platte kommen. Zudem liegt in situ ein Kollektiv unterschiedlicher Belastungen vor, im Spaltzug-Schwellversuch hingegen wird der Probekörper i.d.R. mit einer konstanten Last beansprucht. Zuletzt ist es praktisch unmöglich, ein Beanspruchungsniveau für die Ermüdungsbeanspruchung anzugeben, ungeachtet der Tatsache, dass diese sich jedes Jahr zudem noch ändert.

All diese Punkte gilt es bei der Übertragung der im Labor bestimmten charakteristischen E-Modul-Verläufe auf den Ermüdungsprozess einer Betonfahrbahnplatte in situ zu betrachten. Nichtsdestotrotz kann davon ausgegangen werden, dass die Verminderung des E-Moduls im Zuge der Ermüdung in etwa so verläuft, wie die charakteristischen E-Modul-Verläufe es nahelegen. Zudem muss an dieser Stelle angemerkt werden, dass es keinen Erfahrungshintergrund auf Grundlage von Untersuchungen zum realen Ermüdungsvorgang einer Platte in situ gibt. Das in dieser Dissertation vorgestellte Verfahren zur Bestimmung charakteristischer E-Modul-Verläufe stellt eine erste ingenieurmäßige Lösung für das Erfassen des Ermüdungsvorgangs von Straßenbeton unter Laborbedingungen sowie für das mathematische Beschreiben dieses Vorgangs dar.

Anhand der exemplarischen Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe sowie der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit der drei untersuchten Betonrezepturen in dem oben vorgestellten Prognoseverfahren soll das Potential dieser Verläufe zur realitätsnäheren Beschreibung des Ermüdungsvorgangs einer Betonfahrbahnbefestigung gegenüber der Verwendung konstanter Werte für den E-Modul und die Festigkeit demonstriert werden.

19.3. Ergebnisse der exemplarischen Anwendung

19.3.1. Annahmen und Eingangsparameter

Es wurde keine konkrete Strecke bewertet. Der Kalibrierungsfaktor für die zeitlichen Verlaufsfunktionen der Zunahme der Betonfestigkeit im Zuge der Nacherhärtung, des Lagerungsfaktors, des Stoßfaktors und des Dübelsfaktors wurde demnach zu 1 angenommen. Für die Verlaufsfunktionen selbst wurden Standardverläufe gewählt. Es wurden zudem das Verkehrslastkollektiv für den Fall *BAB Fernverkehr* sowie Magdeburg als Standort für die Annahme der Temperatureinflüsse verwendet. Folgend aufgelistete weitere Parameter wurden angesetzt:

- Plattenlänge: 5,0 m
- Plattenbreite: 4,25 m
- Plattendicke: 26 cm
- Baujahr 1989
- Bewertungsjahr 2019
- B in 30 Jahren gemäß Szenario 1: 38 Mio.
- B in 30 Jahren gemäß Szenario 2: 100 Mio.
- Betonspaltzugfestigkeit nach 60 Tagen: $3,9 \frac{N}{mm^2}$ für alle Betonrezepturen
- Beanspruchungsniveau: 50 % der Betonspaltzugfestigkeit
- Wärmedehnzahl: $10 \cdot 10^{-6} \frac{1}{K}$
- Betonrezeptur 1: $E_{Anfang} = 35.077 \frac{N}{mm^2}$, Verlauf entsprechend Spalte 1 Tabelle 18.1
- Betonrezeptur 2: $E_{Anfang} = 43.100 \frac{N}{mm^2}$, Verlauf entsprechend Spalte 2 Tabelle 18.1
- Betonrezeptur 3: $E_{Anfang} = 40.503 \frac{N}{mm^2}$, Verlauf entsprechend Spalte 3 Tabelle 18.1.

19.3.2. Ergebnisse

Ansatz nur der charakteristischen E-Modul-Verläufe

In einem ersten Schritt wurden die charakteristischen E-Modul-Verläufe für die Beschreibung der zeitlichen Veränderung des E-Moduls angesetzt und die daraus resultierenden Ergebnisse zur prognostizierten Ausfallrate pro Jahr mit den Ergebnissen verglichen, welche sich für das Ansetzen zeitlich invarianter und somit konstanter Werte für den E-Modul ergeben. Diese Ergebnisse sind für das Szenario 1 sowie für die drei betrachteten Betonrezepturen in den Abbildungen 19.1, 19.2 und 19.3 dargestellt. Dabei entsprechen die blauen Kurven jeweils den Ergebnissen für einen konstanten E-Modul und die roten Kurven den Ergebnissen für einen veränderlichen E-Modul.

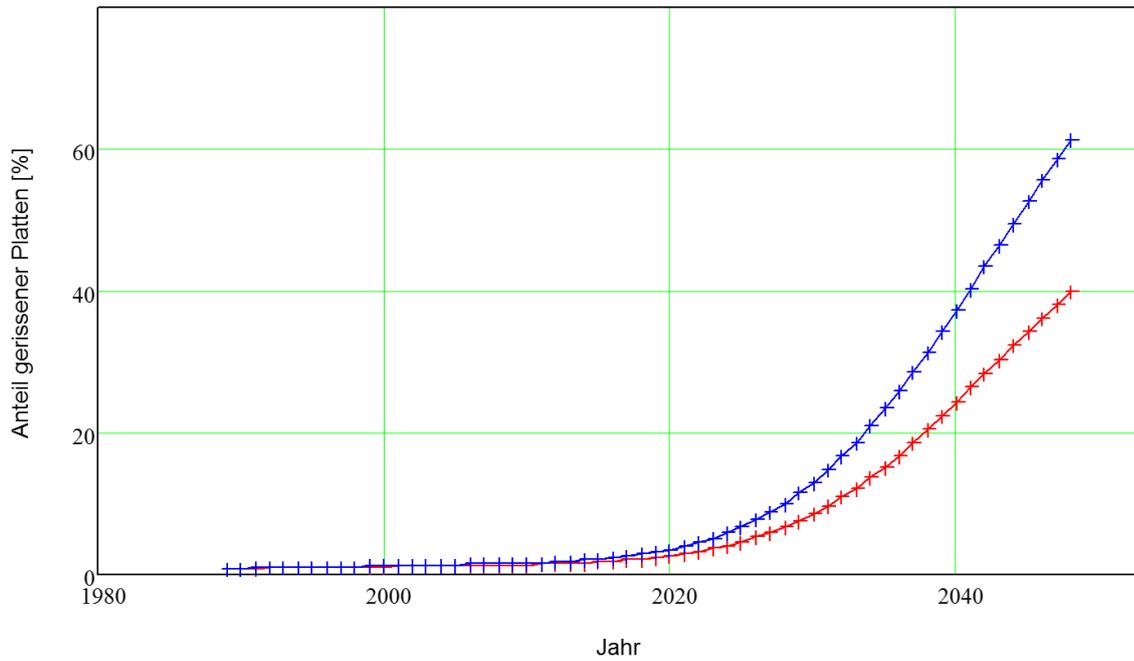


Abbildung 19.1.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 1; B gem. Szenario 1

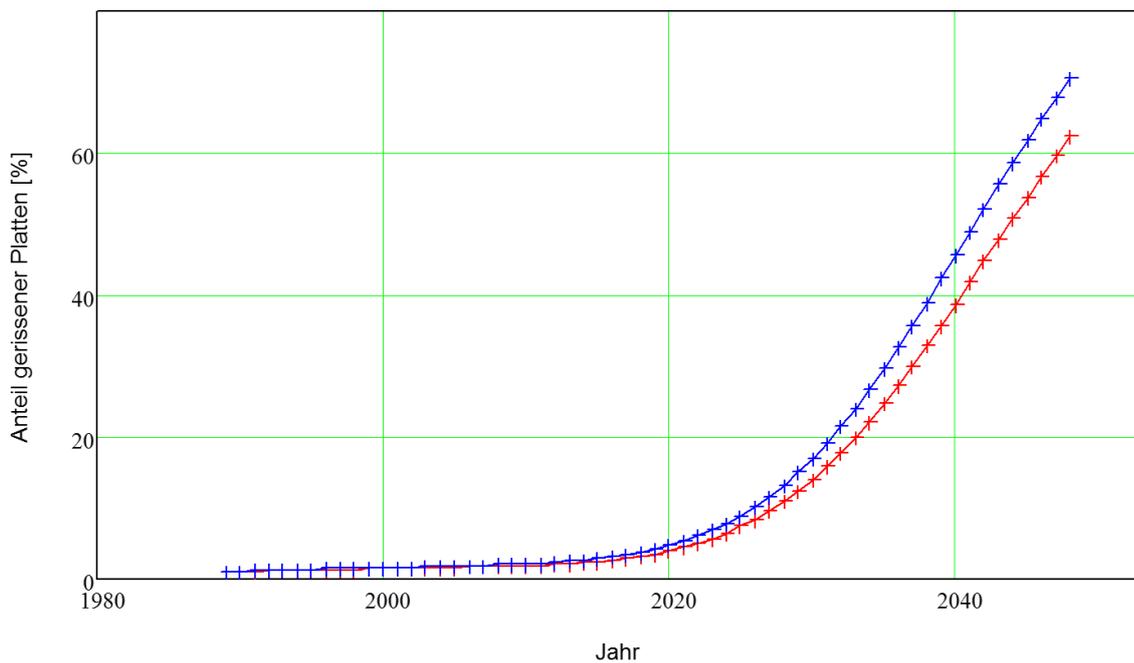


Abbildung 19.2.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 2; B gem. Szenario 1

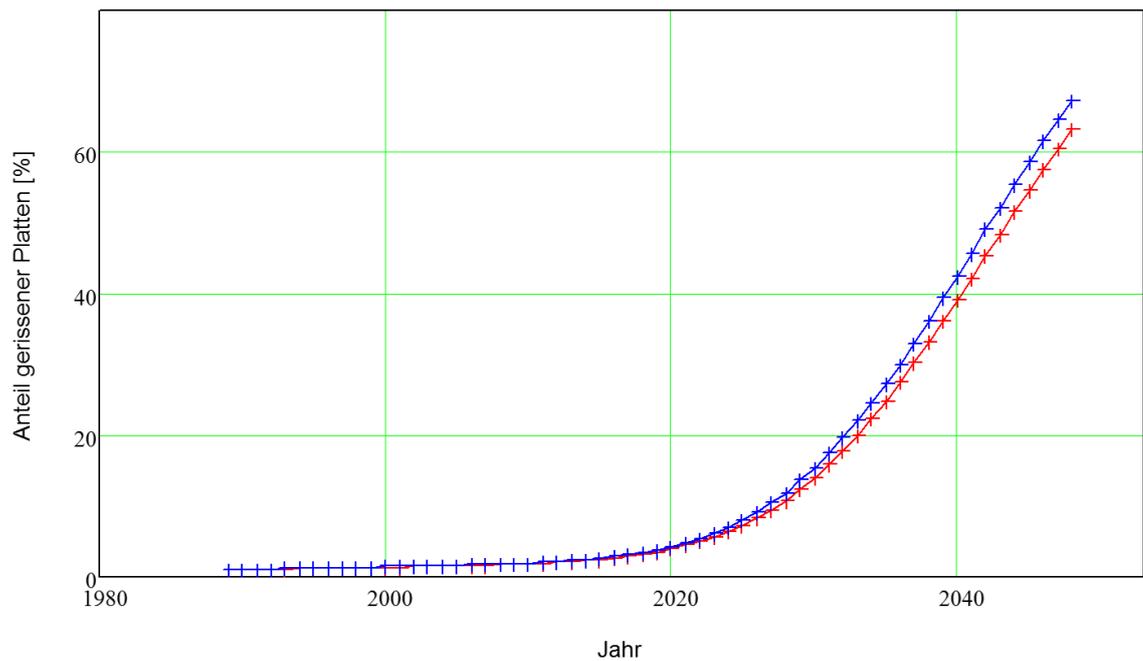


Abbildung 19.3.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 3; B gem. Szenario 1

Dadurch, dass eine zeitliche Abnahme des E-Moduls in Form der charakteristischen Verläufe im Prognoseverfahren implementiert wurde, ergeben sich bei gleicher Belastung der Platten geringere Beanspruchungen als für einen konstanten E-Modul. Dies führt zu einer geringeren Ausfallrate im Verlauf der Zeit, da für geringere Beanspruchungen bei gleichbleibender oder lediglich im Zuge der Nacherhärtung steigender Festigkeit höhere Zahlen ertragbarer Achslastübergänge aus den zu 1 gesetzten Schädigungssummen ermittelt werden. Die Verlaufsform der Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit ergibt sich dabei basierend auf dem zugrunde gelegten charakteristischen E-Modul-Verlauf. So lässt sich in den Ergebnissen eine Analogie zu den charakteristischen E-Modul-Verläufen der drei untersuchten Betonrezepturen in Abbildung 18.5 erkennen. Der charakteristische Verlauf der Rezeptur 1 zeichnet sich durch eine frühzeitig ausgeprägte, starke Verminderung des E-Moduls aus. Die Verminderung des E-Moduls entsprechend des Verlaufs der Rezeptur 2 hingegen gestaltet sich im gleichen Betrachtungszeitraum weniger ausgeprägt und die Verminderung des E-Moduls der Rezeptur 3 geht am wenigsten stark ausgeprägt vorstatten. Dementsprechend liegt der Verlauf der Ausfallrate für einen veränderlichen E-Modul bei Rezeptur 1 am weitesten vom Verlauf der Ausfallrate für einen konstanten E-Modul entfernt. Geringere Abweichungen zwischen den Verläufen der Ausfallrate zeigen sich für die Rezeptur 2. Die geringsten Unterschiede in den Verläufen der Ausfallrate ergeben sich für Rezeptur 3, da die geringe Verminderung des E-Moduls nur zu geringen Abweichungen in den Beanspruchungen der Platte gegenüber einem konstanten E-Modul führt.

Die insgesamt verhältnismäßig gering ausgeprägten Unterschiede in den Verläufen der Ausfallrate können darauf zurückgeführt werden, dass für das Szenario 1 nur ein verhältnismäßig kleiner Teil der charakteristischen E-Modul-Verläufe abgebildet wird, in dem sich der E-Modul insgesamt nicht sehr stark vermindert und somit nicht sonderlich vom konstanten E-Modul abweicht.

Ein anderes Bild wird durch die Betrachtung des Szenario 2 gezeichnet. Die sich für dieses Szenario sowie für die unterschiedlichen Betonrezepturen ergebenden Verläufe der Ausfallraten in Abhängigkeit von der Zeit sind in den Abbildungen 19.4, 19.5 und 19.6 dargestellt. Anhand eines Vergleichs der blauen Verläufe für die Ausfallraten der einzelnen Betonrezepturen für Szenario 1 und 2 zeigt sich zunächst, dass sich eine Erhöhung der Verkehrsbelastung in Form einer erhöhten Beanspruchung B erwartungsgemäß negativ auf die Ausfallrate auswirkt. Somit ergeben sich für alle drei Rezepturen für das Szenario 2 signifikant höhere Ausfallraten zu gleichen Betrachtungszeitpunkten. Weiterhin wird durch die Erhöhung der Belastung im Betrachtungszeitraum ein größerer Teil der charakteristischen E-Modul-Verläufe abgebildet, welcher zu einer ausgeprägteren Verminderung des E-Moduls gegenüber der des Szenario 1 führt. Dementsprechend ergeben sich für das Szenario 2 größere Unterschiede zwischen den Verlaufsformen der Ausfallrate für einen konstanten E-Modul und den Verlaufsformen der Ausfallrate für einen veränderlichen E-Modul entsprechend der charakteristischen E-Modul-Verläufe der Betonrezepturen. Durch das Abbilden eines größeren Teils der charakteristischen Verläufe werden automatisch größere Teile der Verläufe der Ausfallrate für einen veränderlichen E-Modul abgebildet. Anders betrachtet, führt eine Erhöhung der Belastung im Szenario 2 dazu, dass die Verläufe für die Ausfallrate sowohl für einen konstanten als auch für einen veränderlichen E-Modul entlang der Zeitachse gestaucht werden, was höhere Ausfallraten zu gleichen Zeitpunkten bzw. gleiche Ausfallraten zu früheren Zeitpunkten zur Folge hat.

Ansatz der charakteristischen E-Modul-Verläufe sowie der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit

Im zweiten Schritt wurden zusätzlich die Verläufe für die Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung im Prognoseverfahren implementiert. Die dadurch bedingte, jahrescheibenweise Verminderung der Festigkeit gilt es mit der zeitlichen Zunahme der Festigkeit im Zuge der Betonnacherhärtung zu überlagern. Die Verminderung der Festigkeit wird dabei basierend auf den aus den charakteristischen E-Modul-Verläufen resultierenden Verminderungen des E-Moduls ermittelt.

Die sich hieraus ergebenden Verläufe der Ausfallrate sind für Szenario 1 sowie für die drei Betonrezepturen in den Abbildungen 19.7, 19.8 und 19.9 dargestellt. Für den Verlauf der Ausfallrate der Rezeptur 1 in Abbildung 19.7 zeigt sich erneut, dass die Ausfallrate für einen veränderlichen E-Modul sowie für eine veränderliche, d.h. eine im Zuge der Ermüdung verminderte Festigkeit, zu allen Zeitpunkten geringer liegt als die Ausfallrate

19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe

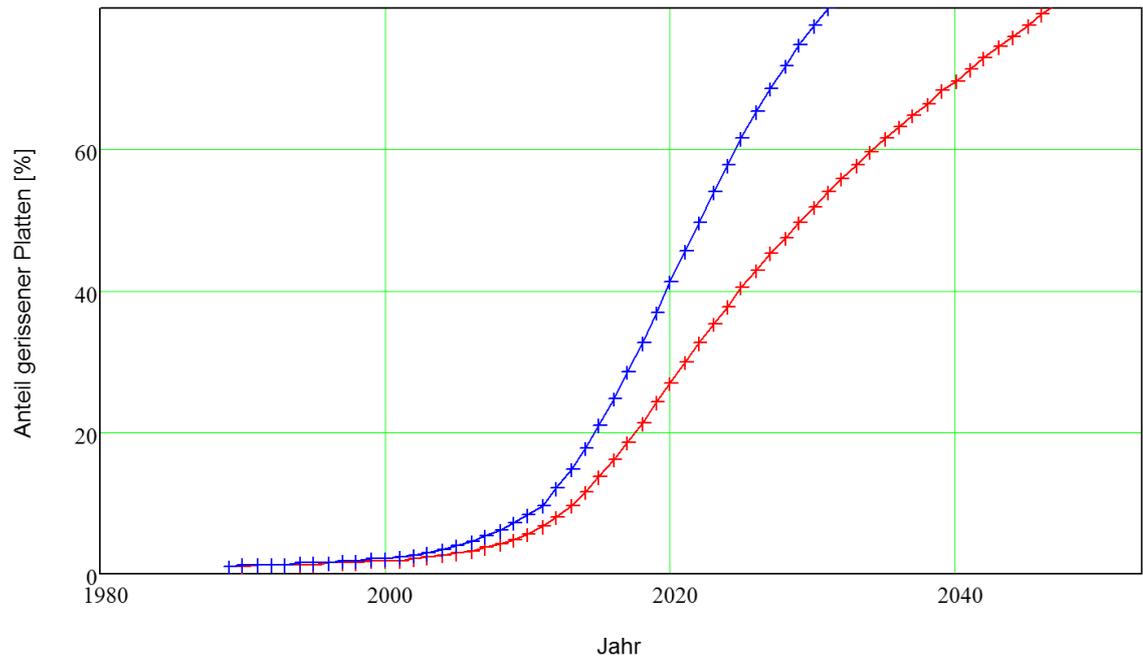


Abbildung 19.4.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 1; B gem. Szenario 2

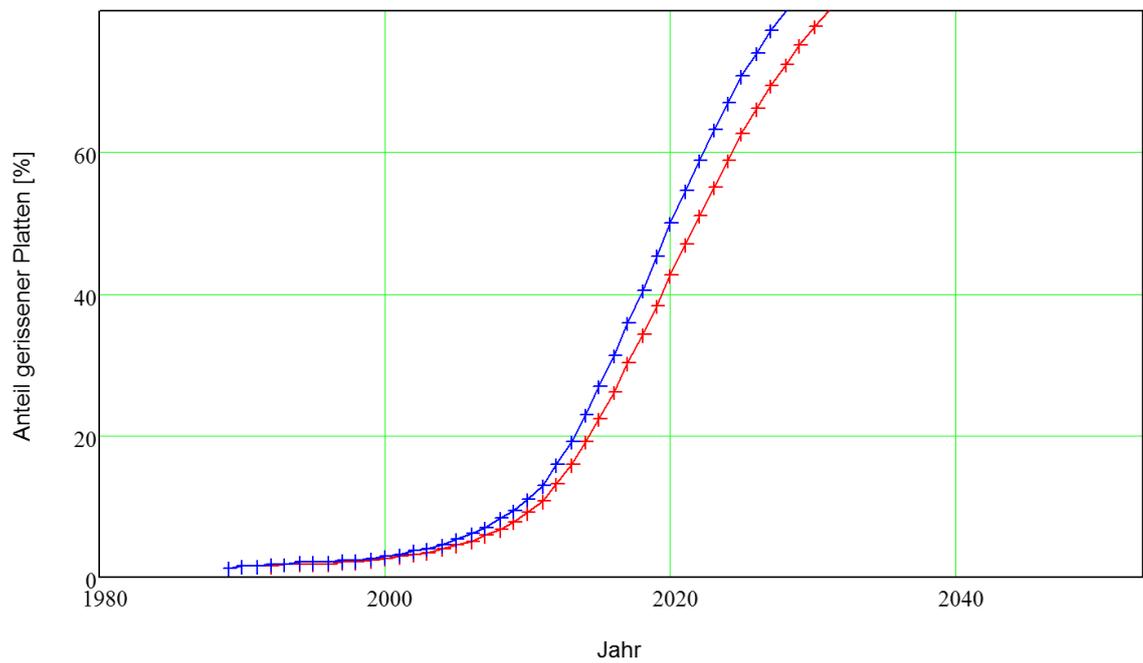


Abbildung 19.5.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 2; B gem. Szenario 2

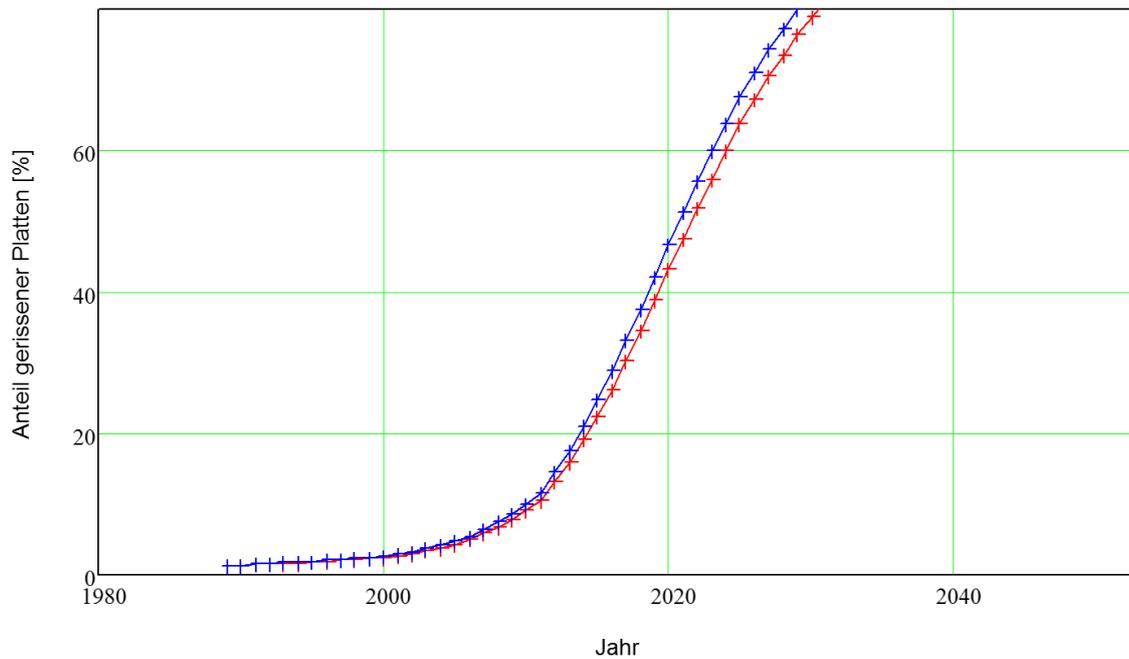


Abbildung 19.6.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul (rot); Betonrezeptur 3; B gem. Szenario 2

für einen konstanten E-Modul und eine konstante Festigkeit. In Anbetracht der geringen Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung (siehe Abbildung 16.6) sowie unter Berücksichtigung der oben erläuterten Auswirkungen einer verhältnismäßig stark ausgeprägten Verminderung des E-Moduls auf den Verlauf der Ausfallrate erscheint dieses Ergebnis überaus plausibel. Ebenso plausibel sind die Ergebnisse für die Betonrezepturen 2 und 3. Da deren Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung signifikanter vorstatten geht (siehe Abbildung 17.1 und 17.2), ergeben sich geringere Zahlen ertragbarer Achslastübergänge aus den zu 1 gesetzten Schädigungssummen und daraus resultierend, höhere Zahlen ausgefallener Platten. Die Ausfallraten dieser beiden Rezepturen liegen unter Berücksichtigung im Zuge der Ermüdung verminderter Festigkeiten sowie verminderter E-Moduln zu gleichen Zeitpunkten höher als bei der Annahme konstanter Werte für die Festigkeit und den E-Modul.

Auch hier zeigt sich eine Ordnung des Maßes der Unterschiedlichkeit zwischen den Verläufen der Ausfallrate für veränderliche und konstante Werte entsprechend der Verläufe für die Verminderung der Festigkeit der einzelnen Rezepturen. So ist der Verlauf der Ausfallrate für veränderliche Werte bei Rezeptur 3 basierend auf dem verhältnismäßig steilen Verlauf der Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung dadurch geprägt, dass er signifikant höhere Werte gegenüber der Ausfallrate für konstante Werte ergibt. Gleichbedeutend lässt sich aufgrund einer weniger stark ausgeprägten Verminderung der Festigkeit im Zuge der Ermüdung für Betonrezeptur 2 ein geringerer Unterschied zwischen

19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe

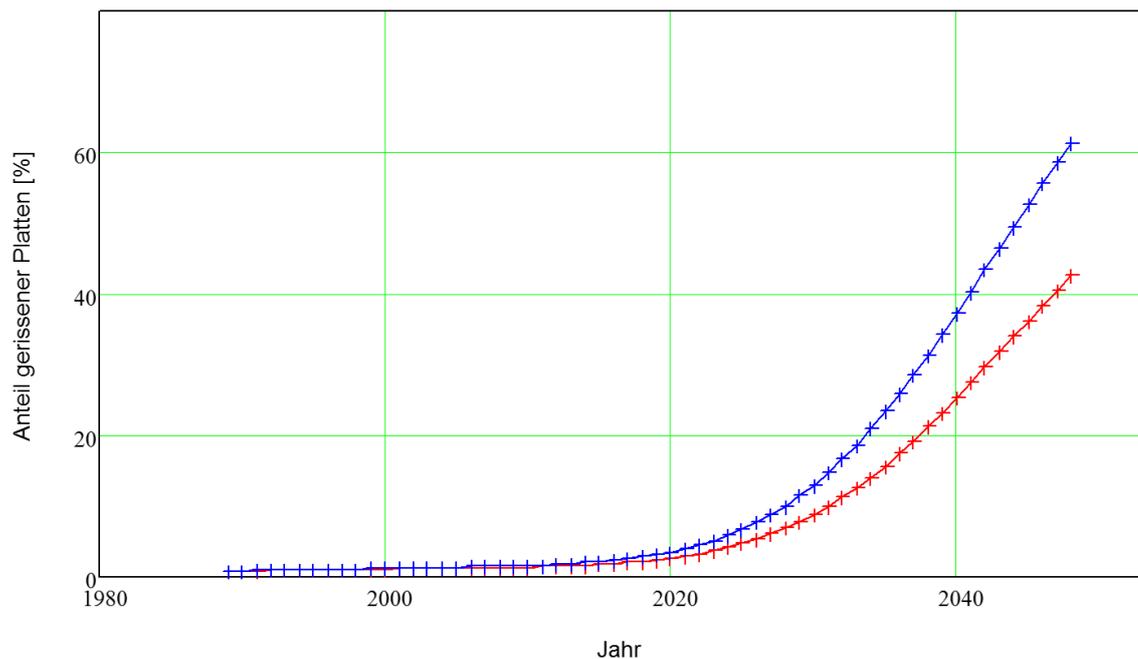


Abbildung 19.7.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 1; B gem. Szenario 1

dem Verlauf der Ausfallrate für veränderliche Werte und dem Verlauf der Ausfallrate für konstante Werte bestimmen.

Wird wiederum das Szenario 2 betrachtet, ergeben sich die in den Abbildungen 19.10, 19.11 und 19.12 dargestellten Verläufe der Ausfallrate. Analog zu den Erläuterungen der Ergebnisse für einen veränderlichen E-Modul und eine im Zuge der Ermüdung konstante Festigkeit wird bei steigender Belastung ein größerer Teil sowohl der charakteristischen E-Modul-Verläufe als auch der Verläufe für die Verminderung der Festigkeiten abgebildet. Mathematisch betrachtet, geht dies wiederum mit einer Stauchung der Verläufe für die Ausfallrate entlang der Zeitachse einher.

Durch die Einbeziehung zeitlich veränderlicher Werte für den Elastizitätsmodul und der daraus abgeleiteten Festigkeit im vorgestellten Prognoseverfahren wurde exemplarisch gezeigt, dass die Berücksichtigung der Betonermüdung zur Erhöhung der Ausfallrate gegenüber der Verwendung konstanter Werte führt. Durch die Abbildung der Auswirkungen des Ermüdungsvorganges des Baustoffs Straßenbeton auf die für die Dimensionierung und die Prognose von Betonfahrbahnbefestigungen sehr relevanten Parameter des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit im Prognoseverfahren wurde der Tatsache des negativen Einflusses der Betonermüdung auf die Ausfallrate der Befestigung damit erstmalig Rechnung getragen. Besonders die Betrachtung der Betonrezepturen 2 und 3 hat gezeigt, dass die Berücksichtigung der Auswirkungen der Betonermüdung auf die Materialparameter einen

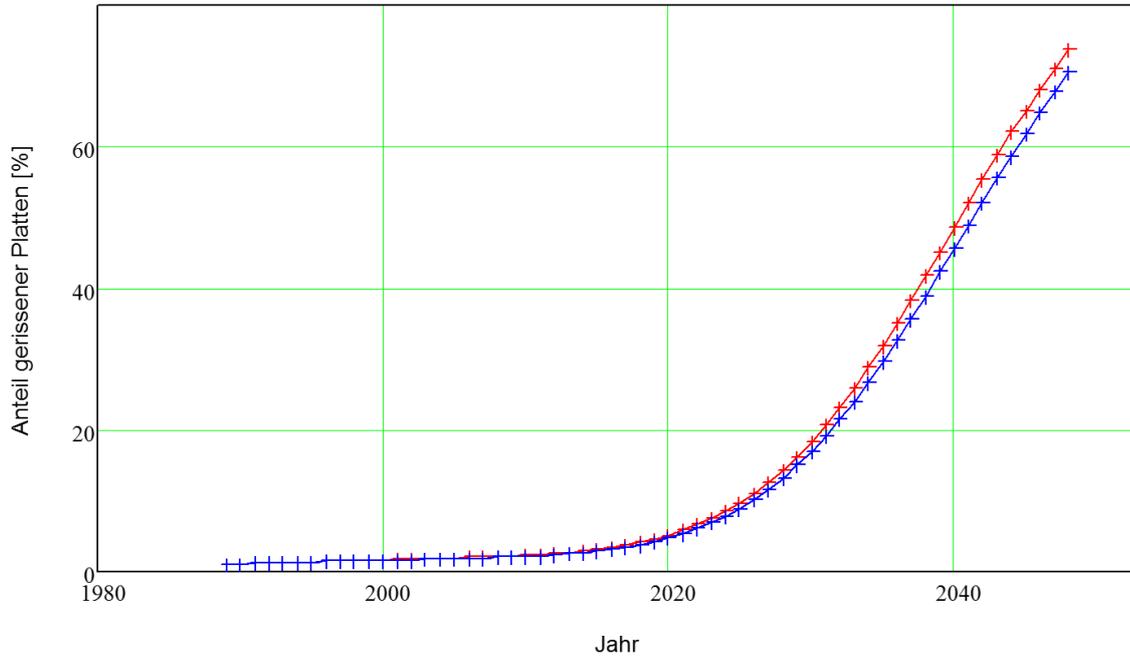


Abbildung 19.8.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 2; B gem. Szenario 1

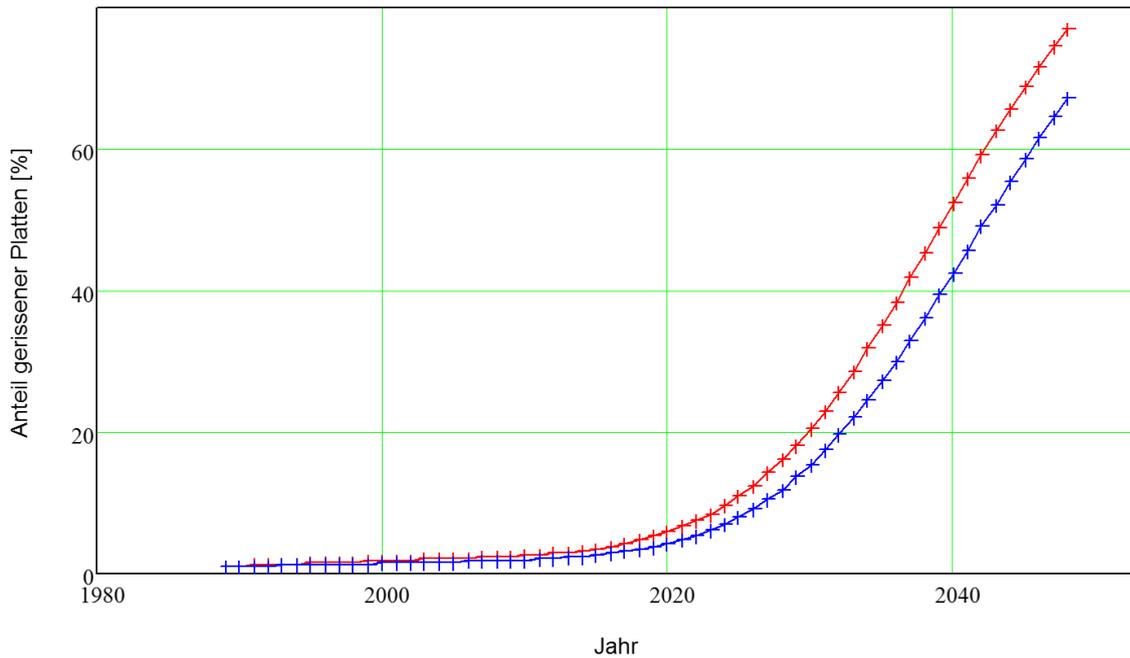


Abbildung 19.9.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 3; B gem. Szenario 1

19. Exemplarische Anwendung der charakteristischen E-Modul-Verläufe

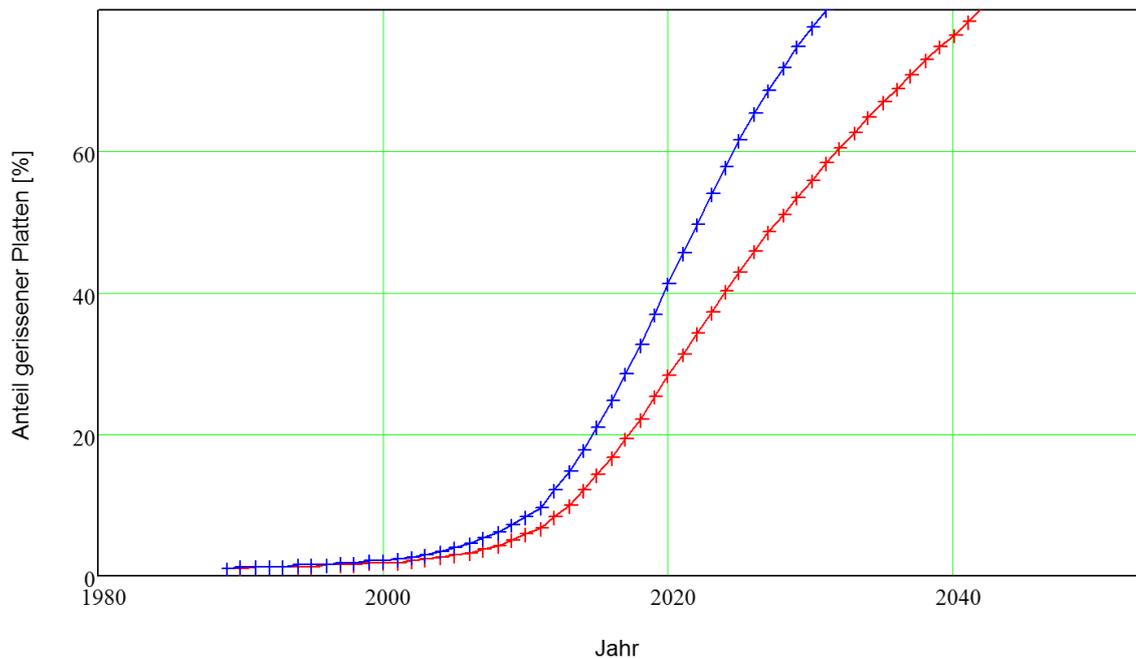


Abbildung 19.10.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 1; B gem. Szenario 2

signifikanten Einfluss auf das Dimensionierungs- oder Prognoseergebnis nehmen kann. Ob dieses Ergebnis allerdings eher dem realen, zu erwartenden Ermüdungsverhalten der Gesamtbefestigung entspricht, sei in Anbetracht der oben erläuterten Punkte dahingestellt. Unter Berücksichtigung des allgemeingültigen, ingenieurmäßigen Verständnisses des negativen Einflusses der Betonermüdung auf das Dimensionierungs- oder Prognoseergebnis der Befestigung liegt es jedoch nahe, dass es zum jetzigen Zeitpunkt verhältnismäßiger wäre, zeitlich veränderliche Werte für den Elastizitätsmodul und die Festigkeit entgegen der bisherigen Annahme zeitlich invarianter Werte zugrunde zu legen. Auch wenn die angenommenen Verläufe des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit nur bedingt dem realen Ermüdungsverhalten entsprechen, läge man in Bezug auf den prognostizierten Verlauf der Ausfallrate für diese veränderlichen Werte entgegen der Annahme konstanter Werte in jedem Fall auf der sichereren Seite.

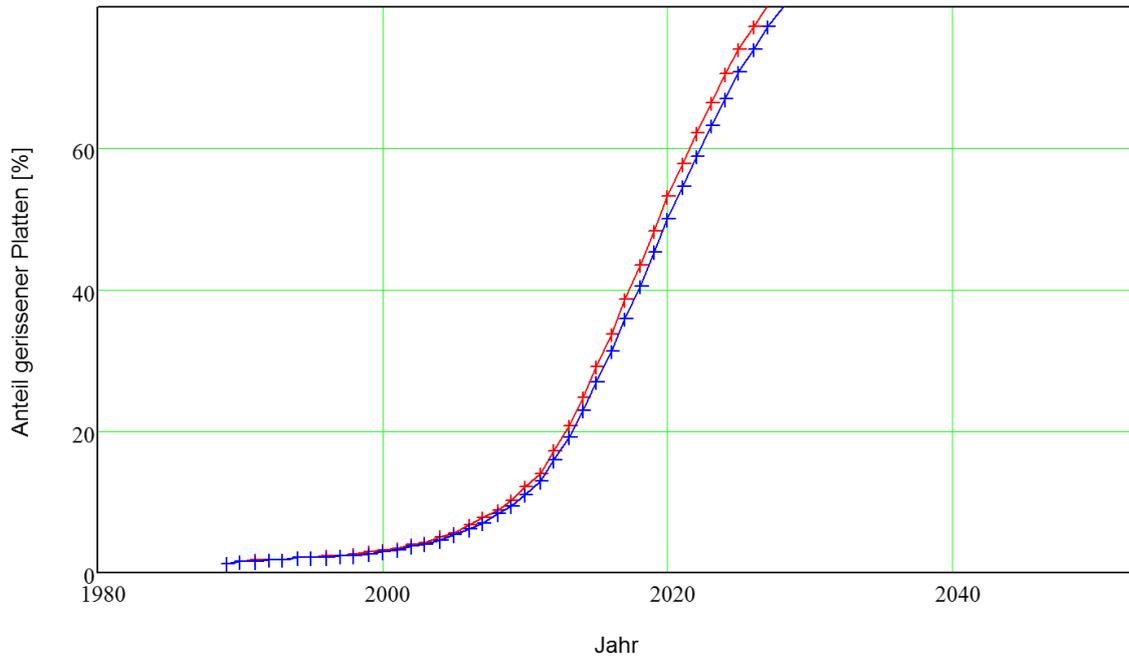


Abbildung 19.11.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 2; B gem. Szenario 2

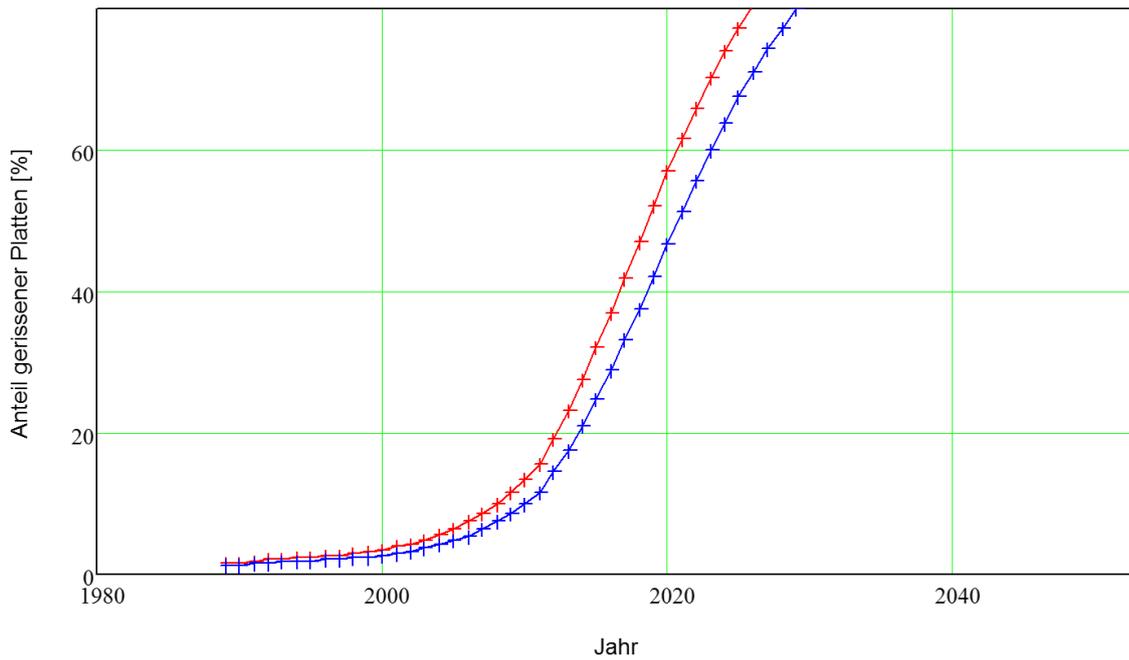


Abbildung 19.12.: Prognostizierte Ausfallrate in Abhängigkeit von der Zeit für einen konstanten E-Modul (blau) und einen veränderlichen E-Modul sowie eine verminderte Festigkeit (rot); Betonrezeptur 3; B gem. Szenario 2

20. Zusammenfassung und Ausblick

20.1. Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Dissertation erfolgte die Untersuchung des Ermüdungsverhaltens des Baustoffs Straßenbeton. Das Ziel bestand darin, einen Materialparameter zu identifizieren, der eine qualitative Aussage über den Schädigungszustand des Baustoffs Straßenbeton zulässt.

Der Stand der Technik sieht bisher vor, den Ermüdungsprozess von Beton durch eine zunehmende Verminderung der Festigkeit zu beschreiben. Hierfür ist die Kenntnis der ursprünglichen Festigkeit notwendig. Diese kann jedoch nur auf Grundlage der Bestimmung der Festigkeiten einer Vielzahl von Probekörpern abgeschätzt werden. Zudem lässt sich die Festigkeit nach Ermüdung jedes untersuchten Probekörpers nur durch eine zerstörende Prüfung bestimmen, was eine Untersuchung der Entwicklung der Festigkeit einzelner Probekörper im Zuge der Ermüdung unmöglich macht. Somit kann die aus dem Ermüdungsprozess resultierende Restfestigkeit einer bestimmten Betonrezeptur nur auf Grundlage einer Vielzahl von untersuchten Probekörpern mit einer gewissen statistischen Sicherheit abgeschätzt werden. Im Dimensionierungsprozess der RDO Beton wird dabei unabhängig von der Betonrezeptur in Form der Wöhlerlinie stets die gleiche Kennlinie zugrunde gelegt.

Der Stand der Wissenschaft legt nahe, dass der Ermüdungsprozess durch die messtechnische Untersuchung der Steifigkeit beschrieben werden kann. Hierbei ist ein S-förmiger, dreiphasiger Verlauf der Steifigkeit in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl zu erwarten, der gemeinhin als *cyclic creep curve* bezeichnet wird. Um genaue Aussagen hinsichtlich des Ermüdungszustands bzw. des Ermüdungsprozesses einzelner Probekörper treffen zu können, liegt der Fokus dieser Dissertation daher auf der Untersuchung der sich im Zuge des Ermüdungsprozesses verändernden Materialsteifigkeit.

Um hinreichend verlässliche Aussagen darüber tätigen zu können, ob es einen messbaren Zusammenhang zwischen der Materialermüdung und der Verminderung der Steifigkeit auch für Straßenbeton gibt, wurde der Spaltzug-Schwellversuch auf Betonzyinderscheiben dreier Straßenbetonrezepturen angewandt. Dieser lässt die kontinuierliche Bestimmung des Elastizitätsmoduls durch Erfassen der Verformung des Probekörpers zu. Das Versuchsprozedere des Spaltzug-Schwellversuchs konnte dabei derart optimiert werden, dass Probekörper gezielt und systematisch in einen definierten Ermüdungszustand versetzt werden können. Dies ermöglicht die zusätzliche Durchführung von zerstörungsfrei-

en Messungen des Elastizitätsmoduls mithilfe des Ultraschalllaufzeitverfahrens sowie des Eigenfrequenz- und des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens in automatisiert eingehaltenen Lastpausen während des Ermüdungsvorgangs. Das Ultraschalllaufzeitverfahren nutzt dabei den Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und der Phasengeschwindigkeit der Longitudinalwelle. Bei dem im Rahmen dieser Dissertation zum Ultraschalleigenfrequenzverfahren weiterentwickelten Eigenfrequenzverfahren erfolgt die Bestimmung des Elastizitätsmoduls durch eine Messung bestimmter Probekörpereigenfrequenzen und eine analytische Berechnung basierend auf dem Ergebnis einer FEM-Simulation. Somit wurden vier Messverfahren eingesetzt, die sich voneinander unabhängiger physikalischer Phänomene bedienen, um die Entwicklung des Elastizitätsmoduls bei Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch zu erfassen. Die Nachweisbarkeit des S-förmigen Verlaufs des Elastizitätsmoduls im Zuge der Materialermüdung mithilfe aller vier Messverfahren konnte auf diese Weise grundlegend bestätigt werden.

Die vier Verfahren wurden eingesetzt, um den Zusammenhang zwischen der Abnahme des Elastizitätsmoduls und der Materialermüdung unabhängig vom Messverfahren zu bestätigen und die einzelnen Verfahren hinsichtlich der Ergebnisqualität und des Versuchsaufwands zu bewerten. Dabei zeigte sich eine gute Übereinstimmung zwischen den anfänglich (im nicht ermüdeten Zustand) gemessenen Werten des Elastizitätsmoduls, die sich aus dem Spaltzug-Schwellversuch und dem (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren ergeben. Das Ultraschalllaufzeitverfahren gibt grundsätzlich etwas höhere Werte des Elastizitätsmoduls wieder. Dieser Zusammenhang ist in der einschlägigen Literatur hinreichend bekannt, jedoch nicht grundlegend erforscht. Basierend auf den Ergebnissen dieser Dissertation ist davon auszugehen, dass diese Abweichungen auf eine Beeinflussung des Ergebnisses der Ultraschalllaufzeitmessungen durch die Probekörpergeometrie zurückzuführen sind. Untersuchungen an längeren Betonzylindern zeigen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des Ultraschalllaufzeitverfahrens und anderen Messverfahren, was diese Annahme stützt. Bezüglich der relativen Abnahme des Elastizitätsmoduls (bezogen auf den anfänglich gemessenen Elastizitätsmodul) zeigt sich, dass der Spaltzug-Schwellversuch die größte und das Ultraschalllaufzeitverfahren die geringste Abnahme des Elastizitätsmoduls wiedergibt, während die Ergebnisse des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens zwischen denen des Spaltzug-Schwellversuchs und denen des Ultraschalllaufzeitverfahrens liegen. Dieser Unterschied kann auf die Ermüdung des Probekörpers in einem begrenzten Bereich im Spaltzug-Schwellversuch und die daraus resultierende Inhomogenität des ermüdeten Probekörpers zurückgeführt werden. Der Spaltzug-Schwellversuch gibt folglich im Wesentlichen den Elastizitätsmodul des ermüdeten Bereichs zwischen den Lastschneiden wieder (äquivalenter Elastizitätsmodul), während bei den anderen drei Verfahren eine geometrische Mittelung über den ermüdeten Bereich und den „intakten“ Bereich des Probekörpers erfolgt. Diese Mittelung ist unterschiedlich geometrisch gewichtet, woraus die Unterschiede in der relativen Abnahme des Elastizitätsmoduls zwischen dem Ultraschalllaufzeit- und dem (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren resultieren.

In Tabelle 20.1 sind die verschiedenen angewendeten Messverfahren gegenübergestellt, um einen Überblick über die Durchführbarkeit, die Ergebnisqualität sowie den Messauf-

wand zur Anwendung auf labormaßstäbliche Probekörper zu schaffen. Der wesentliche Vorteil des Ultraschalllaufzeit- und des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens liegt im gegenüber dem Spaltzug-Schwellversuch deutlich reduzierten Aufwand zur Durchführung einer einzelnen Messung. So ist für die Durchführung der Messungen kein Einbau des Probekörpers in die Prüfvorrichtung notwendig, was eine schnelle und unkomplizierte Momentaufnahme des Elastizitätsmoduls eines Probekörpers zulässt. Nichtsdestotrotz funktionieren die Verfahren auch bei in die Prüfvorrichtung eingebautem Probekörper. Zudem ermöglichen die drei akustischen Messverfahren eine zerstörungsfreie Messung, während bei der Bestimmung des Elastizitätsmoduls mithilfe des Spaltzug-Schwellversuchs eine zumindest geringfügige Schädigung des Probekörpers durch die für die Messung notwendige mechanische Belastung nicht ausgeschlossen werden kann. Ist also nur eine einmalige Bestimmung des Elastizitätsmoduls eines nicht ermüdeten Probekörpers erforderlich, sind die drei akustischen Messverfahren gegenüber dem Spaltzug-Schwellversuch zu bevorzugen. Hierbei ist wiederum abzuwägen, welches der drei Messverfahren angewendet werden soll. Das (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren ermöglicht eine etwas schnellere Durchführung und Auswertung der Messung und liefert besser mit dem Spaltzug-Schwellversuch übereinstimmende Werte des Elastizitätsmoduls als das Ultraschalllaufzeitverfahren. Für das Ultraschalllaufzeitverfahren entfällt zwar die für das (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren notwendige Durchführung einer FEM-Simulation, jedoch nimmt diese bei vorhandenem Simulationsmodell im Regelfall weniger als eine Minute zur Berechnung der Eigenfrequenzen eines Probekörpers in Anspruch.

Das Ultraschalleigenfrequenzverfahren bietet gegenüber dem Eigenfrequenzverfahren den Vorteil, mehrere Eigenmoden mit einer einzigen Messung erfassen zu können, vorausgesetzt, die Ultraschallprüfköpfe sind entsprechend positioniert. Dieser Umstand ermöglicht die Untersuchung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen der Eigenmode II und der Eigenmode I im Zuge der Ermüdung, welches durch die Ermüdung z.T. maßgeblich beeinflusst wird. Diese Änderung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen rührt von der unterschiedlichen Änderung der Eigenfrequenzen im Zuge der Ermüdung selbst her. Da die Schädigung der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch in einem geometrisch beschränkten Bereich, d.h. maßgeblich im Bereich zwischen den Lastschneiden stattfindet, liegt die Vermutung nahe, dass die Eigenformen der betrachteten Eigenmoden unterschiedlich stark durch diese Schädigung beeinflusst werden. Da das Verhältnis der Eigenfrequenzen für alle Betonrezepturen im Zuge der Ermüdung abnimmt, muss die Eigenform der Eigenmode II stärker durch die Ermüdung des Probekörpers beeinflusst werden als die Eigenform der Eigenmode I. Die Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens könnten der Schaffung eines Algorithmus zur automatisierten Identifizierung der Eigenfrequenzen der betrachteten Eigenmoden im Frequenzspektrum zugeführt werden. Durch die Eingrenzung des Verhältnisses der Eigenfrequenzen in Abhängigkeit von der Ermüdung auf einen bestimmten Bereich wird die Identifizierung der zweiten Eigenfrequenz signifikant vereinfacht, wenn die erste Eigenfrequenz eindeutig im Frequenzspektrum zugeordnet werden kann. Dies setzt voraus, dass bei den Untersuchungen dieser Dissertation bereits die korrekten Eigenfrequenzen im Frequenzspektrum identifiziert wurden.

Tabelle 20.1.: Vergleich der verschiedenen Messverfahren hinsichtlich der Anwendbarkeit auf labormassstäbliche zylindrische Probekörper für den Spaltzug-Schwellversuch

Vorhaben	Spaltzug-Schwellversuch	Ultraschalllaufzeitverfahren	Eigenfrequenzverfahren	Ultraschalleigenfrequenzverfahren
Abbilden des Ermüdungsvorganges durch Bestimmung des Verlaufs des E-Moduls	✓	(✓)	(✓)	(✓)
Ermüdung zylindrischer Probekörper	✓	-	-	-
Momentaufnahme des E-Moduls ungeschädigter zylindrischer Probekörper für den Spaltzug-Schwellversuch	(✓) mit hohem Versuchsaufwand; Schädigung des Probekörpers nicht auszuschließen	(✓) mit geringem Versuchsaufwand; näherungsweise Bestimmung	✓ mit geringem Versuchsaufwand	✓ mit geringem Versuchsaufwand; gleichzeitige Bestimmung mehrerer Werte für den E-Modul mit einer Messung
Momentaufnahme des E-Moduls im Spaltzug-Schwellversuch ermüdeter zylindrischer Probekörper	✓ Bestimmung des äquivalenten E-Moduls des geschädigten Bereichs	(✓) geometrisch gewichtete Mittelung über intakten Bereich und geschädigten Bereich	(✓) geometrisch gewichtete Mittelung über intakten Bereich und geschädigten Bereich	(✓) geometrisch gewichtete Mittelung über intakten Bereich und geschädigten Bereich

Soll der Elastizitätsmodul im Zuge des Ermüdungsvorgangs über einen längeren Zeitraum aufgezeichnet werden, stellt der Spaltzug-Schwellversuch als Standardmethode zur Ermüdung sowie zur Messung des Elastizitätsmoduls die Vorzugsvariante dar. Hierbei bietet der Spaltzug-Schwellversuch gegenüber den drei akustischen Messverfahren zwei Vorteile. Zum einen ist eine kontinuierliche Aufzeichnung des Elastizitätsmoduls möglich und es müssen somit keine Lastpausen eingehalten werden. Zum anderen gibt der mittels des Spaltzug-Schwellversuchs gemessene Elastizitätsmodul primär den äquivalenten Elastizitätsmodul des ermüdeten Bereichs des Probekörpers wieder.

Während der Untersuchungen im Rahmen dieser Dissertation wurde festgestellt, dass längere Lastpausen in der zyklischen Belastung einen signifikanten Einfluss auf den ermüdungsbedingten Verlauf des Elastizitätsmoduls haben können. Weiterhin legen die Untersuchungen nahe, dass es im Zuge einer starken Ermüdung zu einer zum Teil signifikanten Verminderung der Festigkeit kommt. Das Beanspruchungsniveau der Probekörper im Spaltzug-Schwellversuch wird infolgedessen möglicherweise stark überschätzt. Der Einfluss längerer Lastpausen sowie die Verminderung der Betonfestigkeit im Zuge der Materialermüdung wurden daraufhin tiefergehend untersucht. Auf Grundlage dessen erfolgte eine weitere Optimierung des Versuchsprozederes sowie die Entwicklung einer Vorgehensweise zur abschätzenden Ermittlung der ursprünglichen Probekörperfestigkeiten vor der Ermüdung aus den anfänglichen Elastizitätsmoduln der Probekörper zur Bestimmung des tatsächlichen Beanspruchungsniveaus. Hierbei werden die ursprünglichen Probekörperfestigkeiten unter Annahme eines direkten Zusammenhangs zwischen den Verteilungsfunktionen der Festigkeiten und der anfänglichen E-Moduln abschätzend bestimmt.

Werden die Restfestigkeiten der ermüdeten Probekörper auf die derart abgeschätzten ursprünglichen Festigkeiten bezogen und gegen den nach der Ermüdung verbleibenden Elastizitätsmodul aufgetragen, lassen sich materialspezifische Verläufe für die Verminderung der Festigkeit erstellen. Zwischen den Verläufen der drei untersuchten Betonrezepturen zeigen sich signifikante Unterschiede. So lassen die Verläufe vermuten, dass die Ermüdung bei Betonrezeptur 1 mit einer geringfügigen, bei Betonrezeptur 2 mit einer erhöhten und bei Betonrezeptur 3 mit der vergleichsweise stärksten Verminderung der Festigkeit einhergeht. Hinsichtlich dieser Unterschiede in der Verminderung der Festigkeit in Abhängigkeit von der Ermüdung ließe sich das Ermüdungsverhalten der Betonrezepturen 1 und 2 als duktil und das Ermüdungsverhalten der Rezeptur 3 als spröde charakterisieren. Die Untersuchung des Zusammenhanges zwischen dem auf Grundlage der abgeschätzten ursprünglichen Festigkeiten bestimmten tatsächlichen Beanspruchungsniveaus und der ertragenen Lastwechselzahl der Probekörper zur Erstellung einer Ermüdungsfunktion ergab keinerlei verwertbare Ergebnisse für alle untersuchten Betonrezepturen. Vermutlich ist dies auf das Abschätzen der ursprünglichen Festigkeiten aus den anfänglichen Elastizitätsmoduln unter Zugrundelegung eines indirekten Zusammenhangs zwischen beiden Materialparametern und der damit verbundenen Streuung der Ergebnisse zurückzuführen.

Mithilfe des optimierten Prüfverfahrens in der zweiten Generation konnte eine Vielzahl von Probekörpern der Betonrezepturen 2 und 3 sowie ein Teil der Probekörper der

Betonrezeptur 1 einer gezielten Ermüdung im Spaltzug-Schwellversuch unterzogen und währenddessen der Verlauf des Elastizitätsmoduls aufgezeichnet werden. Auf Grundlage dieser Ergebnisse konnten charakteristische Verläufe des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung gewonnen werden. Zu diesem Zweck erfolgte eine Normierung einerseits der Lastwechselzahl jedes Probekörpers auf dessen ertragene Lastwechselzahl und andererseits des Elastizitätsmoduls jedes Probekörpers auf seinen anfänglichen Elastizitätsmodul. Dies ermöglicht die Mittelung der Verläufe des Elastizitätsmoduls der einzelnen Probekörper zur Gewinnung eines materialspezifischen mittleren Kurvenverlaufs sowie die Berücksichtigung der Streuweite des Elastizitätsmoduls zu unterschiedlichen Ermüdungszuständen.

Es zeigen sich grundlegende Unterschiede zwischen den ermittelten charakteristischen Elastizitätsmodulverläufen der untersuchten Betonrezepturen hinsichtlich der Form und der Länge der einzelnen Phasen der *cyclic creep curve*. Betonrezeptur 1 zeichnet sich durch eine stark ausgeprägte Phase I sowie eine sehr schwach ausgeprägte Phase III aus. Aufgrund der vergleichsweise starken Streuung der Verlaufskurven sowie der geringen Anzahl der einzelnen Verläufe der Betonrezeptur 1 ist die Aussagekraft des bestimmten charakteristischen Verlaufs für diese Rezeptur jedoch begrenzt. Die Betonrezepturen 2 und 3 lassen sich durch eine schwächer ausgeprägte Phase I und vergleichsweise deutlich ausgeprägte Phasen II und III charakterisieren. Hinsichtlich der Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung lässt sich das Ermüdungsverhalten der Betonrezepturen 1 und 2 durch eine frühzeitige signifikante Verminderung des Elastizitätsmoduls somit wiederum als duktil und das Ermüdungsverhalten der Betonrezeptur 3 durch eine erst spät einsetzende starke Verminderung des Elastizitätsmoduls wiederum als spröde charakterisieren. Die Ergebnisse dieser Dissertation legen somit nahe, dass es einen inversen Zusammenhang zwischen der Verminderung der Festigkeit und der Verminderung des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung gibt, anhand dessen sich das Ermüdungsverhalten einer Betonrezeptur in Bezug auf das Anzeigen des Ermüdungsfortschritts durch eine Verminderung dieser beiden Materialparameter eindeutig beschreiben lässt.

Die Elastizitätsmodulverläufe der Betonrezeptur 1 streuen am stärksten, gefolgt von denen der Betonrezeptur 2. Die geringste Streuung der Verläufe weist Betonrezeptur 3 auf. Als maßgebender Einflussfaktor für die Form der charakteristischen Verläufe sowie die Streuung der Einzelverläufe wurde das im Beton verwendete Größtkorn identifiziert. Dieses könnte zum einen das lokale Ermüdungsverhalten der Zementsteinmatrix zwischen zwei größeren Gesteinskörnern im Zuge des Ermüdungsvorganges beeinflussen. Als Folge dessen ändert sich die Form und Länge der Phasen II und III der charakteristischen Verläufe. Zum anderen wäre es denkbar, dass das Größtkorn auch den Rissbildungsprozess im unbelasteten Beton im Zuge des Hydratationsvorganges und folglich die Form und Länge der Phase I im charakteristischen Verlauf maßgeblich beeinflusst. Diese Erkenntnisse legen nahe, dass sich die Form eines charakteristischen Elastizitätsmodulverlaufs insgesamt maßgeblich durch die Wahl des Größtkorns im Beton einstellen lässt. Zur Validierung dieser These ist weiterer Forschungsbedarf notwendig.

Aufgrund der vielfachen Bestätigung des S-förmigen Verlaufs des Elastizitätsmoduls

einzelner Probekörper im Verlauf des Ermüdungsprozesses in der Literatur sowie im Zuge dieser Dissertation ist anzunehmen, dass auch für weitere Rezepturen eine Mittelung der Verläufe einzelner Probekörper zur Ermittlung eines charakteristischen Verlaufs des Elastizitätsmoduls möglich ist. Zur Sicherung dieses Zusammenhangs sind Untersuchungen an weiteren Betonrezepturen erforderlich.

20.2. Ausblick

Sollte sich der zuvor erläuterte Zusammenhang bestätigen, ist es kurzfristig möglich, charakteristische Verläufe des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung für weitere in der Praxis häufig verwendete Straßenbetonrezepturen anhand des beschriebenen Verfahrens zur Bestimmung derartiger Verläufe zu erstellen. Hierfür ist die Herstellung oder Gewinnung und gezielte Ermüdung von Probekörpern einer Betonrezeptur bei gleichzeitiger Messung des Elastizitätsmoduls mittels des Spaltzug-Schwellversuchs zu empfehlen. Das entwickelte optimierte Prüfverfahren in der zweiten Generation kann dabei die versuchs-technische Grundlage bilden.

Das Erstellen zeitlicher Verläufe der Betonfestigkeit könnte ebenso kurzfristig und beispielsweise mithilfe des in dieser Dissertation entwickelten Verfahrens zur Abschätzung der Betonfestigkeit aus den Elastizitätsmoduln unter Ansatz eines direkten Zusammenhangs zwischen den Verteilungsfunktionen beider Parameter vorgenommen werden. Da das Verfahren die Verminderung der Festigkeit aus der Verminderung des Elastizitätsmoduls abschätzend bestimmt, ließe sich der zeitliche Verlauf der Betonfestigkeit aus dem charakteristischen Verlauf des Elastizitätsmoduls ableiten. Ferner ermöglichen das Ultraschalllaufzeit- und das (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren die Findung eines direkten Zusammenhangs zwischen der Festigkeit und dem Elastizitätsmodul ohne den Probekörper für die Bestimmung des Elastizitätsmoduls mechanisch signifikant zu belasten, wodurch eine Schädigung des Probekörpers und eine damit verbundene Verminderung der Festigkeit vollständig ausgeschlossen werden können. Beispielsweise könnte die Findung dieses Zusammenhangs im Zuge der Bestimmung der charakteristischen Festigkeit einer Betonrezeptur erfolgen, indem mithilfe des Ultraschalllaufzeit- und des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens zunächst der Elastizitätsmodul und mithilfe des Spaltzugversuchs anschließend die Festigkeit der Probekörper ermittelt werden. Dabei sollte das (Ultraschall)Eigenfrequenz- dem Ultraschalllaufzeitverfahren aus Gründen der besseren Übereinstimmung der Werte des Elastizitätsmoduls des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens mit denen des Spaltzug-Schwellversuchs vorgezogen werden. Das Verfahren zur Bestimmung der Verminderung der Festigkeit aus der Verminderung des Elastizitätsmoduls ließe sich auf diese Weise von einem abschätzenden zu einem Berechnungsverfahren weiterentwickeln, wodurch der Zusammenhang zwischen den zeitlichen Verläufen des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit nicht nur abschätzend, sondern empirisch eindeutig bestimmt werden könnte.

In einem ersten Schritt ist es denkbar, die auf die beschriebene Weise ermittelten cha-

rakteristischen Verläufe für die Verminderung des Elastizitätsmoduls und der daraus abgeleiteten Verläufe für die Verminderung der Festigkeit in das in der Entwicklung befindliche Regelwerk der RSO Beton zu implementieren. In dieser Dissertation wurde durch die exemplarische Anwendung dieser Verläufe im vorgestellten und dem Regelwerk zugrunde gelegten Prognoseverfahren grundsätzlich gezeigt, wie solch eine Implementierung aussehen könnte. Durch die Einbeziehung zeitlich veränderlicher Werte für den Elastizitätsmodul und die Festigkeit bestünde die Möglichkeit, den Ermüdungsprozess des Baustoffs Straßenbeton realitätsnaher abzubilden und die Restsubstanzbewertung somit effektiver vornehmen zu können.

Stehen für die im Bestand verwendete Betonrezeptur noch keine zeitlichen Verläufe für den Elastizitätsmodul und die Festigkeit zur Verfügung, könnten die noch abzubildenden Teile dieser Verläufe mit der Gewinnung und Untersuchung von Bohrkernen der Bestandsstrecke mit dem oben beschriebenen Vorgehen bestimmt werden. Für den Fall, dass die zeitlichen Verläufe für den Elastizitätsmodul und die Festigkeit des verwendeten Betons bereits bekannt sind, müsste der aktuelle mittlere Elastizitätsmodul der Bestandsstrecke bestimmt werden, um einen Anhaltspunkt für den Ansatz der noch abzubildenden Teile der Verläufe zu schaffen. Es wäre denkbar, hierfür das Ultraschalllaufzeit- und das (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren an aus der Bestandsstrecke gewonnenen Bohrkernen anzuwenden. Anders als bei den im Spaltzug-Schwellversuch vermutlich sehr inhomogen geschädigten Probekörpern kann davon ausgegangen werden, dass der mithilfe des Ultraschalllaufzeit- und des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens bestimmte Elastizitätsmodul der aus den Bohrkernen hergestellten Zylinderscheiben den Elastizitätsmodul des gesamten Probekörpers wiedergibt, vorausgesetzt, dass die Zylinderscheiben in der Betonplatte im Zuge der Ermüdung homogen und ausschließlich auf mikroskopischer Ebene geschädigt wurden. An den Bohrkernzylinderscheiben könnte anschließend zudem die Festigkeit ermittelt werden, um für deren Verlauf einen zusätzlichen direkten Anhaltspunkt zu erhalten. Perspektivisch sollte jedoch die Nutzung eines vollständig zerstörungsfrei arbeitenden Verfahrens zur Erfassung des Elastizitätsmoduls der gesamten Betonfahrbahnplatte angestrebt werden. Der Autor schlägt hierfür die im von ihm und Lindner verfassten Forschungsbericht [90] vorgestellte *Phase-Shift-Methode* vor. Diese ermöglicht das Finden eines direkten Anhaltspunkts für den Ansatz des noch abzubildenden Teils des Verlaufs des Elastizitätsmoduls und eines daraus abgeleiteten indirekten Anhaltspunkts für den Ansatz des noch abzubildenden Teils des Verlaufs der Festigkeit.

Es müssen zusätzlich Annahmen hinsichtlich der Dauer der noch abzubildenden Teile der zeitlichen Verläufe des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit bis zum Erreichen eines definierten Versagenskriteriums getroffen werden, um eine Prognose des Befestigungszustands über die Zeit vornehmen zu können. Diese Prognosen könnten durch eine turnusmäßige Erfassung des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit nach Beginn der Bestandsaufnahme sukzessive verbessert werden. Hinsichtlich der Erfassung des Elastizitätsmoduls wäre es wiederum denkbar, sowohl die *Phase-Shift-Methode* an der Platte als auch das Ultraschalllaufzeit- und das (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahren an Bohrkernen zur Anwendung zu bringen. Eine Erfassung der Festigkeit ist nur durch die Gewinnung von

Bohrkernen der Bestandsstrecke möglich. Das Überlagern der auf diese Weise erfassten zeitlichen Verläufe des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit in situ mit den bereits zur Verfügung stehenden oder zu Beginn der Prognose aufgestellten zeitlichen Verläufe liefert mit jeder weiteren turnusmäßigen Messung genauere Prognosen für die verbleibende Zeit bis zum Ausfall der Befestigung. Hierfür ist es notwendig, einen Zusammenhang zwischen der bezogenen Lastwechselzahl des charakteristischen Verlaufs des Elastizitätsmoduls und der verstrichenen Zeit seit Beginn der Bestandsaufnahme herzustellen.

Es gilt zu beachten, dass die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls in Form eines charakteristischen Verlaufs nicht alleinstehend als absolute pauschale Vorhersage des Elastizitätsmoduls im Verlauf des Ermüdungsprozesses angesehen werden sollte. Es ist zusätzlich die Streuweite (z.B. die Standardabweichung) zu berücksichtigen, die sich anhand der Messungen des Elastizitätsmoduls über die Zeit an einer Vielzahl von Probekörpern einstellt.

Analog zum Ansatz zeitlich veränderlicher Werte für den Elastizitätsmodul und die Festigkeit in den RSO Beton könnten die charakteristischen Verläufe des Elastizitätsmoduls und die daraus abgeleiteten Verläufe für die Verminderung der Festigkeit langfristig ebenso Einzug in das Dimensionierungsverfahren der RDO Beton halten. Aktuell ist im Regelwerk lediglich die Berücksichtigung eines zeitlich konstanten Elastizitätsmoduls sowie weiterer zeitlich invarianter Parameter vorgesehen. Einzige Ausnahme bildet die Festigkeit im Zuge der Ermüdung, für die ein Zusammenhang zwischen aufgetretener Lastwechselzahl und der Verminderung der Festigkeit im Regelwerk hinterlegt ist. Die pauschale Gültigkeit dieses Zusammenhangs für alle Betonrezepturen ist jedoch in Frage zu stellen. Mit den in dieser Dissertation entwickelten Verfahren stehen nicht nur für die Prognose nach den RSO Beton, sondern auch für die Dimensionierung nach den RDO Beton bereits Werkzeuge zur Bestimmung von materialspezifischen Funktionen für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der für die Prognose und die Dimensionierung immens wichtigen Parameter des Elastizitätsmoduls und der Festigkeit zur Verfügung. Die mithilfe dieser Werkzeuge bestimmten zeitlich veränderlichen Parameter könnten die ersten Bausteine für die Entwicklung eines neuartigen Dimensionierungsverfahrens bilden. Dieses berechnet die zeitliche Entwicklung des Befestigungszustands innerhalb eines betrachteten Nutzungszeitraums analog zu dem Prognoseverfahren, welches in dieser Dissertation in seinen Grundzügen vorgestellt wurde und welches als Basis für die RSO Beton dienen soll.

Sowohl für ein Prognose- als auch für ein Dimensionierungsverfahren, welche den charakteristischen Verlauf des Elastizitätsmoduls im Zuge der Ermüdung nutzen, ist es sinnvoll, ein definiertes Versagenkriterium festzulegen, das den Zeitpunkt markiert, zu dem beispielsweise Maßnahmen der Erhaltung notwendig wären oder die Befestigung als ausgefallen gilt.

Es ist zum einen denkbar, hierfür den Wendepunkt im Verlauf des Elastizitätsmoduls über der Zeit oder der Lastwechselzahl heranzuziehen. Dieser ist jedoch nur sehr schwie-

rig und ggfs. ungenau zu bestimmen, wenn nur ein begrenzter Teil des charakteristischen Verlaufs durch Messungen erfasst wurde. Gleiches gilt für den Übergang der Phase II in die Phase III der *cyclic creep curve*. Zudem stellt sich der Wendepunkt im idealen Funktionsverlauf der *cyclic creep curve* verhältnismäßig früh bereits in der Mitte der Phase II ein.

Bessere Prognosen bzw. Dimensionierungen ließen sich auf Basis der Verminderung des Elastizitätsmoduls auf einen gewissen Prozentsatz des anfänglichen Elastizitätsmoduls vornehmen. Die durchgeführten Versuche in dieser Dissertation haben gezeigt, dass diese Verminderung des Elastizitätsmodul sehr genau bestimmt und als Grundlage für das Herbeiführen definierter Ermüdungszustände im Versuch genutzt werden kann (Prüfverfahren in der zweiten Generation). Für ein derartiges Versagenskriterium muss der anfängliche Elastizitätsmodul jedoch zwangsläufig bekannt sein. Es wäre problemlos möglich, diesen mithilfe der *Phase-Shift-Methode* an einer neu hergestellten Fahrbahnbefestigung aus Beton oder mithilfe des Ultraschalllaufzeit- und des (Ultraschall)Eigenfrequenzverfahrens an Bohrkernen kurz nach der Fertigstellung der Befestigung zu bestimmen. Allerdings gilt es zu beachten, dass hierbei zusätzlich die Effekte der Nacherhärtung berücksichtigt werden müssen, die zu einer degressiven Zunahme des Elastizitätsmoduls mit der Zeit führen und die ermüdungsbedingte Verminderung des Elastizitätsmoduls überlagern. Für bestehende Fahrbahnbefestigungen aus Beton kann der anfängliche Elastizitätsmodul nicht bestimmt werden. Es ist jedoch vorstellbar, diesen auf Grundlage der verwendeten Betonrezeptur abzuschätzen.

Als dritte Möglichkeit kommt in Betracht, das Versagenskriterium analog zum Dimensionierungs- und Prognoseverfahren im Asphaltstraßenbau auf Grundlage des Maximums im Verlauf des Energy Ratios zu definieren. Da jedoch der Verlauf des Energy Ratios durch Auftragen des Produkts des Elastizitätsmoduls mit der Lastwechselzahl über der Lastwechselzahl gebildet wird, müssten die ertragenen Lastwechselzahlen genau bekannt sein. Es ist vorstellbar, eine Abschätzung der ertragenen Lastwechselzahlen aus zusätzlichen Daten einer Verkehrserhebung sowie eines bekannten Achslastkollektivs vorzunehmen. Hierfür könnte die Berechnung einer äquivalenten Lastwechselzahl auf Grundlage äquivalenter Achslasten vorgenommen werden, welche mithilfe des 4.-Potenz-Gesetzes bestimmt werden. Alternativ könnte das Energy Ratio nicht als Produkt des Elastizitätsmoduls mit der Lastwechselzahl sondern als Produkt mit der Zeit gebildet werden. Inwiefern sich in diesem Fall das Maximum im Verlauf des Energy Ratios bestimmen lässt, kann zu diesem Zeitpunkt nicht mit Bestimmtheit gesagt werden. Hierfür sind weitere Untersuchungen notwendig.

Literaturverzeichnis

- [1] T. T. C. Hsu. Fatigue of plain concrete. In *Journal Proceedings*, volume 78, pages 292–305, 1981.
- [2] W. Uhlig. *Grundlagen für Lastannahmen zur Dimensionierung von Straßenbefestigungen*. PhD thesis, Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Technische Universität Dresden, 2018.
- [3] RDO Beton. *Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09, Fassung 2009)*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV 497, 2009.
- [4] TP B-StB. *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen; Teil 3.1.05: Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV 893, 2016.
- [5] FE 04.0433/2009/DGB. *Grundlagen für eine vergleichende Bewertung der Restsubstanz von Fahrbahnbefestigungen in Betonbauweise nach mehrjähriger Verkehrsnutzung*. Bundesanstalt für Straßenwesen, Berlin, Beuth Verlag, 2009.
- [6] R. Hohberg. Zum Ermüdungsverhalten von Beton. 2004.
- [7] N. Oneschkow. *Analyse des Ermüdungsverhaltens von Beton anhand der Dehnungsentwicklung*. Institut für Baustoffe, Hannover: Institutionelles Repositorium der Leibniz Universität Hannover, 2014.
- [8] A. G. Palmgren. Die Lebensdauer von Kugellagern, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure. 1924.
- [9] M. A. Miner. Cumulative Damage in Fatigue. In *Journal of Applied Mechanics*, volume 12(1), 1945.
- [10] D. Klausen. Festigkeit und Schädigung von Beton bei häufig wiederholter Beanspruchung. 1978.
- [11] J. O. Holmen. Fatigue of concrete by constant and variable amplitude loading. *Special Publication*, 75:71–110, 1982.
- [12] A. Mehmel und E. Kern. *Elastische und plastische Stauchungen: von Beton infolge Druckschwell- und Standbelastung*. Vertrieb durch Verlag von W. Ernst, 1962.

- [13] C. Kessler-Kramer. *Zugtragverhalten von Beton unter Ermüdungsbeanspruchung*. PhD thesis, Inst. für Massivbau und Baustofftechnologie (IMB), Universität Karlsruhe (TH), 2002.
- [14] D. Pfanner. *Zur Degradation von Stahlbetonbauteilen unter Ermüdungsbeanspruchung*. VDI-Verlag, 2003.
- [15] L. Lohaus, S. Anders, M. Wefer. High-Cycle Fatigue of Ultra-High Performance Concrete (UHPC) - Fatigue Strength and Damage Development. 3rd Int. In *Conference on Lifetime Oriented Design Concepts*, volume 12(14.11), 2007.
- [16] H. Ibuk. *Ermüdungsverhalten von Beton unter Druckschwellbelastung*. Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2010.
- [17] M. Thiele. Experimentelle Untersuchung und Analyse der Schädigungsevolution in Beton unter hochzyklischen Ermüdungsbeanspruchungen. 2016.
- [18] L. F. Kordina. Influence of time upon strength and deformation of concrete, Final report of RILEM Symposium 1958, München. *Rilem Bulletin*, (9), 1960.
- [19] K. Wesche und K. Krause. Der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf Druckfestigkeit und Elastizitätsmodul von Beton. *Materialprüfung*, 14(7):212–218, 1972.
- [20] K. Wesche. Baustoffe für tragende Bauteile Grundlagen 1. *Bauverlag, Wiesbaden*, 145, 1996.
- [21] I. Guénot-Delahaie. *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*. PhD thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996.
- [22] A. Wöhler. *Über die Festigkeitsversuche mit Stahl und Stahl. Auf Anordnung des Ministeriums für Handel, Gewerbe u. öffentliche Arbeiten*. Ernst & Korn, 1870.
- [23] A. Wöhler. *Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl*. Zeitschrift für Bauwesen, 73-106, 1870.
- [24] A. Wöhler. Achsen, deren Dimensionen, Form der Achsschenkel, Material, in Handbuch für Spezielle Eisenbahn-Technik. 2. Band. Der Eisenbahn-Wagenbau in seinem ganzen Umfange. E. Heusinger von Waldegg Hrsg. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig, 1870.
- [25] A. Wöhler. Versuche zur Ermittlung der auf die Eisenbahnwagenachsen einwirkenden Kräfte und die Widerstandsfähigkeit der Wagen-Achsen. *Zeitschrift für Bauwesen*, 10(1860):583–614, 1860.
- [26] DIN 488. *Teil 3: Betonstahl; Betonstabstahl; Prüfungen*. Berlin, Beuth Verlag, August 2009.
- [27] DIN 50100. *Werkstoffprüfung; Dauerschwingversuch, Begriffe, Zeichen, Durchführung, Auswertung*. Berlin, Beuth Verlag, Dezember 2009.

- [28] Z. P. Bazant und W. F. Schell. Fatigue fracture of high-strength concrete and size effect. *ACI Materials Journal*, 90:472–472, American Concrete Institute, 1993.
- [29] F. Wellner. Vorlesungsskript zum Modul BIW 2-07 Verkehrswegebau - Infrastrukturplanung, Professur für Straßenbau, Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Fakultät Bauingenieurwesen, Technische Universität Dresden. 2019.
- [30] F. H. Wittmann. Structure of concrete with respect to crack formation. *Fracture mechanics of concrete*, 43(5):6, Elsevier Science Publishers Amsterdam, 1983.
- [31] M. Schläfli. Ermüdung von Brückenfahrbahnplatten aus Stahlbeton. Technical report, EPFL, 1999.
- [32] H. A. W. Cornelissen. Fatigue failure of concrete in tension. *HERON*, 29 (4), 1984, *Delft University of Technology*, 1984.
- [33] H. W. Reinhardt, P. Stroeven, J. A. Den Uijl, T. R. Kooistra, J. H. A. M. Vrencken. Einfluss von Schwingbreite, Belastungshöhe und Frequenz auf die Schwingfestigkeit von Beton bei niedrigen Bruchlastwechselzahlen. *Betonwerk + Fertigteil-Technik*, 44(9):498–503, 1978.
- [34] A. J. M. Siemes. Fatigue of plain concrete in uniaxial compression. *IABSE Report*, 37:283–292, 1982.
- [35] Y. J. Park. Fatigue of concrete under random loadings. *Journal of Structural engineering*, 116(11):3228–3235, American Society of Civil Engineers, 1990.
- [36] D. A. Hordijk. Tensile and tensile fatigue behaviour of concrete; experiments, modelling and analyses. *Heron*, 37(1), 1992.
- [37] J.-D. Rotilio. Contribution des actions variables aux déformations à long terme des ponts en béton. Technical report, EPFL, 1998.
- [38] H. A. W. Cornelissen und H. W. Reinhardt. Uniaxial tensile fatigue failure of concrete under constant-amplitude and programme loading. *Magazine of concrete Research*, 36(129):216–226, Thomas Telford Ltd, 1984.
- [39] J. V. Leeuwen. Miner’s rule with respect to plain concrete. *Heron*, 24(1), 1979.
- [40] H. Weigler und W. Freitag. *Dauerschwell- und Betriebsfestigkeit von Konstruktions-Leichtbeton*. Ernst, 1975.
- [41] B. Fitik. *Ermüdungsverhalten von ultrahochfestem Beton (UHPC) bei zyklischen Beanspruchungen im Druck-Zug-Wechselbereich*. PhD thesis, Technische Universität München, 2012.
- [42] P. Paris und F. Erdogan. A critical analysis of crack propagation laws. 1963.

- [43] G. Rehm und R. Zimbelmann. Untersuchungen der für die Haftung zwischen Zuschlag und Zementmatrix maßgebenden Faktoren. *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton*, 283, 1977.
- [44] K. Van Breugel. Simulation of hydration and formation of structure in hardening cement-based materials. 1993.
- [45] T. Keller. *Dauerhaftigkeit von Stahlbetontragwerken: Transportmechanismen-Auswirkung von Rissen*, volume 184. Birkhäuser, 1991.
- [46] M. Lusche. *Beitrag zum Bruchmechanismus von auf Druck beanspruchtem Normal- und Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge*. Number 39. Beton-Verlag, 1972.
- [47] M. Curbach. *Festigkeitssteigerung von Beton bei hohen Belastungsgeschwindigkeiten*. Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, 1987.
- [48] I. Danielewicz. *Zur Ermüdungsbemessung von Beton-Strassenbrücken*. PhD thesis, Technische Universität Darmstadt, 1994.
- [49] P. Rossi. A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates. *Materials and Structures*, 24(6):422–424, Springer, 1991.
- [50] J. Walraven. Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members. *PCI journal*, pages 66–83, 1987.
- [51] K. Elsmeier. *Einfluss der Probekörpererwärmung auf den Ermüdungswiderstand von hochfestem Vergussbeton*. ifB, Institut für Baustoffe, Leibniz Universität Hannover, 2019.
- [52] C. von der Haar, J. Hümme, S. Marx, L. Lohaus. Untersuchungen zum Ermüdungsverhalten eines höherfesten Normalbetons. *Beton- und Stahlbetonbau*, 110(10):699–709, Wiley Online Library, 2015.
- [53] S. Schneider und S. Marx. Betonermüdung unter verschiedenen Belastungsfrequenzen und -pausen. <https://doi.org/10.15488/5522>, Hannover: Institutionelles Repositorium der Leibniz Universität Hannover, 2019.
- [54] H. Weigler und S. Karl. *Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau*. Berlin, Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 1989.
- [55] J. M. Illston und P. D. Sanders. The effect of temperature change upon the creep of mortar under torsional loading. *Magazine of concrete research*, 25(84):136–144, Thomas Telford Ltd, 1973.
- [56] B. Zhang und K. Wu. Residual fatigue strength and stiffness of ordinary concrete under bending. *Cement and concrete research*, 27(1):115–126, Elsevier, 1997.

- [57] P. G. Lindner. *Messverfahren zur Bestimmung des dynamischen Elastizitätsmoduls zylindrischer und plattenförmiger Probekörper*. Masterarbeit, Hochschule Mittweida, University of Applied Sciences, 2020.
- [58] J. Eichler. *Physik für das Ingenieurstudium, 6. Auflage*. Springer, 2018.
- [59] P. G. Bolz. *Optimierung von Betonfertigteilen für Verkehrsflächenbefestigungen*. Diplomarbeit, Institut für Stadtbauwesen und Straßenbau, Technische Universität Dresden, 2017.
- [60] S. Urban, R. Wagner, A. Strauss, S. Dallinger, M. Reiterer, C. Dehlinger, K. Bergmeister. Monitoring des realen Grades der Ermüdungsschädigung in Betonstrukturen: Forschungsprojekt MOSES. *Beton-und Stahlbetonbau*, 109(7):473–485, Wiley Online Library, 2014.
- [61] W. Suaris und V. Fernando. Ultrasonic Pulse Attenuation as a Measure of Damage Growth during Cyclic Loading of Concrete. *ACI Materials Journal*, 84(3):185–193, American Concrete Institute, 1987.
- [62] C. von der Haar und S. Marx. Untersuchungen zur Steifigkeit und Ultraschallgeschwindigkeit dynamisch beanspruchter Betonproben. *Beton-und Stahlbetonbau*, 111(3):141–148, Wiley Online Library, 2016.
- [63] R. Breitenbücher und S. Kunz. *Auswirkungen dynamischer Beanspruchungen in Beton von Fahrbahndecken auf potenzielle Gefügeschädigungen*. Number 1124. Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, 2017.
- [64] A. Migilori und J. L. Sarraro. Resonant ultrasound spectroscopy: Applications to Physics, Material Measurements and Non-destructive Evaluation. *Wiley, New York*, 1:17–22, 1997.
- [65] B. J. Zadler, J. H. L. Le Rousseau, J. A. Scales, M. L. Smith. Resonant ultrasound spectroscopy: theory and application. *Geophysical Journal International*, 156(1):154–169, Blackwell Publishing Ltd Oxford, UK, 2004.
- [66] N. Ryden. Determining the asphalt mastercurve from free-free resonant testing on cylindrical samples. In *Proceedings, 7th International Symposium on Non-Destructive Testing in Civil Engineering-NDTCE*, volume 9, 2009.
- [67] N. Ryden. Resonant frequency testing of cylindrical asphalt samples. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 15(4):587–600, Taylor & Francis, 2011.
- [68] A. Gudmarsson. *Resonance testing of asphalt concrete*. PhD thesis, KTH Royal Institute of Technology, 2014.

- [69] L. Ostrovsky, A. Lebedev, A. Matveyev, A. Potapov, A. Sutin, I. Soustova, P. Johnson. Application of three-dimensional resonant acoustic spectroscopy method to rock and building materials. *The Journal of the Acoustical Society of America*, 110(4):1770–1777, Acoustical Society of America, 2001.
- [70] BS 1881-Part 209:1990. *Testing Concrete. Part 209. Recommendations for the measurement of dynamic modulus of elasticity*. British Standard, 1990.
- [71] ASTM C215-14. *Standard Test Method for Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens*. American Society for Testing and Materials, 2014.
- [72] R. D. Blevins und R. Plunkett. Formulas for natural frequency and mode shape. *Journal of Applied Mechanics*, 47(2):461, 1980.
- [73] R. D. Mindlin und H. Deresiewicz. THICKNESS-SHEAR AND FLEXURAL VIBRATIONS OF A CIRCULAR DISK. Technical report, COLUMBIA UNIVERSITY NEW YORK, 1953.
- [74] S. Hosseini-Hashemi, M. Es’Haghi, H. R. D. Taher, M. Fadaie. Exact closed-form frequency equations for thick circular plates using a third-order shear deformation theory. *Journal of Sound and Vibration*, 329(16):3382–3396, Elsevier, 2010.
- [75] I. Senjanovic, N. Hadzic, N. Vladimir, D.-S. Cho. Natural vibrations of thick circular plate based on the modified Mindlin theory. *Archives of Mechanics*, 66(6):389–409, 2014.
- [76] H. Hertz. Über die Verteilung der Druckkräfte in einem elastischen Kreiscylinder. *Zeitschrift für Mathematik und Physik*, 28, 1883.
- [77] V. Malárics. *Ermittlung der Betonzugfestigkeit aus dem Spaltzugversuch an zylindrischen Betonproben*, volume 69. KIT Scientific Publishing, 2011.
- [78] J. H. Mitchell. Elementary distributions of plane stress. *Proceedings of the London Mathematical Society*, 23:35–61, 1900.
- [79] A. Föppl und L. Föppl. Drang und Zwang, R. Oldenbourg, München und Berlin. 1920.
- [80] S. Timoshenko und J. N. Goodier. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill book Company, 1951.
- [81] M. M. Frocht. *Photoelasticity*. John Wiley & Sons Inc. New York, 1948.
- [82] J. Bonzel. Über die Spaltzugfestigkeit des Betons. *Betontechnische Berichte*, 3:59–96, 1964.
- [83] W. R. Hudson und T. W. Kennedy. *An indirect tensile test for stabilized materials*. Center for Highway Research, University of Texas at Austin, 1968.

- [84] G. Hondros. The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete. *Australian J. Appl. Sci.*, 10(3):243–268, 1959.
- [85] TP Asphalt-StB. *Technische Prüfvorschriften für Asphalt; Teil 24: Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV 756/24, Juli 2018.
- [86] TP Asphalt-StB. *Technische Prüfvorschriften für Asphalt; Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch - Bestimmung der Steifigkeit*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV 756/26, Juli 2018.
- [87] DIN EN 12390. *Prüfung von Festbeton; Teil 2: Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen*. Berlin, Beuth Verlag, Juni 2001.
- [88] DIN EN 12390. *Prüfung von Festbeton; Teil 7: Dichte von Festbeton*. Berlin, Beuth Verlag, Februar 2001.
- [89] TP B-StB. *Technische Prüfvorschriften für Verkehrsflächenbefestigungen - Betonbauweisen; Teil 0.2: Statistische Grundlagen zur Auswertung von Prüfergebnissen*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV 893, 2017.
- [90] P. G. Bolz, F. Wellner, P. G. Lindner, C. Schulze. Materialsteifigkeit des Straßenbetons im Verlauf des Ermüdungsprozesses. *Forschungsprogramm Straßenwesen, FE 04.0306/2016/AGB, Bundesanstalt für Straßenwesen*, 2021.
- [91] DIN 61200. *Filze; Härte*. Berlin, Beuth Verlag, Dezember 1985.
- [92] InformationsZentrum Beton GmbH. *www.beton.org*. abgerufen am 03.12.2020.
- [93] T. Kathmann, S. Villaret, A. Riwe, A. Ückermann, M. Oeser, S. Schröder, K. Villaret. Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung. *FE 04.0285/2014/ORB, Bundesanstalt für Straßenwesen*, 2018.
- [94] S. Villaret, G. Augter, S. Kayser, A. Riwe. KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton. Verteilungsfunktion und Extremwerte. *FE 08.254/2017/KRB, Bundesanstalt für Straßenwesen*, 2018.
- [95] A. Riwe. Evaluierung von bestehenden Betonfahrbahnen auf unterschiedlichen Tragschichtkonstruktionen. *FE 08.257, Bundesanstalt für Straßenwesen*, laufend.

Abbildungsverzeichnis

1.1.	Einteilung der Ermüdungsbeanspruchungen nach Hsu [1]	4
1.2.	Steifigkeitsentwicklung nach Oneschkow [7]	6
2.1.	Druck- und Zugversuch nach Hohberg [6] und Kessler-Kramer[13]	12
2.2.	Spannungs-Dehnungs-Funktion nach Wesche [19]	13
3.1.	Charakteristische Kenngrößen nach Kessler-Kramer [13]	16
3.2.	Beanspruchungsarten für Dauerschwingversuche nach Kessler-Kramer [13] . .	16
3.3.	Wöhlerlinie nach Bazant [28]	18
3.4.	Wöhlerlinien nach Thiele [17] und Biegezugbeanspruchung	19
4.1.	Versuchsergebnisse von Hohberg [6] und Thiele [17]	23
4.2.	Versuchsergebnisse von Kessler-Kramer [13] und Oneschkow [7]	23
4.3.	Ergebnisse von Mehmel [12] und Pivot-Punkt nach Hohberg [6]	25
4.4.	Hypothese von Pfanner [14]	26
4.5.	Schadensakkumulationshypothese v. Palmgren-Miner n. Kessler-Kramer [13]	26
4.6.	Rissfortschrittsgeschwindigkeit nach Kessler-Kramer [13]	28
5.1.	Betrachtung Baustoffgefüge nach Thiele [17]	29
5.2.	Strukturmodell Kontaktzone nach Rehm und Zimbelmann [43]	30
5.3.	Korngrenzeffekt und Setzungseffekt nach Keller [45]	31
5.4.	Mechanische und thermische Inkompatibilität nach Keller [45]	32
5.5.	Betonmodell nach Lusche [46]	33
5.6.	Rissbildungsmodell und Mörtelrisse nach Hohberg [6]	34
5.7.	Rissentstehung nach Hohberg [6]	35
6.1.	Versuchsergebnisse von Elsmeier [51] und von der Haar et al. [52]	38
6.2.	Versuchsergebnisse zur Temperaturzunahme von Schneider und Marx [53] . .	39
6.3.	Versuchsergebnisse zum Übergangskriechen von Illston und Sanders [55] . . .	40
6.4.	Versuchsergebnisse von Zhang und Wu [56]	41
7.1.	Feder-Massen-System in Ruhelage und ausgelenkt	51
7.2.	Ungedämpfte Schwingungen des Feder-Masse-Systems	55
7.3.	Zusammenhang Kreisposition und Sinus-Schwingung	56
7.4.	Gedämpftes Feder-Masse-System in Ruhelage und ausgelenkt	57
7.5.	Schwingfall gedämpftes Feder-Masse-System	61
7.6.	Aperiodischer Grenzfall gedämpftes Feder-Masse-System	62
7.7.	Kriechfall gedämpftes Feder-Masse-System	63

7.8.	Schwingungsüberlagerung	64
7.9.	Rechteckschwingung	68
7.10.	Zeit-Frequenz-Spektrum Rechteckschwingung	70
7.11.	Diskretes Zeit- und Frequenzspektrum ohne Fensterfunktion	72
7.12.	Diskretes Zeit- und Frequenzspektrum mit Fensterfunktion	74
8.1.	Kontinuierliches Feder-Massen-System	76
8.2.	Ultraschallgeschwindigkeit und Steifigkeit nach von der Haar und Marx [62] .	80
8.3.	Ultraschalllaufzeitmessung nach Breitenbücher und Kunz [63]	81
8.4.	Abnahme dynamischer E-Modul nach Breitenbücher und Kunz [63]	82
10.1.	Versuchskonzept des Spaltzugversuchs	86
10.2.	Kräftepiel und Spannungen beim Spaltzugversuch	86
10.3.	Hauptspannungen y-Achse im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung .	90
10.4.	Hauptspannungen x-Achse im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung .	91
10.5.	Spannungen im Spaltzugversuch bei linienförmiger Belastung	93
10.6.	Versuchskonzept des Spaltzugversuchs mit flächiger Belastung	94
10.7.	Spannungen y-Achse im Spaltzugversuch bei flächiger Belastung ($\alpha = 10^\circ$) .	96
10.8.	Spannungen x-Achse im Spaltzugversuch bei flächiger Belastung ($\alpha = 10^\circ$) .	97
10.9.	Dehnungen und Spannungen Volumenelement auf der x-Achse	98
11.1.	Hybrides Modell Eigenfrequenzverfahren	105
12.1.	Versuchsaufbau	109
12.2.	Anwendung Ultraschalllaufzeit- und Ultraschalleigenfrequenzverfahren	111
12.3.	Messsetup Messmethoden Eigenfrequenzverfahren	114
12.4.	Probekörperherstellung	116
12.5.	Versuchsprogramm in der ersten Generation	120
12.6.	Versuchsprogramm in der zweiten Generation	121
13.1.	Auflegen von Stahlteilen auf oberer Lastschneide	125
13.2.	Sichtbarer Makroriss nach Versuchsende	131
15.1.	Einschwingvorgang Prüfmaschine	149
15.2.	Oberflächentemperatur Probekörper TU24-1	152
16.1.	Verteilungsfunktion Spaltzugfestigkeit erste und zweite Schicht Rezeptur 1 .	159
16.2.	Lage Restfestigkeiten Rezeptur 1 - Zweite Schicht	162
16.3.	Schematische Vorgehensweise Abschätzung ursprüngliche Festigkeit	164
16.4.	Abgeschätzte Verschiebung Festigkeit Rezeptur 1 - Zweite Schicht	165
16.5.	Festigkeit und Ermüdungszustand Rezeptur 1 - Zweite Schicht	167
16.6.	Festigkeit und Ermüdungszustand Rezeptur 1 - Erste und Zweite Schicht . .	168
17.1.	Festigkeit und Ermüdungszustand Rezeptur 2	176
17.2.	Festigkeit und Ermüdungszustand Rezeptur 3	178
17.3.	Verhältnis Eigenfrequenzen im Zuge der Ermüdung	182

18.1.	Charakteristische Verläufe Verminderung E-Modul	185
18.2.	Streuung E-Modul-Verläufe - Rezeptur 1	185
18.3.	Streuung E-Modul-Verläufe - Rezeptur 2	186
18.4.	Streuung E-Modul-Verläufe - Rezeptur 3	186
18.5.	Gefittete charakteristische Verläufe Verminderung E-Modul	191
19.1.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 1 - Szenario 1	197
19.2.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 2 - Szenario 1	197
19.3.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 3 - Szenario 1	198
19.4.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 1 - Szenario 2	200
19.5.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 2 - Szenario 2	200
19.6.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul - Rezeptur 3 - Szenario 2	201
19.7.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 1 - Szenario 1	202
19.8.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 2 - Szenario 1	203
19.9.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 3 - Szenario 1	203
19.10.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 1 - Szenario 2	204
19.11.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 2 - Szenario 2	205
19.12.	Ausfallrate veränderlicher E-Modul und Festigkeit - Rezeptur 3 - Szenario 2	205
A.1.	Sortausdruck - Rezeptur 1, Seite 1	238
A.2.	Sortausdruck - Rezeptur 1, Seite 2	239
A.3.	Sortausdruck - Rezeptur 2, Seite 1	240
A.4.	Sortausdruck - Rezeptur 2, Seite 2	241
D.1.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU01-1	254
D.2.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU03-1	255
D.3.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU04-1	256
D.4.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU05-1	257
D.5.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU14-1	258
D.6.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU17-1	259
D.7.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU19-1	260
D.8.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU20-1	261
D.9.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU22-1	262
D.10.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU23-1	263
D.11.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU24-1	264
D.12.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU27-1	265
E.1.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU03-2	268
E.2.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU05-2	269
E.3.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU08-2	270
E.4.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU11-2	271
E.5.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU12-2	272
E.6.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU14-2	273
E.7.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU17-2	274
E.8.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU18-2	275

Abbildungsverzeichnis

E.9.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU19-2	276
E.10.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU20-2	277
E.11.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU22-2	278
E.12.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU25-2	279
E.13.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU29-2	280
E.14.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU30-2	281
F.1.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU202-U	284
F.2.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU204-U	285
F.3.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU206-U	286
F.4.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU207-U	287
F.5.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU208-U	288
F.6.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU216-U	289
F.7.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU218-U	290
F.8.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU220-U	291
F.9.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU221-U	292
F.10.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU222-U	293
F.11.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU226-U	294
F.12.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU229-U	295
G.1.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU303-U	298
G.2.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU306-U	299
G.3.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU308-U	300
G.4.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU309-U	301
G.5.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU311-U	302
G.6.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU312-U	303
G.7.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU313-U	304
G.8.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU316-U	305
G.9.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU317-U	306
G.10.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU319-U	307
G.11.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU322-U	308
G.12.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU329-U	309
G.13.	Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper	TU330-U	310
H.1.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU03-1	312
H.2.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU17-1	313
H.3.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU20-1	314
H.4.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU22-1	315
H.5.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU24-1	316
I.1.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU202-U	318
I.2.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU204-U	319
I.3.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU206-U	320
I.4.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU207-U	321
I.5.	Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper	TU208-U	322

I.6.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU216-U	323
I.7.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU218-U	324
I.8.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU220-U	325
I.9.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU221-U	326
I.10.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU222-U	327
I.11.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU226-U	328
I.12.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU229-U	329
J.1.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU303-U	332
J.2.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU306-U	333
J.3.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU308-U	334
J.4.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU309-U	335
J.5.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU311-U	336
J.6.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU312-U	337
J.7.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU313-U	338
J.8.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU316-U	339
J.9.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU317-U	340
J.10.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU319-U	341
J.11.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU322-U	342
J.12.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU329-U	343
J.13.	Ergebnisse	Ultraschalleigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU330-U	344
K.1.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU01-1	346
K.2.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU03-1	347
K.3.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU05-1	348
K.4.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU09-1	349
K.5.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU10-1	350
K.6.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU14-1	351
K.7.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU17-1	352
K.8.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU20-1	353
K.9.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU27-1	354
L.1.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU202-U	356
L.2.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU204-U	357
L.3.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU206-U	358
L.4.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU207-U	359
L.5.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU208-U	360
L.6.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU216-U	361
L.7.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU218-U	362
L.8.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU220-U	363
L.9.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU221-U	364
L.10.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU222-U	365
L.11.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU226-U	366
L.12.	Ergebnisse	Eigenfrequenzverfahren	Probekörper	TU229-U	367

M.1.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU303-U	370
M.2.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU306-U	371
M.3.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU308-U	372
M.4.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU309-U	373
M.5.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU311-U	374
M.6.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU312-U	375
M.7.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU313-U	376
M.8.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU316-U	377
M.9.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU317-U	378
M.10.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU319-U	379
M.11.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU322-U	380
M.12.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU329-U	381
M.13.	Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU330-U	382
Q.1.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU01-1	402
Q.2.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU03-1	402
Q.3.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU04-1	403
Q.4.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU05-1	403
Q.5.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU14-1	404
Q.6.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU17-1	404
Q.7.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU19-1	405
Q.8.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU20-1	405
Q.9.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU22-1	406
Q.10.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU23-1	406
Q.11.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU24-1	407
Q.12.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU27-1	407
R.1.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU03-2	409
R.2.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU05-2	410
R.3.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU08-2	410
R.4.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU11-2	411
R.5.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU12-2	411
R.6.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU14-2	412
R.7.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU17-2	412
R.8.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU18-2	413
R.9.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU19-2	413
R.10.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU20-2	414
R.11.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU22-2	414
R.12.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU25-2	415
R.13.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU29-2	415
R.14.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU30-2	416
S.1.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU202-U	417
S.2.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU204-U	418

S.3.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU206-U	418
S.4.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU207-U	419
S.5.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU208-U	419
S.6.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU216-U	420
S.7.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU218-U	420
S.8.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU220-U	421
S.9.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU221-U	421
S.10.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU222-U	422
S.11.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU226-U	422
S.12.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU229-U	423
T.1.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU303-U	425
T.2.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU306-U	426
T.3.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU308-U	426
T.4.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU309-U	427
T.5.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU311-U	427
T.6.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU312-U	428
T.7.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU313-U	428
T.8.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU316-U	429
T.9.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU317-U	429
T.10.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU319-U	430
T.11.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU322-U	430
T.12.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU329-U	431
T.13.	Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper	TU330-U	431

Tabellenverzeichnis

2.1. Einteilung der Formänderungen nach Kordina [18]	11
12.1. Ausgesuchte Eigenmoden und Eigenfrequenzen	112
14.1. Tatsächliches Beanspruchungsniveau Rezeptur 1 - Erste Schicht	143
16.1. Tatsächliches Beanspruchungsniveau Rezeptur 1 - Zweite Schicht	160
16.2. Abgesch. tats. Beanspruchungsniveau Rezeptur 1 - Zweite Schicht	170
17.1. Abgesch. tats. Beanspruchungsniveau Rezeptur 2	177
17.2. Abgesch. tats. Beanspruchungsniveau Rezeptur 3	179
18.1. Funktionsparameter charakteristische E-Modul-Verläufe	190
20.1. Vergleich der verschiedenen Messverfahren	210
A.1. Sortenausdruck - Rezeptur 3	241
B.1. Statischer Spaltzugversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1	244
B.2. Statischer Spaltzugversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2	244
B.3. Statischer Spaltzugversuch - Rezeptur 2	245
B.4. Statischer Spaltzugversuch - Rezeptur 3	245
C.1. Übersicht Probekörper Rezeptur 1 - Erste Schicht	248
C.2. Übersicht Probekörper Rezeptur 1 - Zweite Schicht	249
C.3. Übersicht Probekörper Rezeptur 2	250
C.4. Übersicht Probekörper Rezeptur 3	251
N.1. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU01-1	384
N.2. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU03-1	384
N.3. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU04-1	384
N.4. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU05-1	385
N.5. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU14-1	385
N.6. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU17-1	385
N.7. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU20-1	386
N.8. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU22-1	386
N.9. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU23-1	386
N.10. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU24-1	386
N.11. Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU27-1	387

Tabellenverzeichnis

O.1.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU202-U	390
O.2.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU204-U	390
O.3.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU206-U	390
O.4.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU207-U	391
O.5.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU208-U	391
O.6.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU216-U	391
O.7.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU218-U	392
O.8.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU220-U	392
O.9.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU221-U	392
O.10.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU222-U	393
O.11.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU226-U	393
O.12.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU229-U	393
P.1.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU303-U	396
P.2.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU306-U	396
P.3.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU308-U	396
P.4.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU309-U	396
P.5.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU311-U	397
P.6.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU312-U	397
P.7.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU313-U	397
P.8.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU316-U	397
P.9.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU317-U	398
P.10.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU319-U	398
P.11.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU322-U	398
P.12.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU329-U	398
P.13.	Ergebnisse	Ultraschalllaufzeitverfahren	Probekörper	TU330-U	399

Teil V.
Anhang

A. Sortenausdrucke der verwendeten Betonrezepturen

Die Abbildungen A.1 und A.2 zeigen einen Sortenausdruck der für die Vor- sowie für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 1. Ein Sortenausdruck der für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 2 kann den Abbildungen A.3 und A.4 entnommen werden. In Tabelle A.1 findet sich eine Übersicht über die für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 3. Besonderer Dank richtet sich an die Firma Schwenk Technologiezentrum GmbH & Co. KG für die Bereitstellung der in dieser Dissertation untersuchten Betonrezepturen 1 und 2 sowie für die Herstellung der Probekörper aller Rezepturen. Die Betonrezeptur 3 wurde durch die Bundesanstalt für Straßenwesen zur Verfügung gestellt.



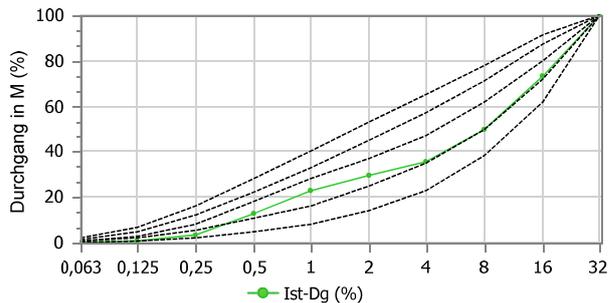
SCHWENK Technologiezentrum GmbH & Co. KG
 Ständige Betonprüfstelle Sachsen West
 Alte Herrenhaider Str. 14
 09228 Chemnitz / OT Wittgensdorf

Sortenausdruck

SCHWENK Beton Vogtland GmbH & Co. KG (Werk ist zertifiziert durch BAYBÜV e. V.)

Werk		Sorte		Bezeichnung			
3141 Berg Hadermannsgrün (3043)		4946010		30/37F3-22-4946 BK 100-1,3			
Betondaten							
Betonart		Gruppe	Qualitätskontrolle	Prüfalter	Expositionsklassen		
Eigenschaften			Ja	28	XC4, XD3(LP), XF4, XA2(LP), XM2(LP)		
Fest-Kl	Ziel-Fest (N/mm²)	Fest-Entw	Luftgehalt (%)	Kons-Kl	Ziel-Kons	Chlorid-Kl	Überw-Kl
C 30/37	42,0	Mittel	5,5	F3	480	Cl 0,40	2
Rohd-Kl	Zielrohddichte (kg/m³)	GK-Art	Größtkorn (mm)	Sieblinienbereich	Sieblinien-Nr	GK-Anforderungen	
		NfGK/NgGK	22	AB	CM22 AB6 S	MS18	
Verwendung				Eigenschaften			
ZTV-Beton, Bk 100-Bk 1,8, FKL WS, max600mg/lSulf							
Norm	Artikel-Nr	Verarbeitbarkeitszeit (h)	Min-Zement (kg/m³)	Min-Bindemittel (kg/m³)	Max-W/Zeq	Max-Restwasser (%)	
DIN EN 206-1/ DIN 1045-2	4946	1,50	270	320	0,45		
Feuchtigkeitsklasse		Leistungsklasse		Bemerkung			
WS				G=0,15%, nicht pumpföh.; AKR nach Verfahren 4			

Sieblinie				
Sieb	Soll-Dg (%)	Ist-Dg (%)	Min-Dg (%)	Max-Dg (%)
0,063		0,3		
0,125		0,7		
0,25	3,0	3,2	3,0	3,0
0,5	7,0	12,9	7,0	7,0
1	12,0	22,7	12,0	12,0
2	21,0	29,3	21,0	21,0
4	36,0	35,3	36,0	36,0
8	60,0	49,4	60,0	60,0
16	100,0	72,9	100,0	100,0
32	100,0	100,0	100,0	100,0



Sollwerte												
Art	Bezeichnung		Hersteller		Sollwert	Eh	Vol (m³)	k-Wert	O-Trocken (kg/m³)	F (%)	Wasser (kg)	Nass (kg/m³)
GK	NfGK 0/2		KW Kleinröda		29,00	%	0,196		516	6,00	29,9	546
GK	NgGk 2/8 Splitt		SPW Köditz		20,00	%	0,135		374	1,70	1,5	375
GK	NgGK 8/16 Splitt		SPW Köditz		23,00	%	0,156		434	1,10	0,9	435
GK	NgGK 16/22 Splitt		SPW Köditz		28,00	%	0,189		531	1,00	2,1	533
GK	Summe		----						1855		34,3	1889
BM	CEM I 42,5 N-sd		ZW Bernburg		350,00	kg	0,113		350			350
WA	Frischwasser		WA öffentl. Netz		155,00	kg	0,153		153		118,8	119
ZM	MasterAir 125 (LP)		ZM BASF		0,25	%	0,001		0,88		0,9	0,88
ZM	SKY 643 MasterGlenium		ZM BASF		0,40	%	0,001		1,40		1,0	1,40
Wasser für W/Zeq (kg/m³)	Bindemittel für W/Zeq (kg/m³)	W/Zeq	Rohddichte (kg/m³)	Bindemittel (kg/m³)	Leimvolumen (m³)	Mehlkorngehalt <0,125 (kg/m³)	Mehlk-Feinstsand <0,25 (kg/m³)	Chloridgehalt (%)				
153	350	0,44	2360	350	0,268	362	410	0,19				

Abbildung A.1.: Sortenausdruck der für die Vor- sowie die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur (Betonrezeptur 1), Seite 1



SCHWENK Technologiezentrum GmbH & Co. KG
 Ständige Betonprüfstelle Sachsen West
 Alte Herrenhaider Str. 14
 09228 Chemnitz / OT Wittgensdorf

Sortenausdruck

SCHWENK Beton Vogtland GmbH & Co. KG (Werk ist zertifiziert durch BAYBÜV e. V.)

Werk		Sorte		Bezeichnung					
3141 Berg Hademannsgrün (3043)		4946010		30/37F3-22-4946 BK 100-1,3					
Daten der Erstprüfung									
Frischbetondaten									
Prod-Datum	Rohdichte (kg/m³)	Temperatur (°C)		W/Ze _q	Setzfließmaß (mm)	t500 (s)	LP-Kennwerte		G-Wert (%)
15.03.2018	2.380	Luft	Beton	0,44			L300 (%)	Abstandsfaktor	0,1
Konsistenzart		Ausbreitmaß			Luftgehalt Messart				
Konsistenz (mm)		nach FM Zugabe			korrigierter Luftgehalt (%)				
10min	45min						10min	45min	
460	410				6,6		6,4	6,1	
Beurteilung der Entmischungsneigung									
Festbetondaten									
Rohdichte (kg/m³)	Druckfestigkeit (N/mm²)			Festigkeitsverhältnis r _{2/28}	Trockenroh-dichte (kg/m³)	Wasser-eindringtiefe (mm)	E-Modul E _{c,s} (N/mm²)	Biegezug-festigkeit (N/mm²)	Spaltzug-festigkeit (N/mm²)
	Soll	2 Tage	28 Tage						
2.350	45,4	16,4	45,4	0,36		18			

Abbildung A.2.: Sortenausdruck der für die Vor- sowie die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur (Betonrezeptur 1), Seite 2

A. Sortenausdrucke Beton



SCHWENK Technologiezentrum GmbH & Co. KG
 Ständige Betonprüfstelle Sachsen West
 Alte Herrenhaider Str. 14
 09228 Chemnitz / OT Wittgensdorf

Sortenausdruck

SCHWENK Beton Anhalt GmbH & Co. KG (Werk ist zertifiziert durch BAUZERT e. V.)

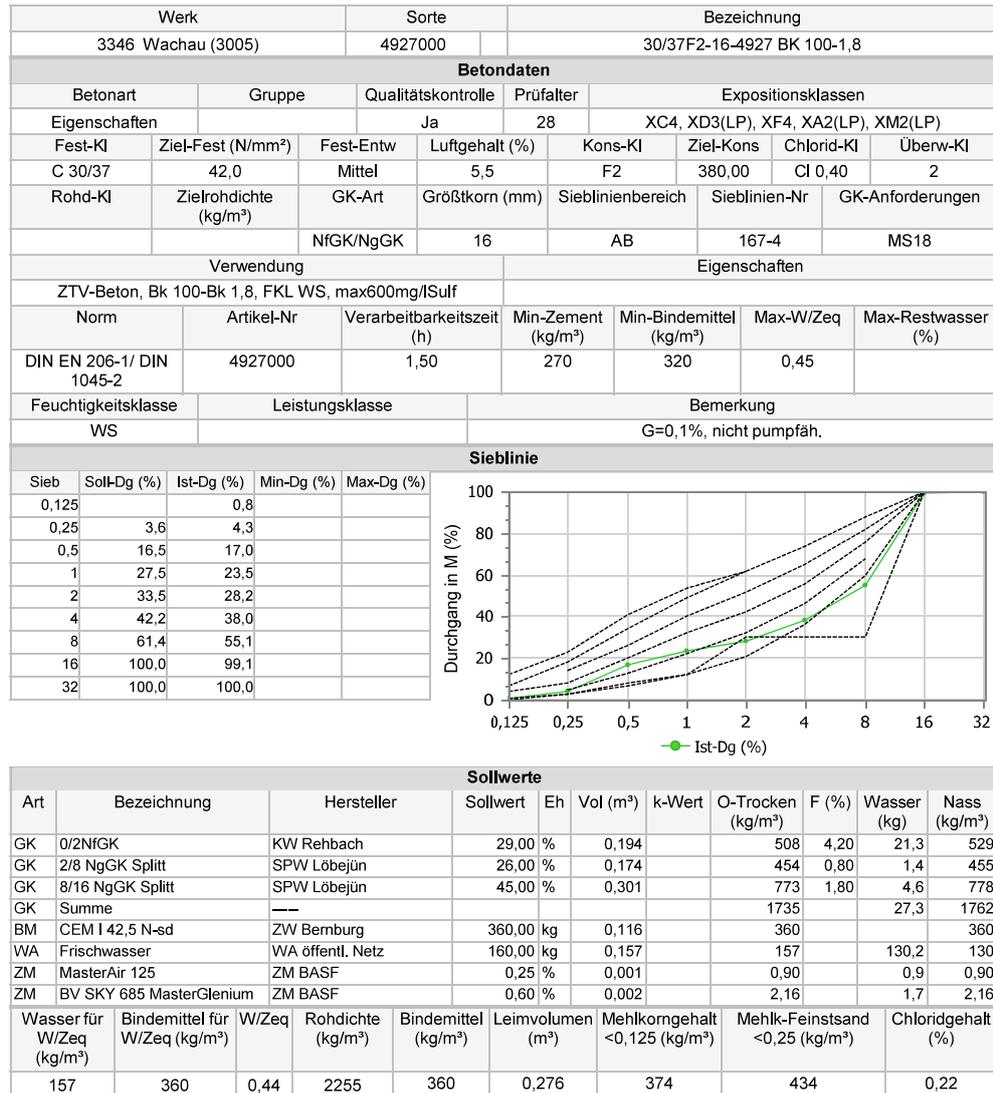


Abbildung A.3.: Sortenausdruck der für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 2, Seite 1

SCHWENK Technologiezentrum GmbH & Co. KG
 Ständige Betonprüfstelle Sachsen West
 Alte Herrenhaider Str. 14
 09228 Chemnitz / OT Wittgensdorf

Sortenausdruck

SCHWENK Beton Anhalt GmbH & Co. KG (Werk ist zertifiziert durch BAUZERT e. V.)

Werk		Sorte		Bezeichnung						
3346 Wachau (3005)		4927000		30/37F2-16-4927 BK 100-1,8						
Daten der Erstprüfung										
Frischbetondaten										
Prod-Datum	Rohdichte (kg/m ³)	Temperatur (°C)		W/Zeq	Setzfließmaß (mm)	t500 (s)	LP-Kennwerte		G-Wert (%)	
10.07.2019	2,260	Luft	Beton				L300 (%)	Abstandsfaktor		
		20,0	23,0	0,45						
Konsistenzart		Ausbreitmaß		Luftgehalt Messart		Druckausgleichsverfahren				
Konsistenz (mm)		nach FM Zugabe		korrigierter Luftgehalt (%)						
10min	45min					45min				
430	380					5,9	5,6			
Beurteilung der Entmischungsneigung						homogen				
Festbetondaten										
Rohdichte (kg/m ³)	Druckfestigkeit (N/mm ²)				Festigkeitsverhältnis r	Trockenroh-dichte (kg/m ³)	Wasser-eindringtiefe (mm)	E-Modul Ec,s (N/mm ²)	Biegezug-festigkeit (N/mm ²)	Spaltzug-festigkeit (N/mm ²)
	Soll	nach Prüfaller								
	28 Tage	2 Tage	7 Tage	28 Tage	2 / 28					
2.220	50,7	21,9	36,1	50,7	0,43				5,3	
Biegezugfestigkeit: 7d -> 4,7 N/mm ²										

Abbildung A.4.: Sortenausdruck der für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 2, Seite 2

Tabelle A.1.: Sortenausdruck der für die Hauptuntersuchungen verwendeten Betonrezeptur 3

Fahrbahndeckenbeton OB 0/8 mm	Werk	[kg/m ³]	[%]
CEM I 42,5 N (sd)	Göllheim	420	-
Wassergehalt; Soll-Wert (w/z = 0,40)	-	168	-
Sand 0/2 mm	Malsch	507	30
Splitt 2/5 mm	Ottenhöfen	511	30
Splitt 5/8 mm	Ottenhöfen	682	40
Fließgehalt MasterPozzolith 25BV [M.-%] v. Zementgehalt	BASF	1,26	0,30
Luftporenbildner MasterAir 102 (Konzentrat) [M.-%] v. Zementgehalt	BASF	0,19	0,05

B. Ergebnisse der statischen Spaltzugversuche

Die Tabellen B.1, B.2, B.3 und B.4 zeigen eine Übersicht über die jeweils 15 Probekörper sowie die Ergebnisse der statischen Spaltzugversuche zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeiten der ersten und zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1 sowie der Unterschichten der Betonrezepturen 2 und 3. Es werden jeweils die Probekörperbezeichnung, der mittlere Probekörperdurchmesser, die mittlere Probekörperhöhe, die Probekörpermasse und -rohichte, die maximale, ertragene Kraft im Spaltzugversuch und die statische Spaltzugfestigkeit angegeben.

B. Statische Spaltzugversuche

Tabelle B.1.: Probekörperbezeichnung, Höhe, Durchmesser, Masse, Rohdichte, max. Kraft und statische Spaltzugfestigkeit der Probekörper der ersten Rezeptur (erste Schicht von unten) für den statischen Spaltzugversuch

PK-Bez. [-]	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	m [g]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	F_{max} [kN]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]
TU06-1	99,610	48,377	892,9	2,368	30,90	4,082
TU07-1	99,693	48,943	910,5	2,383	30,30	3,953
TU08-1	100,013	48,937	898,8	2,338	33,80	4,396
TU11-1	99,907	48,937	907,1	2,365	30,10	3,919
TU12-1	99,677	48,597	903,6	2,383	33,40	4,390
TU13-1	100,093	48,767	906,6	2,363	35,00	4,565
TU15-1	99,617	48,890	898,1	2,357	29,20	3,817
TU16-1	99,633	48,737	898,7	2,365	31,90	4,182
TU18-1	100,037	48,300	891,5	2,348	33,10	4,361
TU21-1	100,077	48,660	904,3	2,363	33,70	4,406
TU25-1	99,807	48,850	903,2	2,363	33,50	4,374
TU26-1	99,947	48,790	911,4	2,381	31,70	4,138
TU28-1	99,967	48,627	897,3	2,351	32,80	4,296
TU29-1	100,057	48,223	901,2	2,377	32,30	4,262
TU30-1	100,293	48,173	897,0	2,357	35,90	4,730

Tabelle B.2.: Probekörperbezeichnung, Höhe, Durchmesser, Masse, Rohdichte, max. Kraft und statische Spaltzugfestigkeit der Probekörper der ersten Rezeptur (zweite Schicht von unten) für den statischen Spaltzugversuch

PK-Bez. [-]	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	m [g]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	F_{max} [kN]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]
TU01-2	99,843	46,047	832,4	2,309	23,23	3,217
TU04-2	100,063	46,423	845,8	2,317	25,60	3,508
TU06-2	99,697	48,747	879,1	2,310	24,80	3,249
TU07-2	99,797	48,280	876,8	2,322	30,09	3,976
TU09-2	99,827	46,297	836,7	2,309	26,24	3,615
TU10-2	99,690	47,140	859,1	2,335	26,06	3,530
TU13-2	100,053	48,640	885,9	2,317	30,85	4,036
TU15-2	99,817	48,690	880,8	2,312	27,52	3,605
TU16-2	99,650	48,407	873,0	2,312	26,70	3,524
TU21-2	100,020	48,773	888,6	2,319	28,77	3,754
TU23-2	99,980	46,700	847,4	2,311	27,23	3,713
TU24-2	100,000	46,433	844,6	2,316	28,12	3,855
TU26-2	99,957	48,527	883,7	2,321	30,19	3,962
TU27-2	100,030	46,160	848,2	2,338	27,05	3,730
TU28-2	99,933	48,657	887,5	2,325	32,31	4,230

Tabelle B.3.: Probekörperbezeichnung, Höhe, Durchmesser, Masse, Rohdichte, max. Kraft und statische Spaltzugfestigkeit der Probekörper der zweiten Rezeptur für den statischen Spaltzugversuch

PK-Bez. [-]	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	m [g]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	F_{max} [kN]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]
TU201-U	99,977	51,247	939,6	2,336	50,56	6,282
TU205-U	100,107	51,617	949,4	2,337	50,11	6,174
TU209-U	99,730	51,510	943,3	2,344	45,13	5,593
TU210-U	100,023	51,507	947,1	2,340	48,10	5,944
TU211-U	99,530	51,740	942,4	2,341	40,41	4,996
TU213-U	100,137	51,730	957,0	2,349	48,23	5,927
TU214-U	99,963	51,903	953,5	2,341	45,34	5,563
TU215-U	100,060	51,113	942,1	2,344	45,38	5,649
TU217-U	99,730	51,687	942,7	2,335	45,27	5,591
TU219-U	99,957	51,303	941,1	2,338	47,48	5,894
TU223-U	100,350	51,497	950,6	2,334	47,29	5,826
TU224-U	99,473	51,297	940,7	2,360	45,69	5,700
TU225-U	99,693	51,573	944,5	2,346	48,05	5,950
TU227-U	99,680	51,733	946,8	2,345	46,64	5,758
TU230-U	100,103	51,520	950,2	2,343	45,16	5,575

Tabelle B.4.: Probekörperbezeichnung, Höhe, Durchmesser, Masse, Rohdichte, max. Kraft und statische Spaltzugfestigkeit der Probekörper der dritten Rezeptur für den statischen Spaltzugversuch

PK-Bez. [-]	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	m [g]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	F_{max} [kN]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]
TU301-U	100,053	50,057	907,1	2,305	46,74	5,941
TU302-U	99,460	50,140	899,0	2,308	41,84	5,341
TU304-U	99,970	50,250	910,6	2,309	52,51	6,655
TU307-U	99,580	50,703	910,4	2,305	53,14	6,700
TU310-U	100,103	50,203	910,2	2,304	47,35	5,998
TU314-U	99,610	50,497	908,3	2,308	55,63	7,041
TU315-U	99,827	50,397	909,5	2,306	51,58	6,527
TU318-U	99,940	50,477	911,6	2,302	47,74	6,025
TU320-U	99,573	50,530	908,7	2,309	56,80	7,187
TU321-U	99,587	50,343	908,1	2,316	53,70	6,819
TU323-U	99,640	50,480	906,1	2,302	55,86	7,070
TU324-U	99,670	50,427	908,3	2,309	54,90	6,954
TU326-U	99,693	49,957	900,1	2,308	43,77	5,595
TU327-U	99,963	50,350	908,8	2,300	48,81	6,174
TU328-U	100,027	50,237	908,8	2,302	51,30	6,499

C. Übersicht über die Probekörper der Spaltzug-Schwellversuche

In den Tabellen C.1, C.2, C.3, C.4 findet sich jeweils eine Übersicht über die Probekörper der ersten und der zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1 sowie der Unterschichten der Betonrezepturen 2 und 3, die mithilfe des Spaltzug-Schwellversuchs untersucht wurden. Die Tabellen beinhalten die Probekörperbezeichnung, den mittleren Probekörperdurchmesser, die mittlere Probekörperhöhe, die Probekörperrohddichte, die mithilfe der Methode der Finiten Elemente bestimmten Eigenfrequenzen der Eigenmode I und der Eigenmode II, eine Checkliste dafür, ob Versuchsdaten für den Spaltzug-Schwellversuch (IWA), das Ultraschalllaufzeitverfahren (US), die Messmethode M1 des Eigenfrequenzverfahrens (Messung mit Nahfeldmikrofon - EF NFM) sowie für das Ultraschalleigenfrequenzverfahren (EF US) ermittelt werden konnten (ein Haken bedeutet, dass Versuchsdaten während des kompletten Ermüdungsversuches ermittelt werden konnten, ein Haken in Klammern bedeutet, dass Versuchsdaten nur zu einem Teil der Ermüdungsversuche ermittelt werden konnten), das angenommene Beanspruchungsniveau für den Spaltzug-Schwellversuch, den anfänglichen E-Modul, die Restfestigkeit nach abgeschlossener Ermüdung und die charakteristische Spaltzugfestigkeit der jeweiligen Schicht der Betonrezeptur.

Tabelle C.1.: Übersicht über die untersuchten Unterscheiben der Betonrezeptur 1

PK-Bez.	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	EM I [Hz]	EM II [Hz]	IWA	US	EF NFM	EF US	BN [%]	E_{anf} [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]	$f_{ct, char}$ [$\frac{N}{mm^2}$]
TU01-1	99,627	46,383	2,362	13.039	19.885	✓	✓	✓	-	72,5	30.851	3,802	
TU03-1	99,973	47,110	2,372	13.039	19.774	✓	✓	✓	✓	77,5	35.048	3,541	
TU04-1	100,057	47,530	2,361	13.107	19.803	✓	(✓)	-	-	75,0	-	-	
TU05-1	99,967	45,873	2,344	12.956	19.893	✓	✓	✓	-	75,0	34.574	3,429	
TU09-1	99,570	47,133	2,376	13.109	19.837	-	-	(✓)	-	-	-	-	
TU10-1	99,533	44,683	2,380	12.780	19.828	-	-	(✓)	-	-	-	-	
TU14-1	100,080	46,080	2,342	12.968	19.879	✓	✓	✓	-	75,0	35.879	3,644	3,707
TU17-1	99,627	47,880	2,341	13.290	19.974	✓	✓	✓	✓	75,0	35.708	3,457	
TU19-1	100,100	45,957	2,331	12.978	19.922	✓	-	-	-	70,0	-	-	
TU20-1	99,880	44,823	2,354	12.803	19.868	✓	✓	✓	✓	77,5	34.176	3,583	
TU22-1	100,010	46,280	2,360	12.958	19.817	✓	(✓)	-	(✓)	27,0/70,0	-	-	
TU23-1	100,003	47,127	2,345	13.111	19.882	✓	(✓)	-	-	77,5	-	-	
TU24-1	100,000	46,250	2,375	12.915	19.756	✓	(✓)	-	(✓)	62,5	-	-	
TU27-1	100,037	46,687	2,351	13.031	19.849	✓	✓	✓	-	77,5	36.368	3,721	

Tabelle C.2.: Übersicht über die untersuchten Scheiben der zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1

PK- Bez.	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	EM I [Hz]	EM II [Hz]	IWA	US	EF NFM	EF US	BN [%]	E_{anf} [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]	$f_{ct,char}$ [$\frac{N}{mm^2}$]
TU05-2	99,963	46,700	2,298	-	-	✓	-	-	-	77,5	32.282	3,420	
TU08-2	99,977	48,747	2,284	-	-	✓	-	-	-	82,5/85,0/ 87,5	33.650	3,454	
TU11-2	99,963	49,117	2,305	-	-	✓	-	-	-	80,0/85,0/ 90,0/100,0	34.373	3,777	
TU12-2	99,707	48,833	2,306	-	-	✓	-	-	-	82,5	31.256	3,154	
TU14-2	100,047	47,073	2,283	-	-	✓	-	-	-	77,5/85,0	33.595	3,600	
TU17-2	99,787	46,277	2,307	-	-	✓	-	-	-	75,0	30.904	3,806	
TU18-2	100,013	48,583	2,295	-	-	✓	-	-	-	75,0/80,0/ 90,0	33.889	3,456	3,053
TU19-2	100,073	50,633	2,300	-	-	✓	-	-	-	82,5/85,0/ 95,0	34.505	3,215	
TU22-2	99,953	46,413	2,292	-	-	✓	-	-	-	80,0/82,5/ 85,0	33.344	3,770	
TU25-2	99,767	48,747	2,297	-	-	✓	-	-	-	80,0/85,0	32.863	3,519	
TU29-2	99,983	49,083	2,304	-	-	✓	-	-	-	82,5	29.450	3,383	
TU30-2	100,230	48,910	2,303	-	-	✓	-	-	-	82,5/85,0/ 87,5	30.589	3,723	

Tabelle C.3.: Übersicht über die untersuchten Unterscheiben der Betonrezeptur 2

PK-Bez.	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	EM I [Hz]	EM II [Hz]	IWA	US	EF NFM	EF US	BN [%]	E_{anf} [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]	$f_{ct,char}$ [$\frac{N}{mm^2}$]
TU202-U	100,020	51,307	2,328	13.662	19.950	✓	✓	✓	✓	77,5	41.445	-	
TU204-U	99,970	51,470	2,331	13.682	19.947	✓	✓	✓	✓	77,5	42.744	3,646	
TU206-U	99,620	51,950	2,333	13.799	20.009	✓	✓	✓	✓	77,5	43.621	4,075	
TU207-U	99,760	51,673	2,327	13.758	20.006	✓	✓	✓	✓	77,5	41.788	4,397	
TU208-U	100,040	51,593	2,333	13.676	19.925	✓	✓	✓	✓	77,5	43.809	3,288	
TU216-U	99,943	51,597	2,334	13.693	19.940	✓	✓	✓	✓	77,5	44.789	3,410	5,065
TU218-U	100,080	51,267	2,333	13.632	19.917	✓	✓	✓	✓	77,5	42.740	3,402	
TU220-U	100,467	51,543	2,328	13.602	19.861	✓	✓	✓	✓	77,5	43.113	3,943	
TU221-U	99,577	51,847	2,333	13.796	20.017	✓	✓	✓	✓	77,5	44.070	3,488	
TU222-U	100,070	51,717	2,330	13.693	19.932	✓	✓	✓	✓	77,5	41.416	4,433	
TU226-U	100,133	51,453	2,334	13.639	19.902	✓	✓	✓	✓	77,5	43.899	4,175	
TU229-U	99,557	51,593	2,333	13.771	20.021	✓	✓	✓	✓	77,5	42.115	3,541	

Tabelle C.4.: Übersicht über die untersuchten Unterscheiben der Betonrezeptur 3

PK-Bez.	d_{sch} [mm]	h_{sch} [mm]	ρ_{sch} [$\frac{g}{cm^3}$]	EM I [Hz]	EM II [Hz]	IWA	US	EF NFM	EF US	BN [%]	E_{anf} [$\frac{N}{mm^2}$]	f_{ct} [$\frac{N}{mm^2}$]	$f_{ct,char}$ [$\frac{N}{mm^2}$]
TU303-U	100,080	50,337	2,296	13.632	20.077	✓	✓	✓	✓	90,0	40.466	4,797	
TU306-U	100,277	50,243	2,291	13.598	20.059	✓	✓	✓	✓	90,0	39.997	4,872	
TU308-U	99,917	50,627	2,294	13.705	20.118	✓	✓	✓	✓	90,0	39.502	5,140	
TU309-U	100,087	49,970	2,299	13.579	20.062	✓	✓	✓	✓	77,5	41.107	4,017	
TU311-U	100,247	50,283	2,300	13.582	20.026	✓	✓	✓	✓	77,5	43.526	4,818	
TU312-U	99,943	50,167	2,292	13.651	20.122	✓	✓	✓	✓	90,0	39.443	5,021	
TU313-U	99,987	50,457	2,298	13.659	20.087	✓	✓	✓	✓	80,0	40.728	4,323	5,142
TU316-U	100,037	50,110	2,298	13.608	20.077	✓	✓	✓	✓	82,5	40.047	5,583	
TU317-U	99,963	50,340	2,298	13.650	20.091	✓	✓	✓	✓	80,0	40.397	5,186	
TU319-U	99,933	50,473	2,296	13.677	20.106	✓	✓	✓	✓	87,5	39.312	4,546	
TU322-U	100,073	50,737	2,297	13.678	20.074	✓	✓	✓	✓	85,0	40.834	4,395	
TU329-U	100,027	50,157	2,297	13.619	20.083	✓	✓	✓	✓	85,0	40.355	5,208	
TU330-U	99,990	50,313	2,298	13.641	20.086	✓	✓	✓	✓	82,5	40.830	4,571	

D. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs - Betonrezeptur 1 - Erste Schicht von unten

Die Abbildungen D.1 bis D.12 zeigen die Versuchsergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche für die Probekörper der ersten Schicht von unten der Betonrezeptur 1. In den Abbildungen sind von oben nach unten jeweils die Kraft, die gemessenen Verformungen der induktiven Wegaufnehmer sowie der daraus berechnete absolute E-Modul in schwarz und der relative, auf den anfänglichen Wert bezogene E-Modul farblich kodiert und in Abhängigkeit von der Zeit aufgetragen. Im oberen Teil der Abbildungen wurden zudem die Belastungszeiten in magenta und die Belastungspausenzeiten in grün hinzugefügt. Im zweiten Teil der Abbildungen finden sich Angaben zum Probekörperdurchmesser, der -höhe, der -rohddichte und der zugrunde gelegten Querdehnzahl. Unterhalb des zweiten Teils werden die Gesamtzeit des Versuchs sowie die gesamte Belastungszeit und die gesamte Belastungspausenzeit angegeben. Im dritten Teil der Abbildungen finden sich zudem das angenommene Beanspruchungsniveau sowie die daraus resultierende Ober- und Unterkraft für den Spaltzug-Schwellversuch. Sowohl für das Kraft- als auch für die Verformungssignale wurden die Maximal- und die Minimalwerte bestimmt und mit roten und blauen Dreiecken markiert. Anhand dieser Extremwerte ließen sich zunächst die Kraft- und die Wegamplitude bestimmen und aus diesen wiederum unter Nutzung von Gleichung 10.30 der E-Modul berechnen.

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

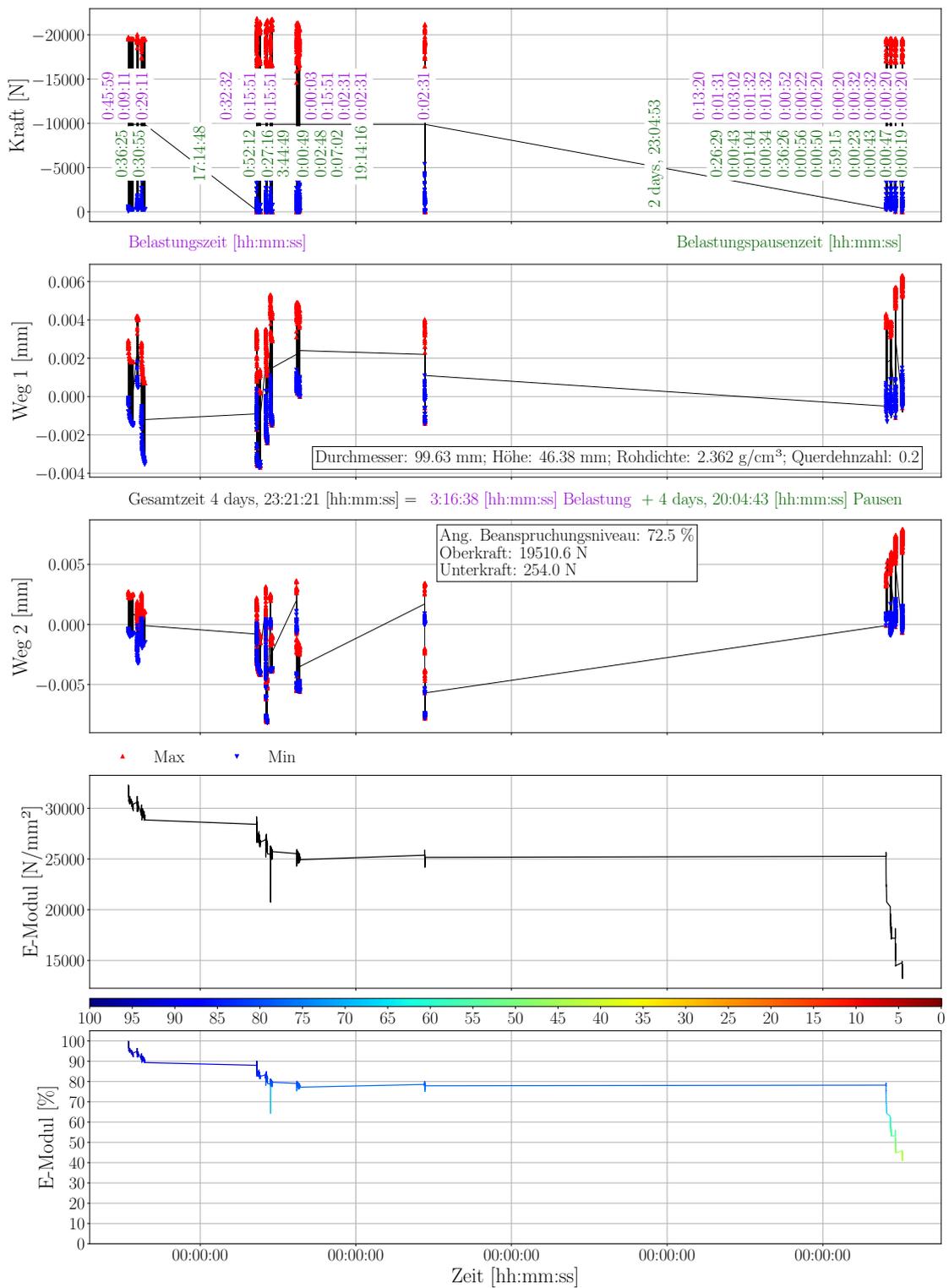


Abbildung D.1.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU01-1

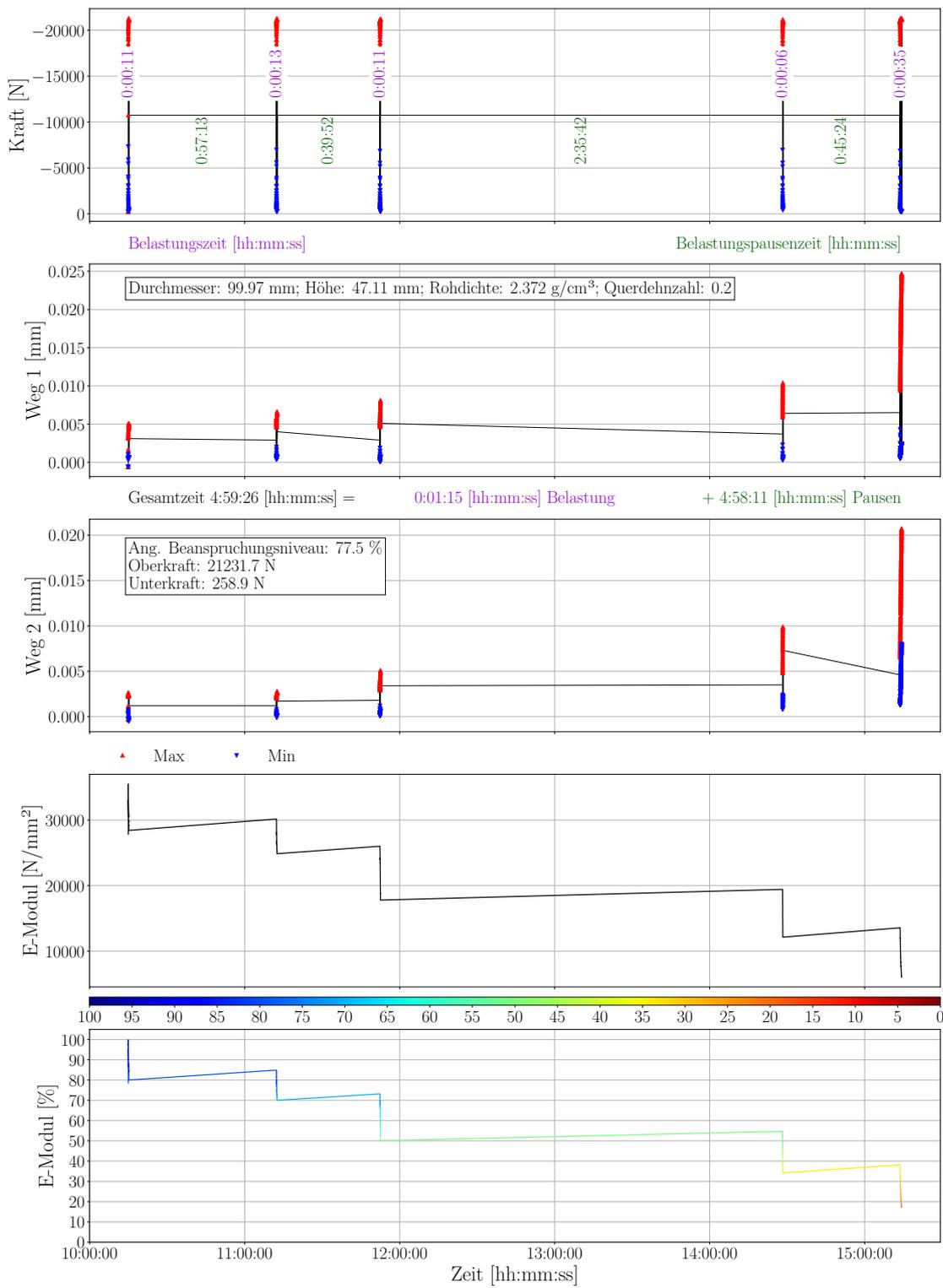


Abbildung D.2.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU03-1

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

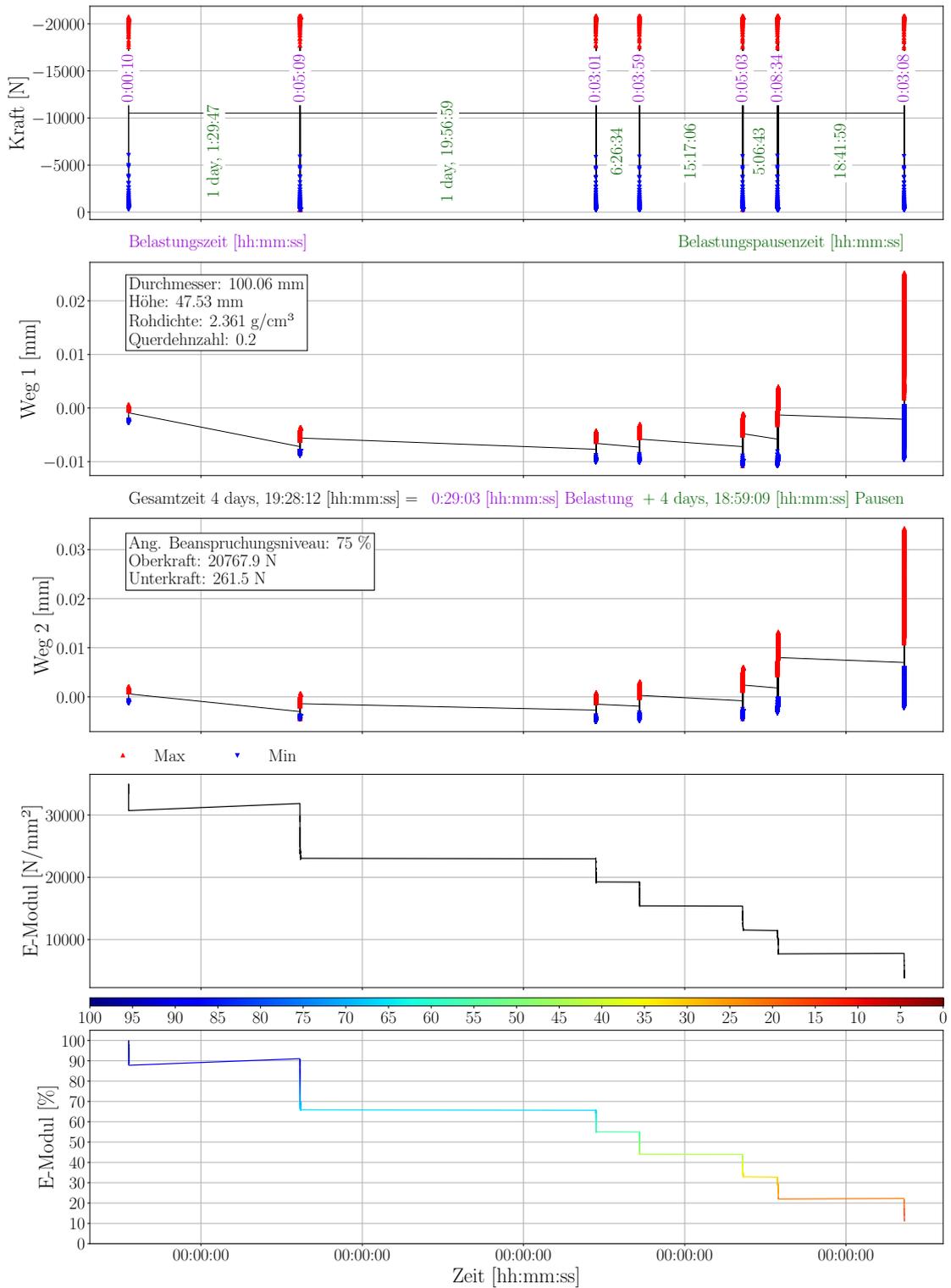


Abbildung D.3.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU04-1

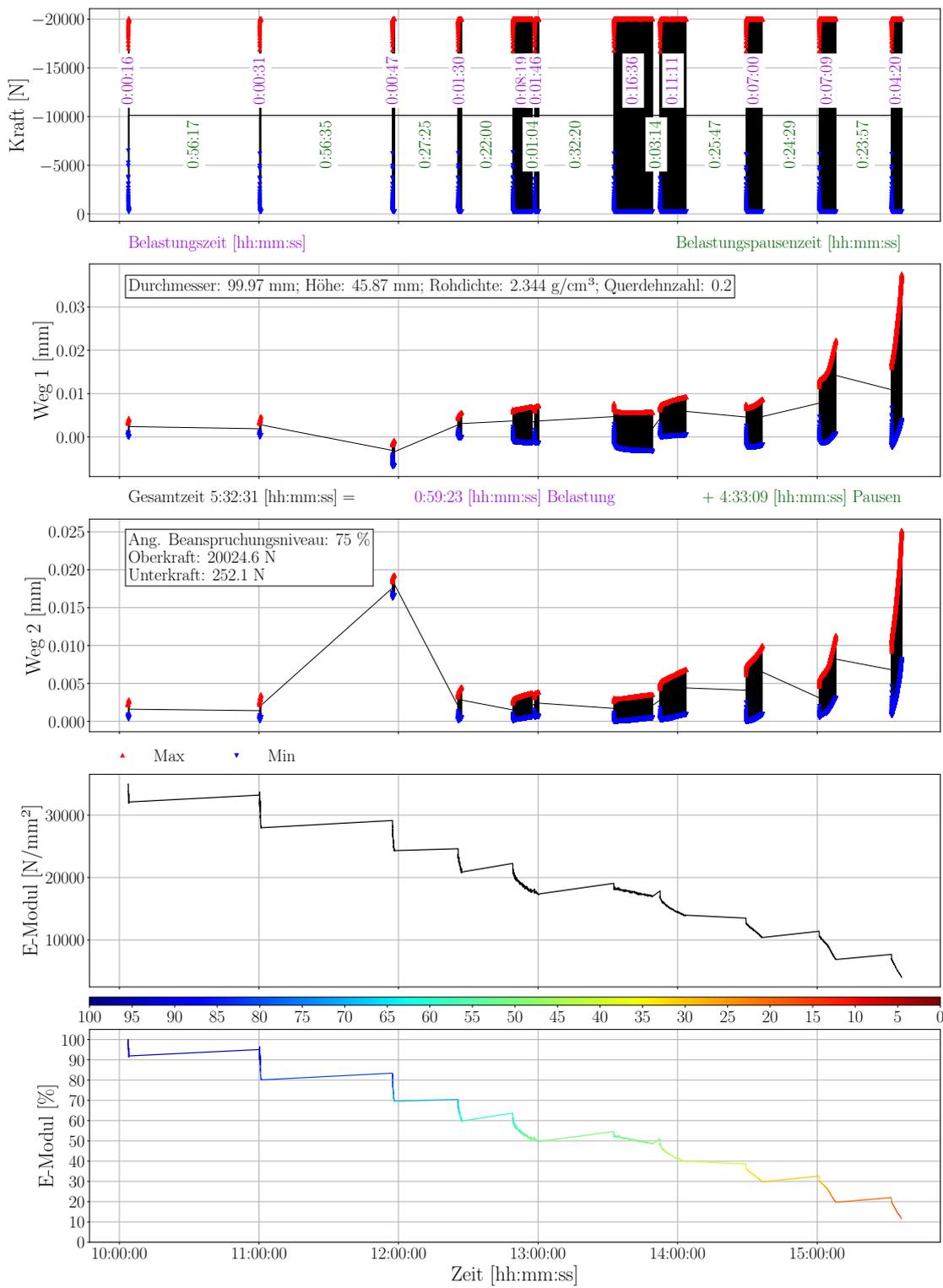


Abbildung D.4.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU05-1

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

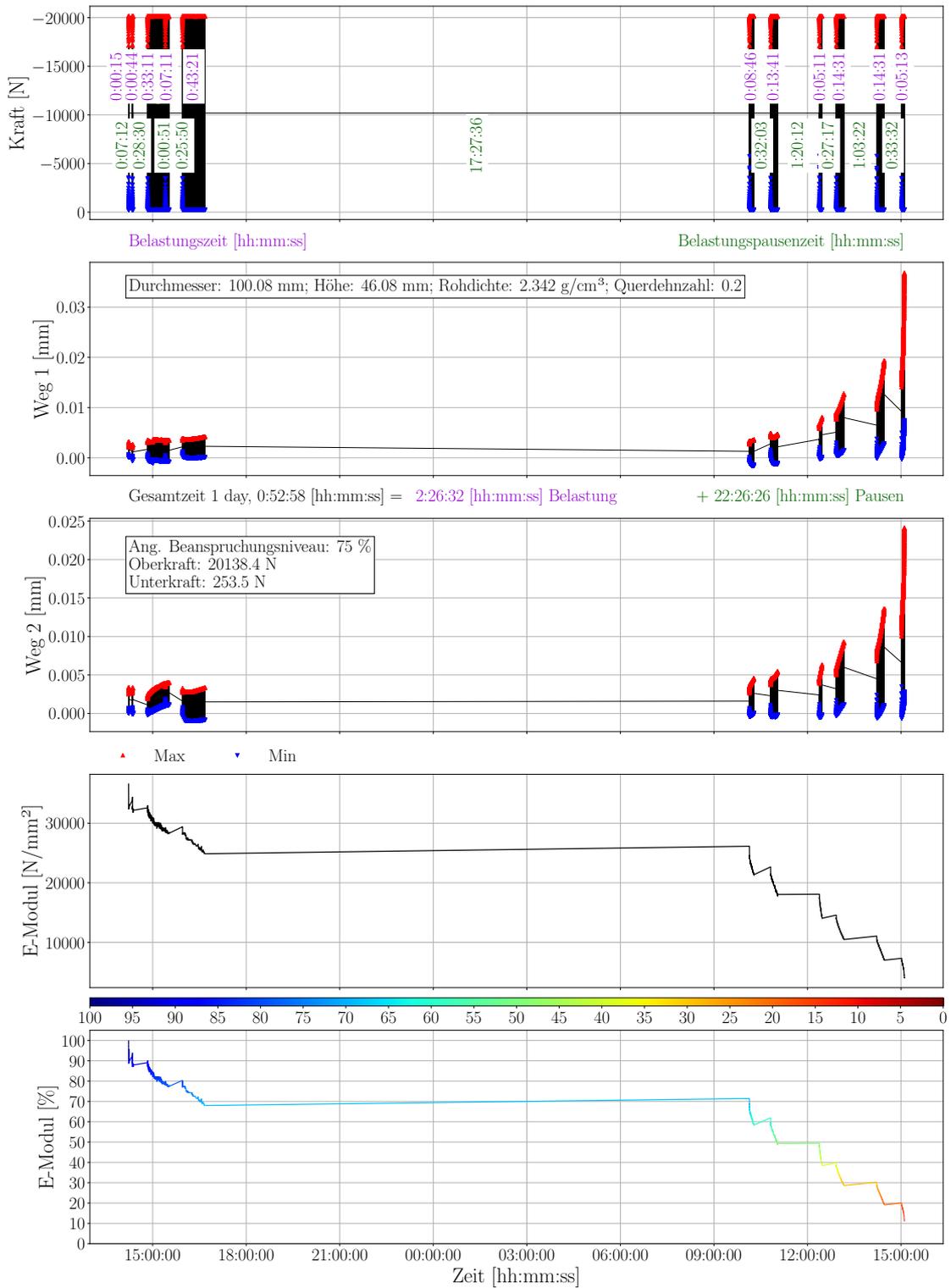


Abbildung D.5.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU14-1

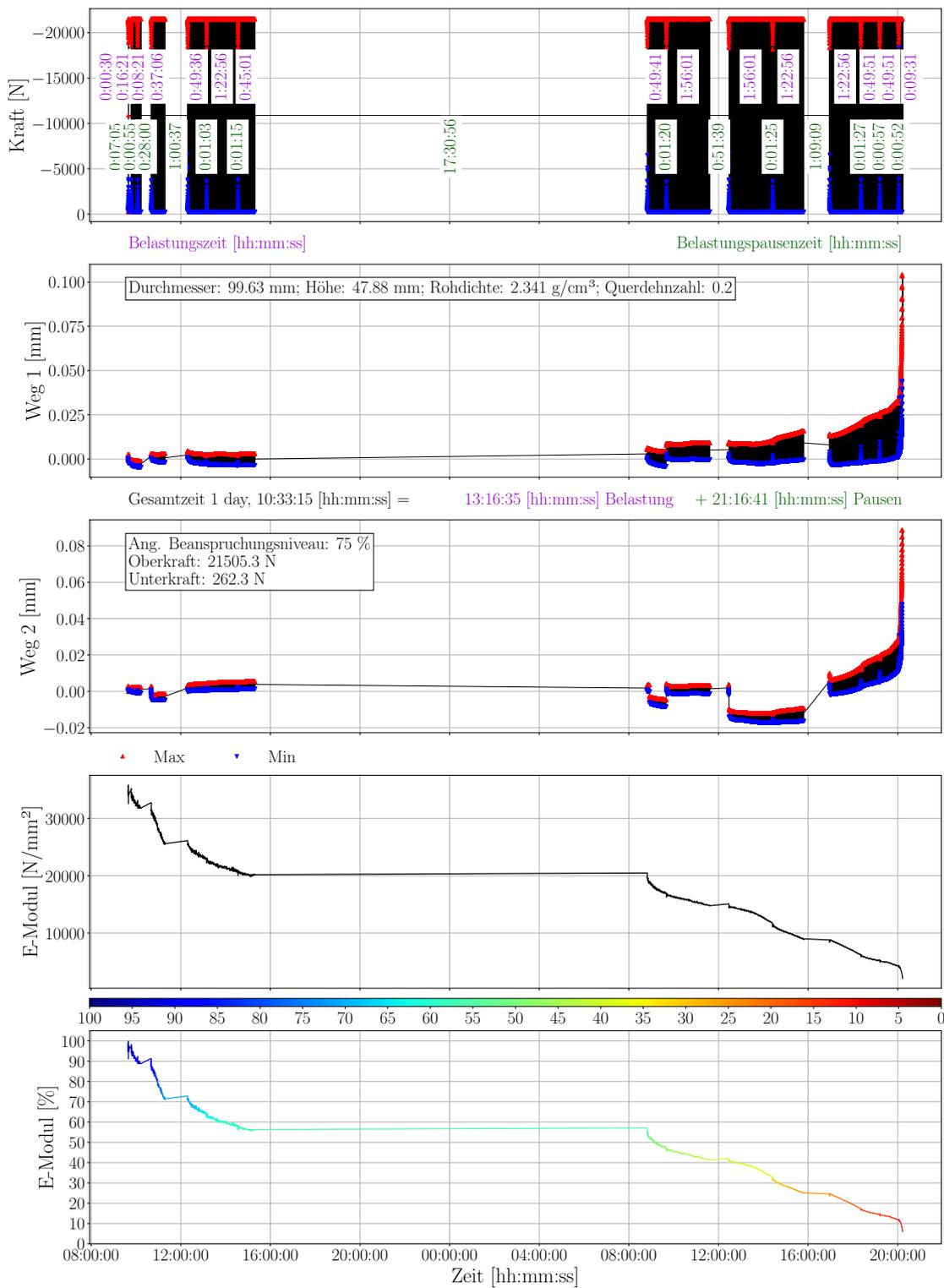


Abbildung D.6.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU17-1

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

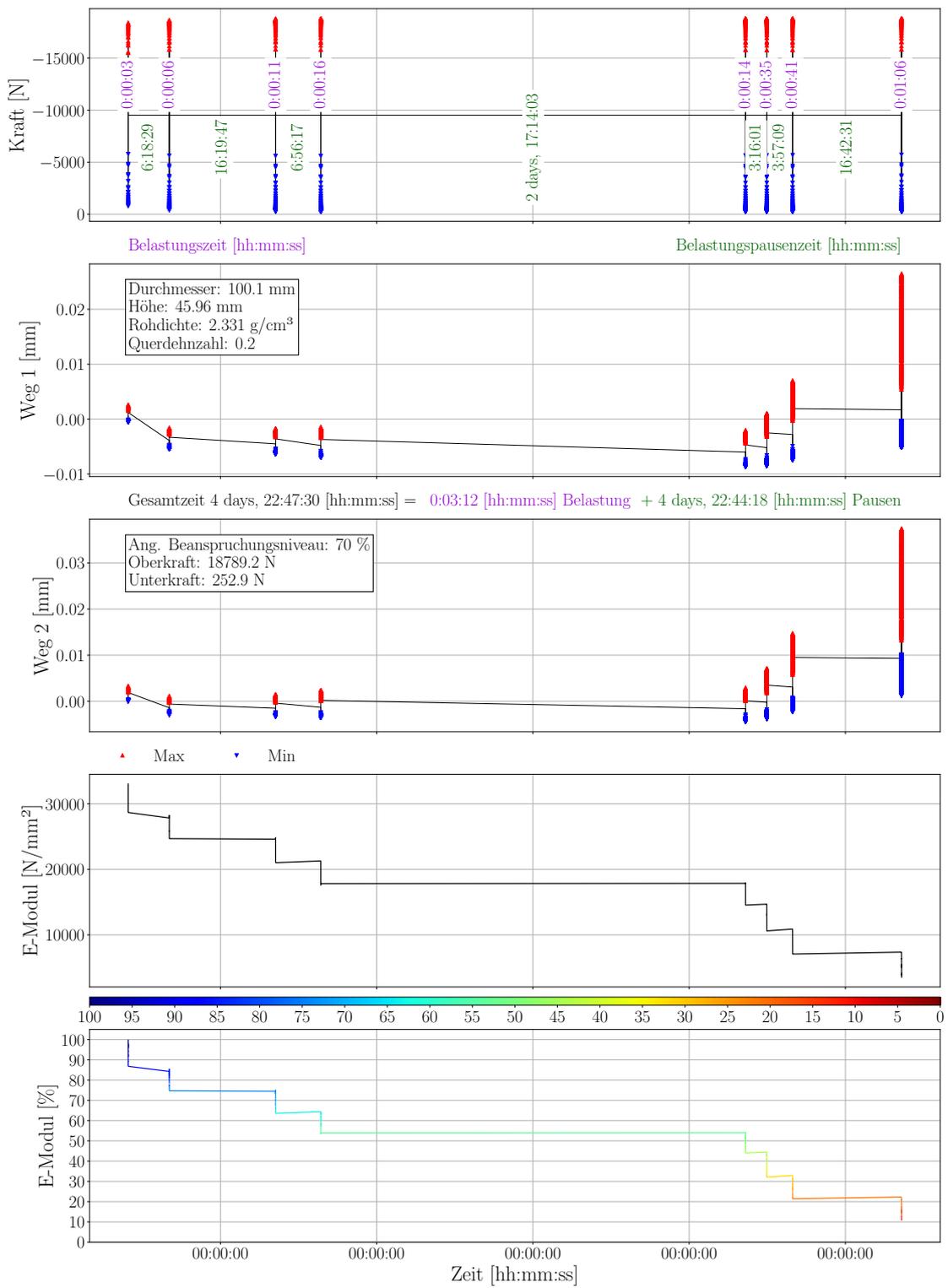


Abbildung D.7.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU19-1

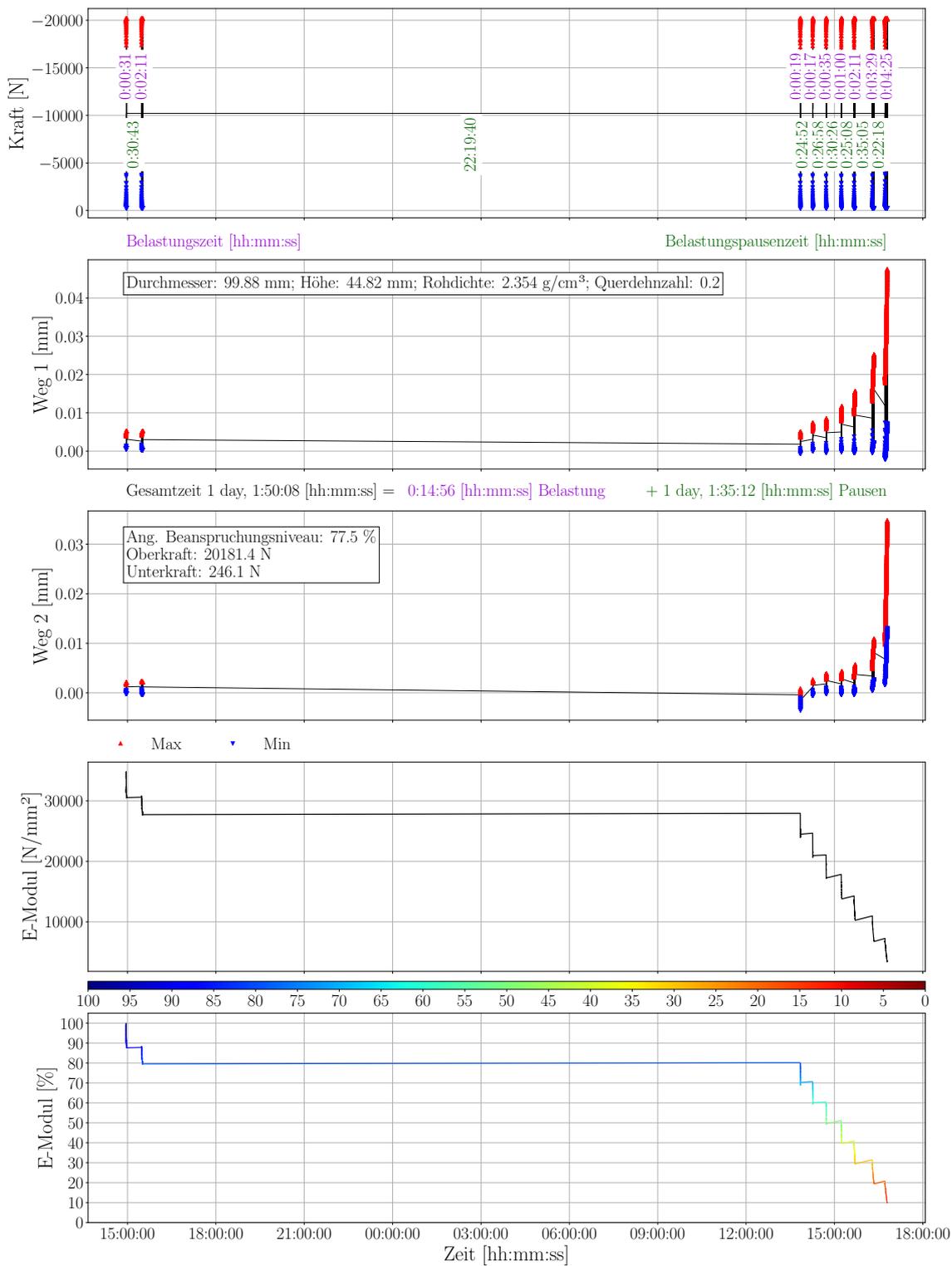


Abbildung D.8.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU20-1

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

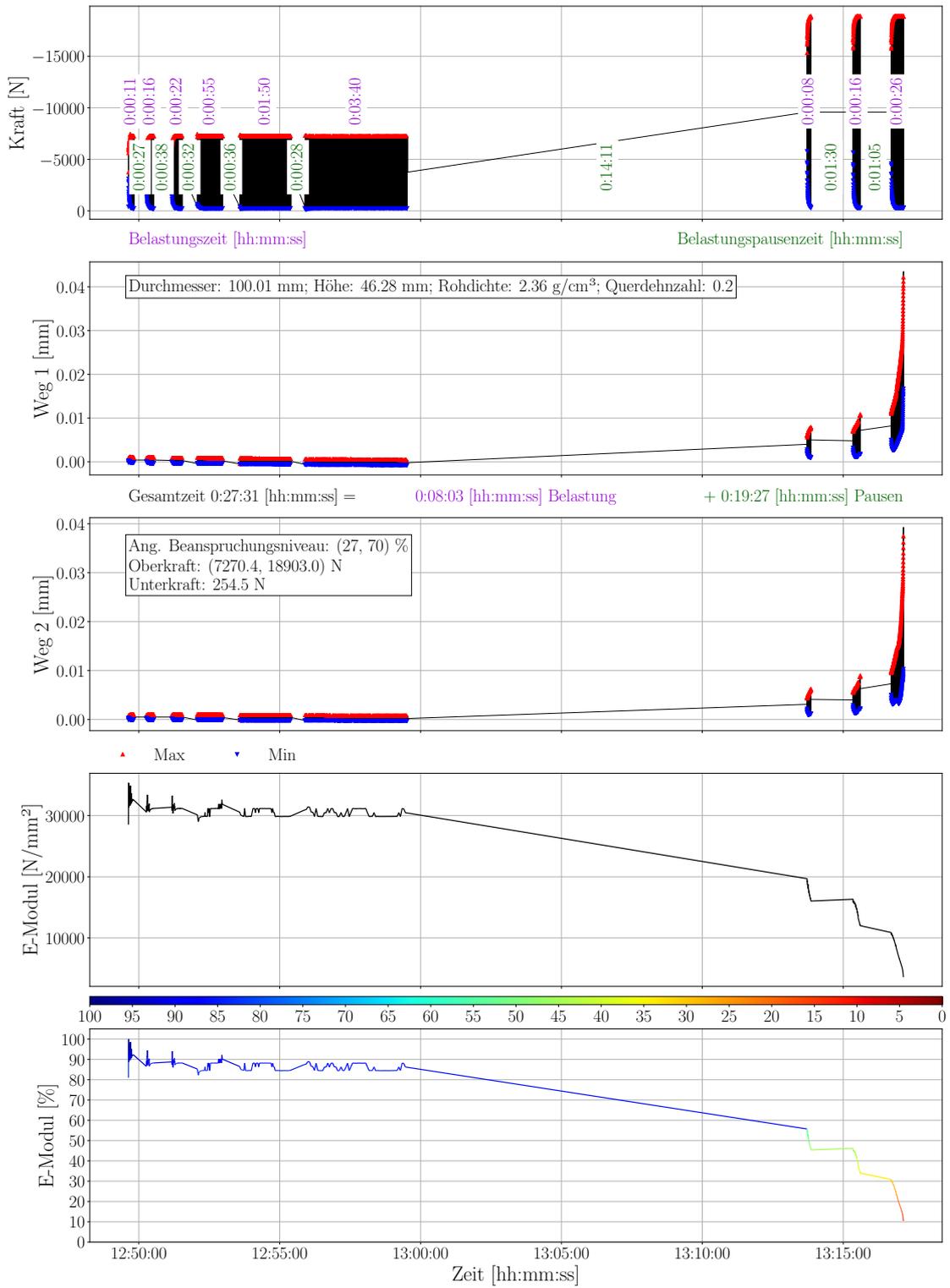


Abbildung D.9.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU22-1

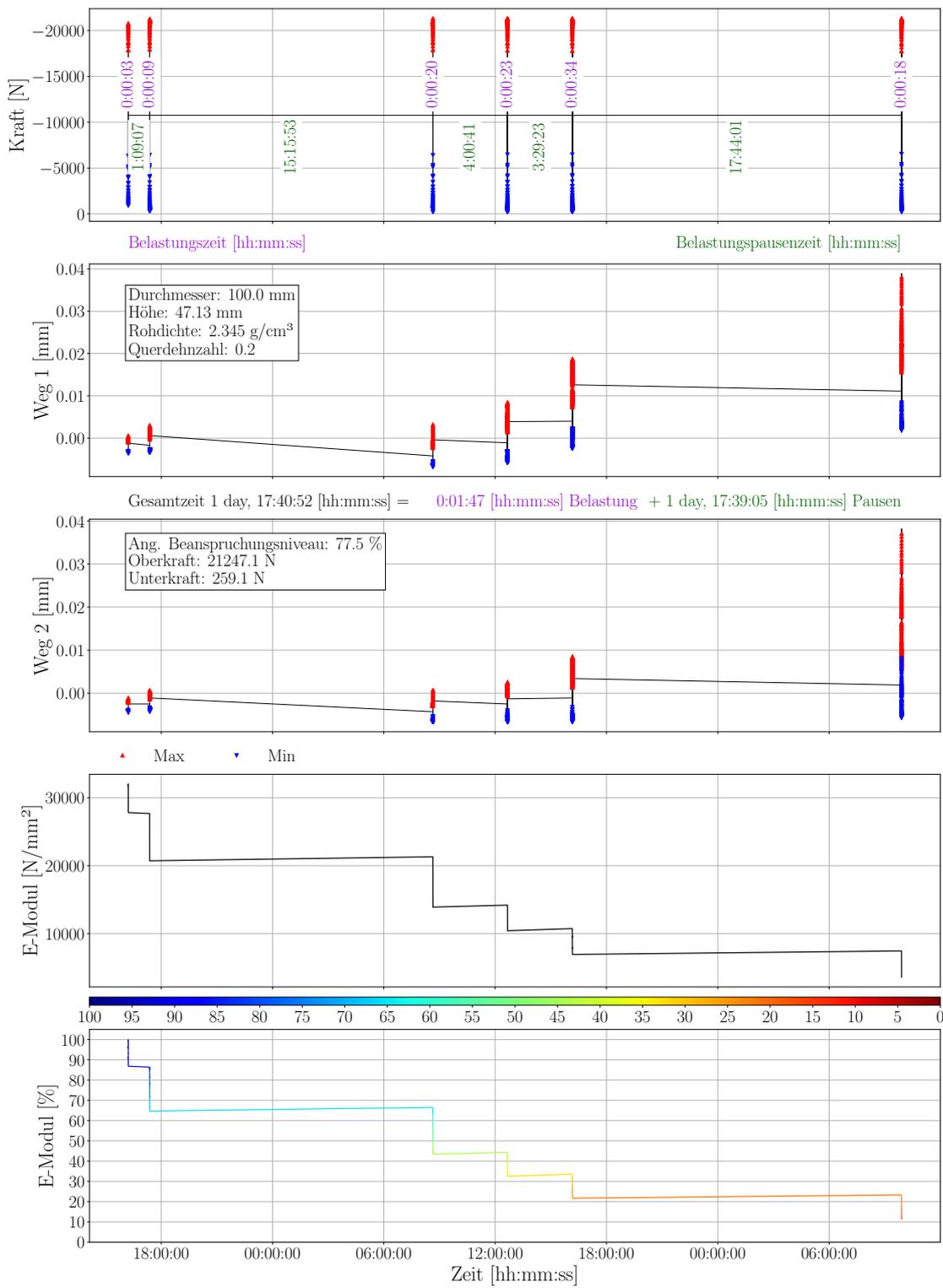


Abbildung D.10.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU23-1

D. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 1

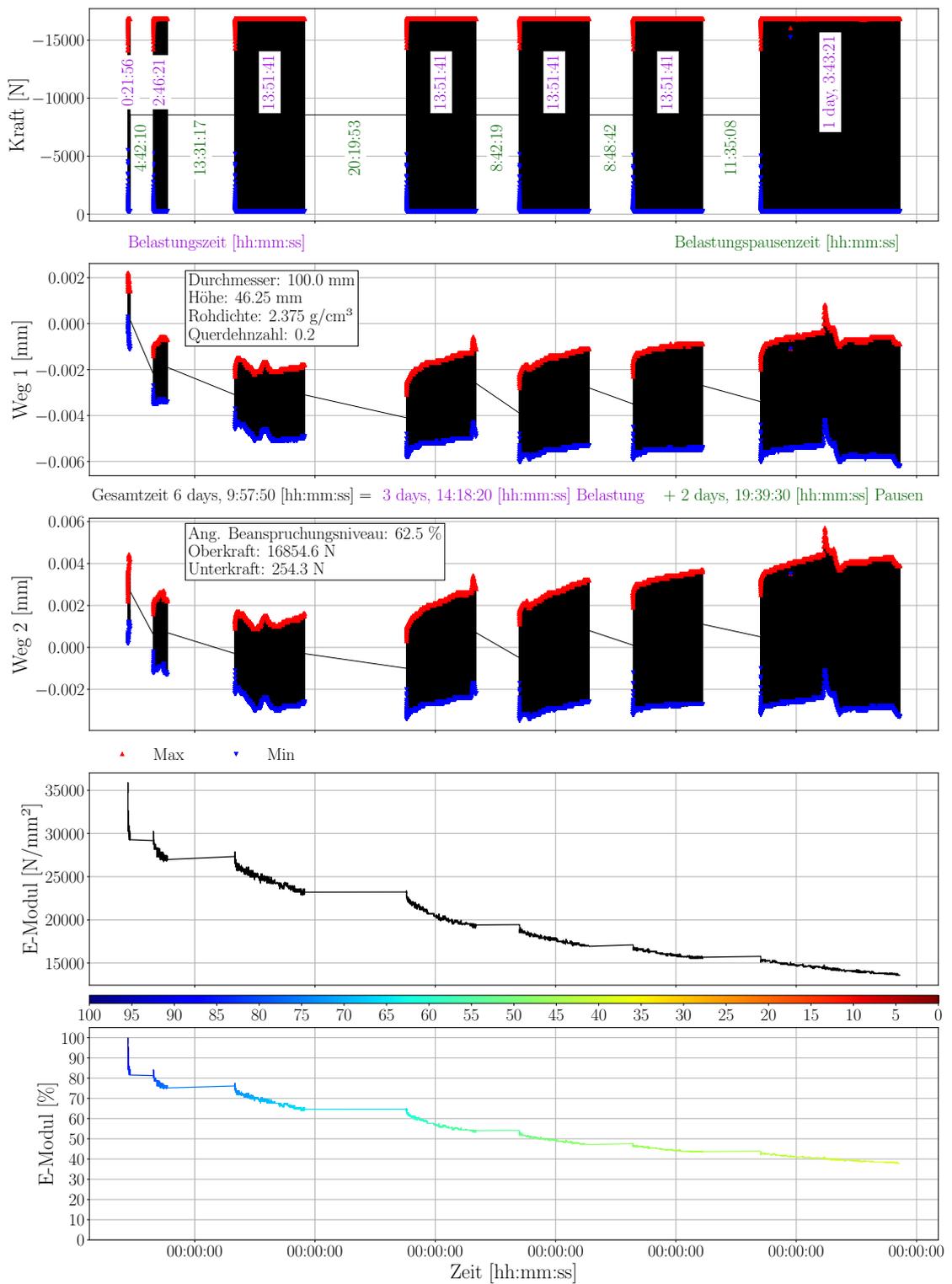


Abbildung D.11.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU24-1

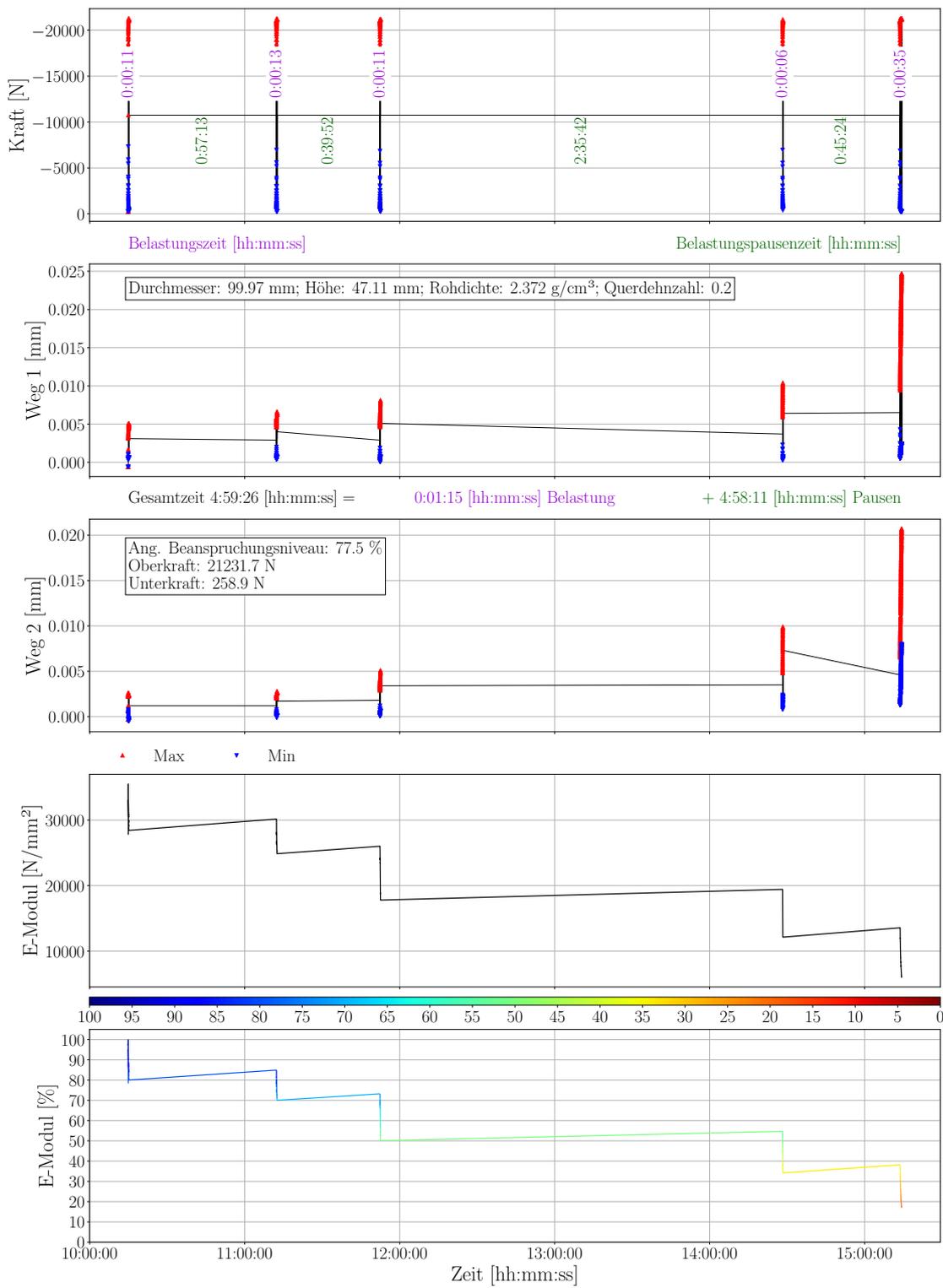


Abbildung D.12.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU27-1

E. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs - Betonrezeptur 1 - Zweite Schicht von unten

Die Abbildungen E.1 bis E.14 zeigen die Versuchsergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche für die Probekörper der zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs D.

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

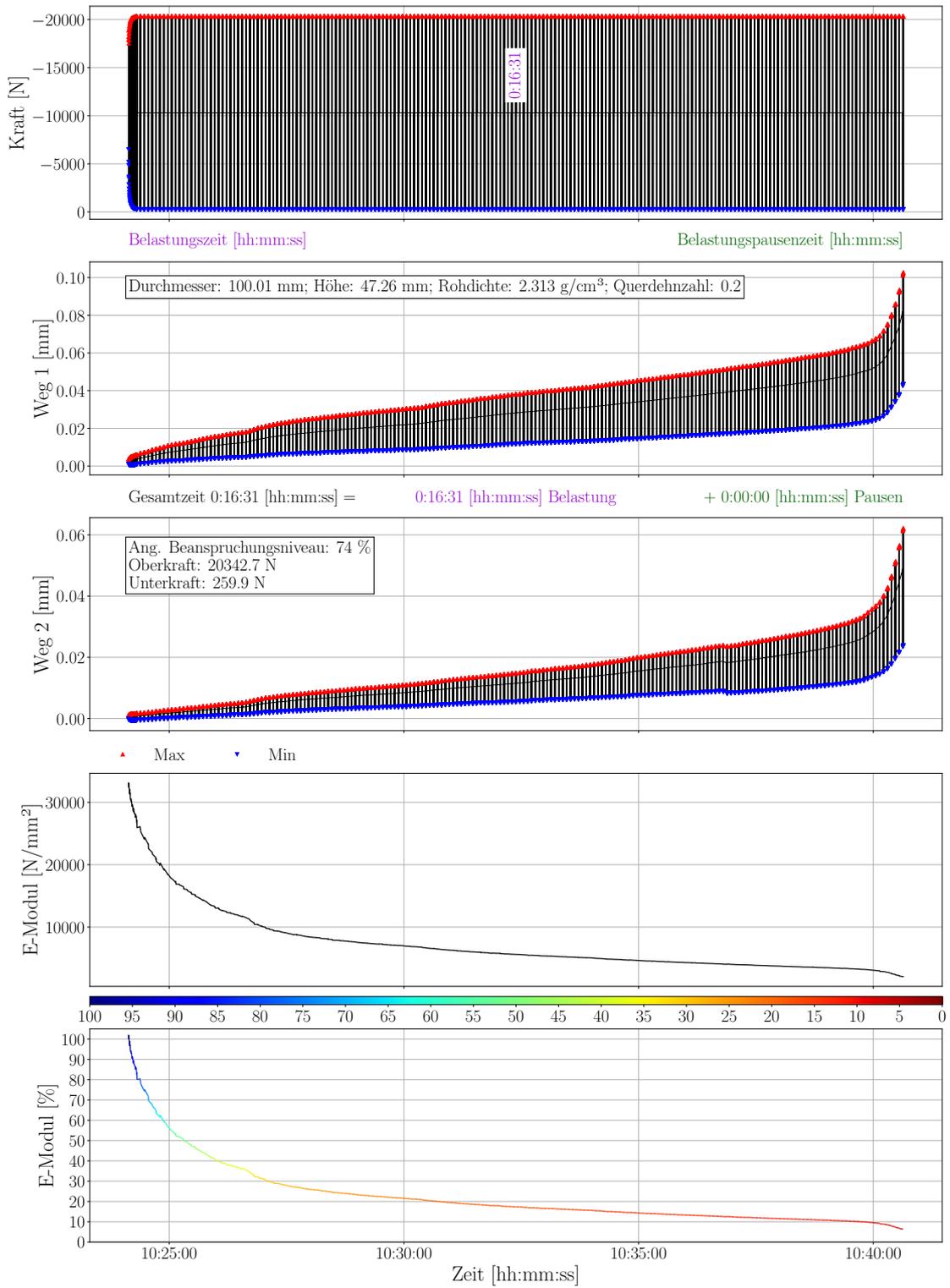


Abbildung E.1.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU03-2

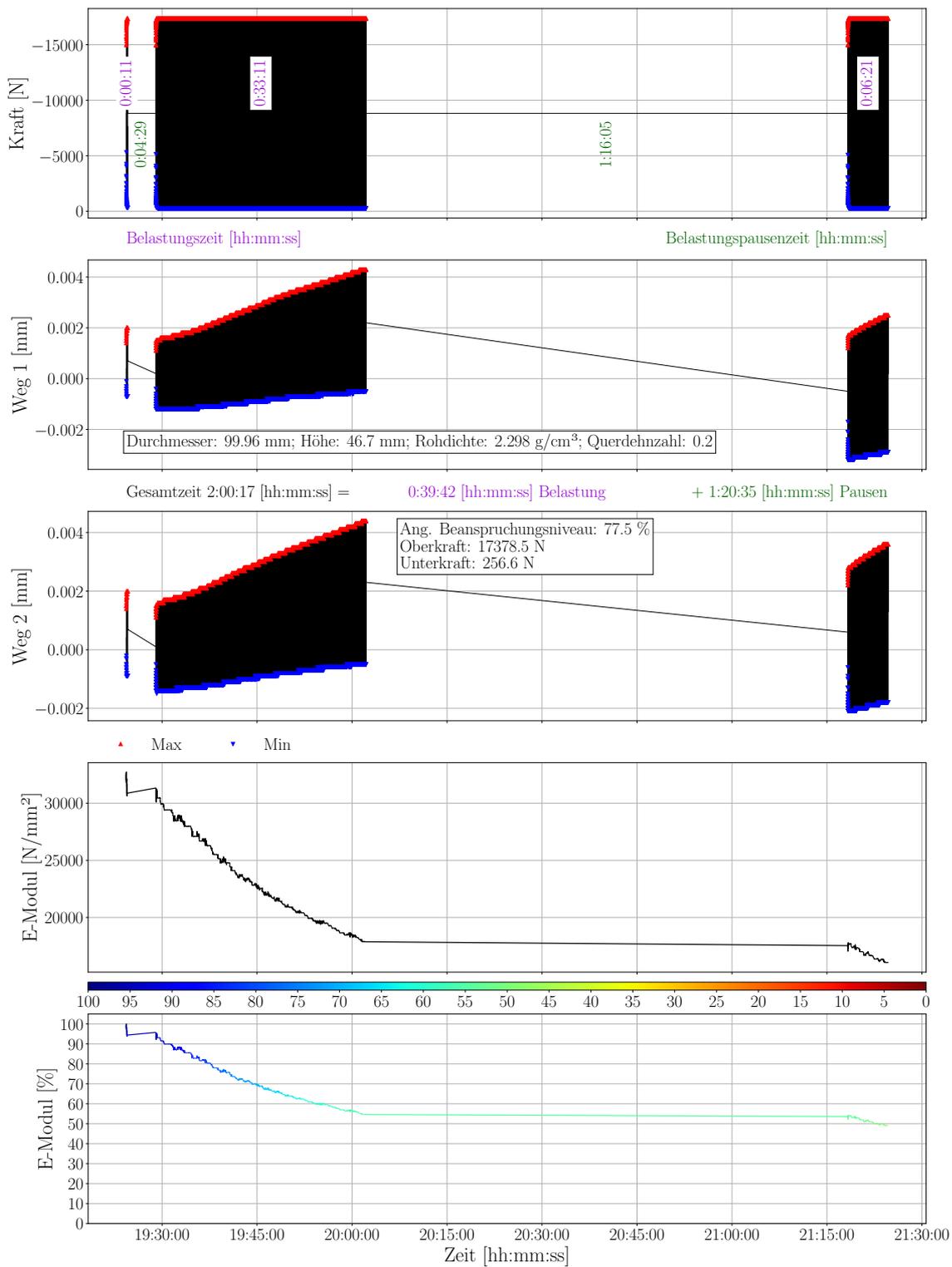


Abbildung E.2.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU05-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

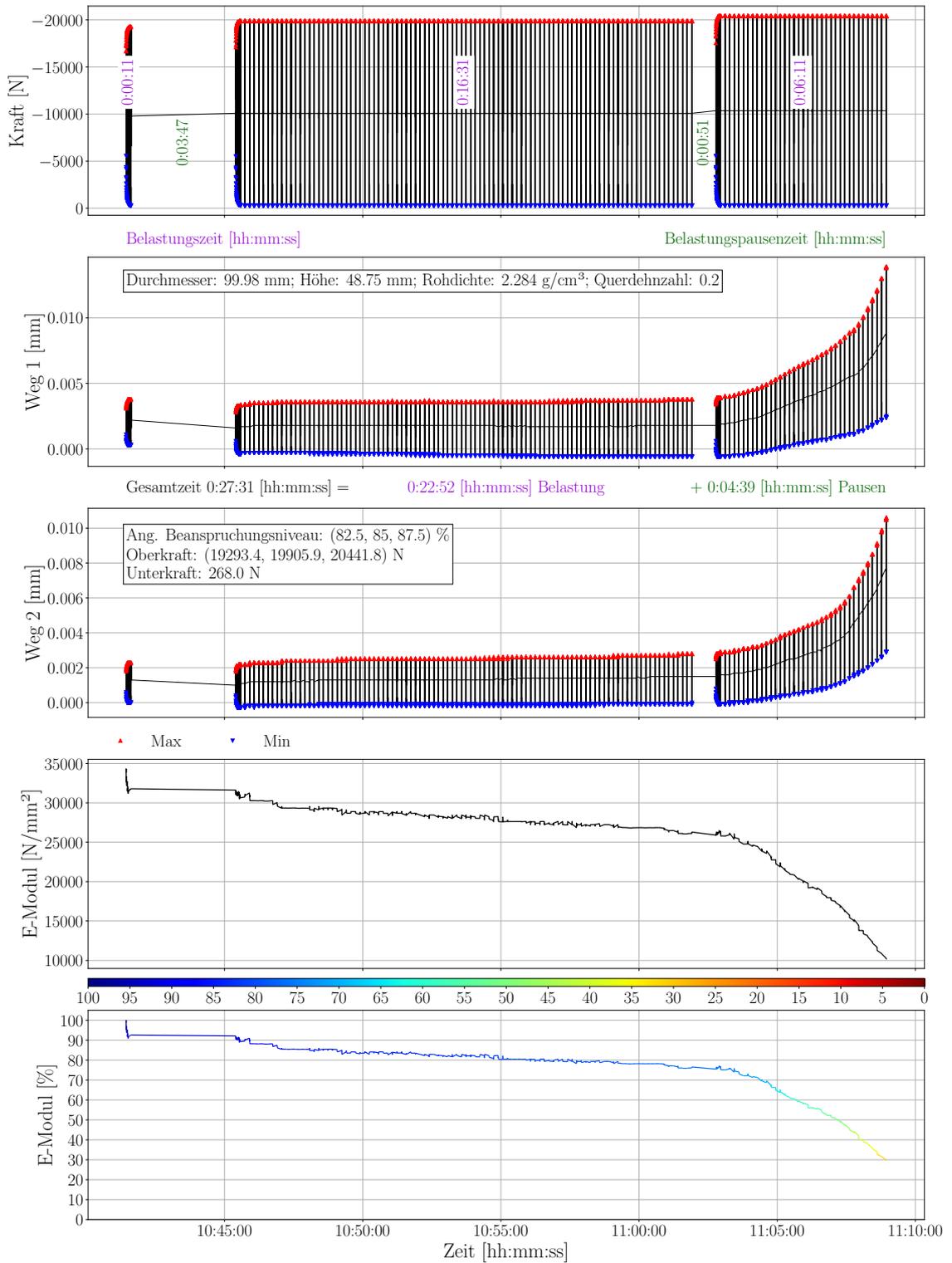


Abbildung E.3.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU08-2

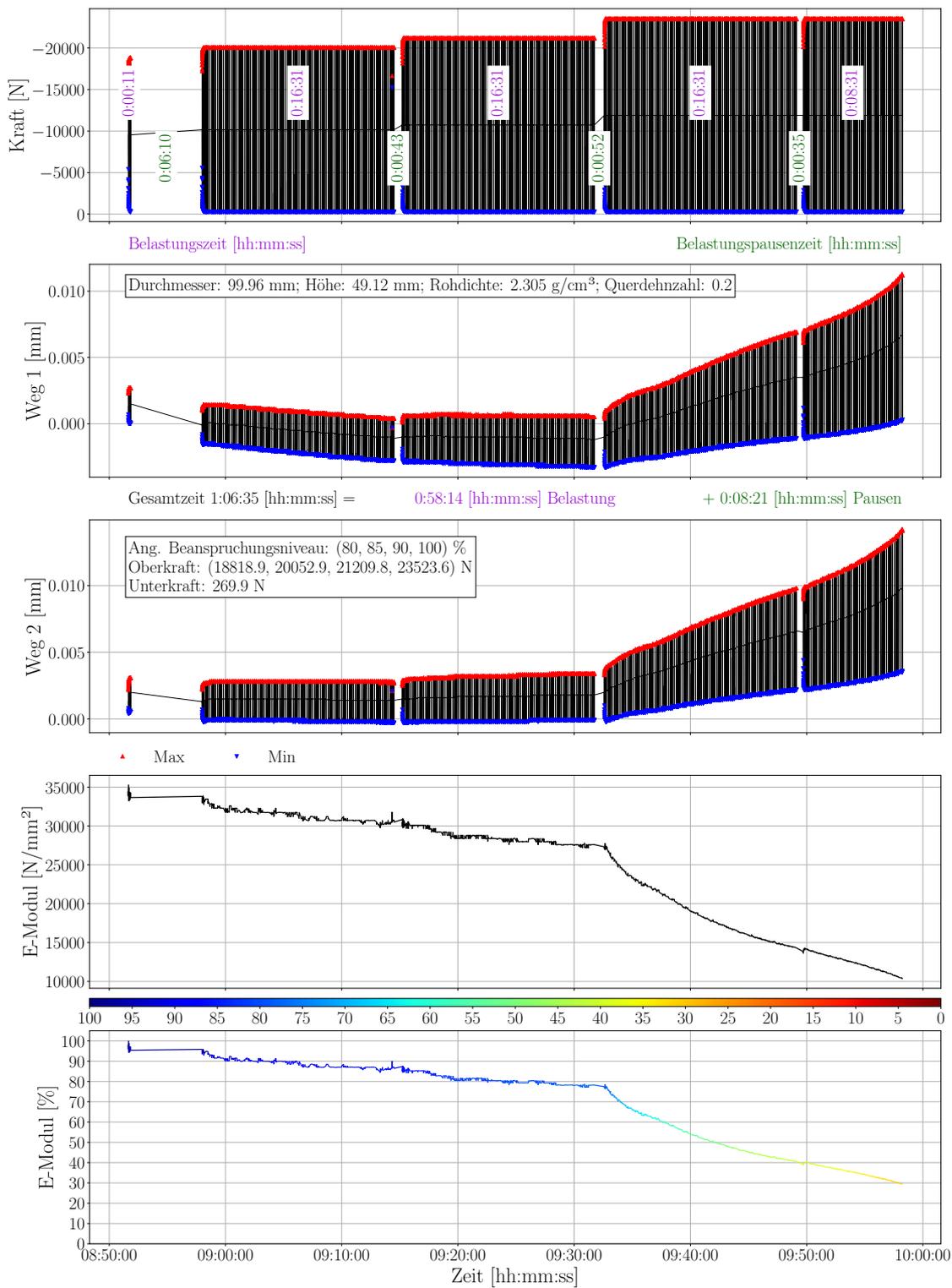


Abbildung E.4.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU11-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

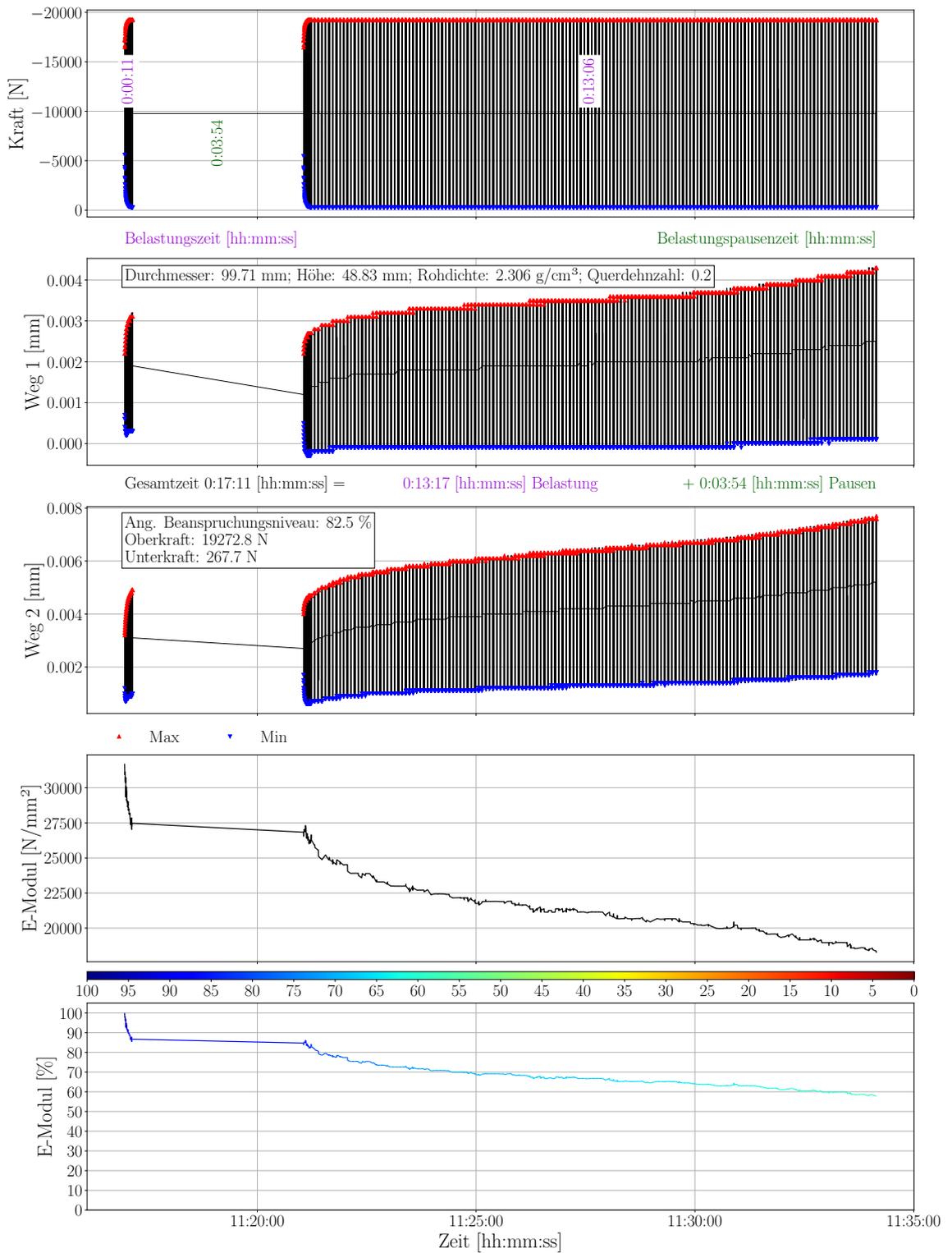


Abbildung E.5.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU12-2

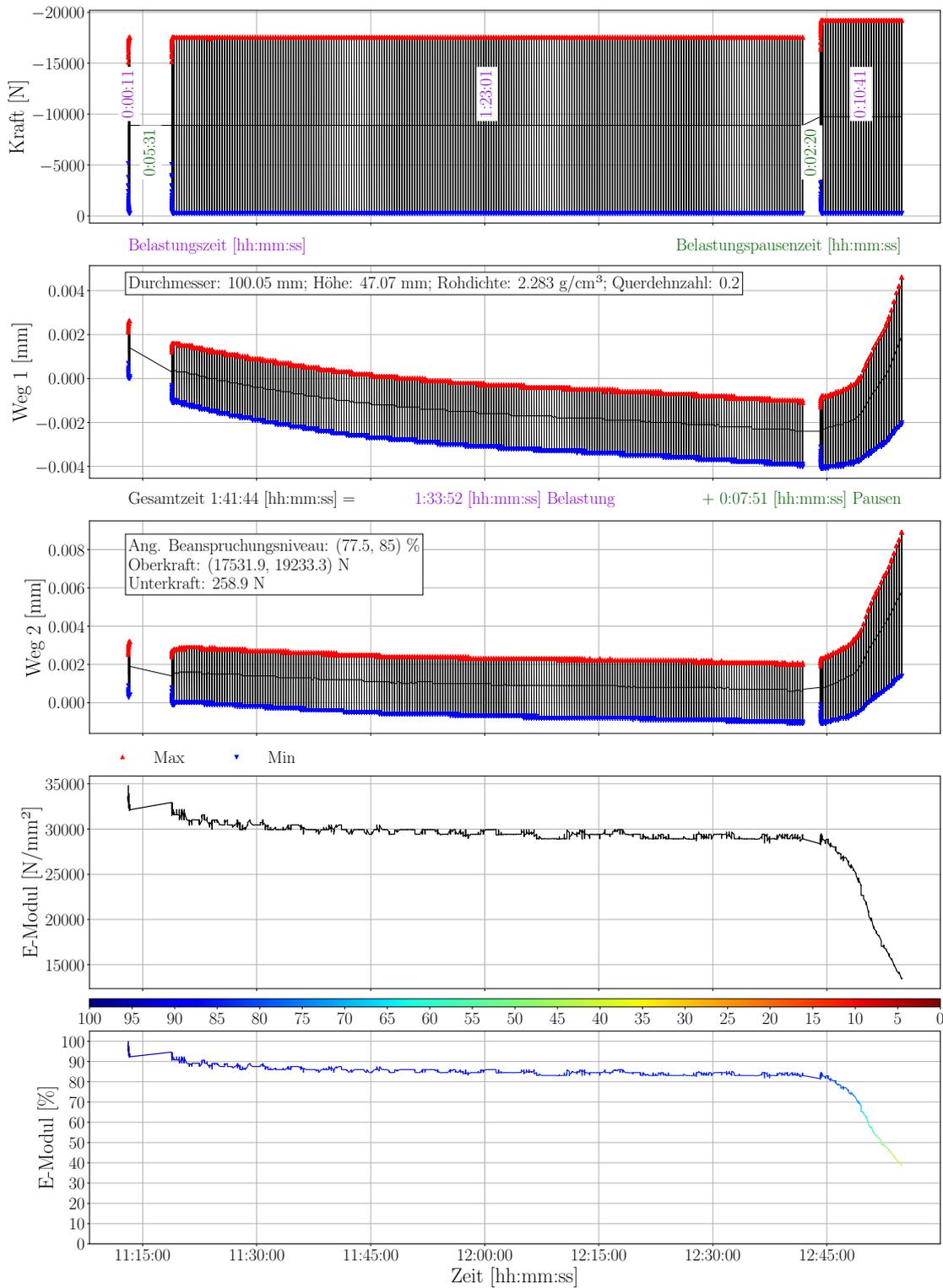


Abbildung E.6.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU14-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

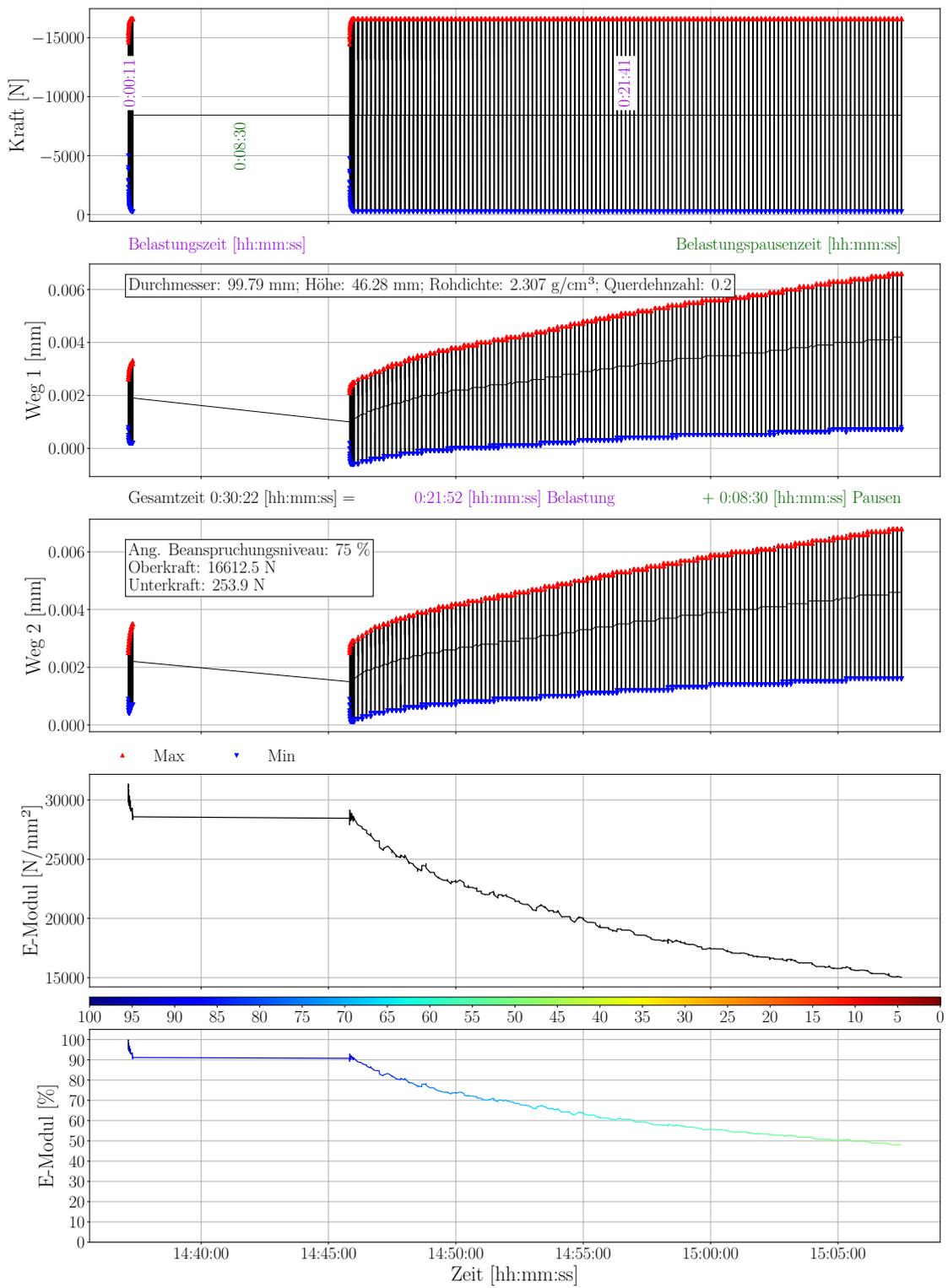


Abbildung E.7.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU17-2

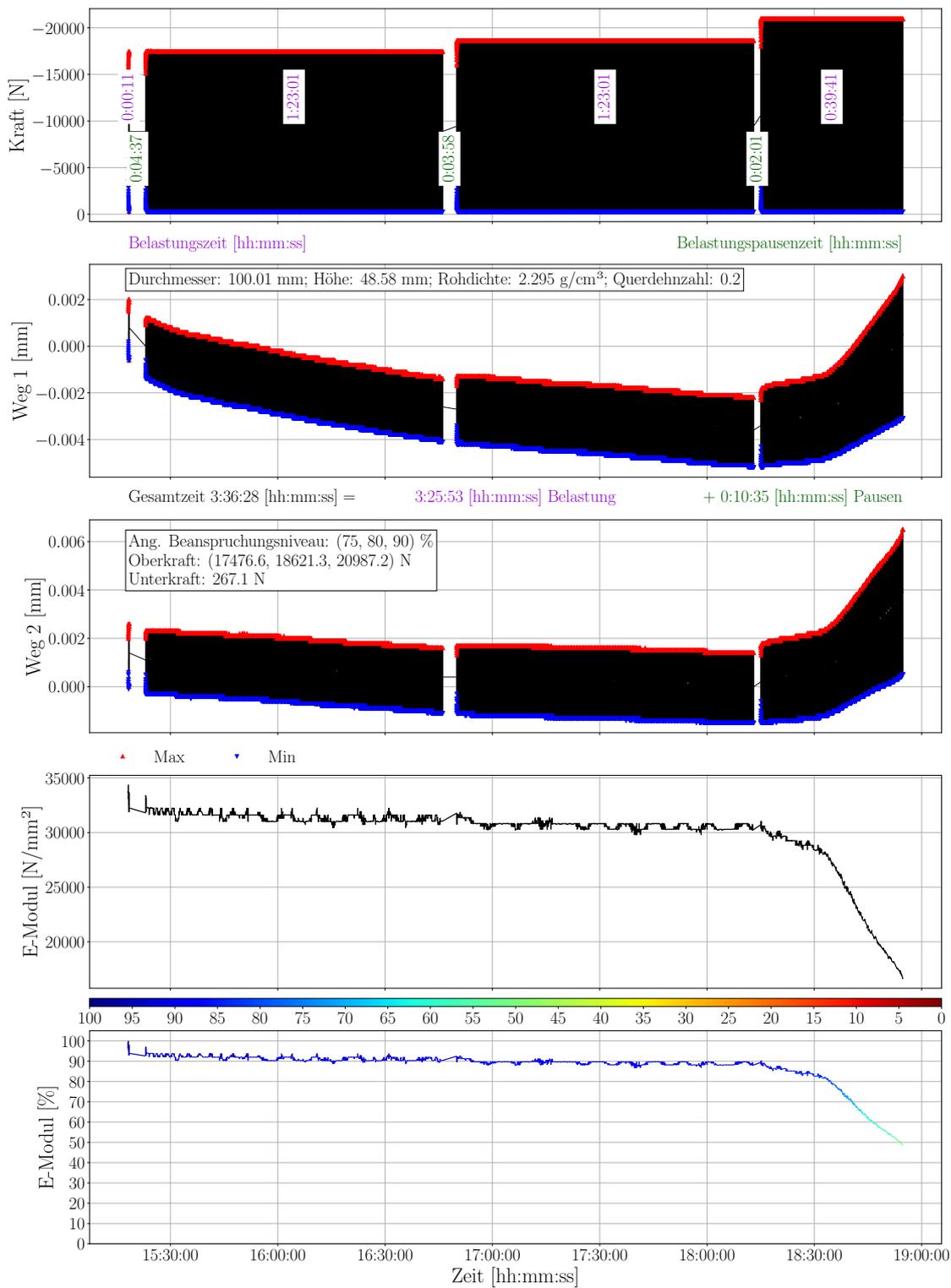


Abbildung E.8.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU18-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

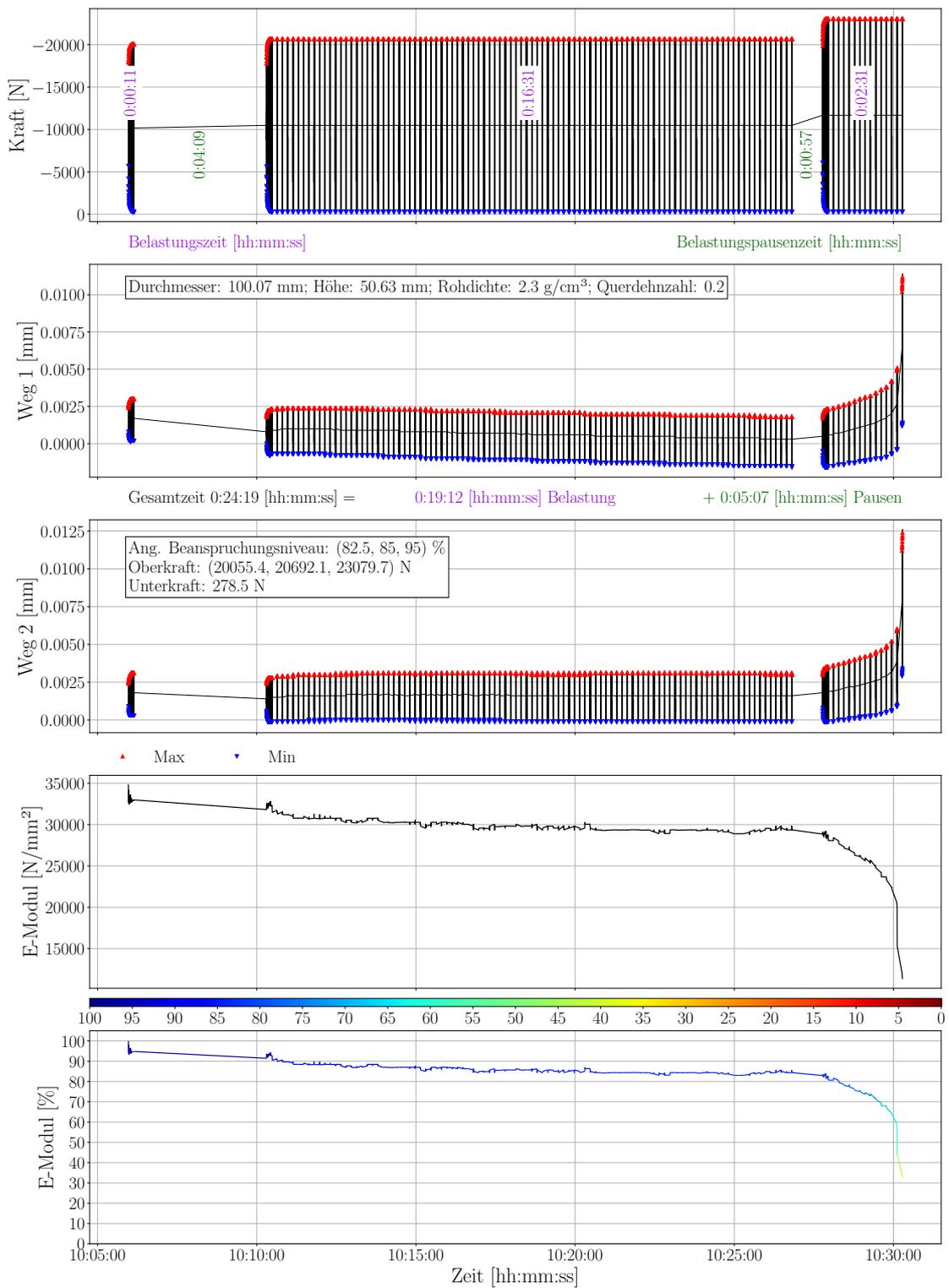


Abbildung E.9.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU19-2

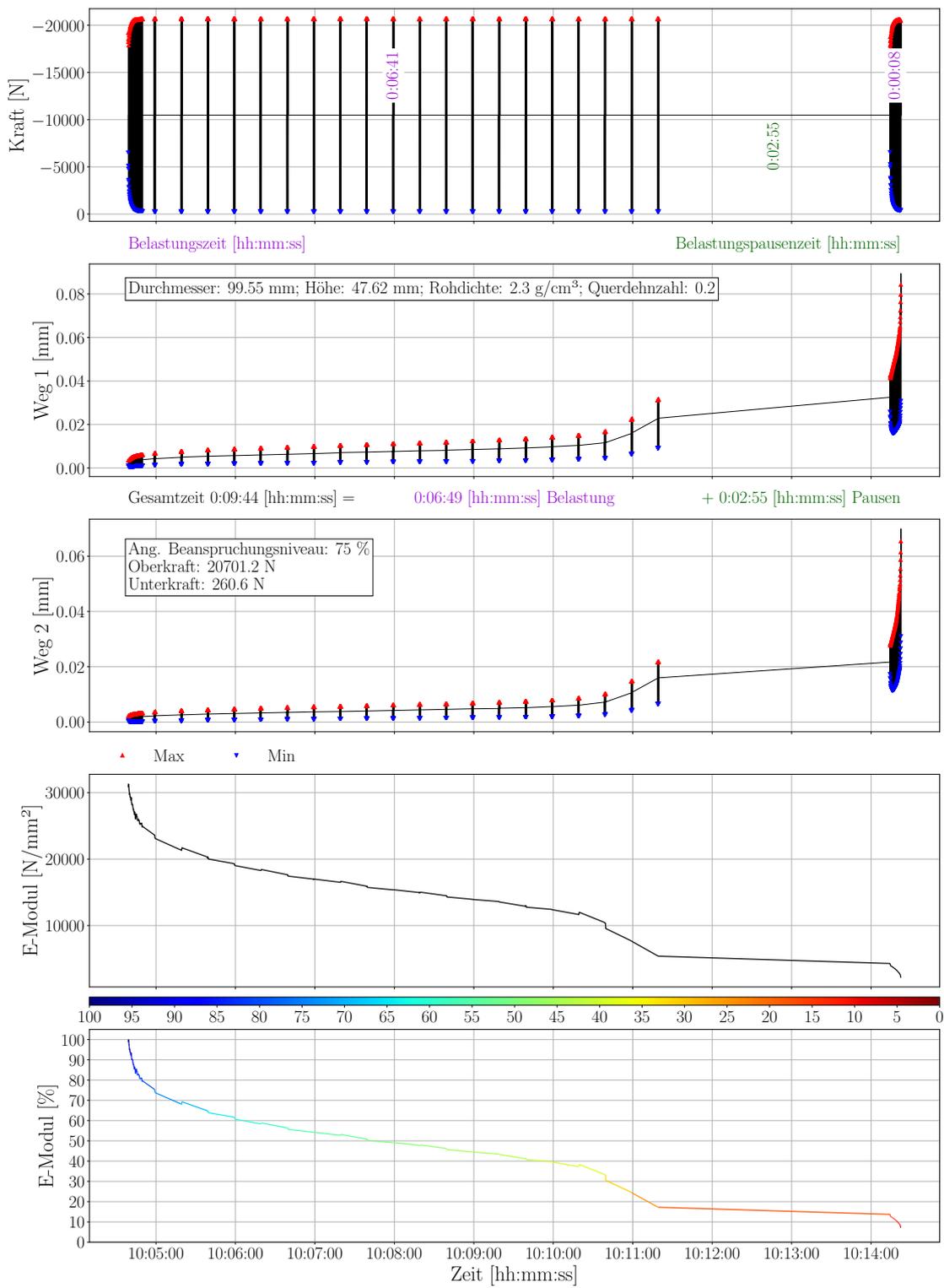


Abbildung E.10.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU20-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

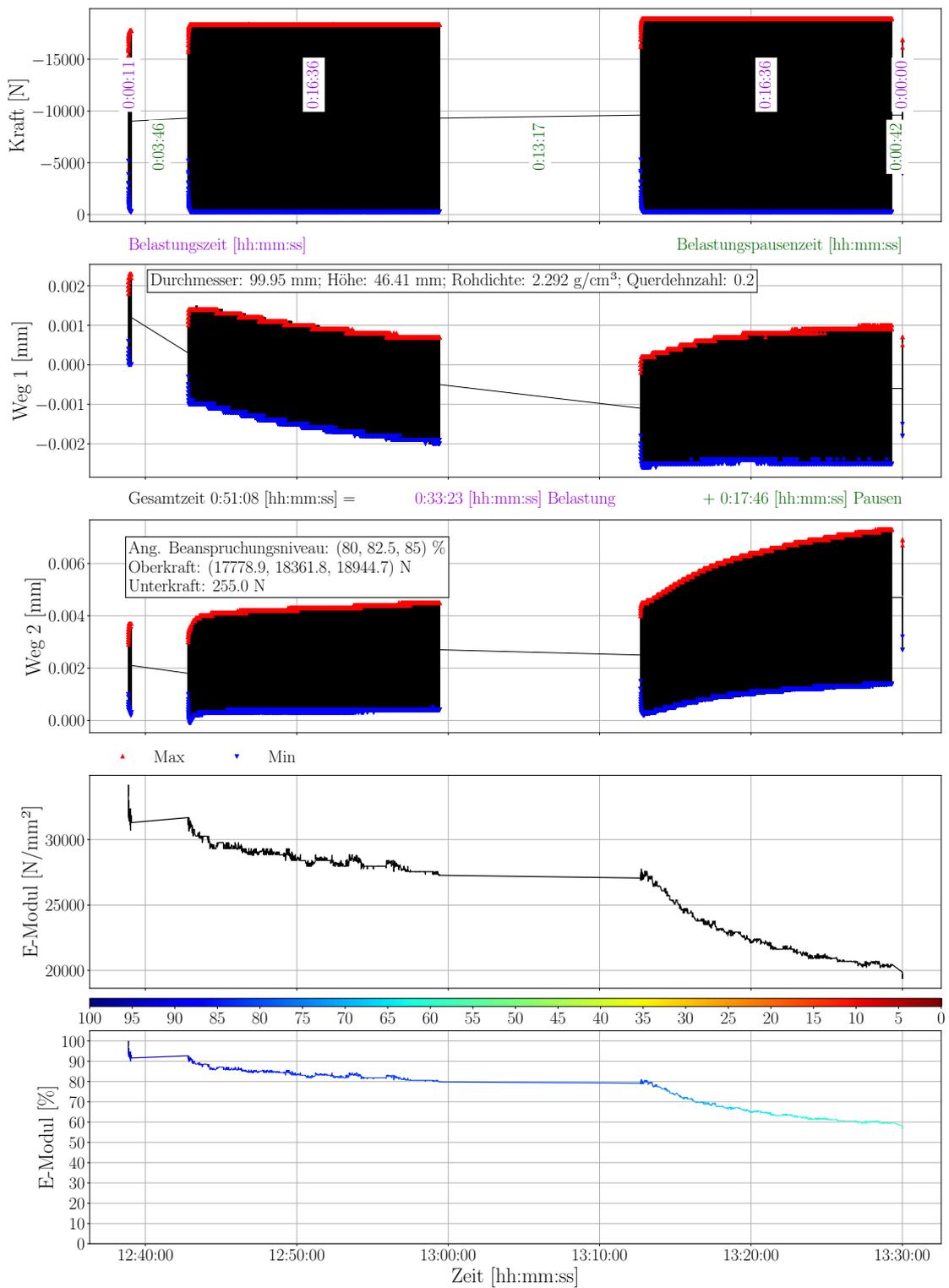


Abbildung E.11.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU22-2

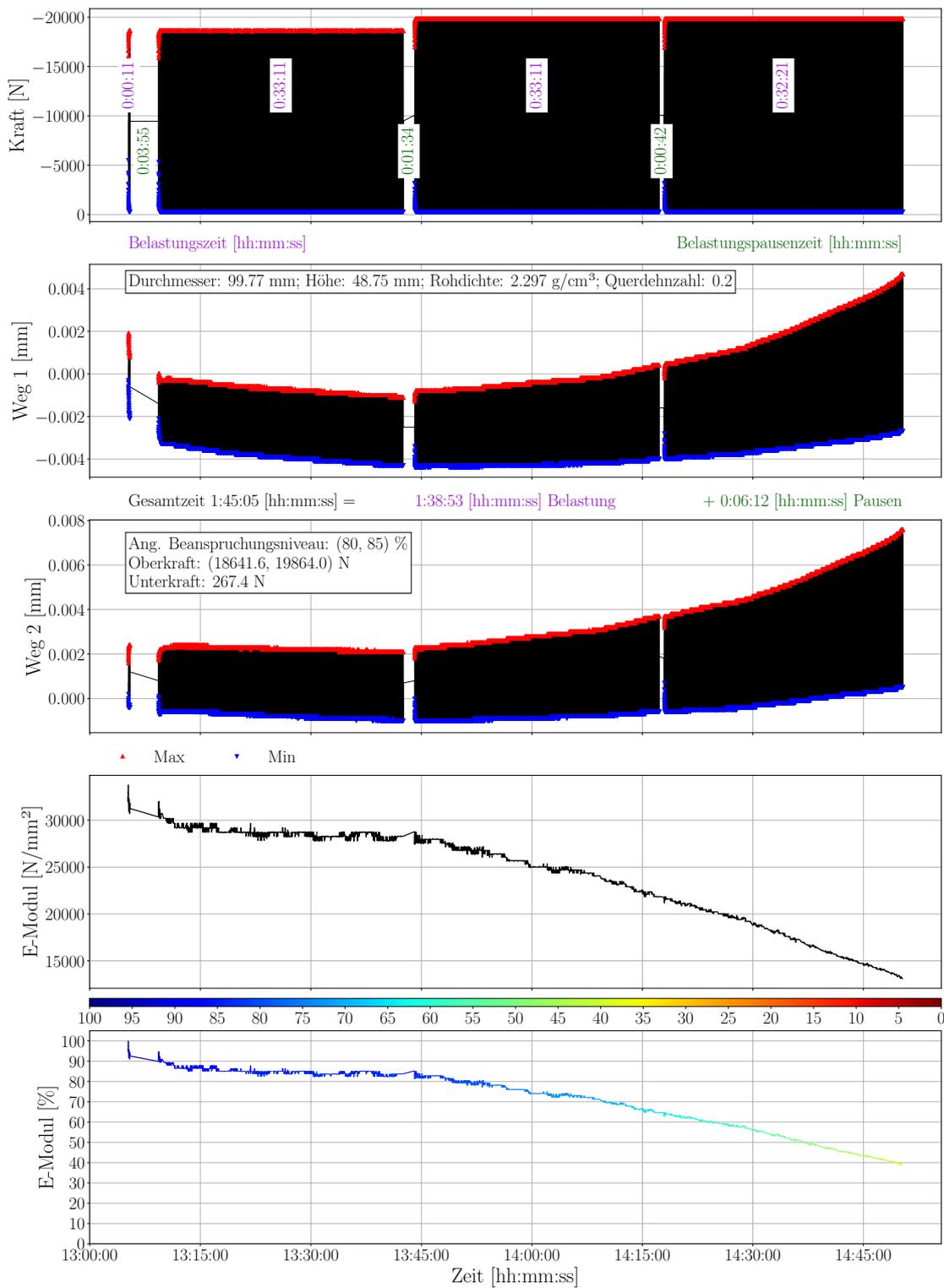


Abbildung E.12.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU25-2

E. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 1 - Schicht 2

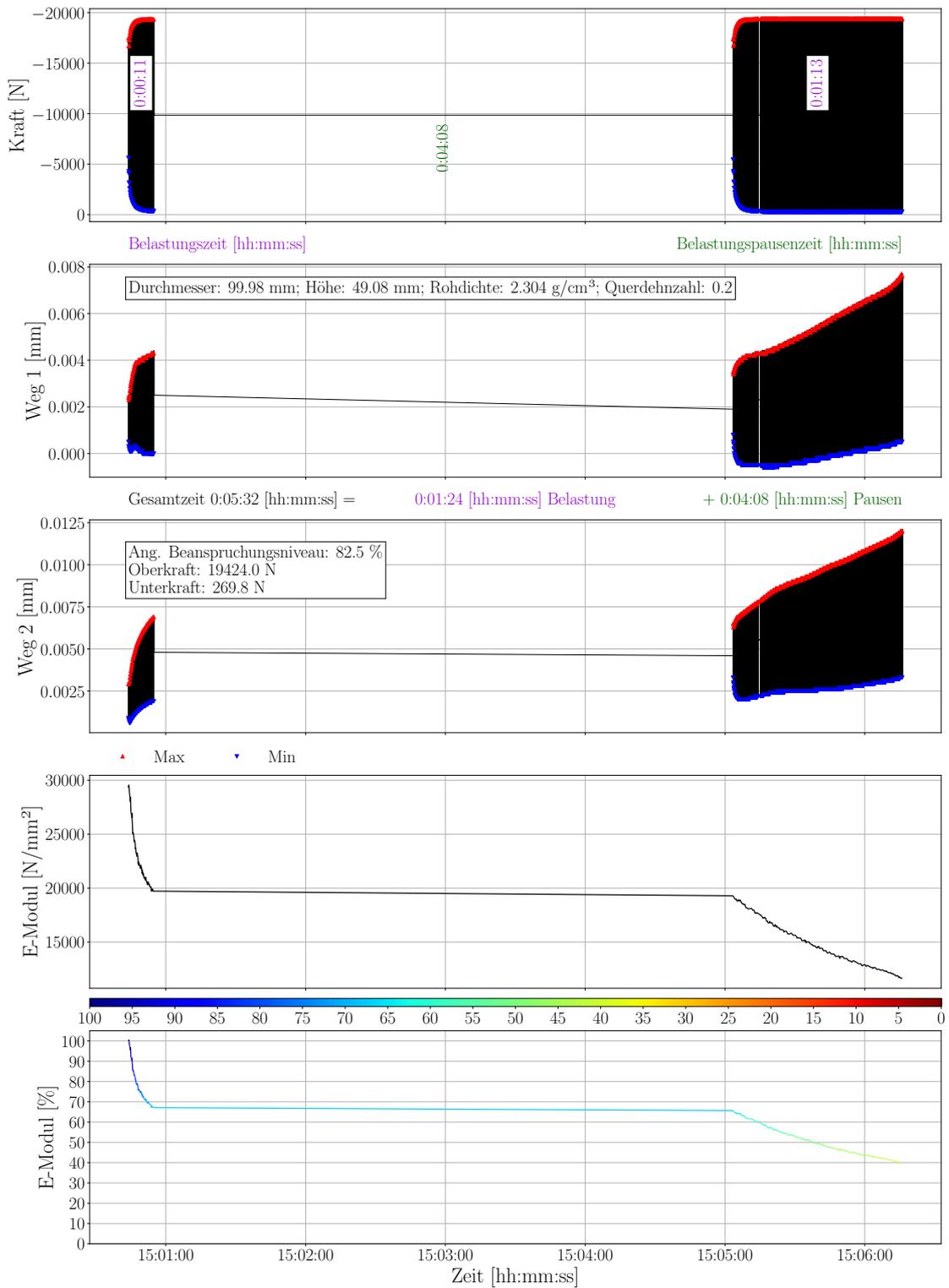


Abbildung E.13.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU29-2

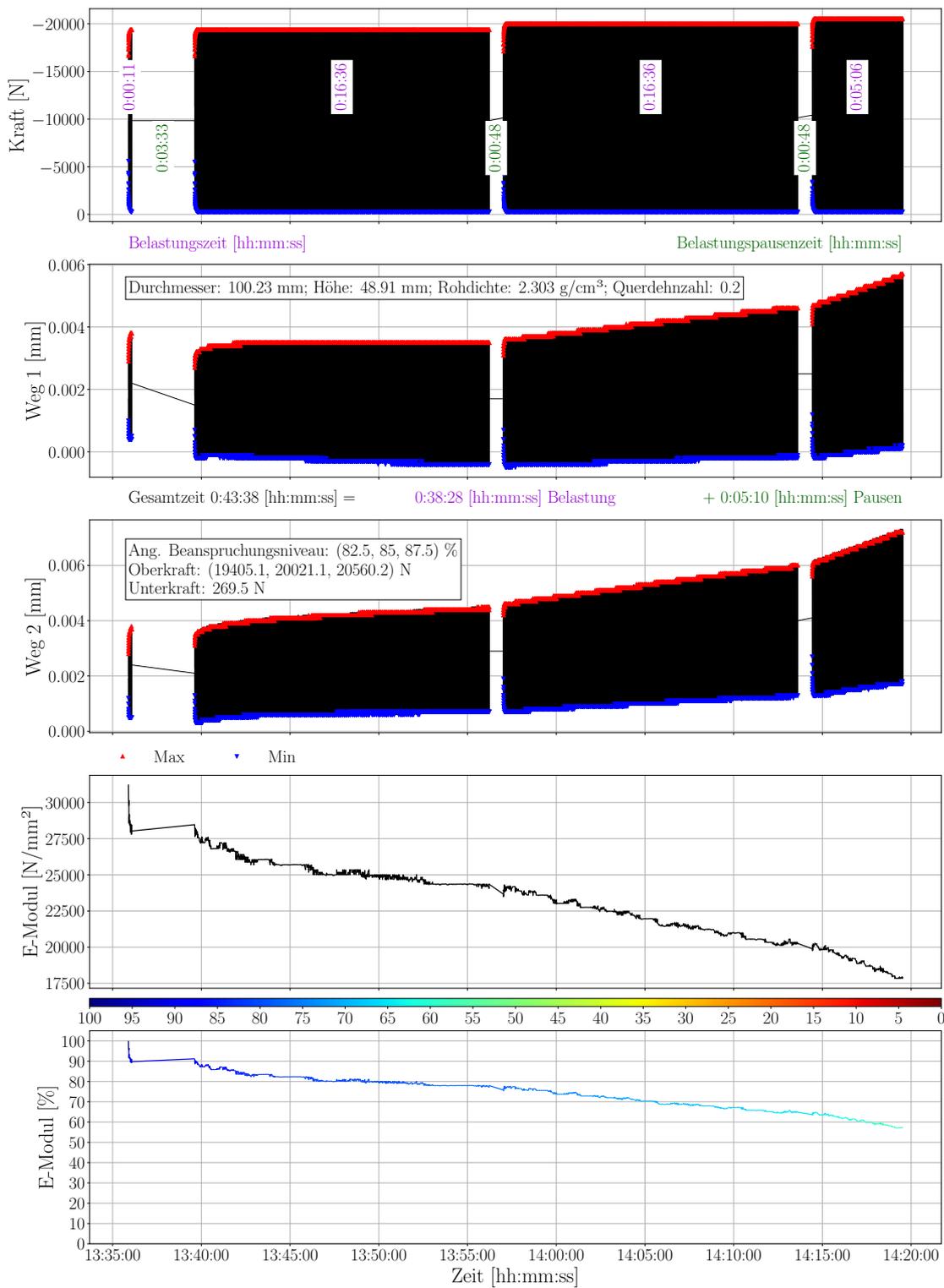


Abbildung E.14.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU30-2

F. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs - Betonrezeptur 2

Die Abbildungen F.1 bis F.12 zeigen die Versuchsergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche für die Probekörper der Unterschicht der Betonrezeptur 2. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs D.

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

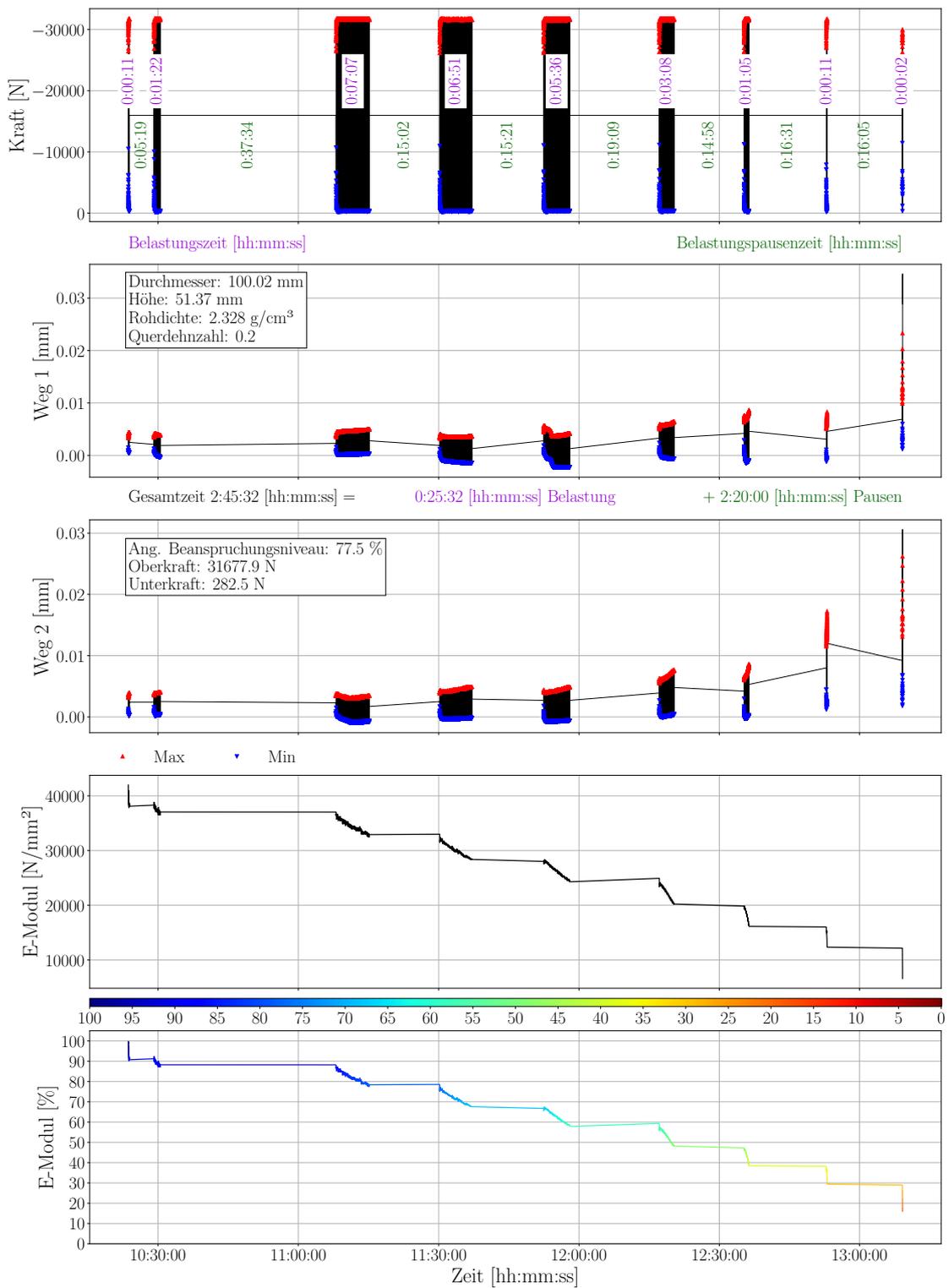


Abbildung F.1.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU202-U

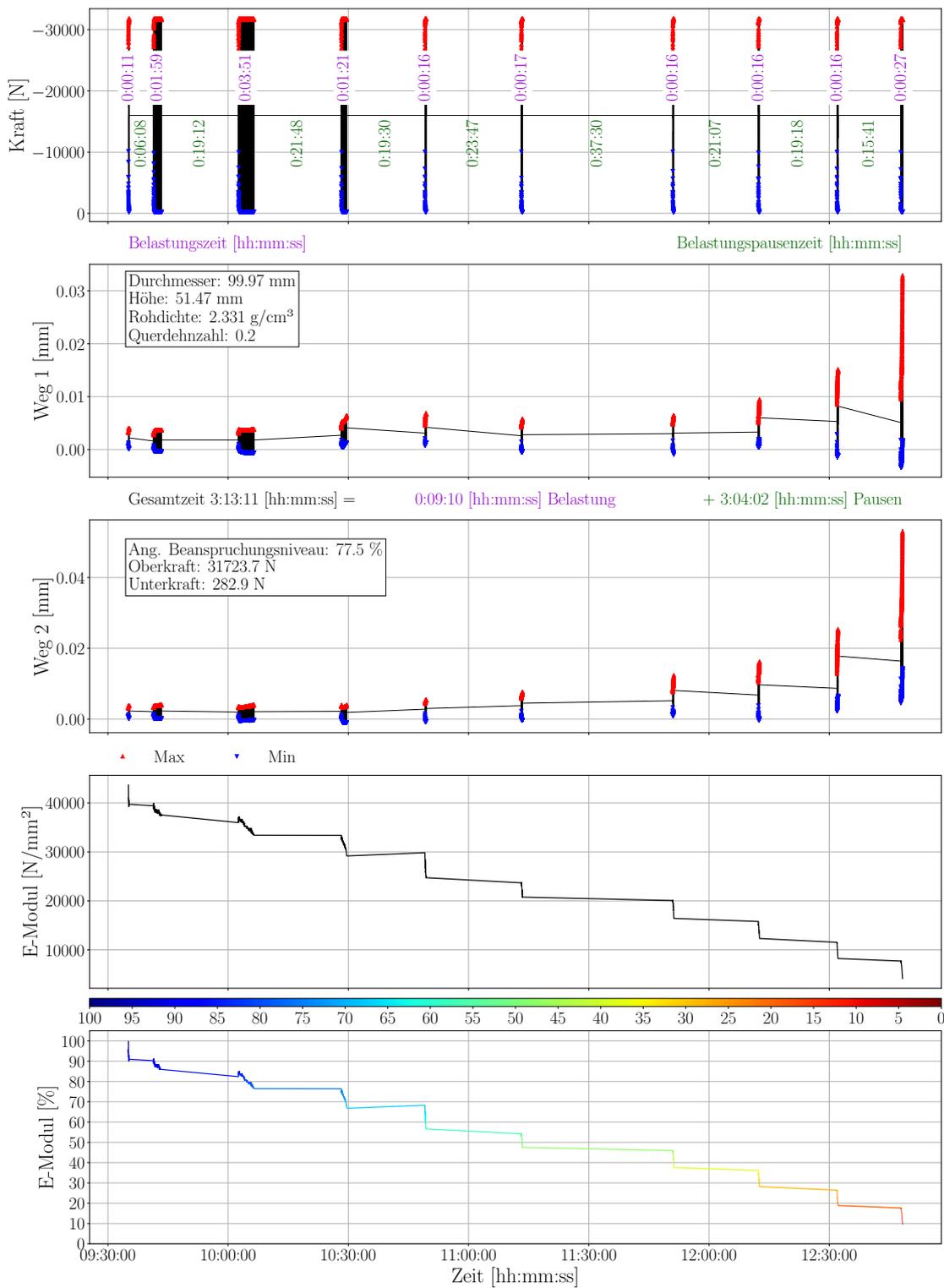


Abbildung F.2.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU204-U

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

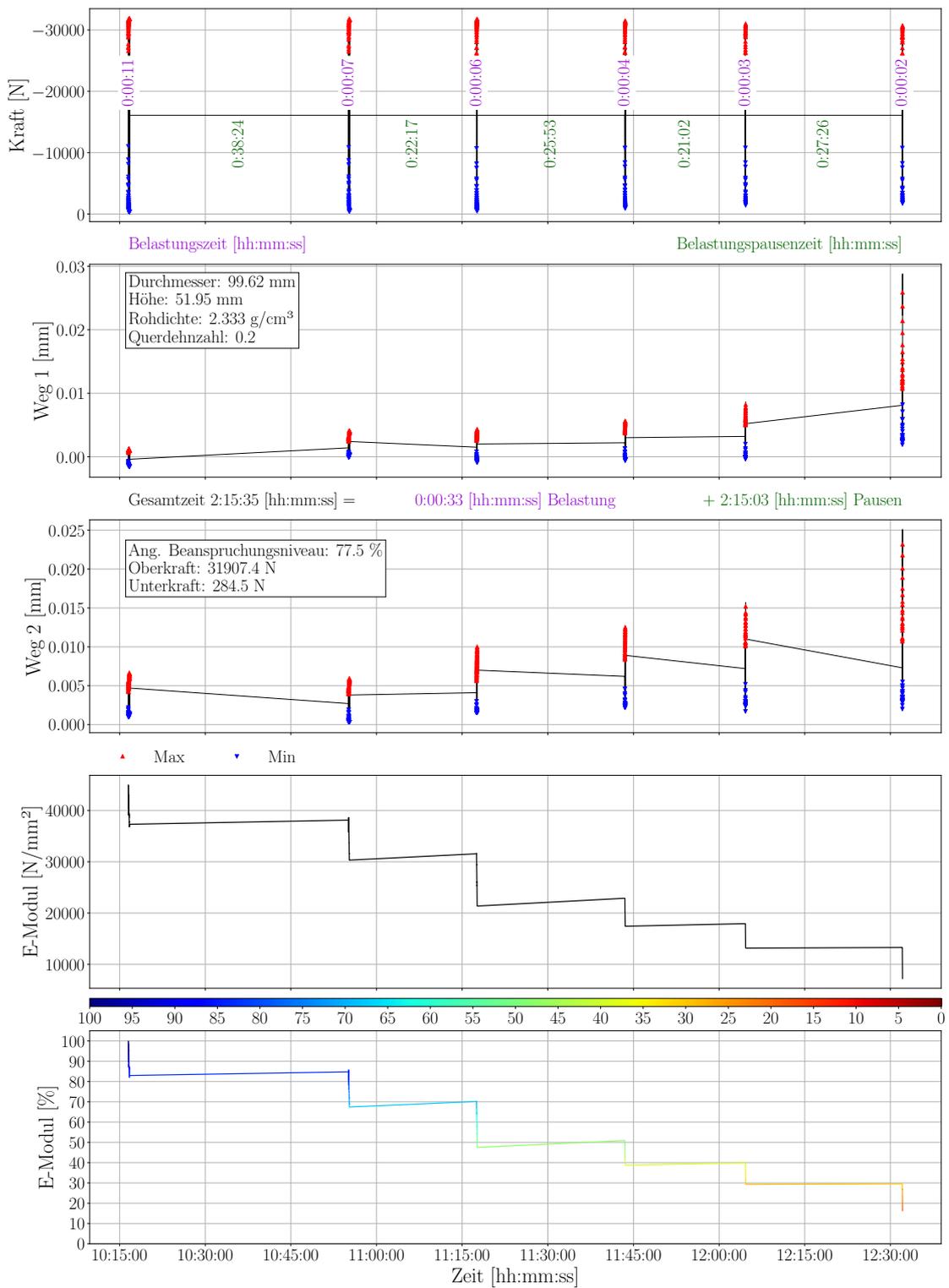


Abbildung F.3.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU206-U

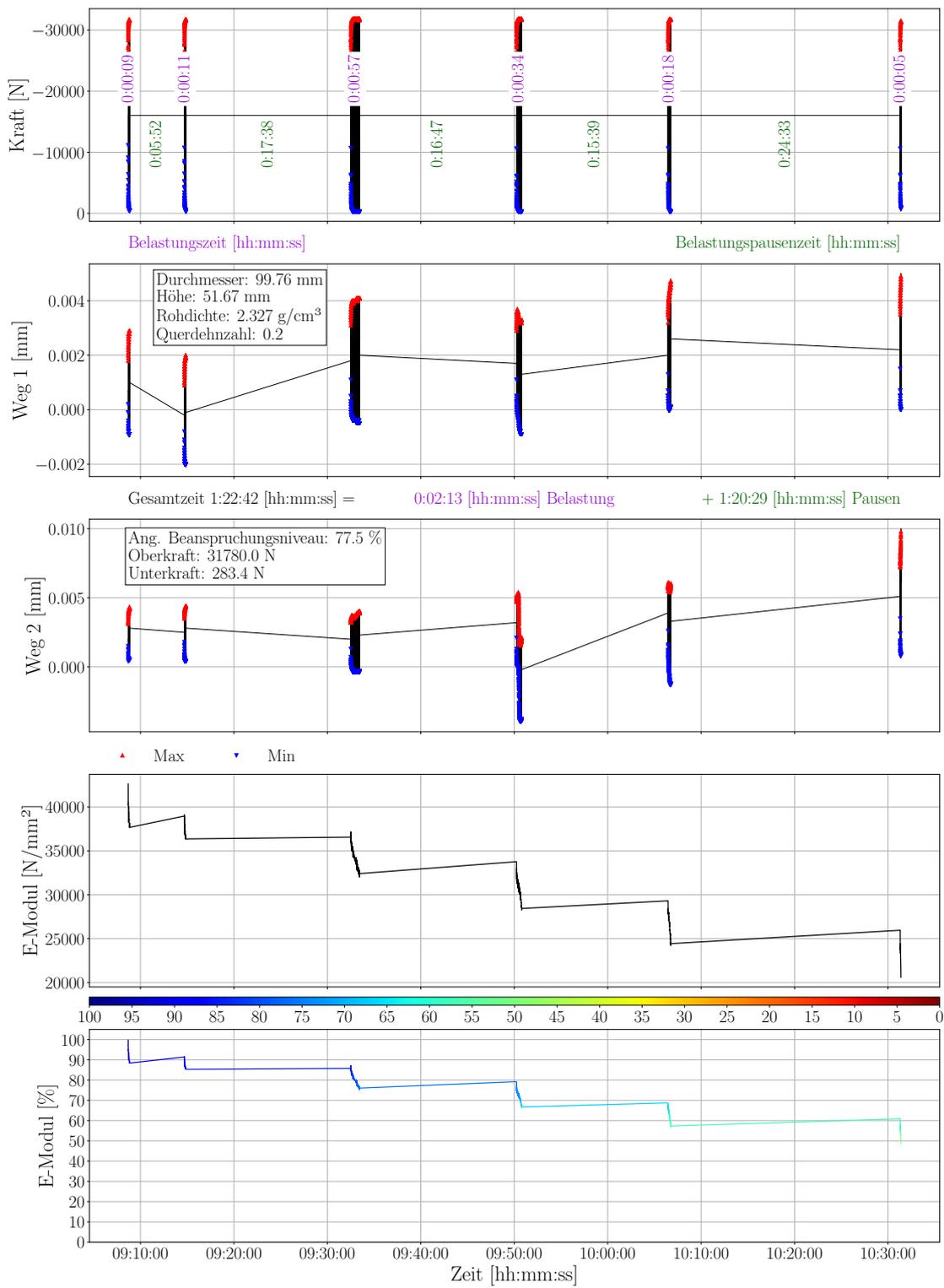


Abbildung F.4.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU207-U

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

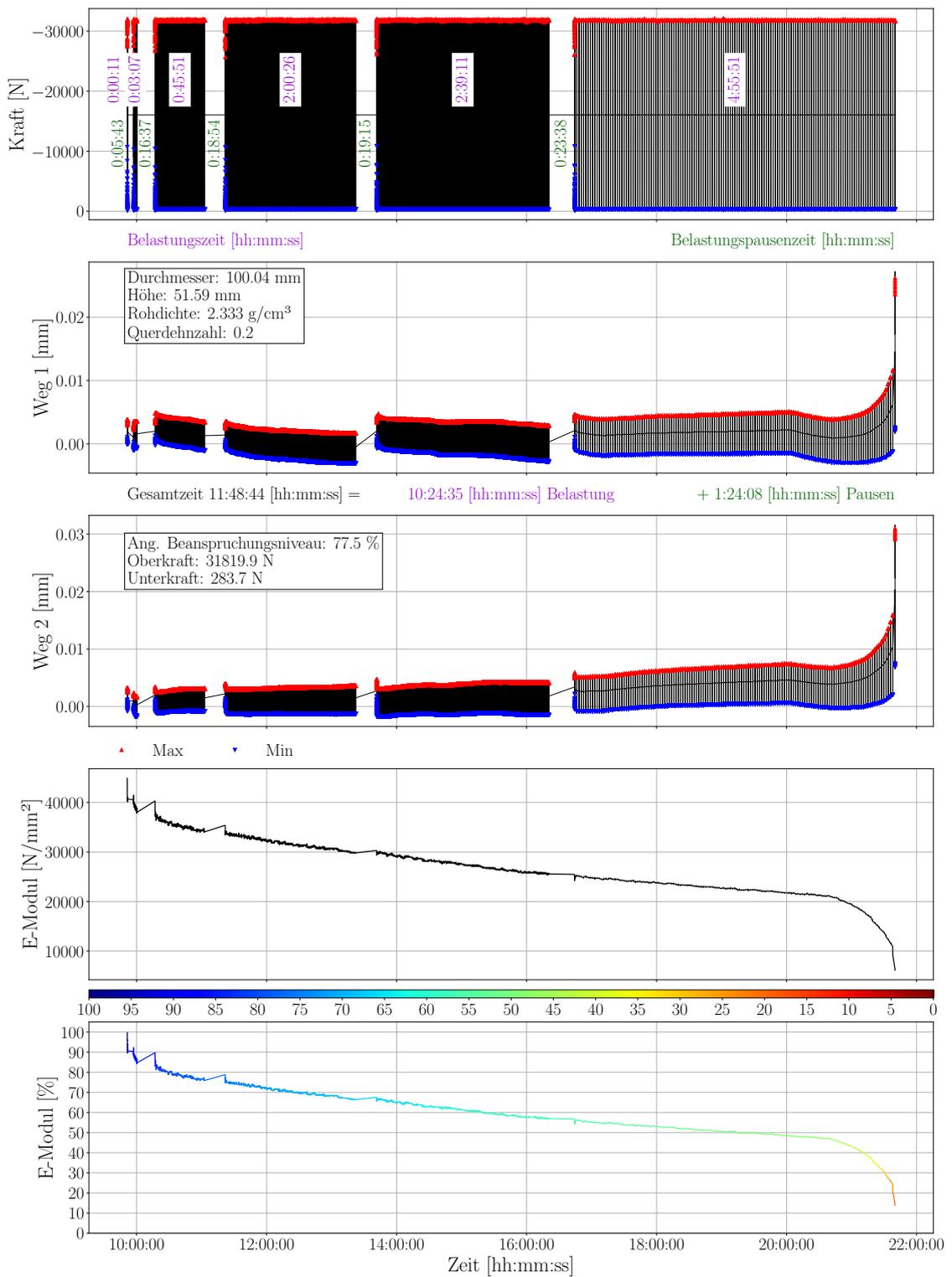


Abbildung F.5.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU208-U

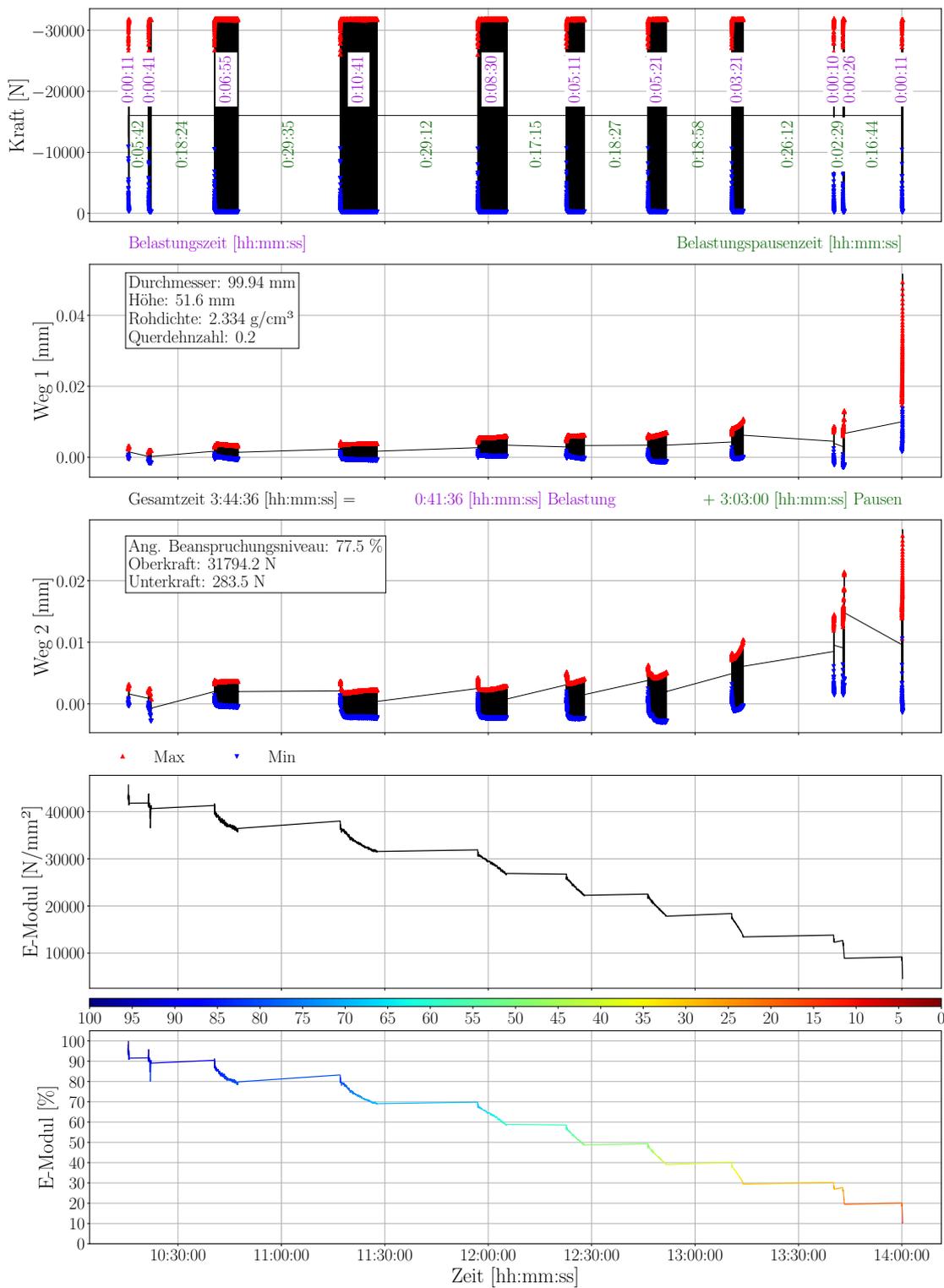


Abbildung F.6.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU216-U

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

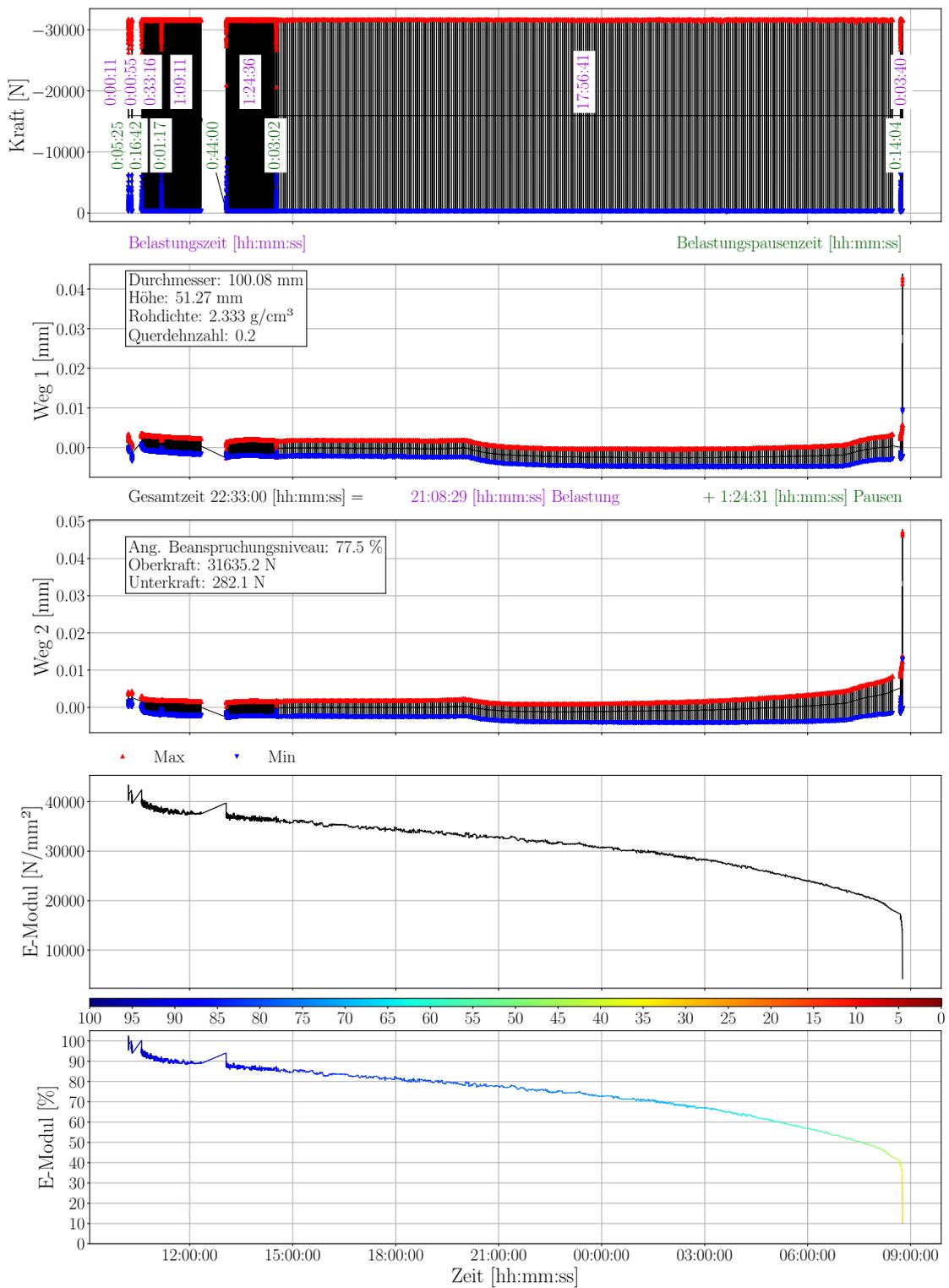


Abbildung F.7.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU218-U

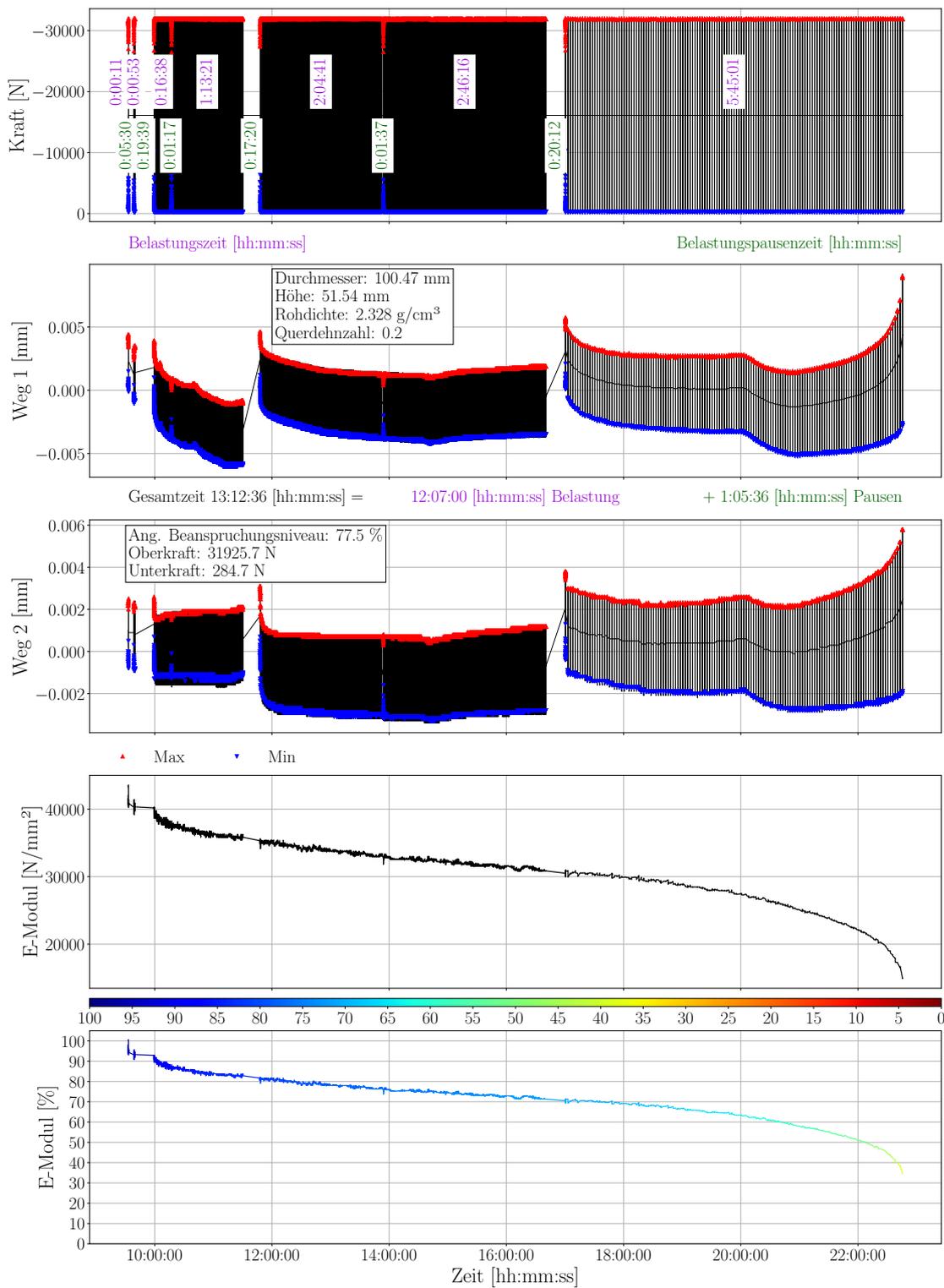


Abbildung F.8.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU220-U

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

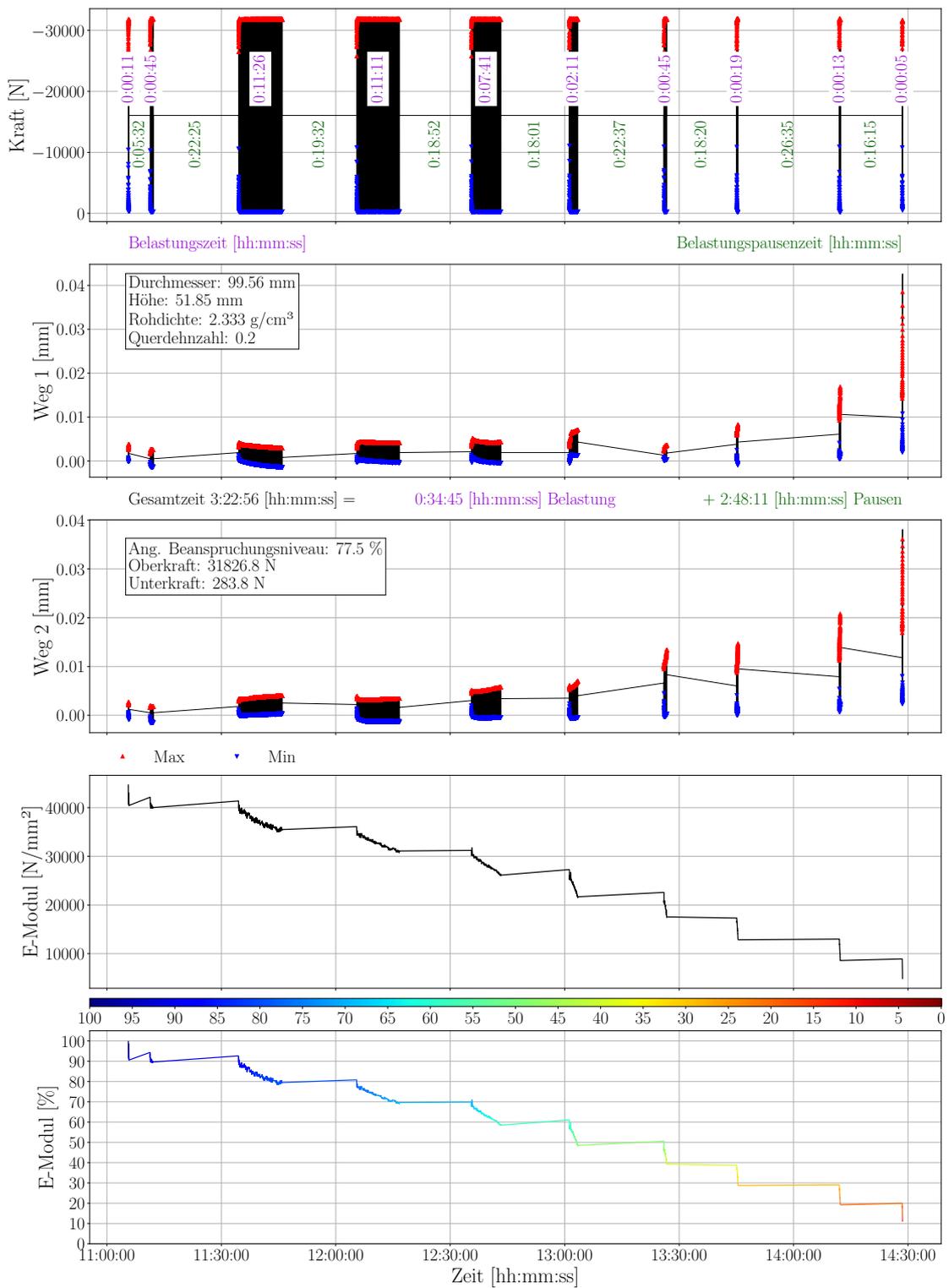


Abbildung F.9.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU221-U

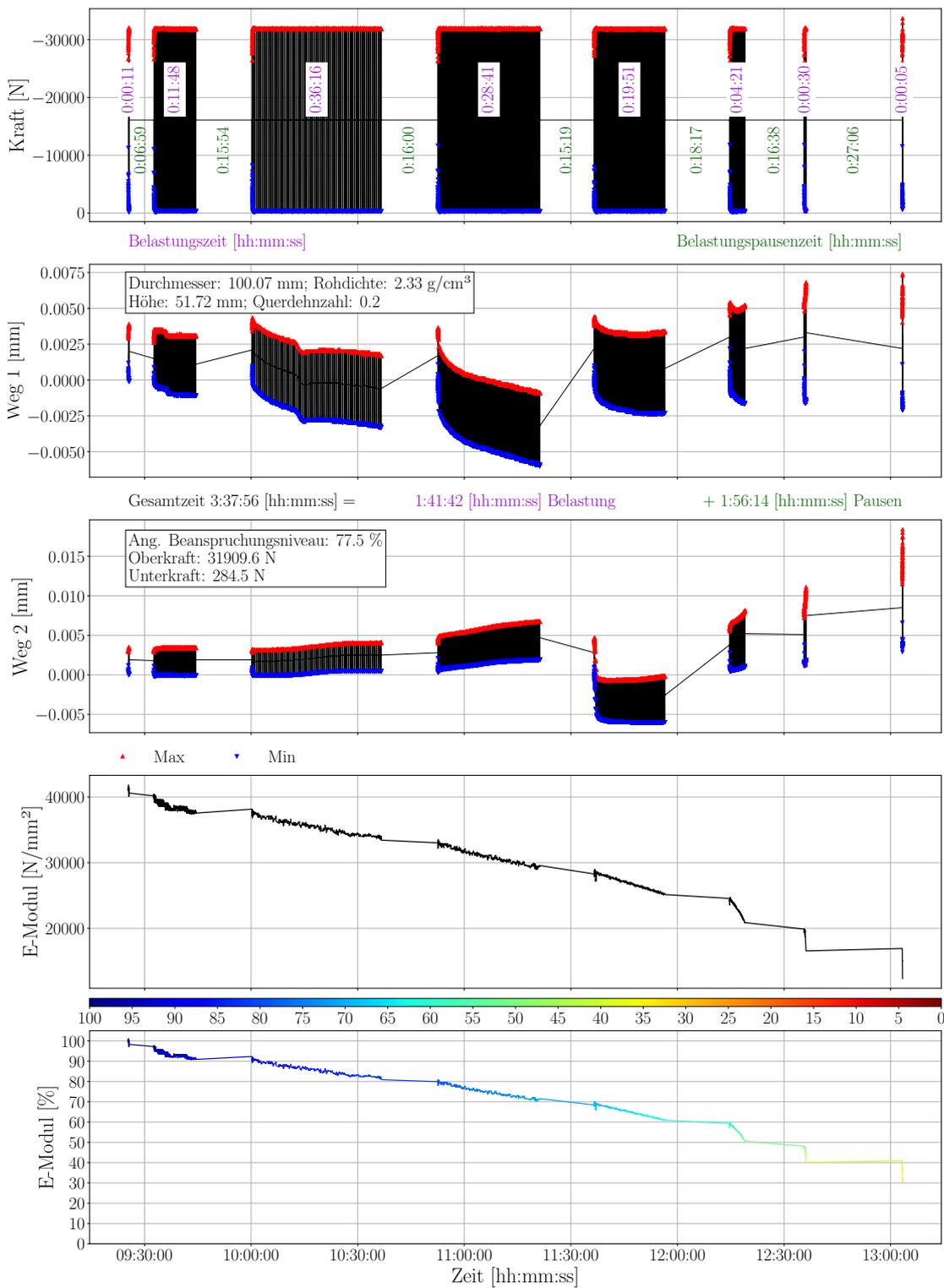


Abbildung F.10.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU222-U

F. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 2

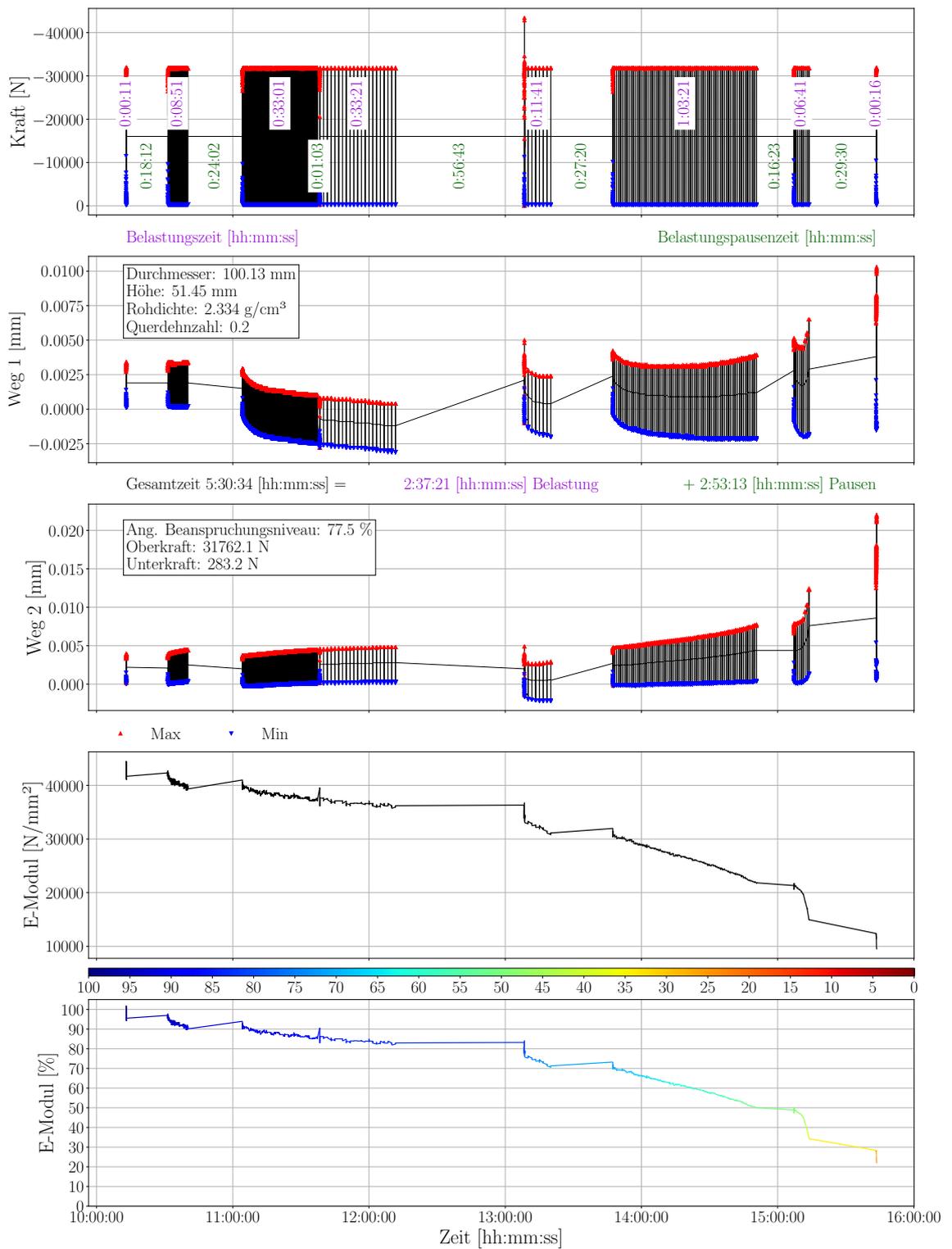


Abbildung F.11.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU226-U

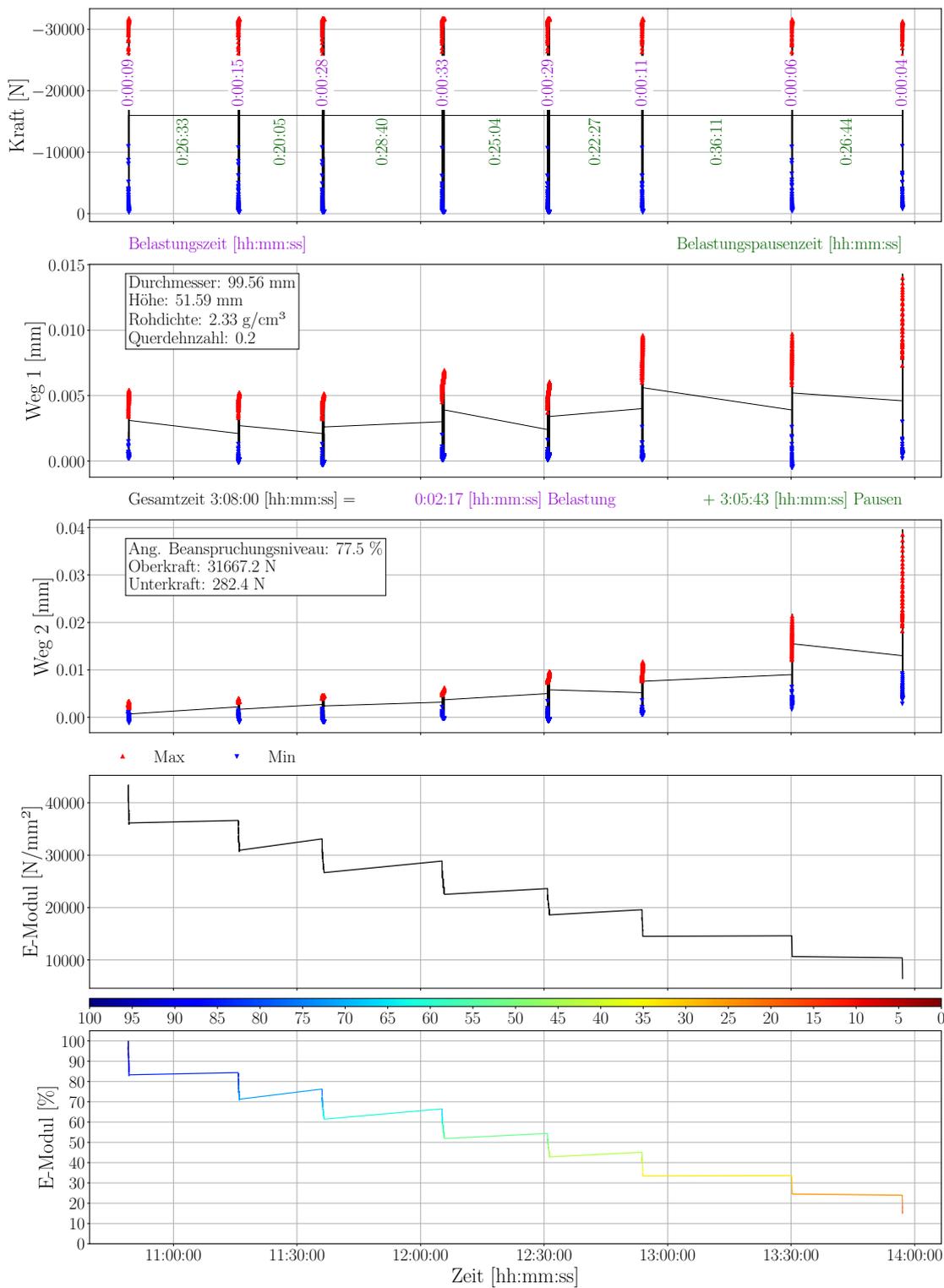


Abbildung F.12.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU229-U

G. Ergebnisse des Spaltzug-Schwellversuchs - Betonrezeptur 3

Die Abbildungen G.1 bis G.13 zeigen die Versuchsergebnisse der Spaltzug-Schwellversuche für die Probekörper der Unterschicht der Betonrezeptur 3. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs D.

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

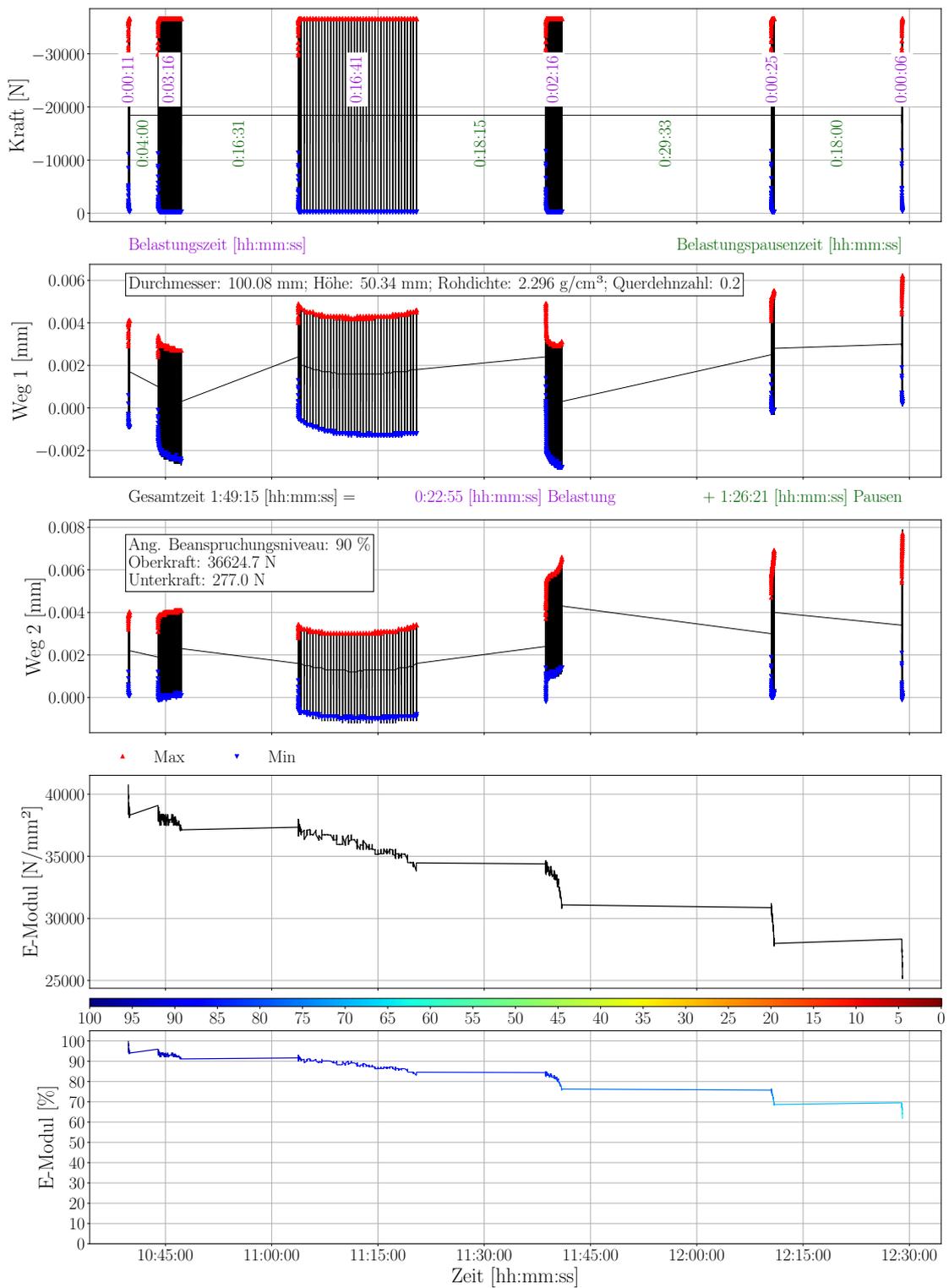


Abbildung G.1.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU303-U

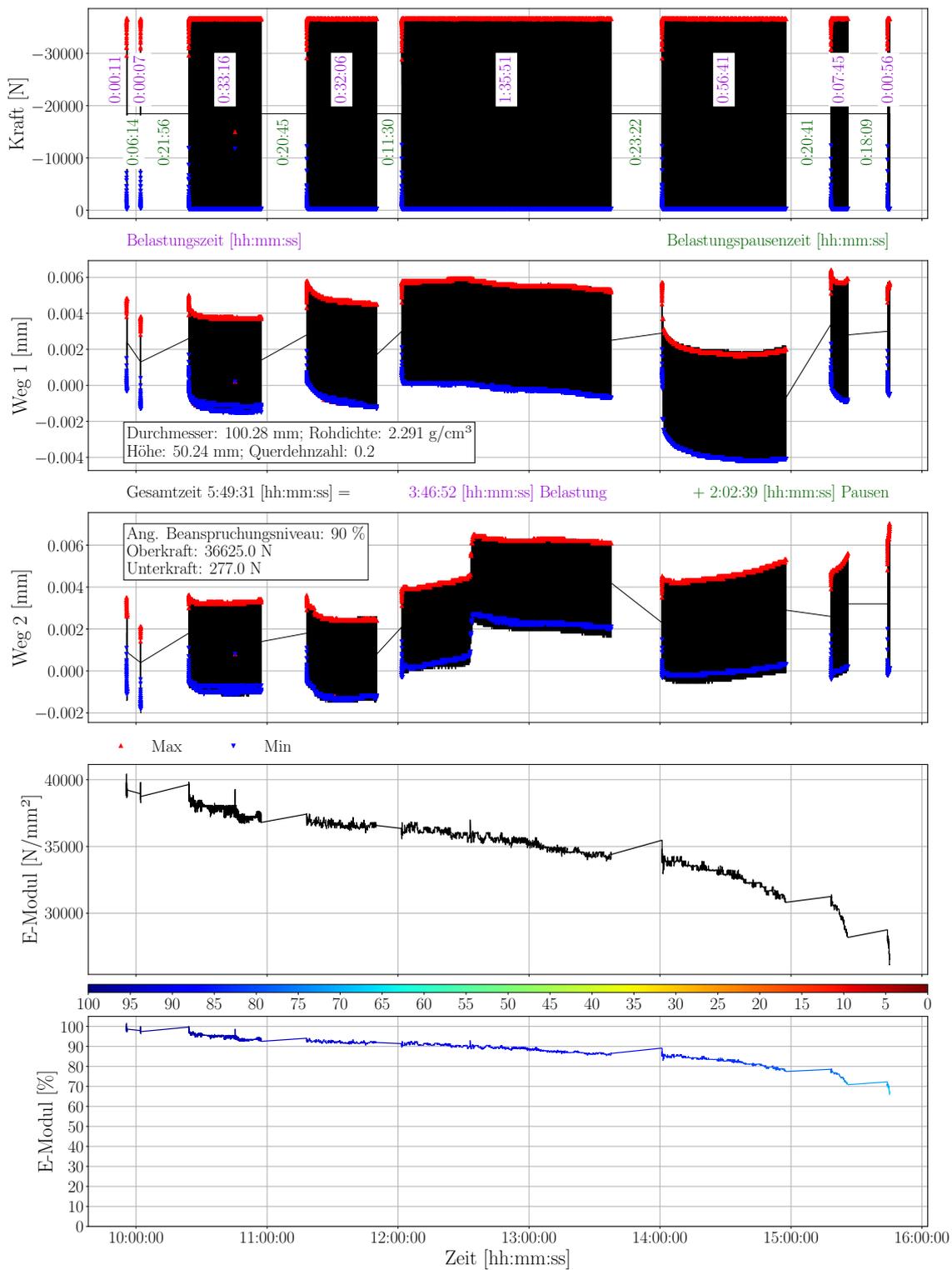


Abbildung G.2.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU306-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

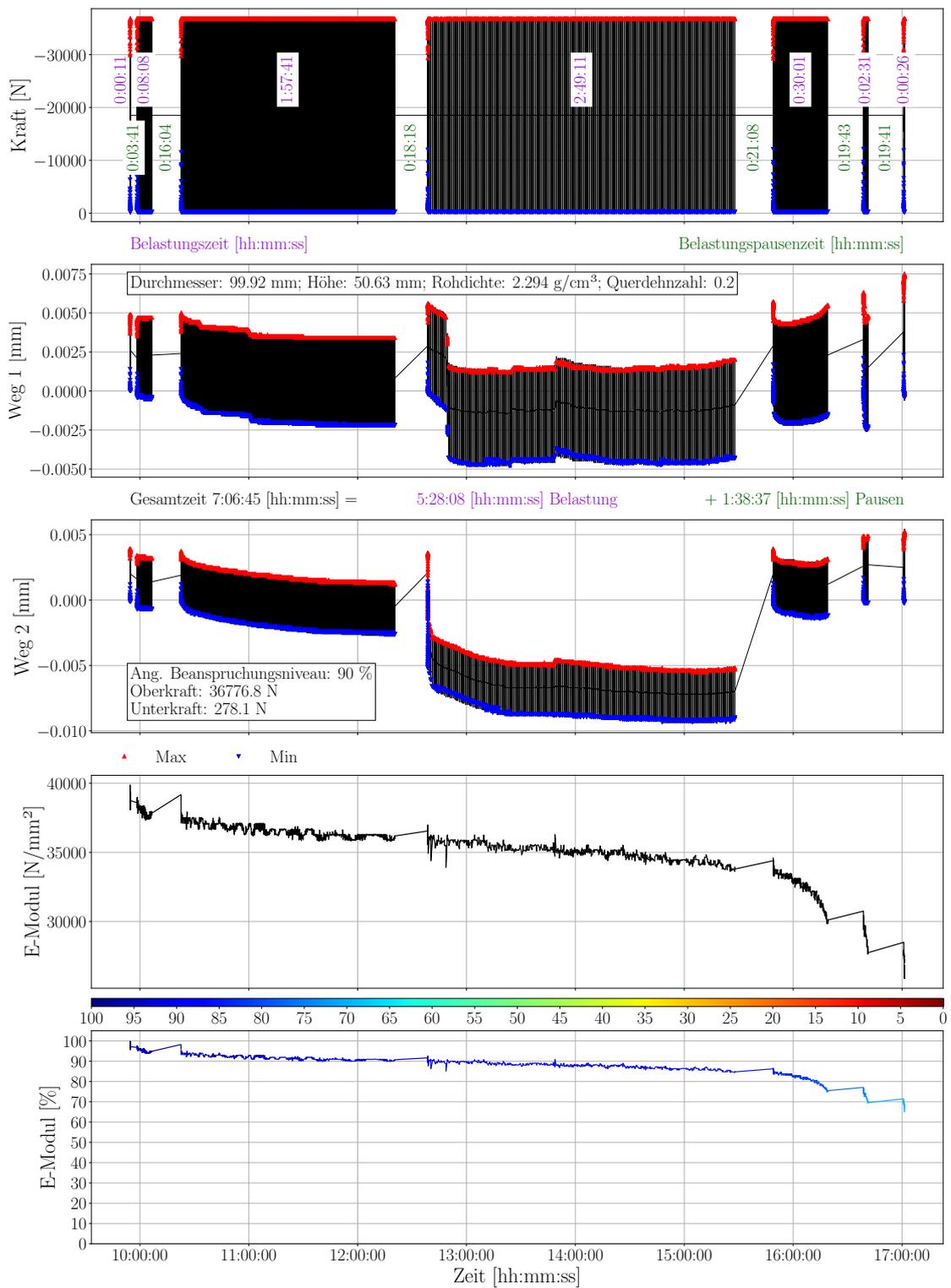


Abbildung G.3.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU308-U

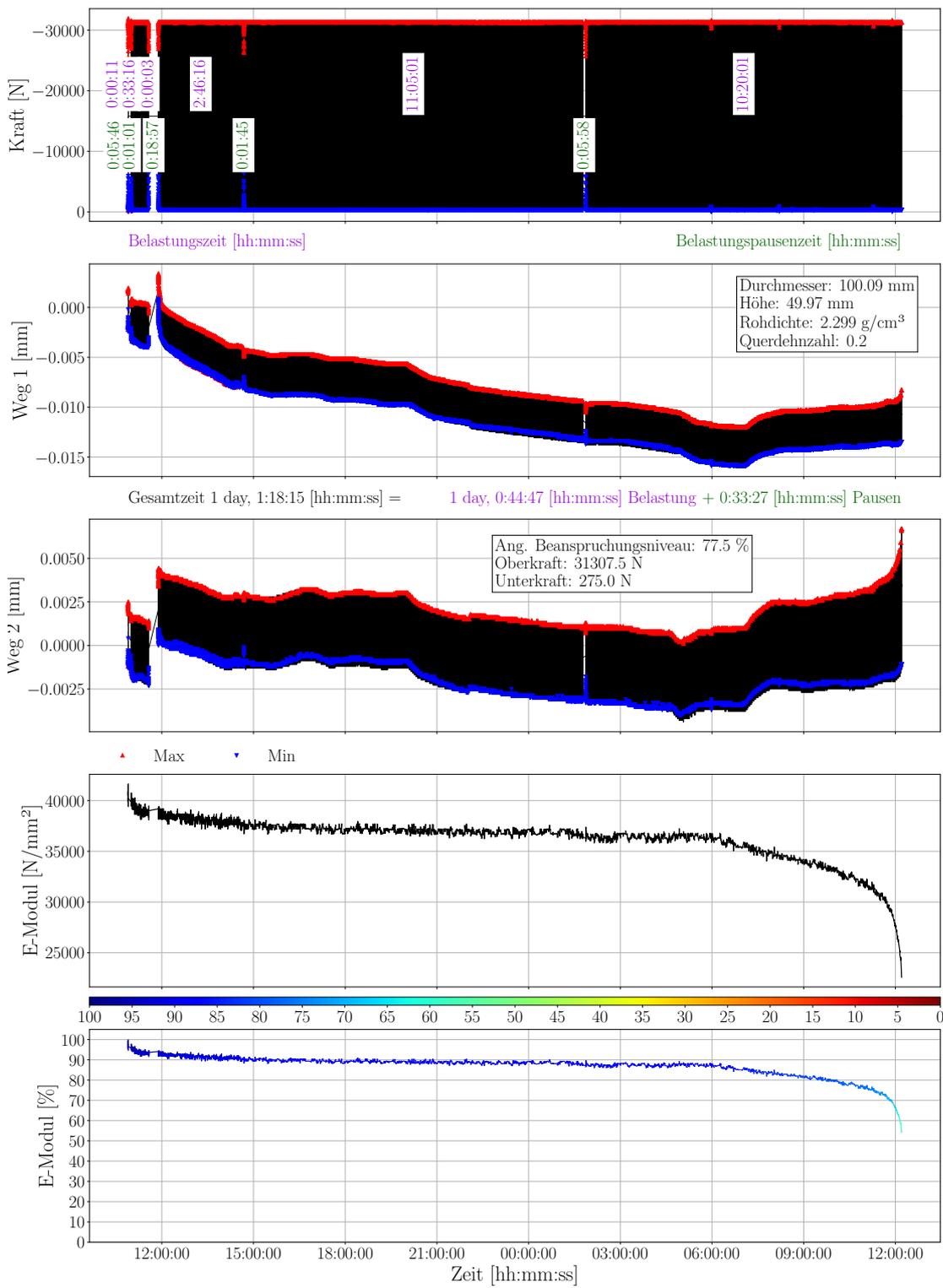


Abbildung G.4.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU309-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

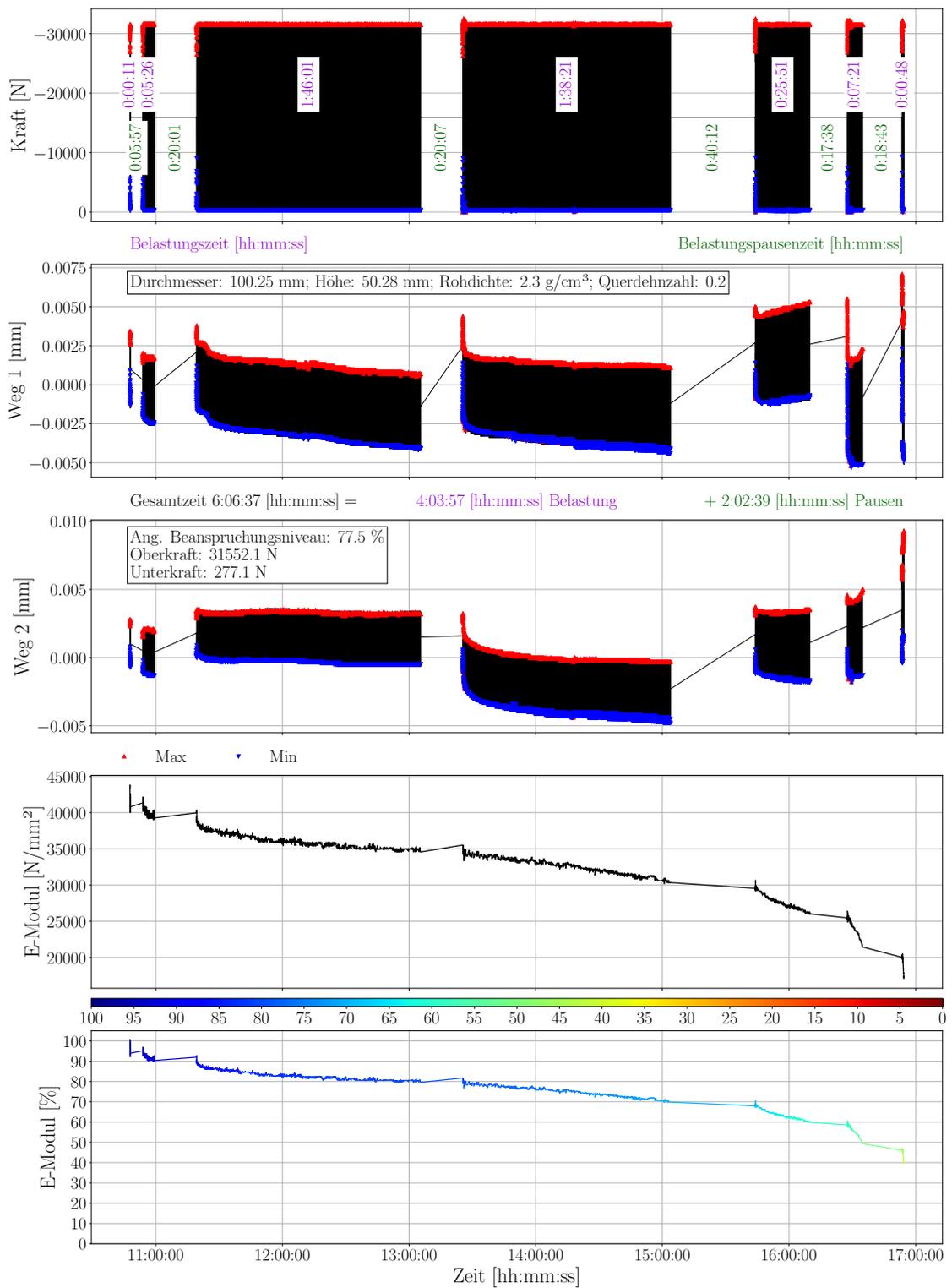


Abbildung G.5.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU311-U

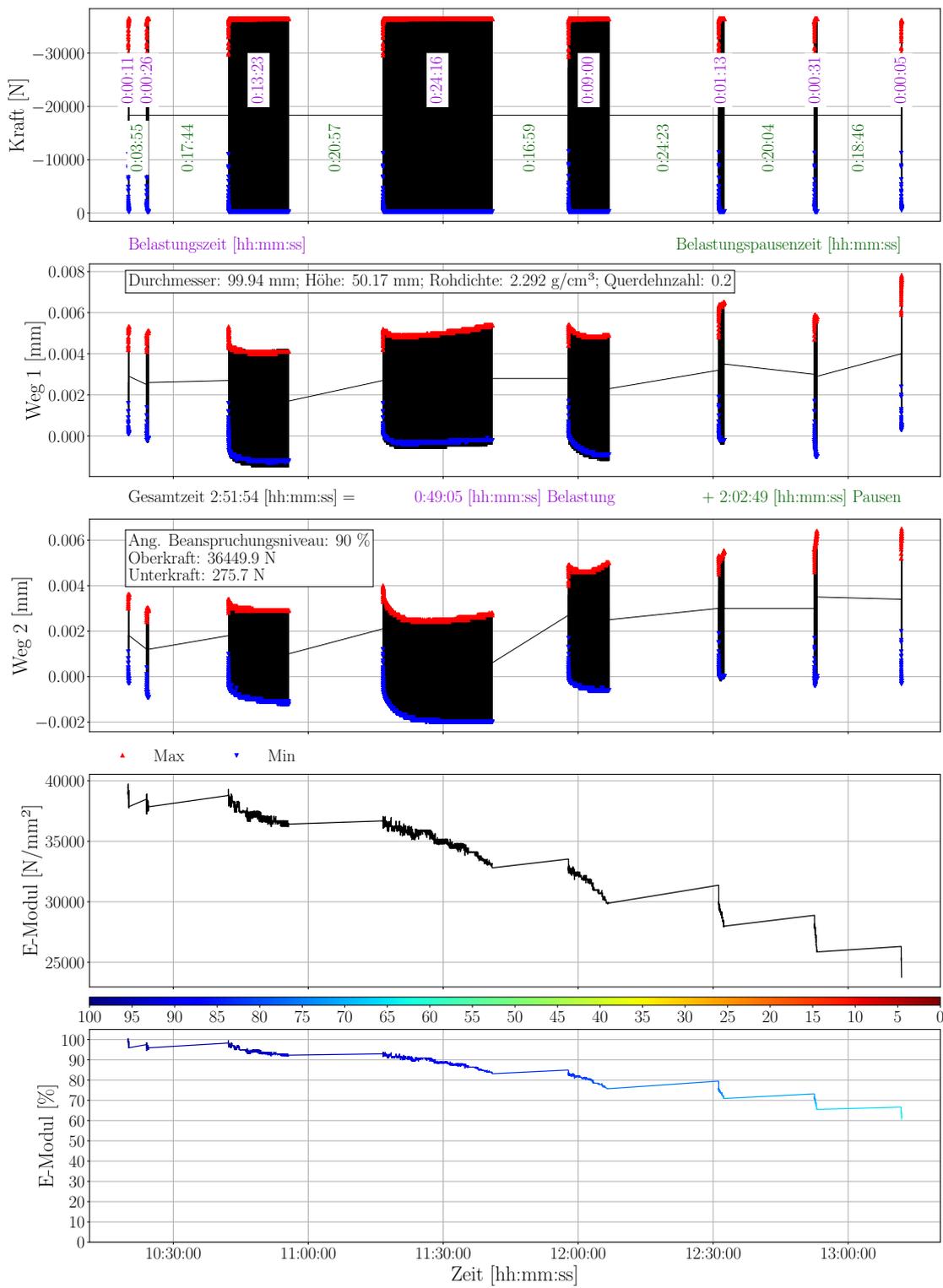


Abbildung G.6.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU312-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

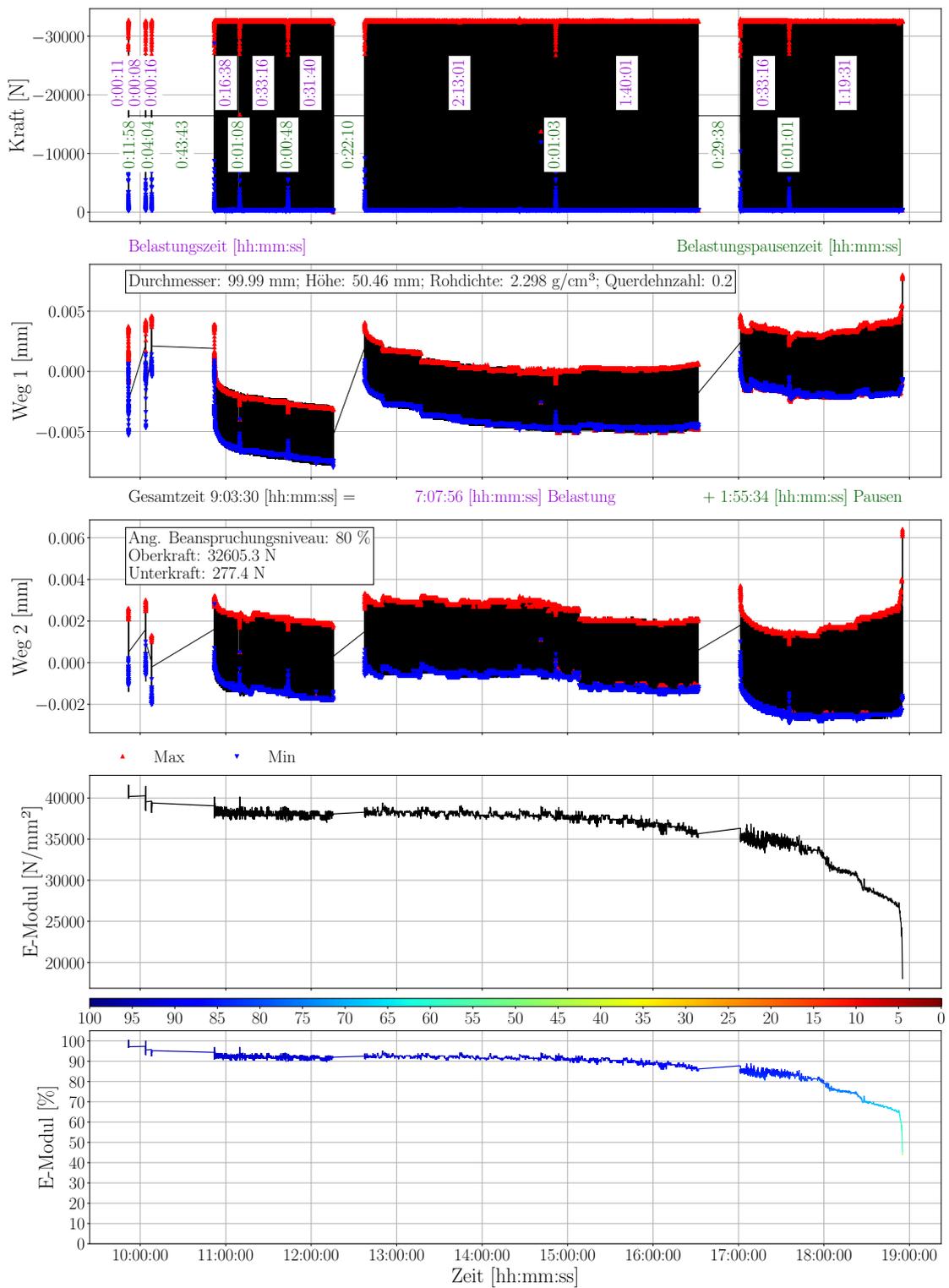


Abbildung G.7.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU313-U

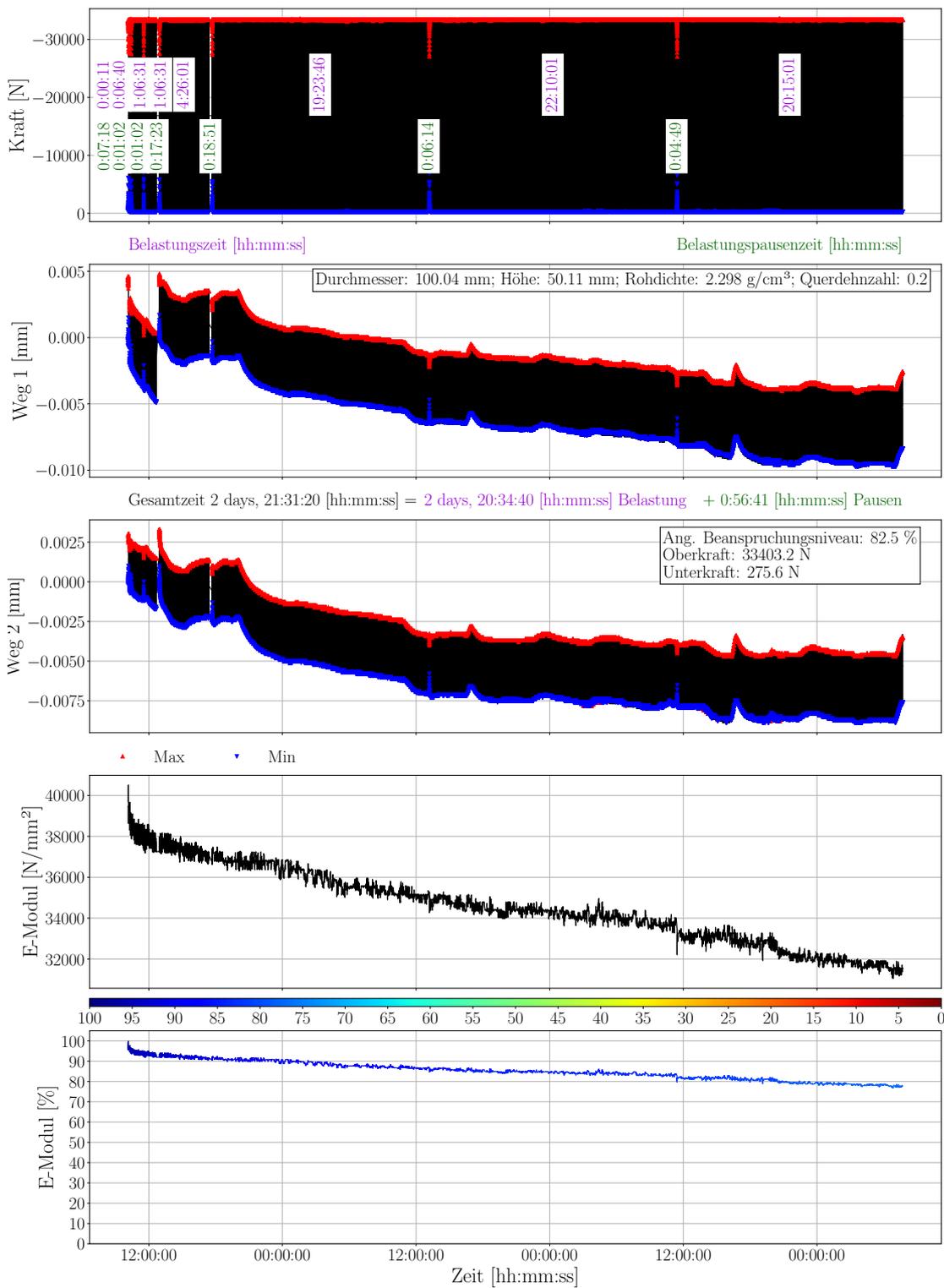


Abbildung G.8.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU316-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

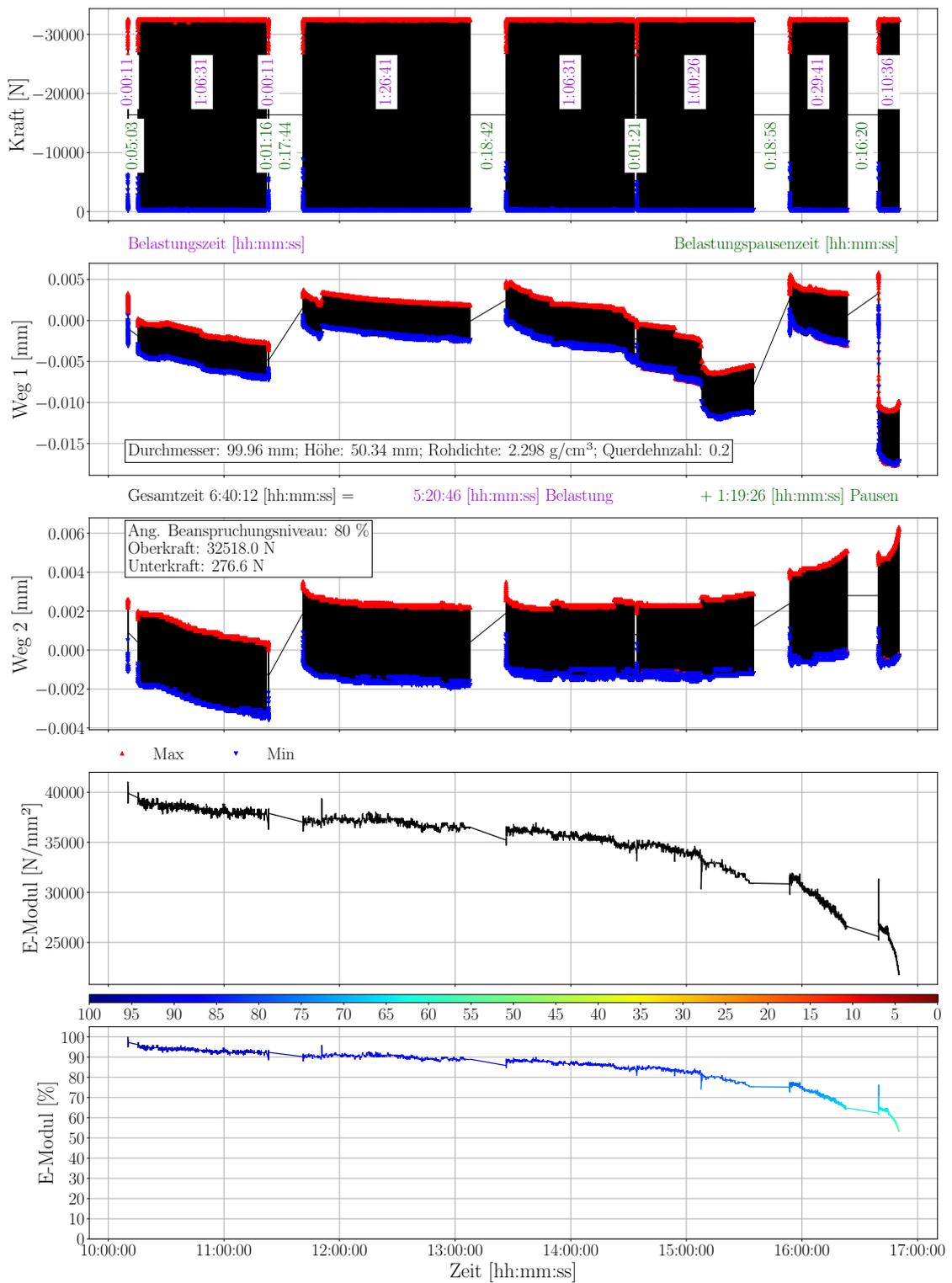


Abbildung G.9.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU317-U

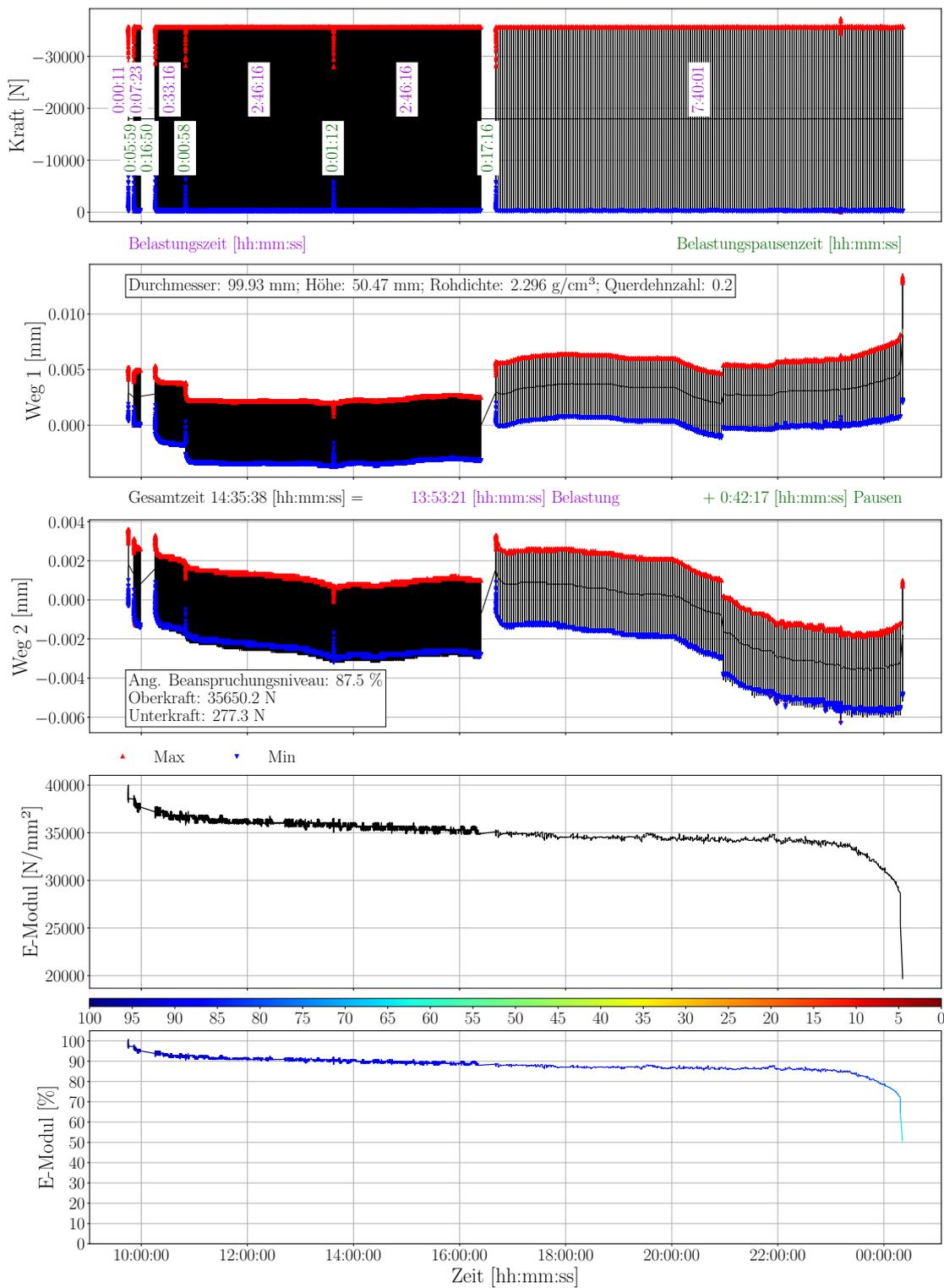


Abbildung G.10.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU319-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

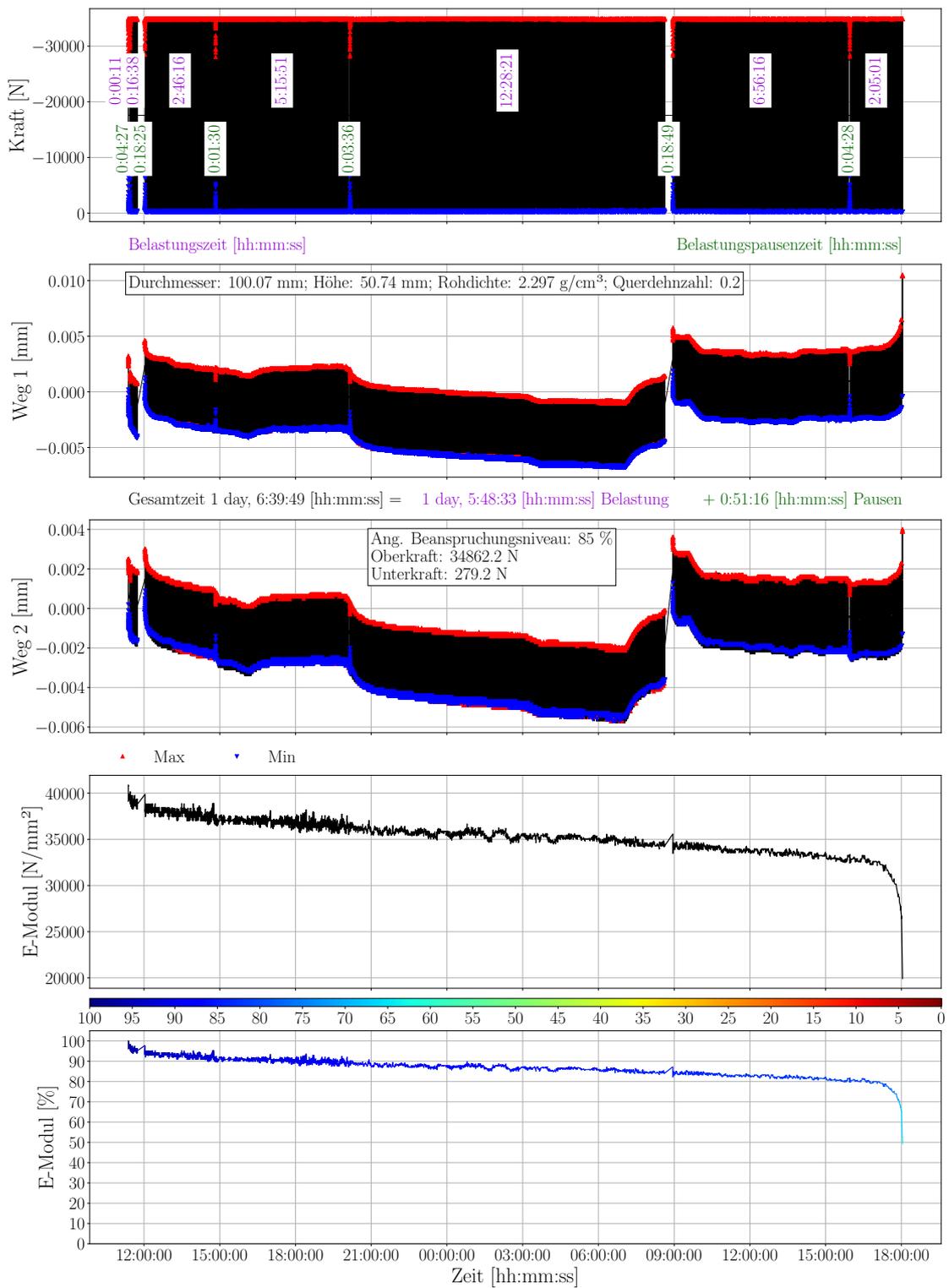


Abbildung G.11.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU322-U

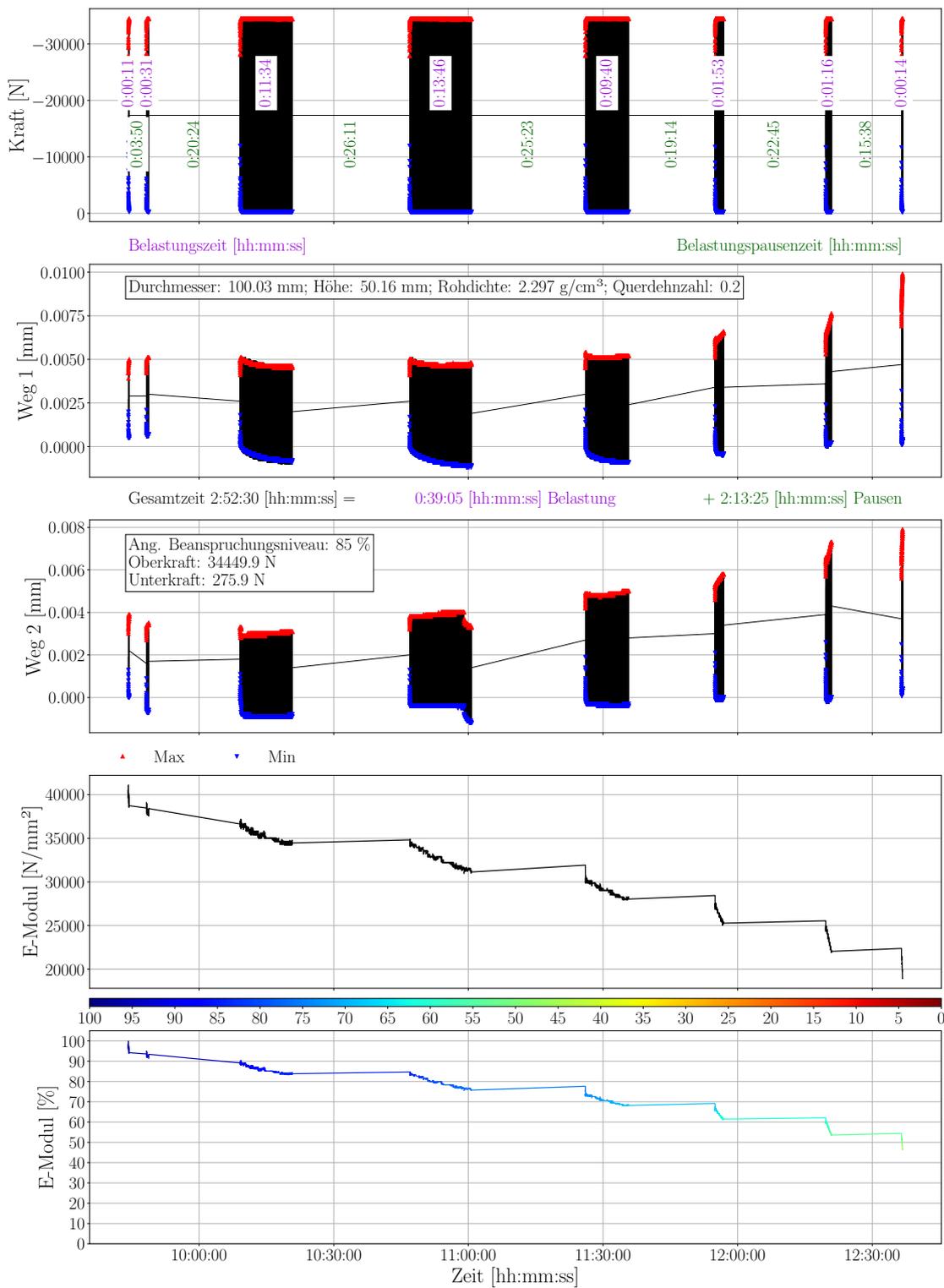


Abbildung G.12.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU329-U

G. Spaltzug-Schwellversuch - Rezeptur 3

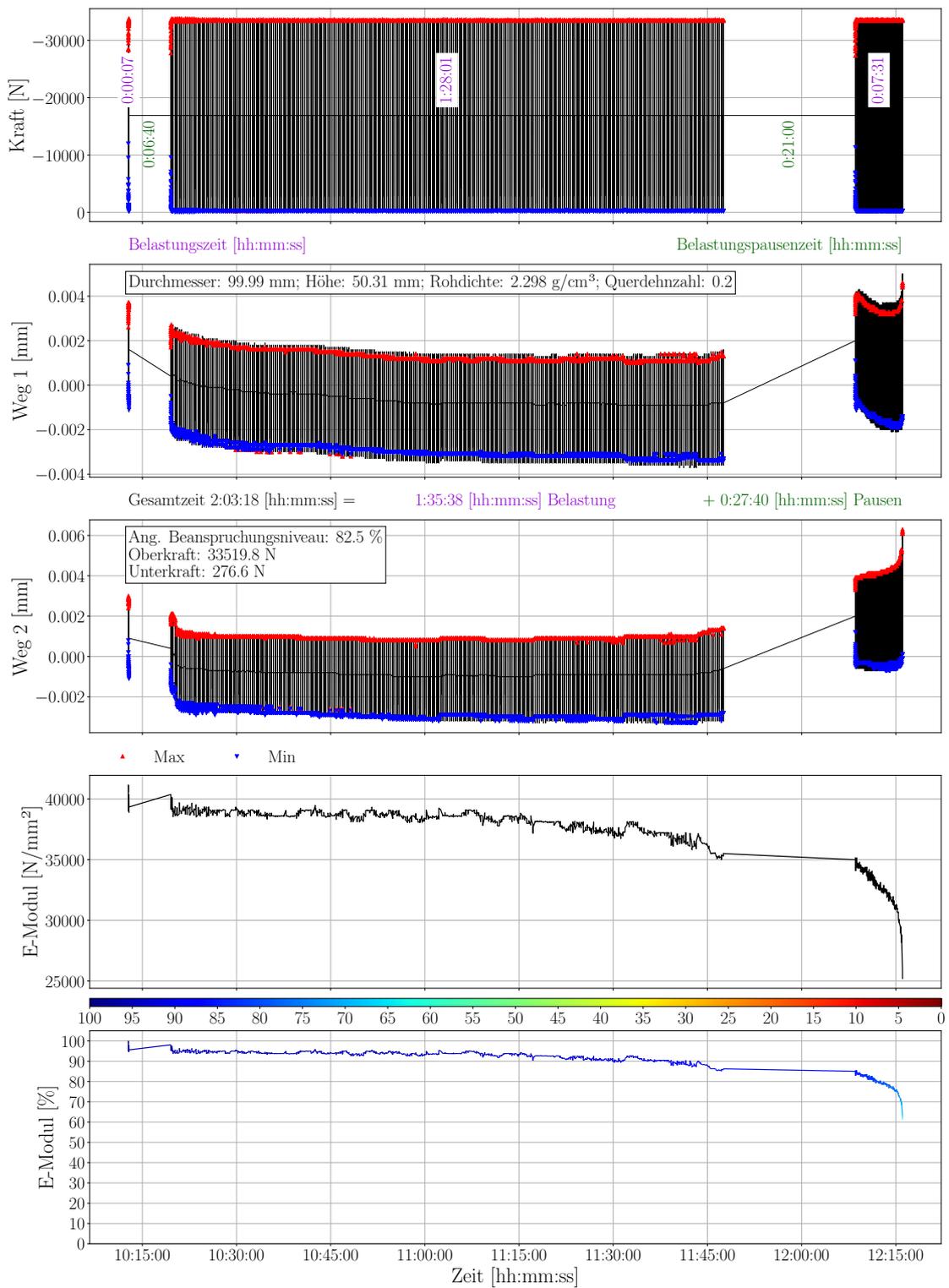


Abbildung G.13.: Ergebnisse Spaltzug-Schwellversuch Probekörper TU330-U

H. Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 1

Die Abbildungen H.1 bis H.5 zeigen die mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens ermittelten Versuchsergebnisse für die Unterscheiben der Betonrezeptur 1. Auf der linken Seite der Abbildungen sind die Frequenzspektren im Bereich der Eigenfrequenzen der Eigenmode I für die sechs untersuchten Messpositionen zu sehen. Die rechte Seite der Abbildungen hingegen zeigt den Bereich der Frequenzspektren für die sechs Messpositionen, in dem sich die Eigenfrequenzen der Eigenmode II verorten lassen. Die Frequenzspektren wurden mit einer farblichen Kodierung aufgetragen, die den relativen, auf den anfänglichen Wert bezogenen und anhand der Messwerte der IWA bestimmten E-Modul vor Beginn der Ermüdungsversuche bzw. am Ende eines Belastungszyklus wiedergibt. Die farbliche Kodierung der Spektren entspricht somit der farblichen Kodierung des relativen E-Moduls im unteren Teil der Abbildungen in den Anhängen D bis G. Oberhalb der Abbildungen der Frequenzspektren finden sich die den Spektren zugeordneten Lastwechselzahlen, die bis zu den Belastungspausen aufgebracht wurden, in denen jeweils das Ultraschalleigenfrequenzverfahren angewendet wurde. Um das Maximum eines Spektrums und damit die jeweilige Eigenfrequenz genau zu bestimmen, wurde das Spektrum im Bereich um das Maximum herum mit einem Polynom vierten Grades gefittet und von diesem Polynom wiederum das Maximum bestimmt. Die Polynome sind in den Abbildungen schwarz gestrichelt dargestellt und die zugehörigen Maxima mit einem Pfeil markiert.

H. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

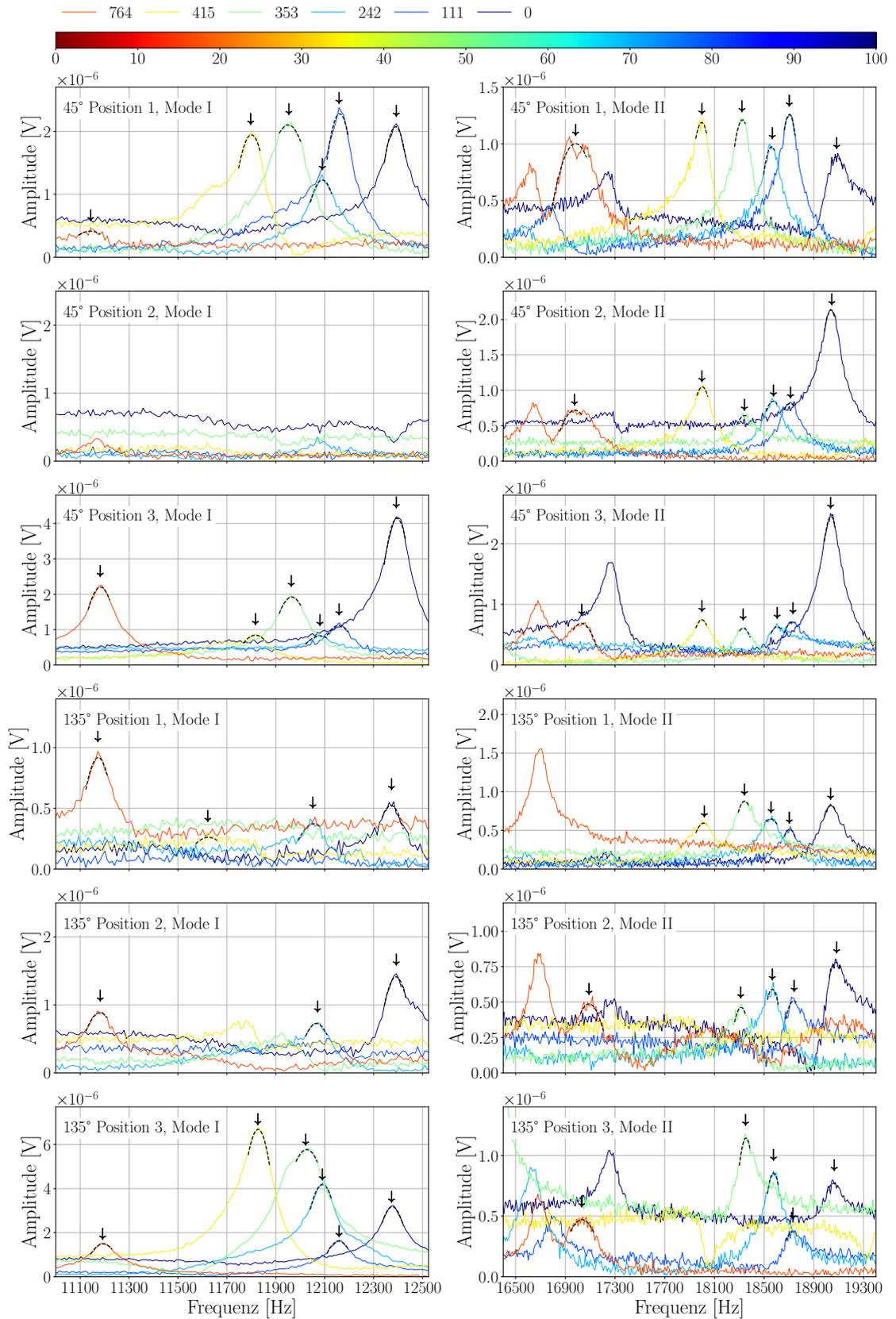


Abbildung H.1.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU03-1

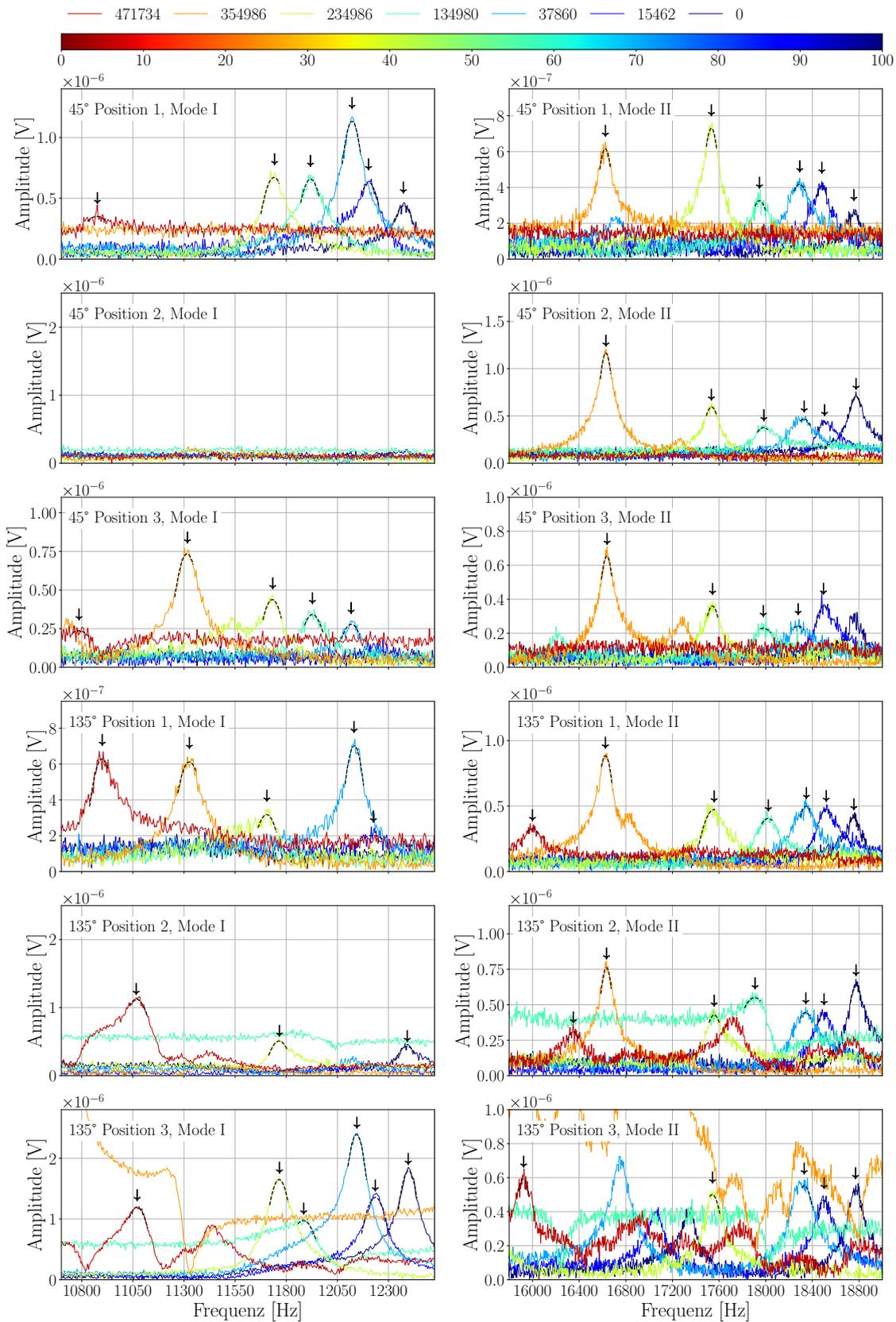


Abbildung H.2.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU17-1

H. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

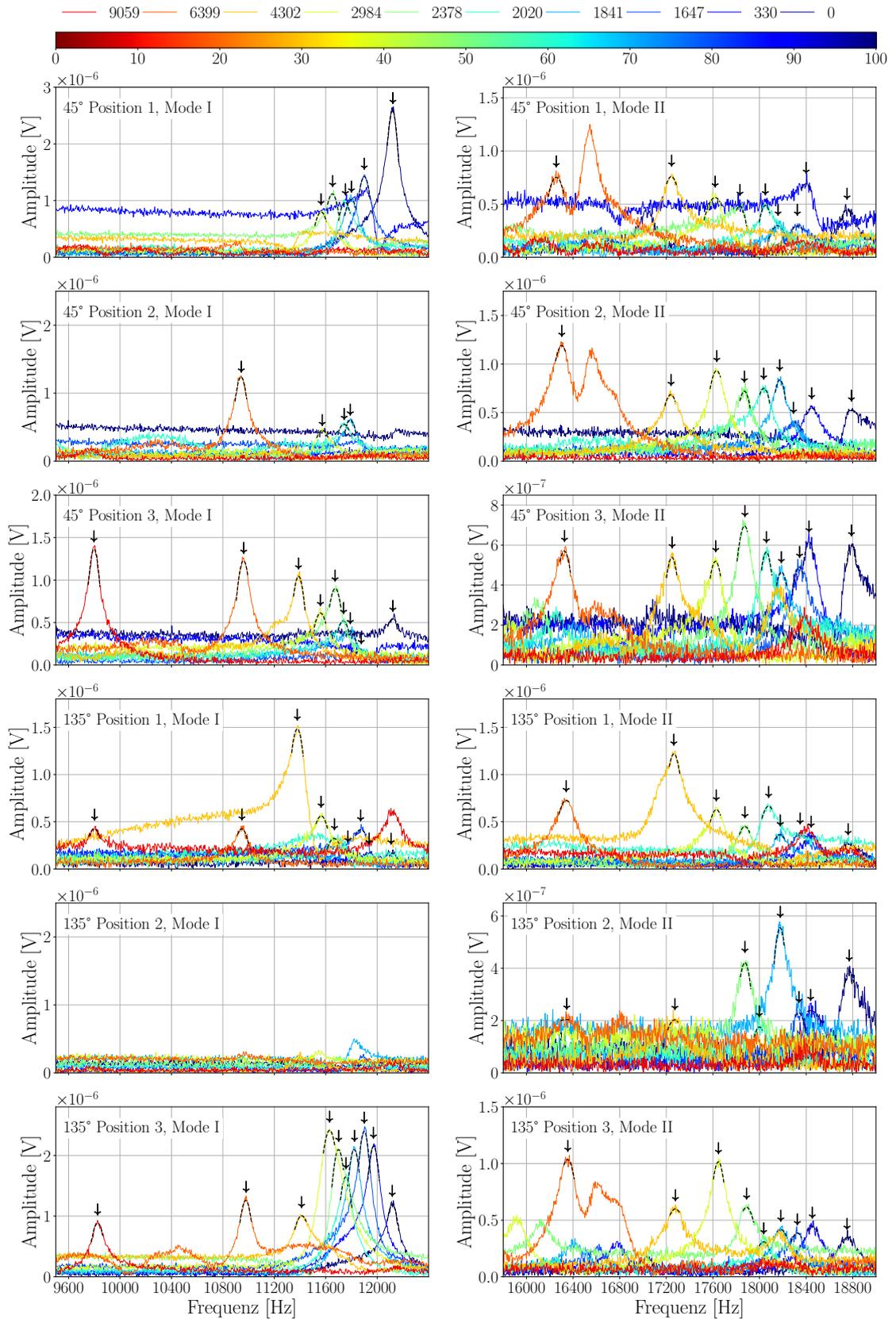


Abbildung H.3.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU20-1

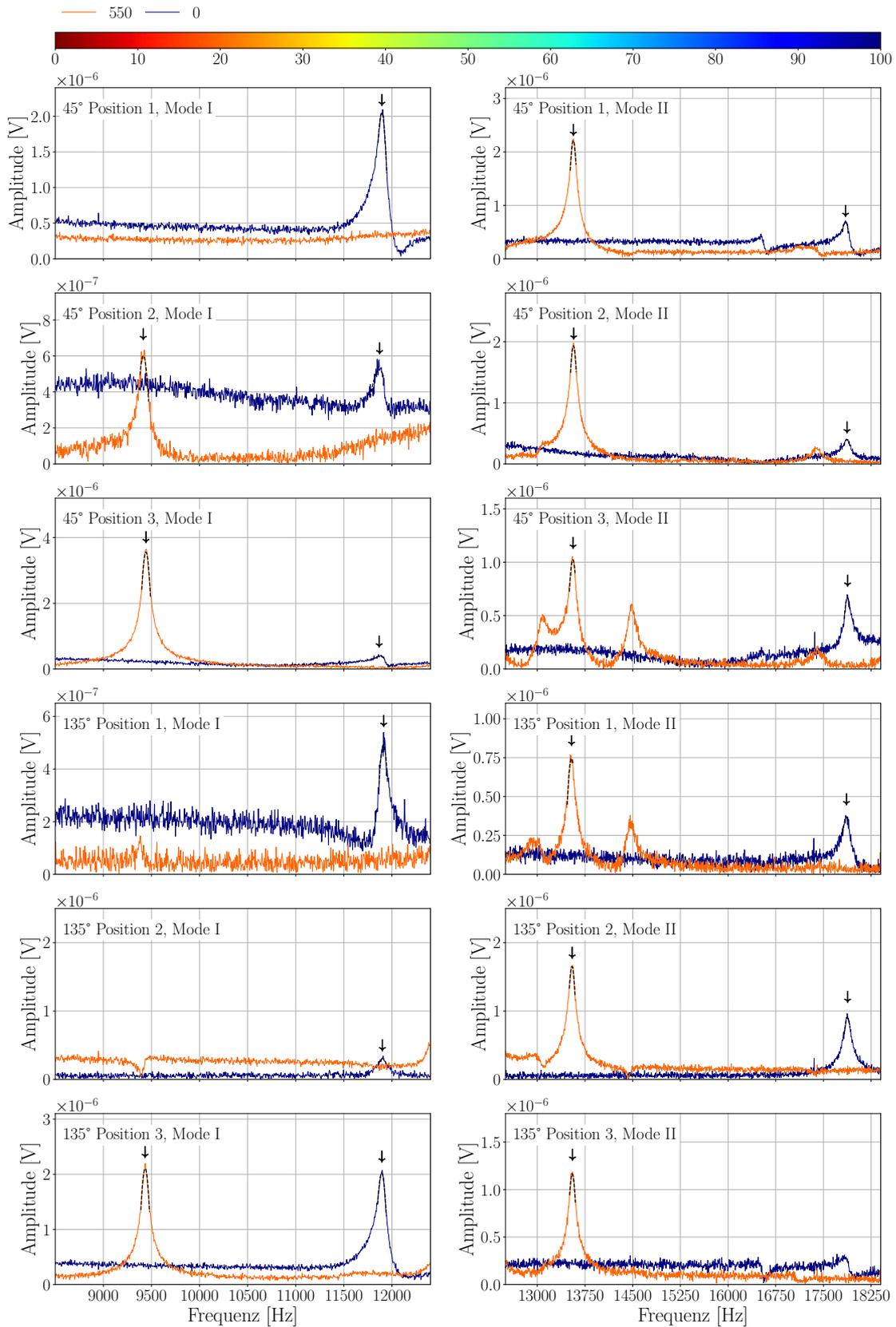


Abbildung H.4.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU22-1

H. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

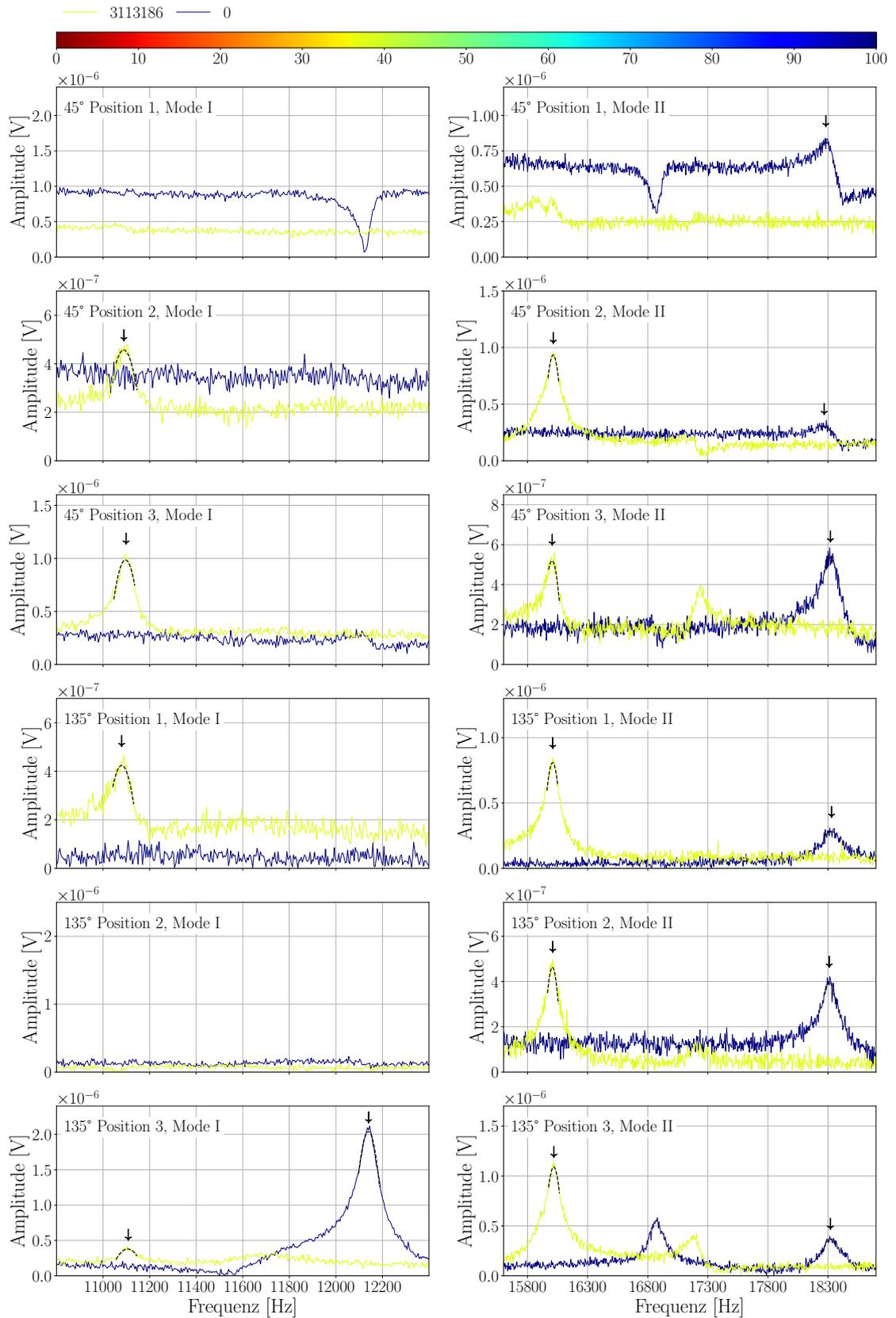


Abbildung H.5.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU24-1

I. Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 2

Die Abbildungen I.1 bis I.12 zeigen die mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens ermittelten Frequenzspektren für die Unterscheiben der Betonrezeptur 2. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs H.

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

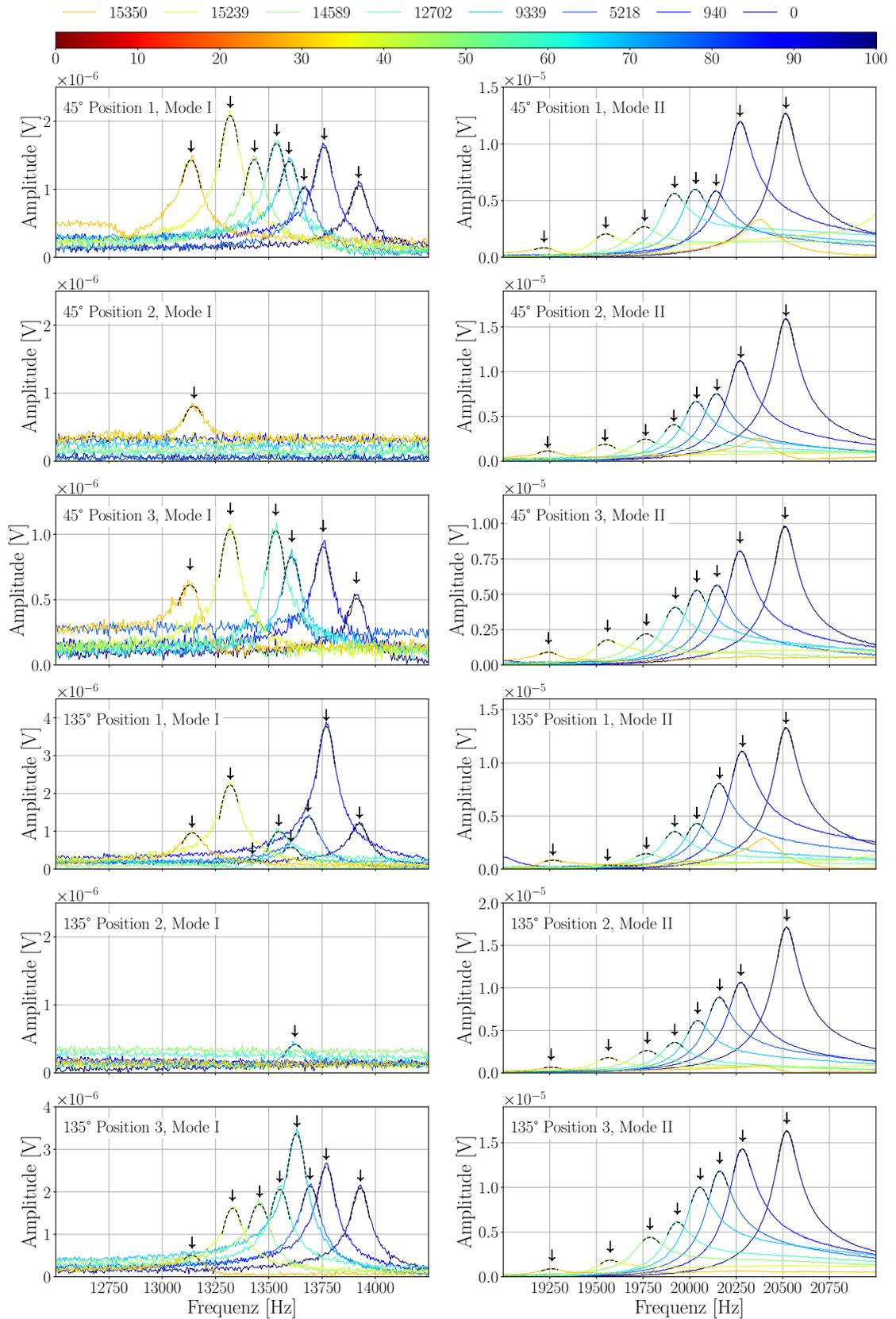


Abbildung I.1.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU202-U

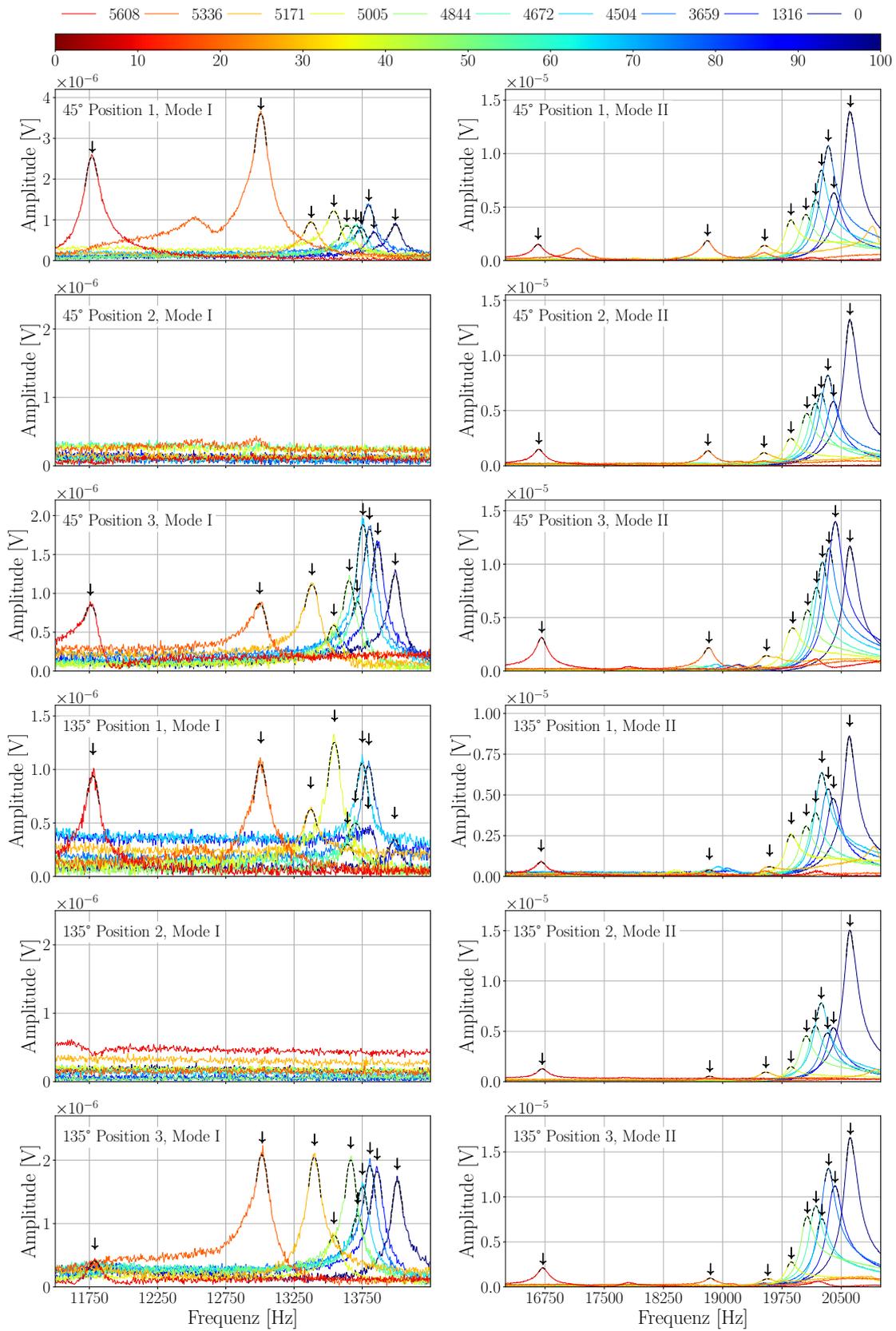


Abbildung I.2.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU204-U

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

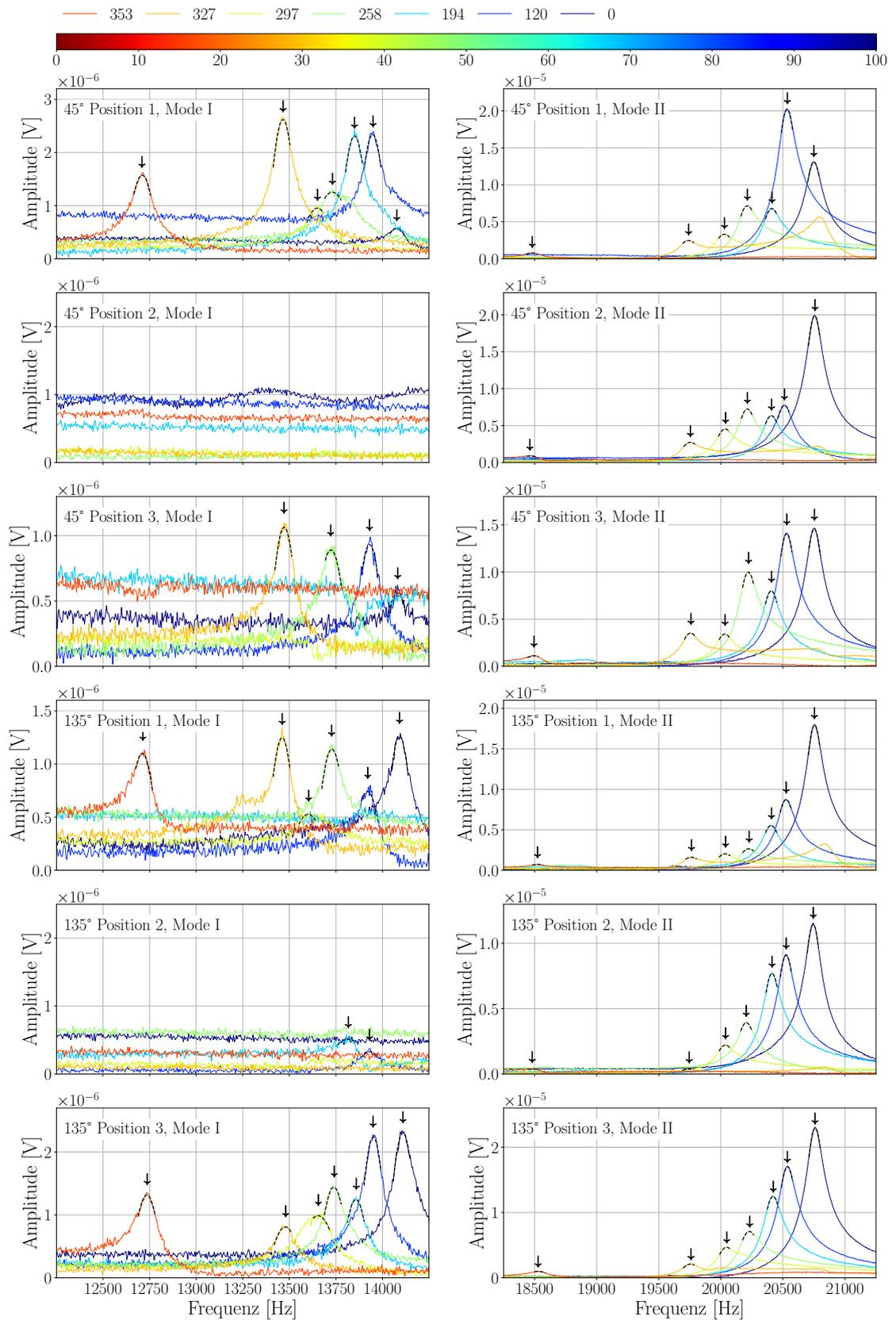


Abbildung I.3.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU206-U

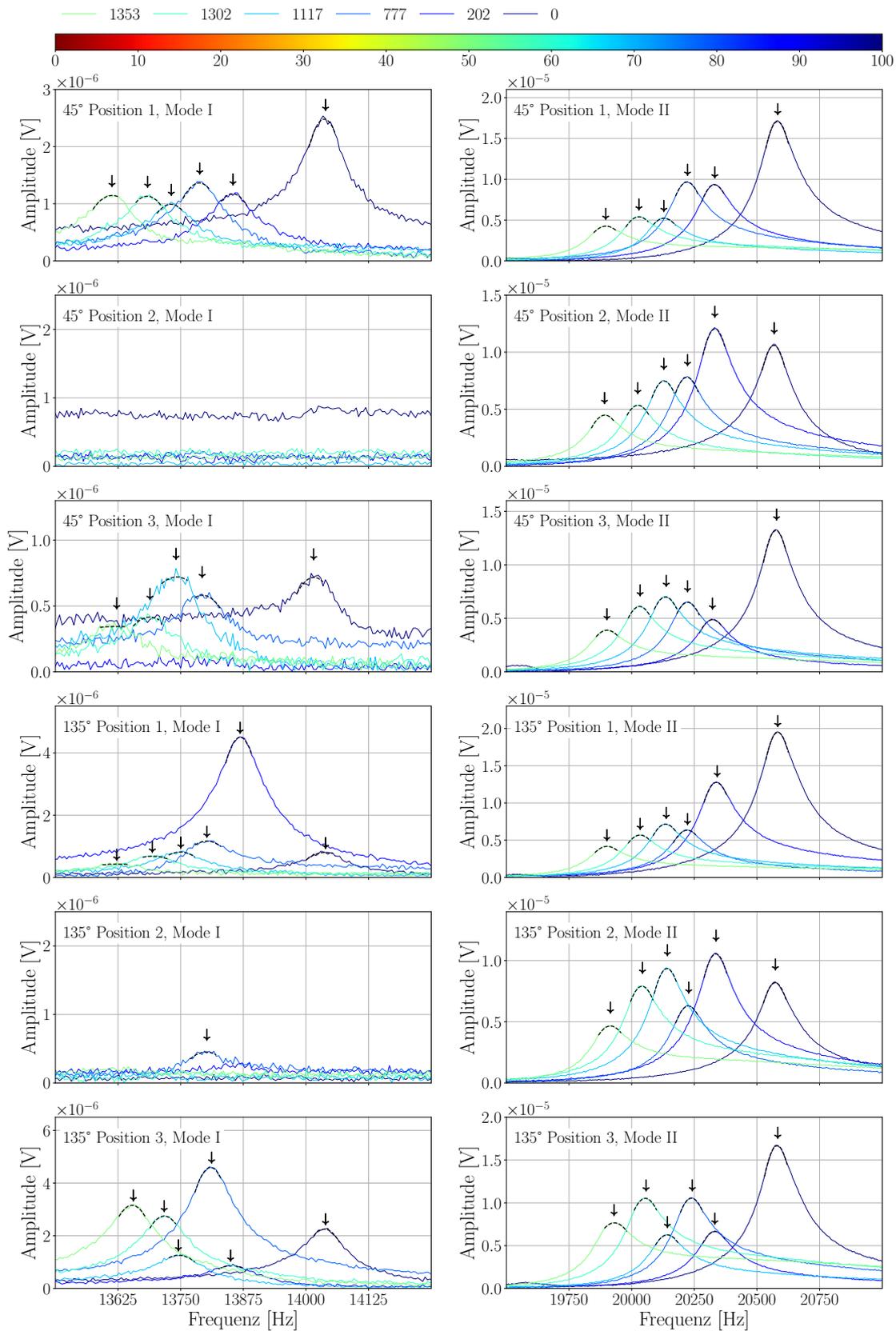


Abbildung I.4.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU207-U

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

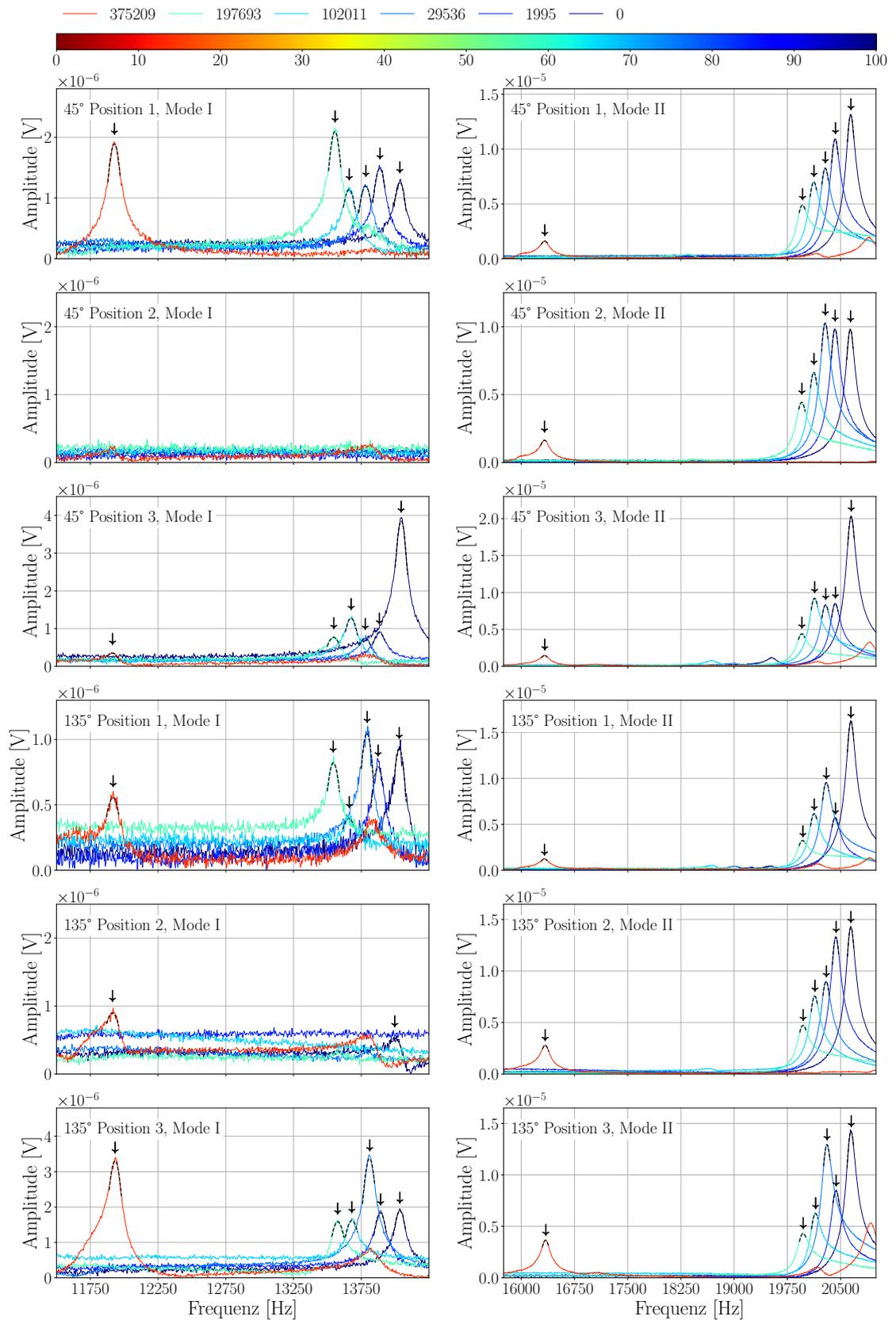


Abbildung I.5.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU208-U

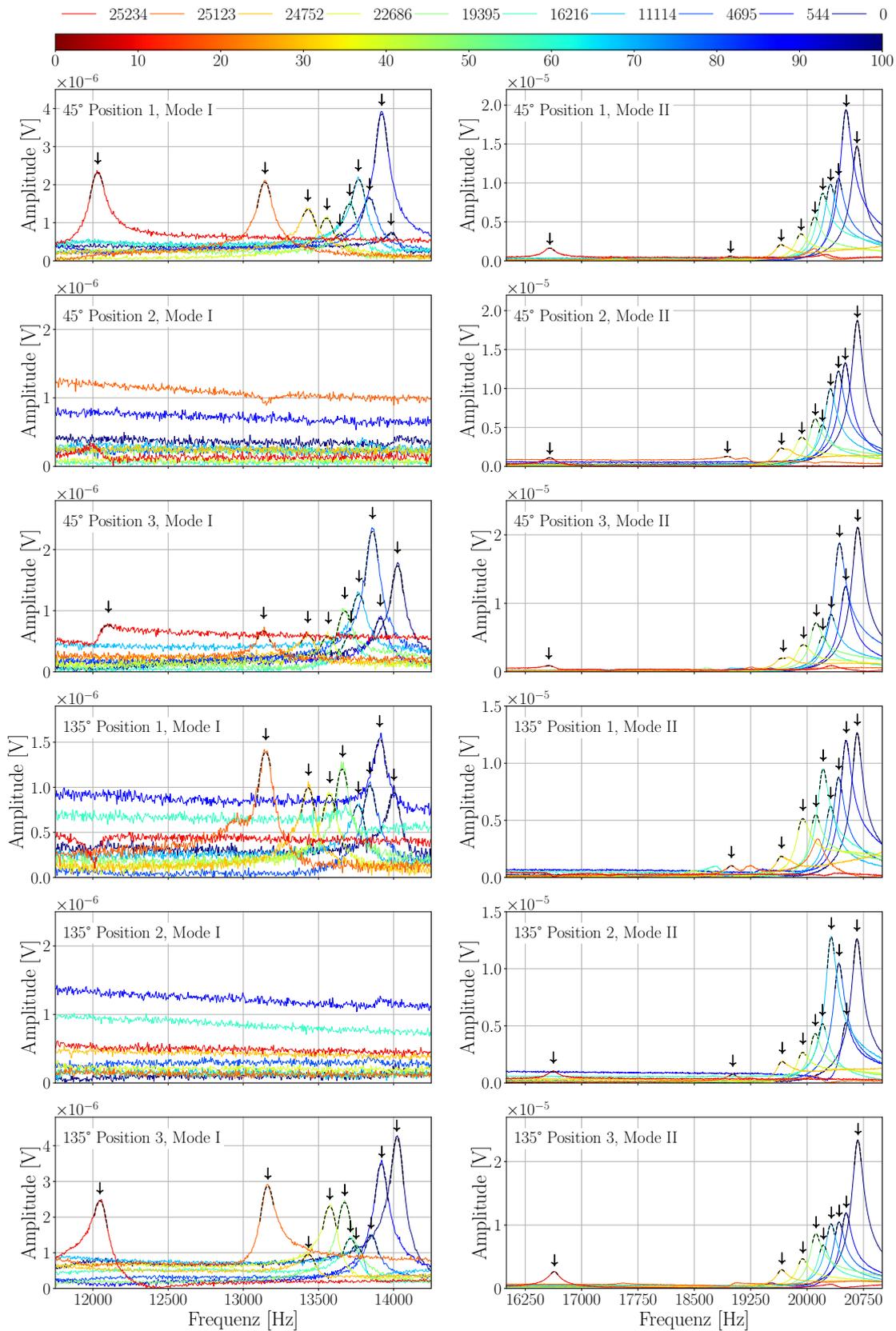


Abbildung I.6.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU216-U

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

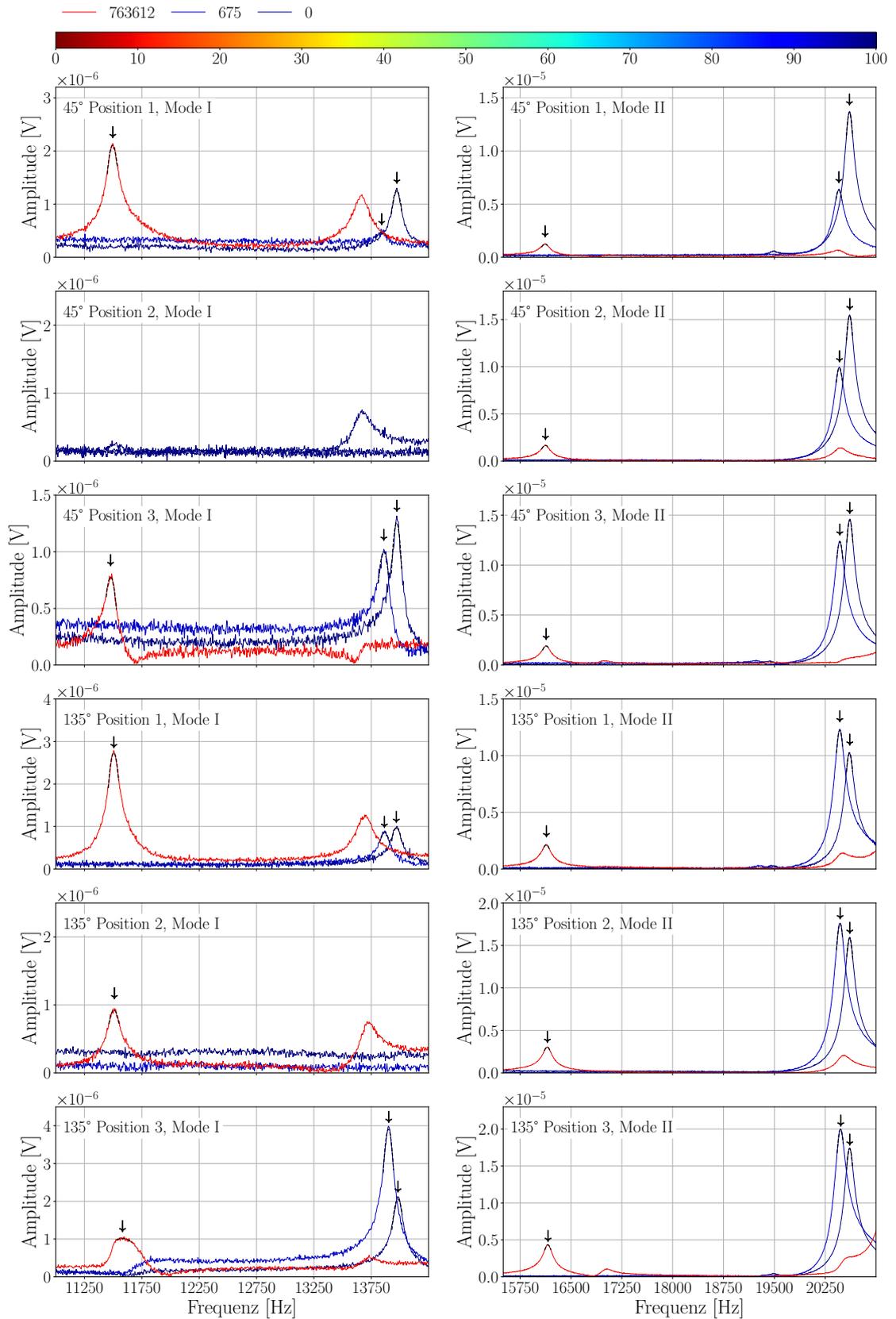


Abbildung I.7.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU218-U

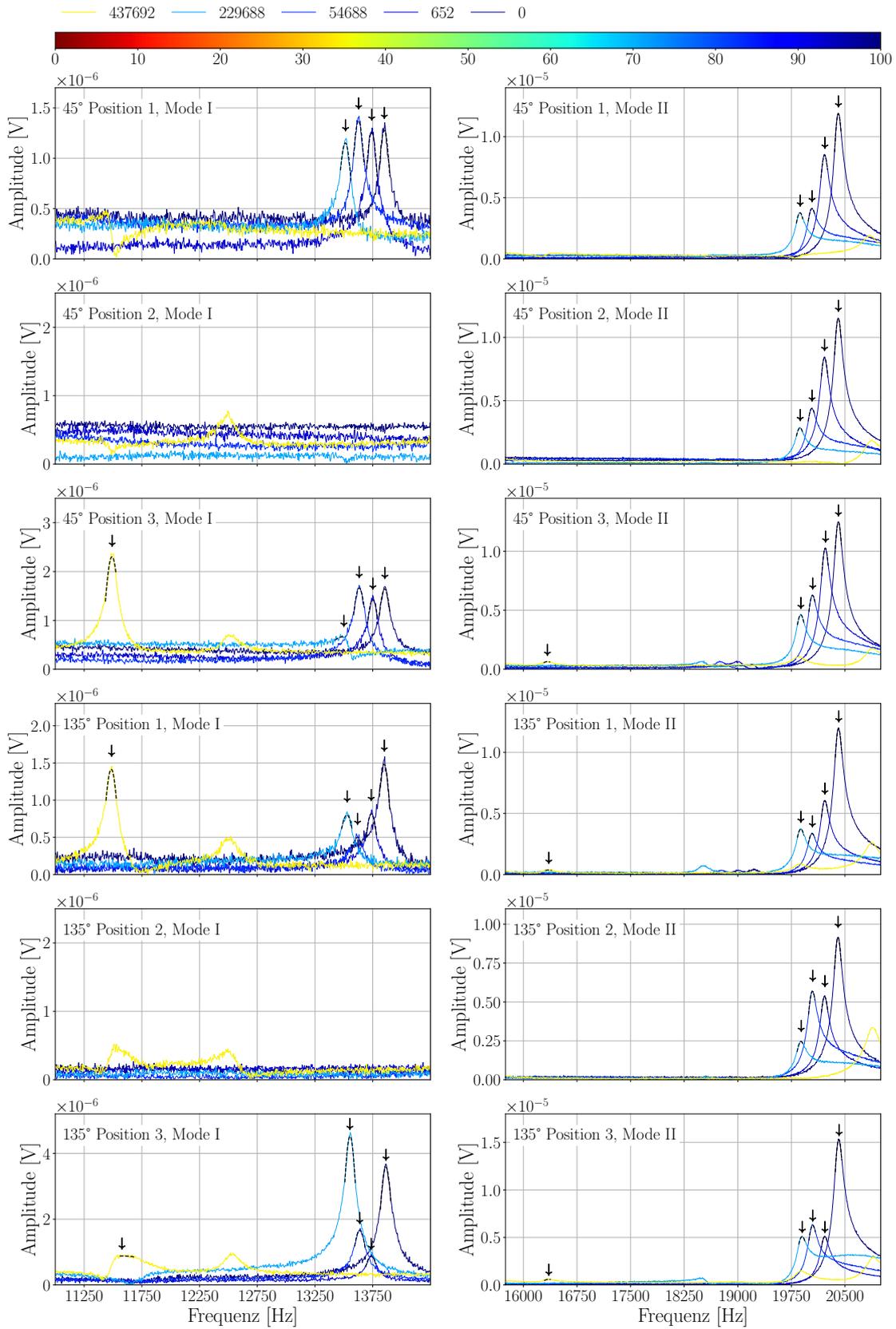


Abbildung I.8.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU220-U

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

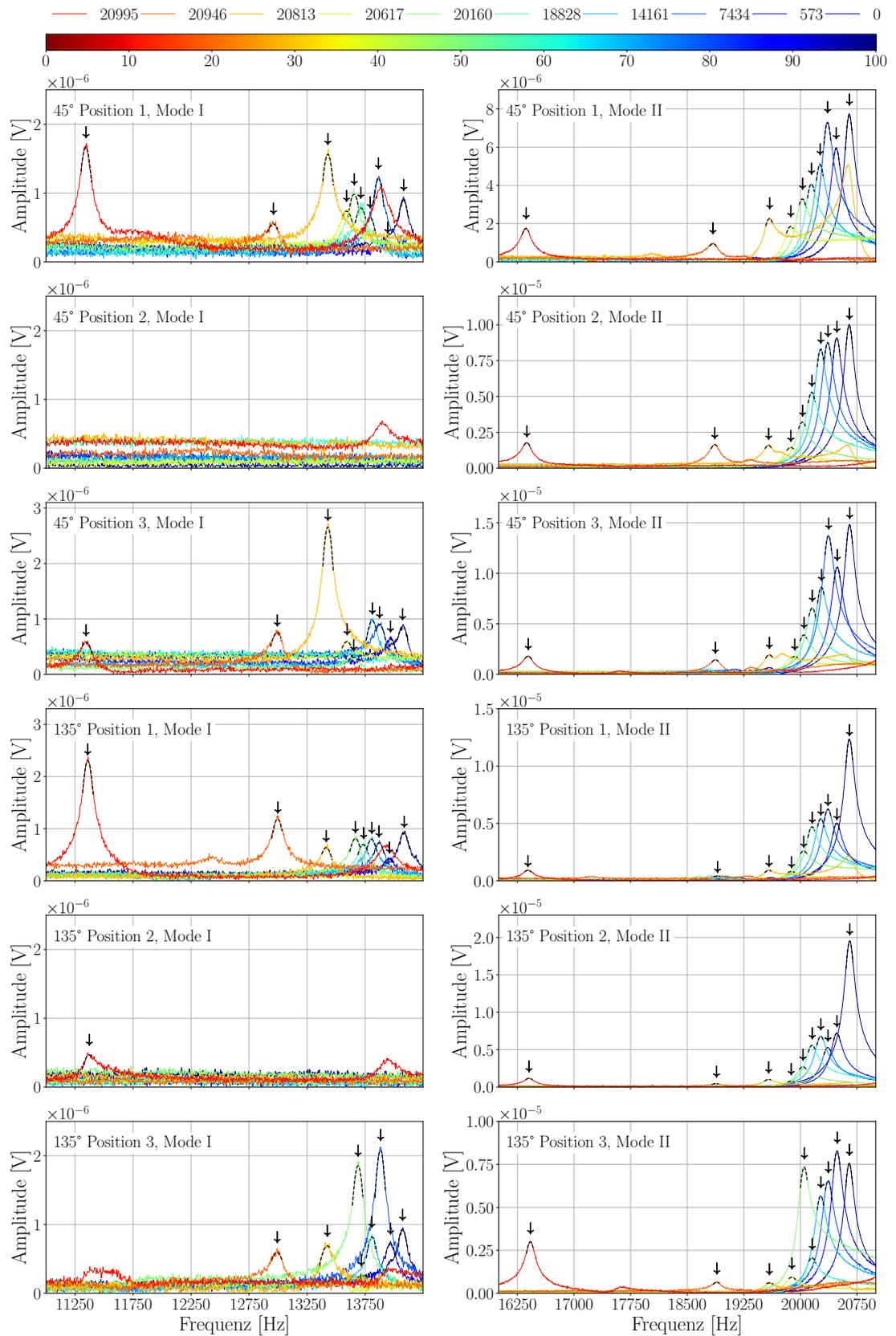


Abbildung I.9.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU221-U

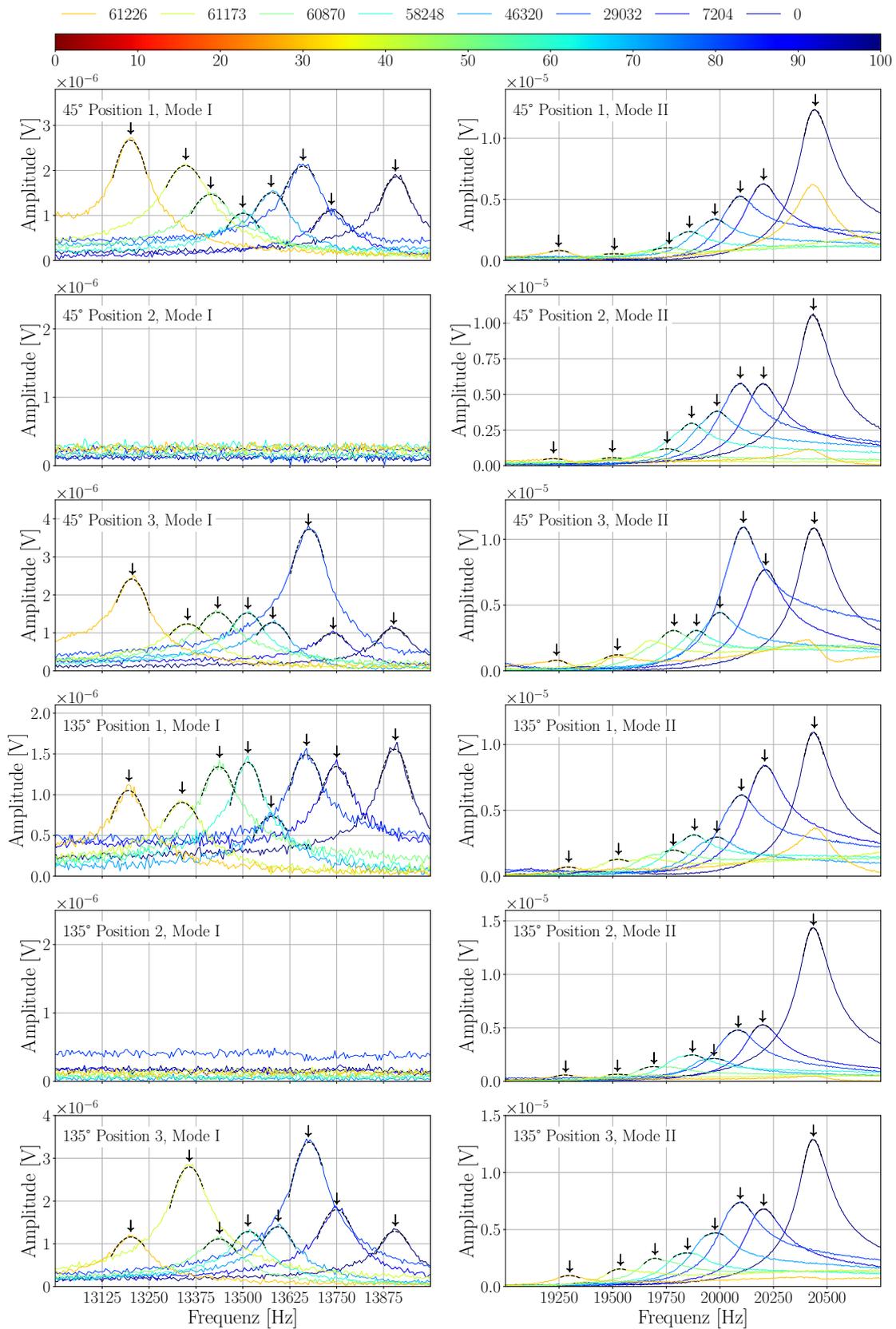


Abbildung I.10.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU222-U

I. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

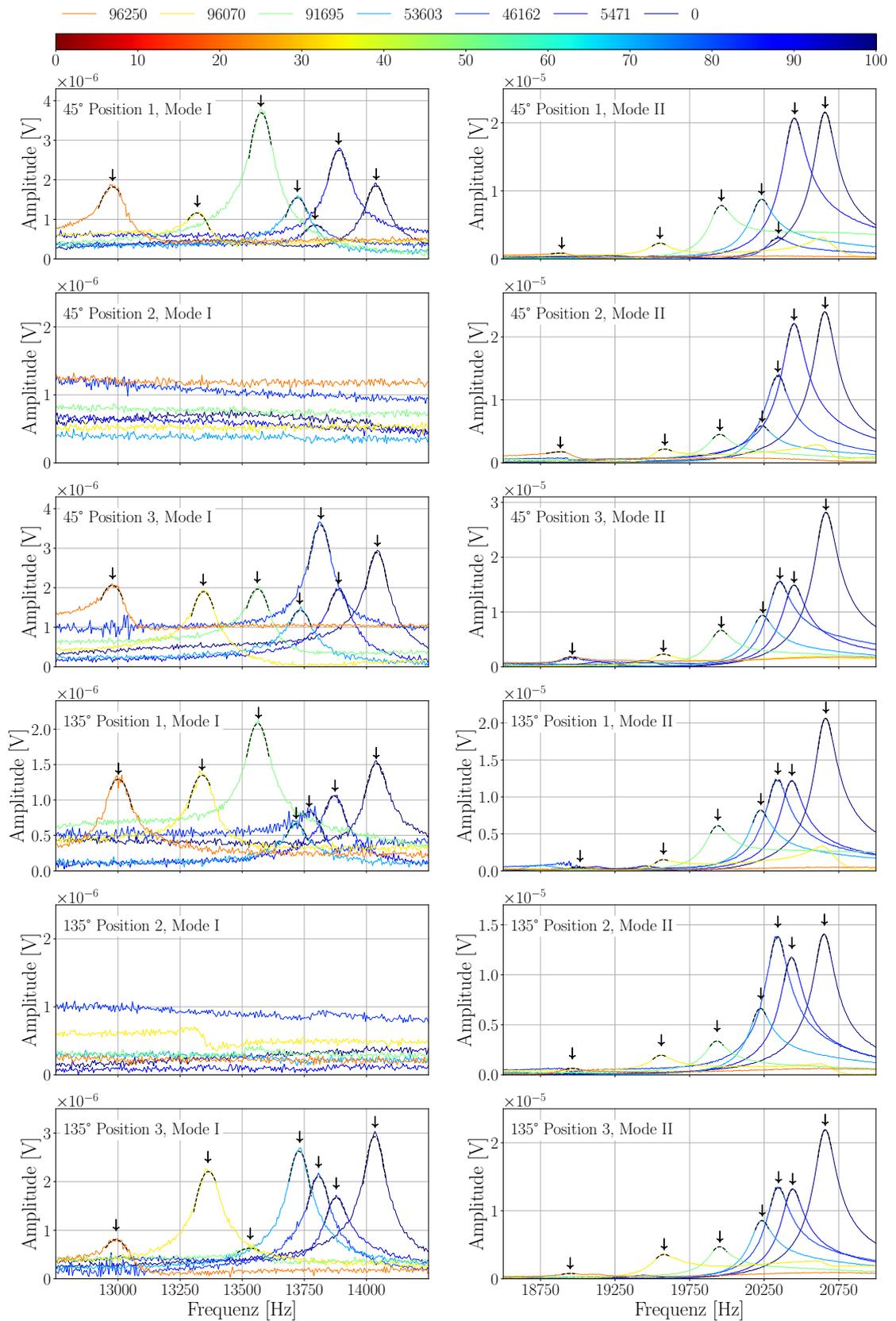


Abbildung I.11.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU226-U

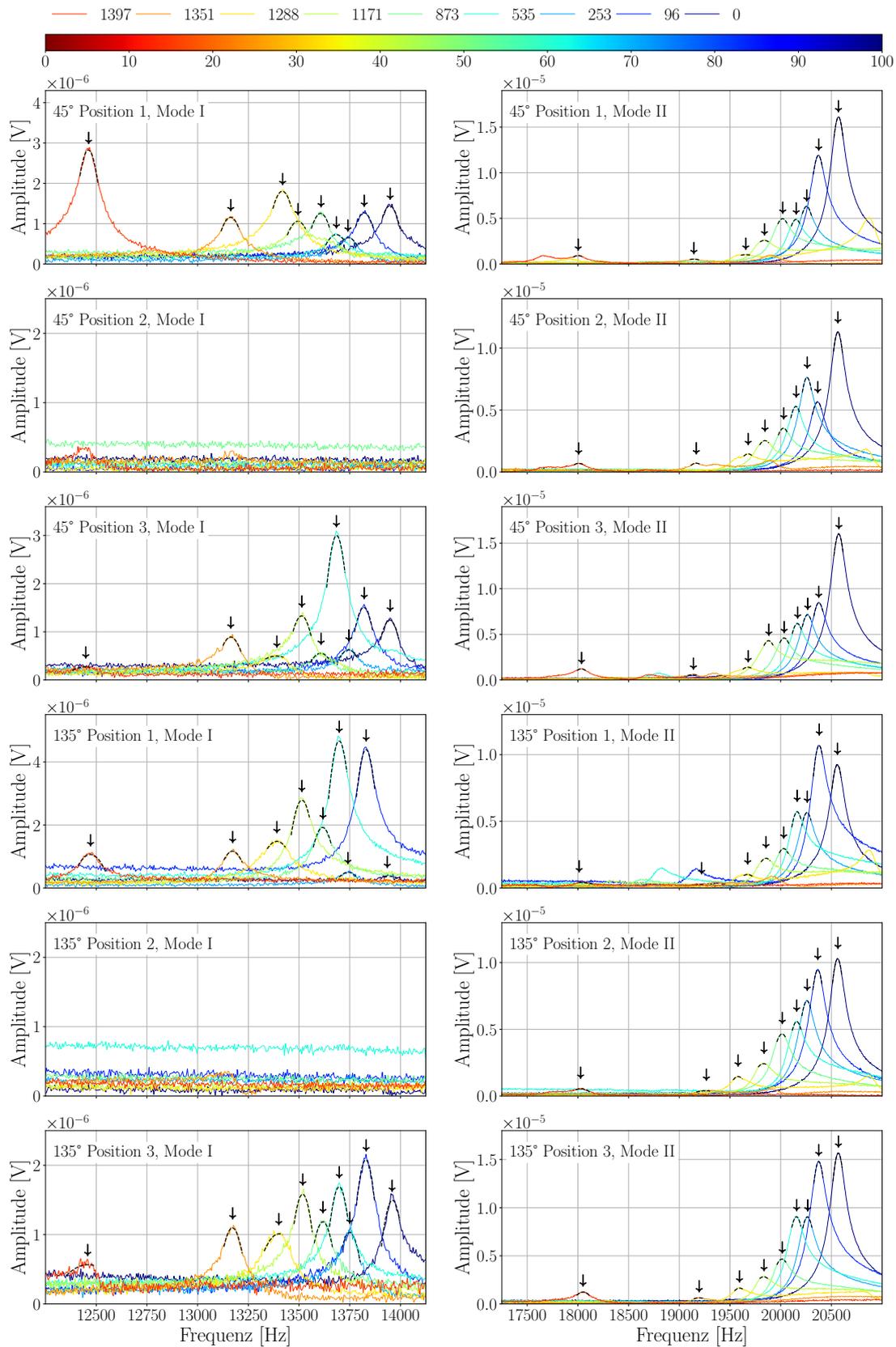


Abbildung I.12.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU229-U

J. Ergebnisse des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 3

Die Abbildungen J.1 bis J.13 zeigen die mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens ermittelten Frequenzspektren für die Unterscheiben der Betonrezeptur 3. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs H.

J. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

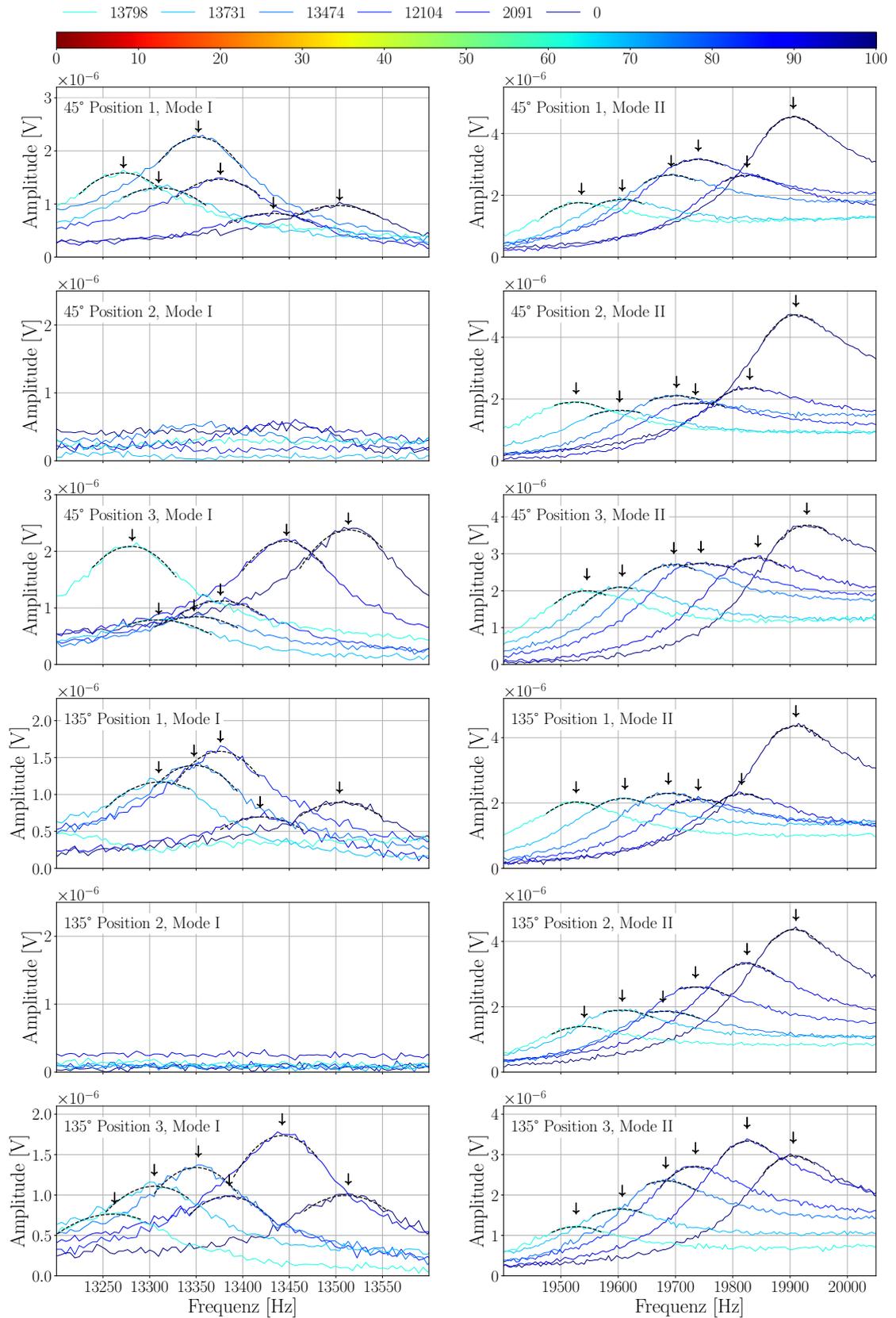


Abbildung J.1.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU303-U

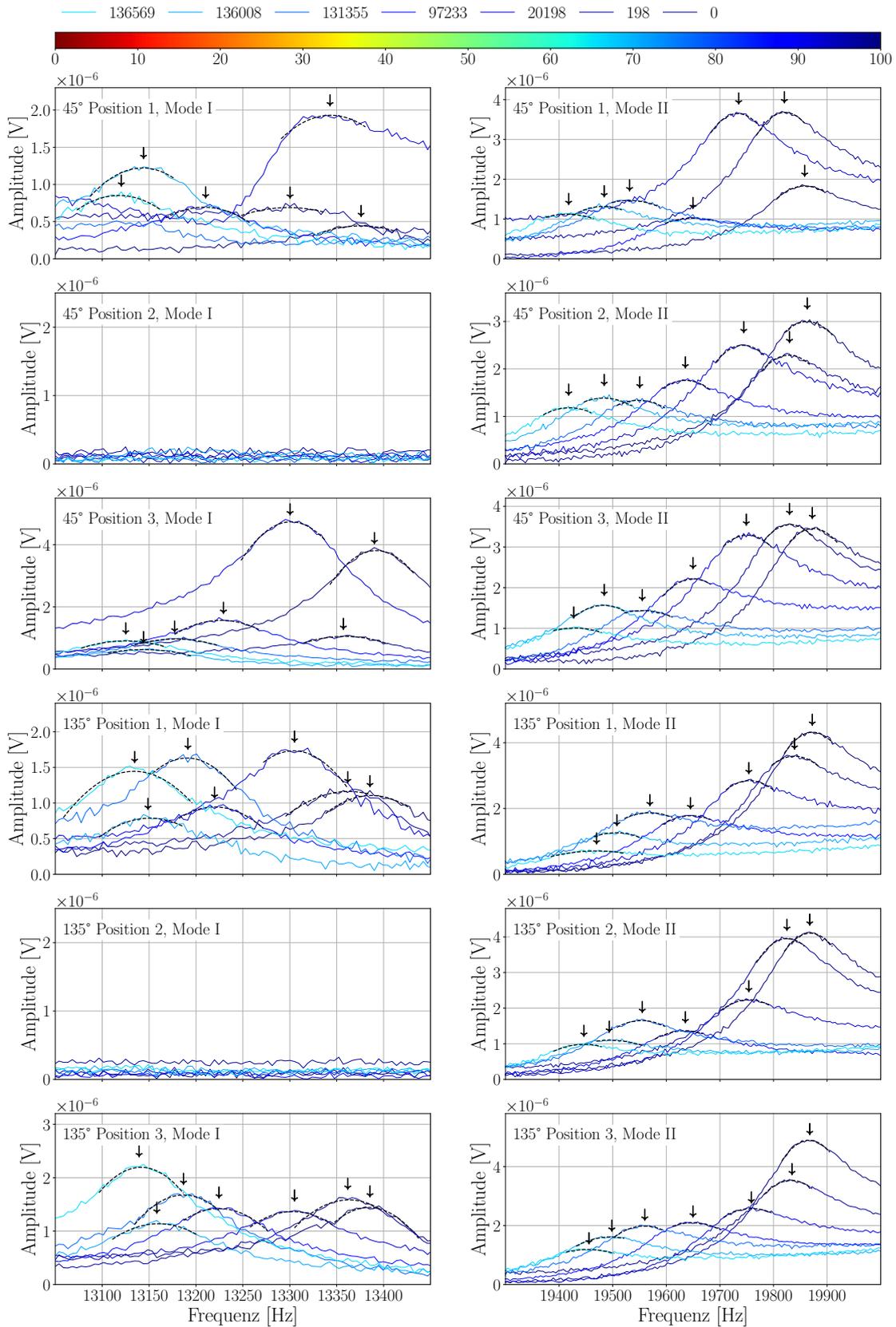


Abbildung J.2.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU306-U

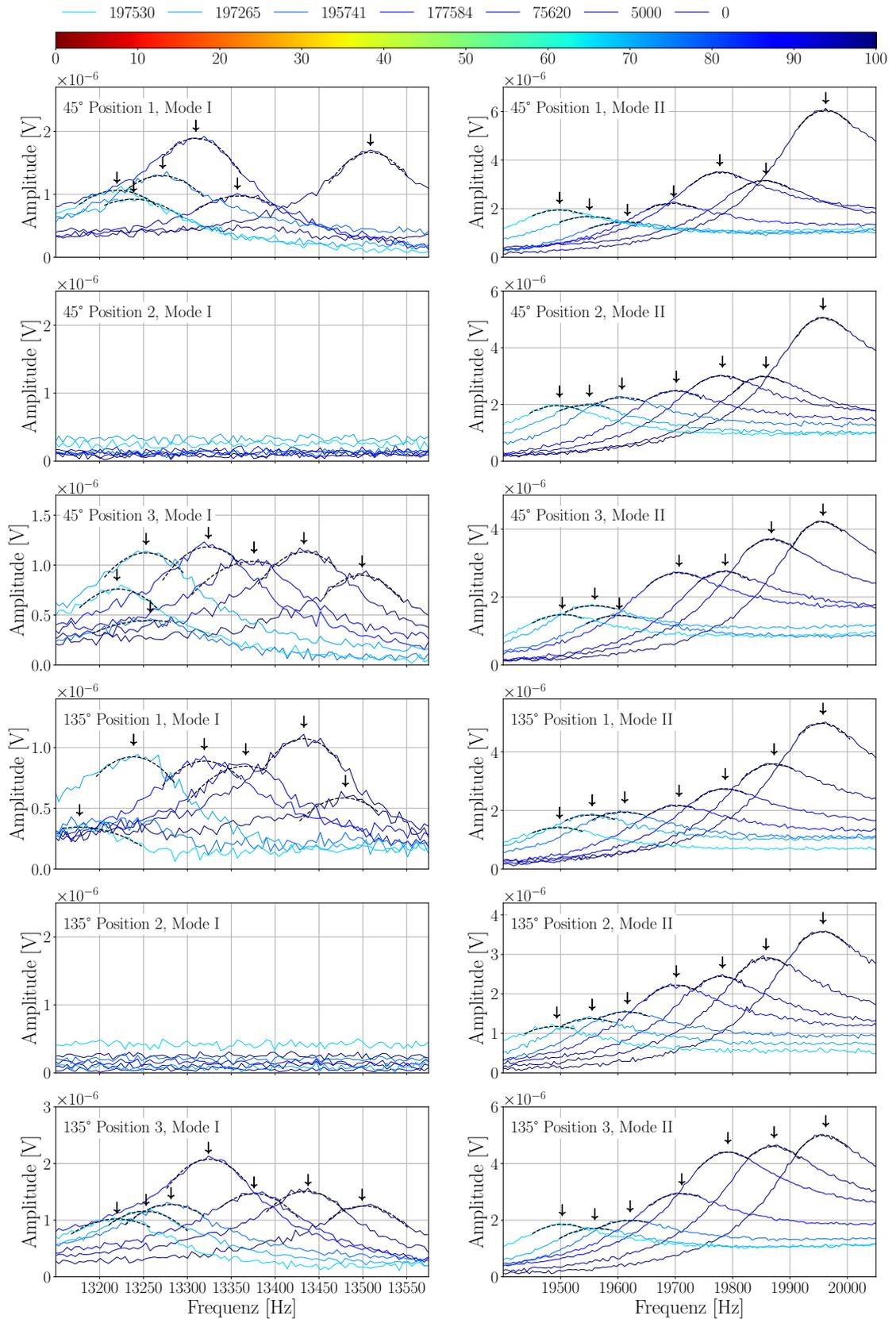


Abbildung J.3.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU308-U

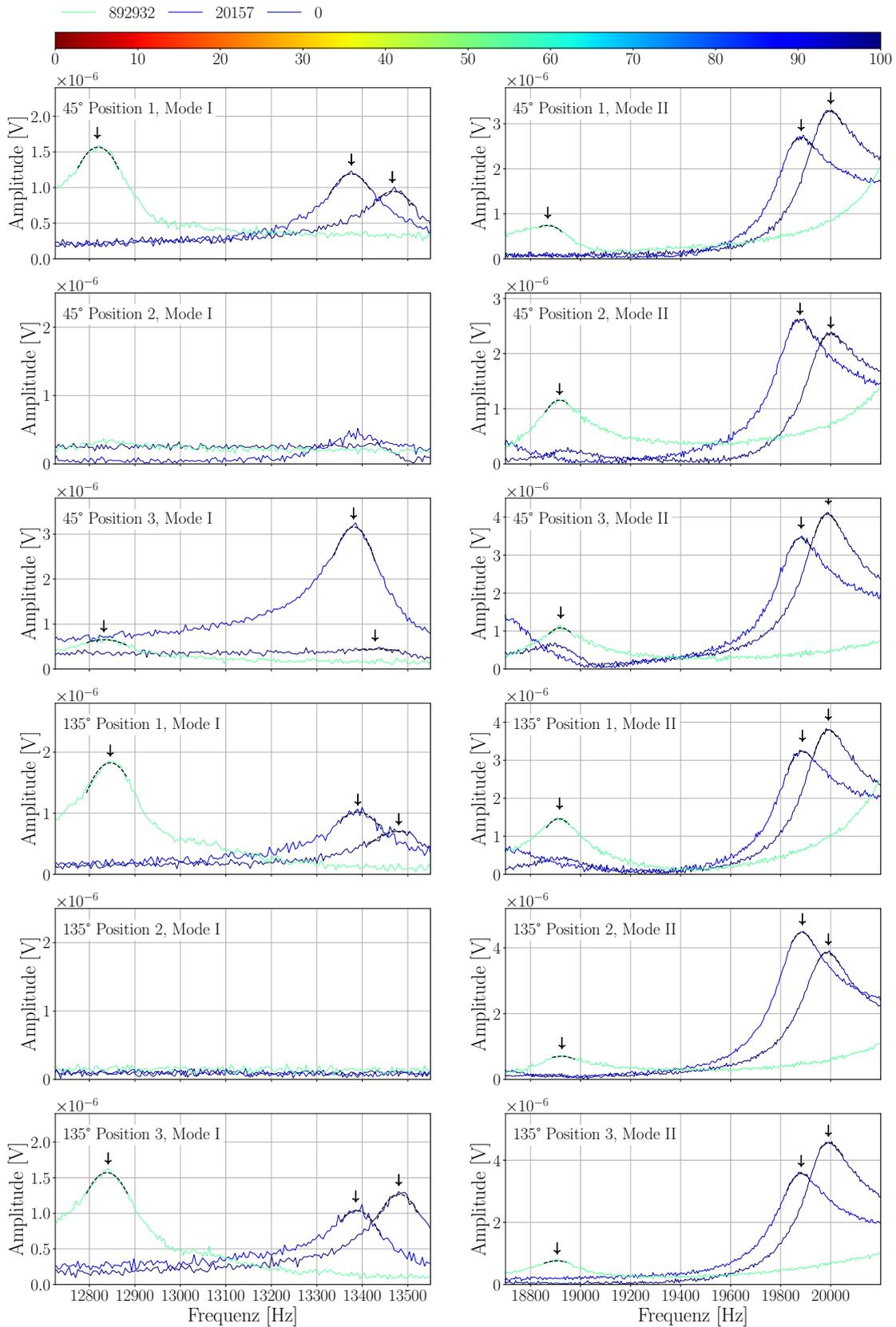


Abbildung J.4.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU309-U

J. Ultraschalleigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

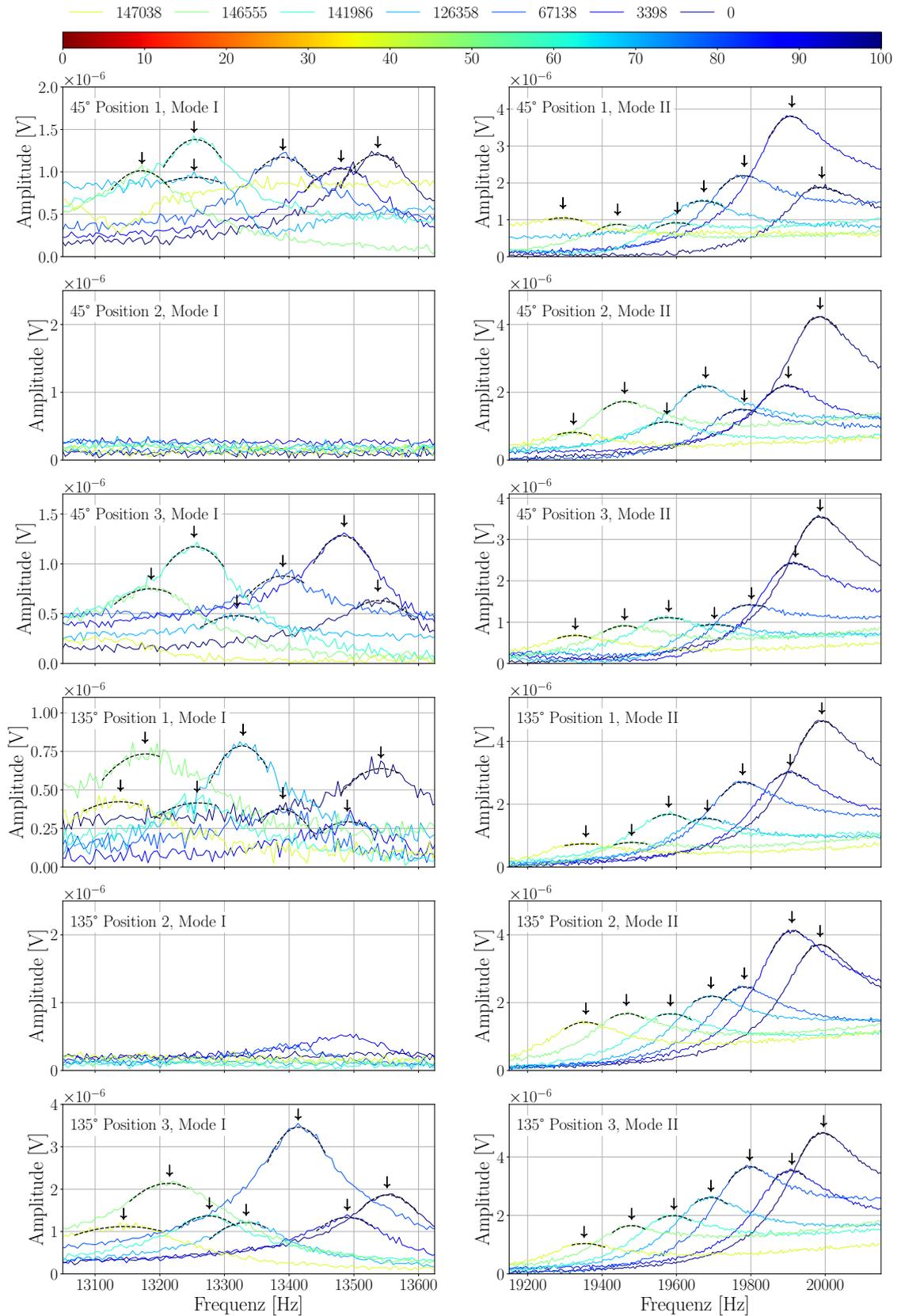


Abbildung J.5.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU311-U

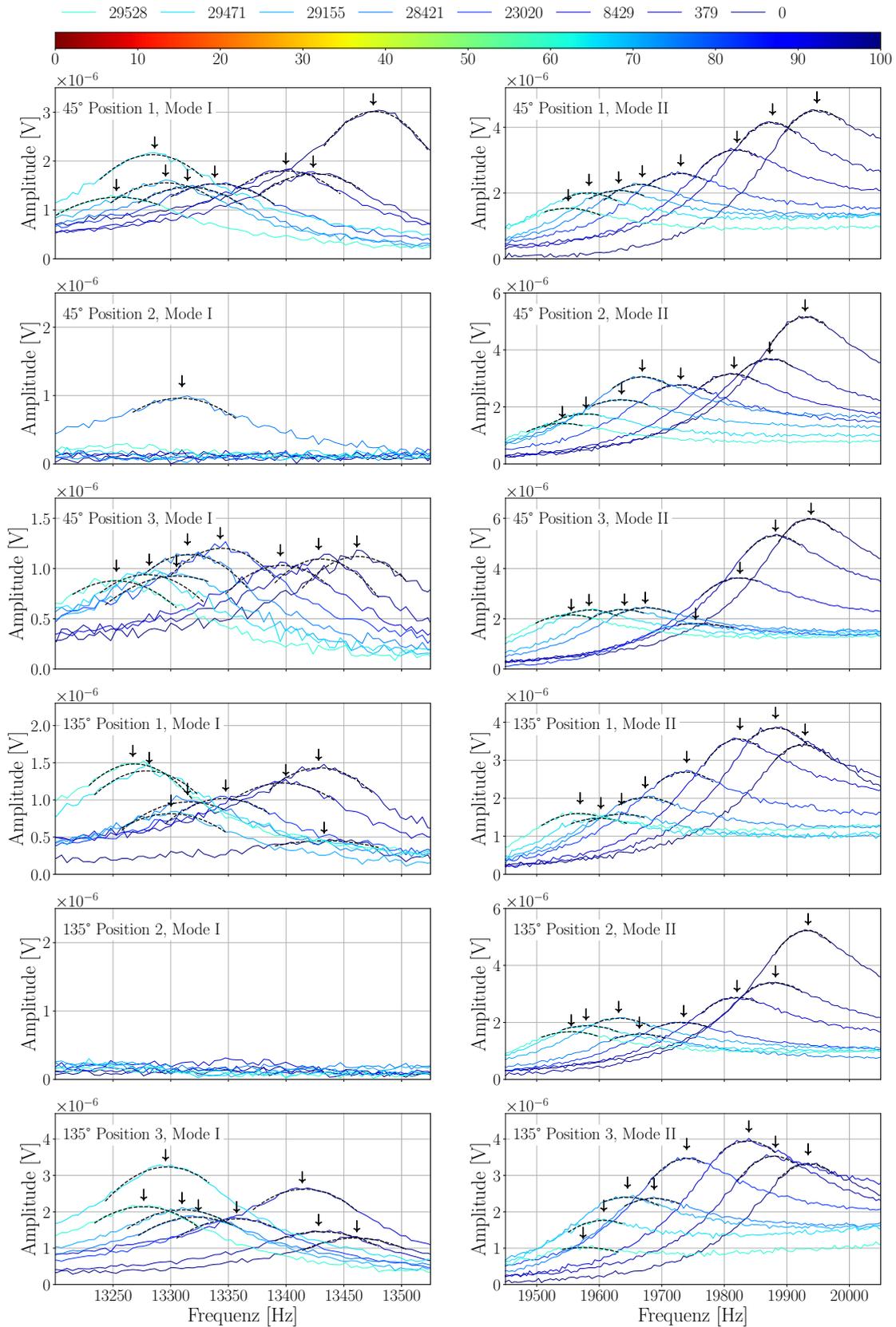


Abbildung J.6.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU312-U

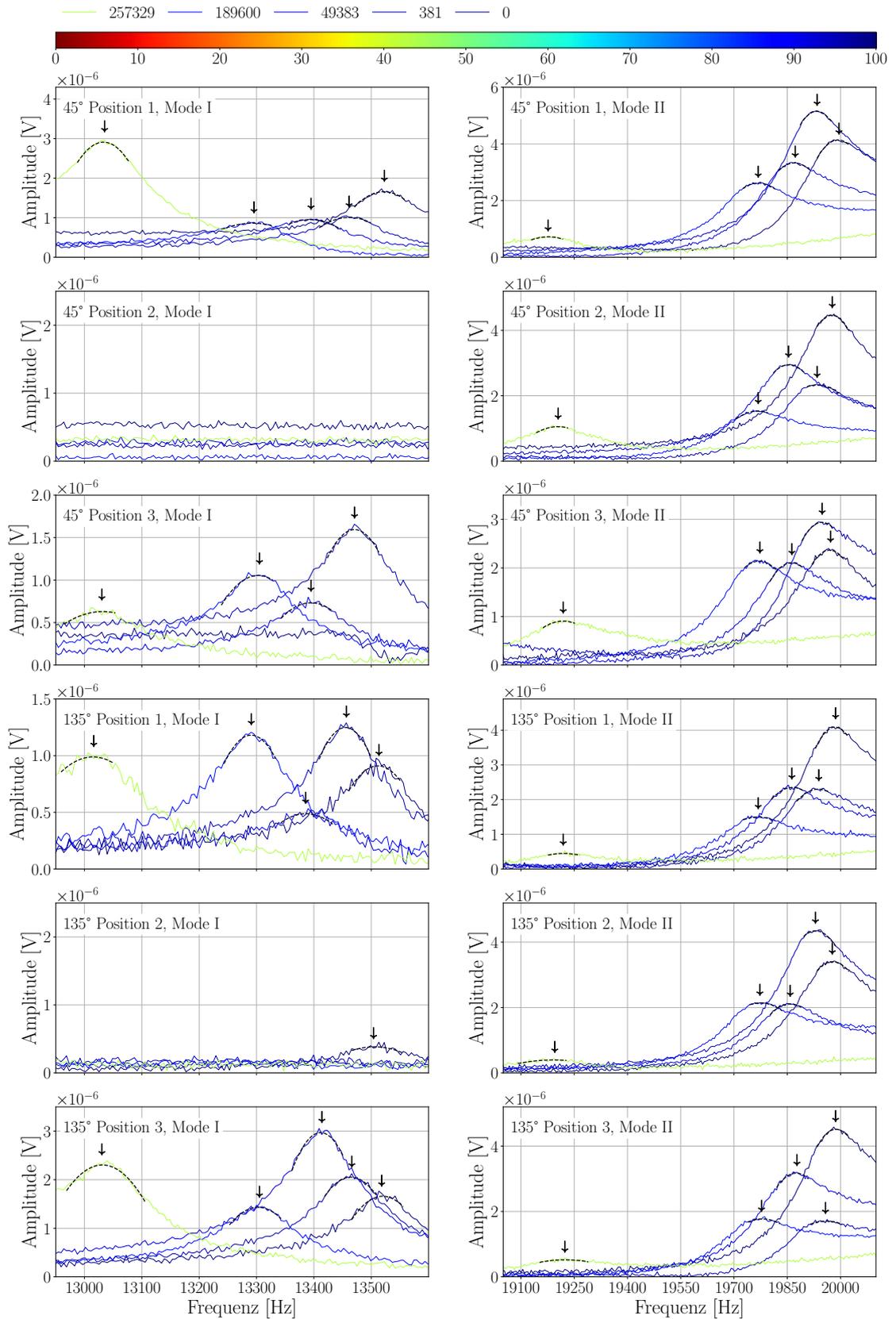


Abbildung J.7.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU313-U

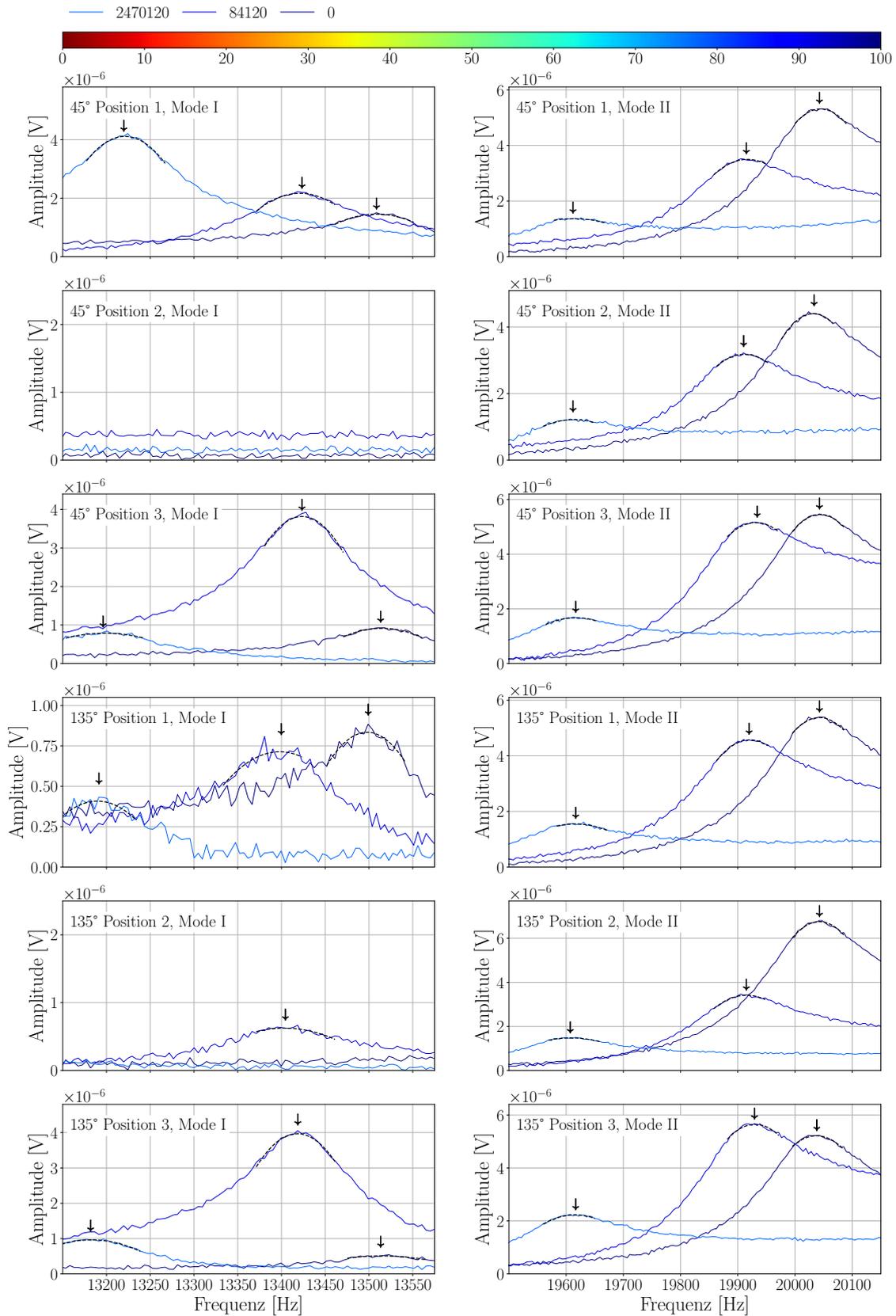


Abbildung J.8.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU316-U

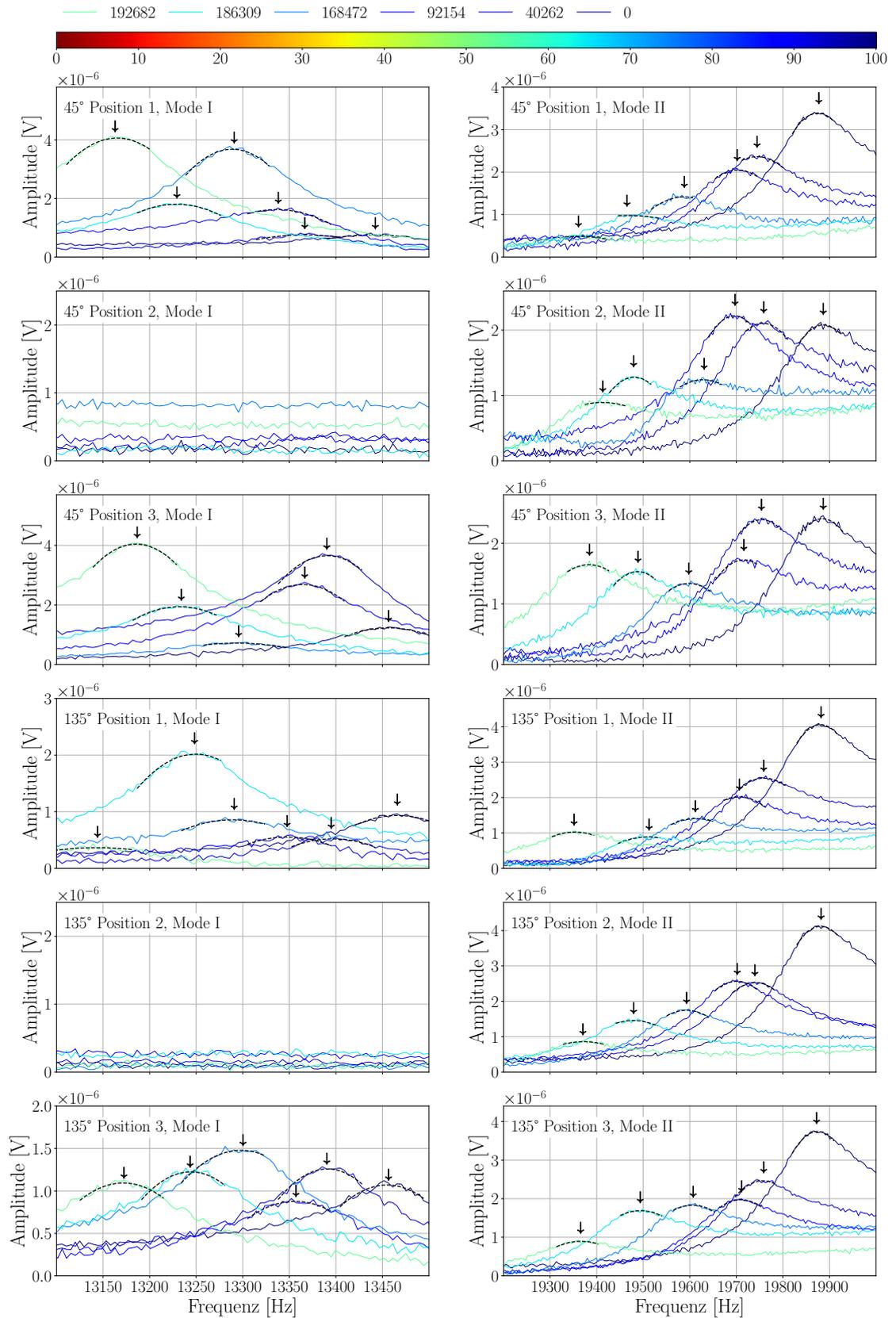


Abbildung J.9.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU317-U

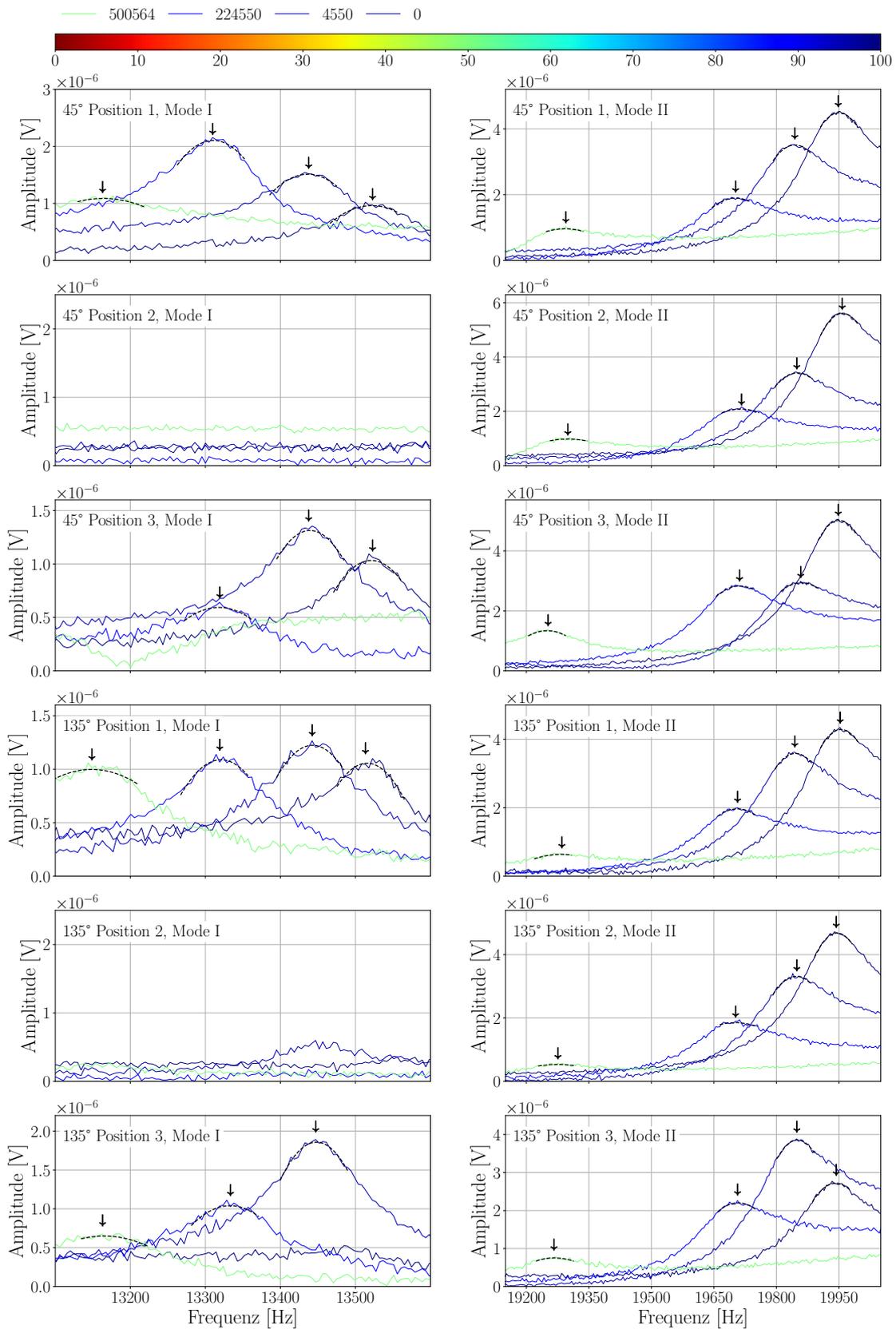


Abbildung J.10.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU319-U

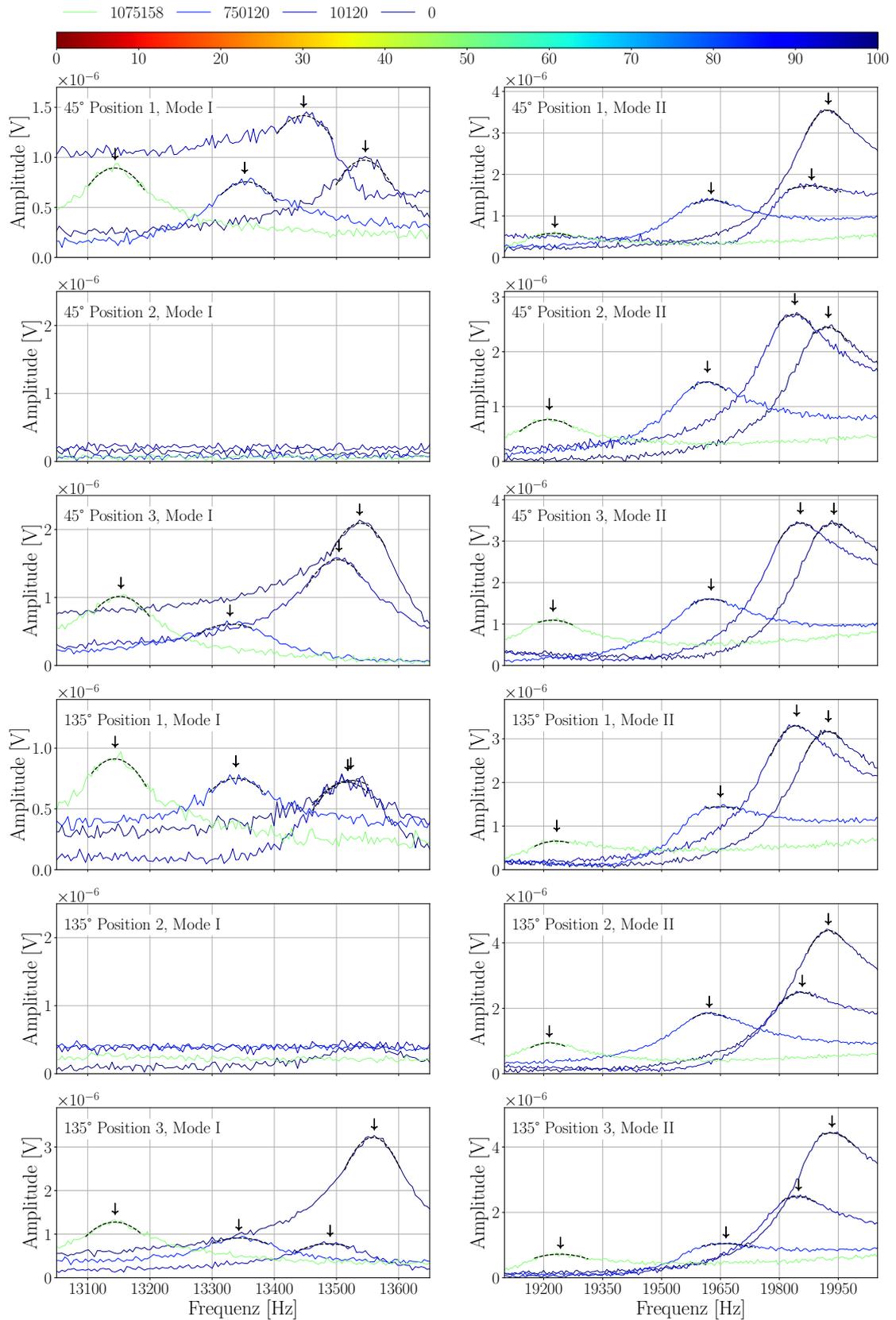


Abbildung J.11.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU322-U

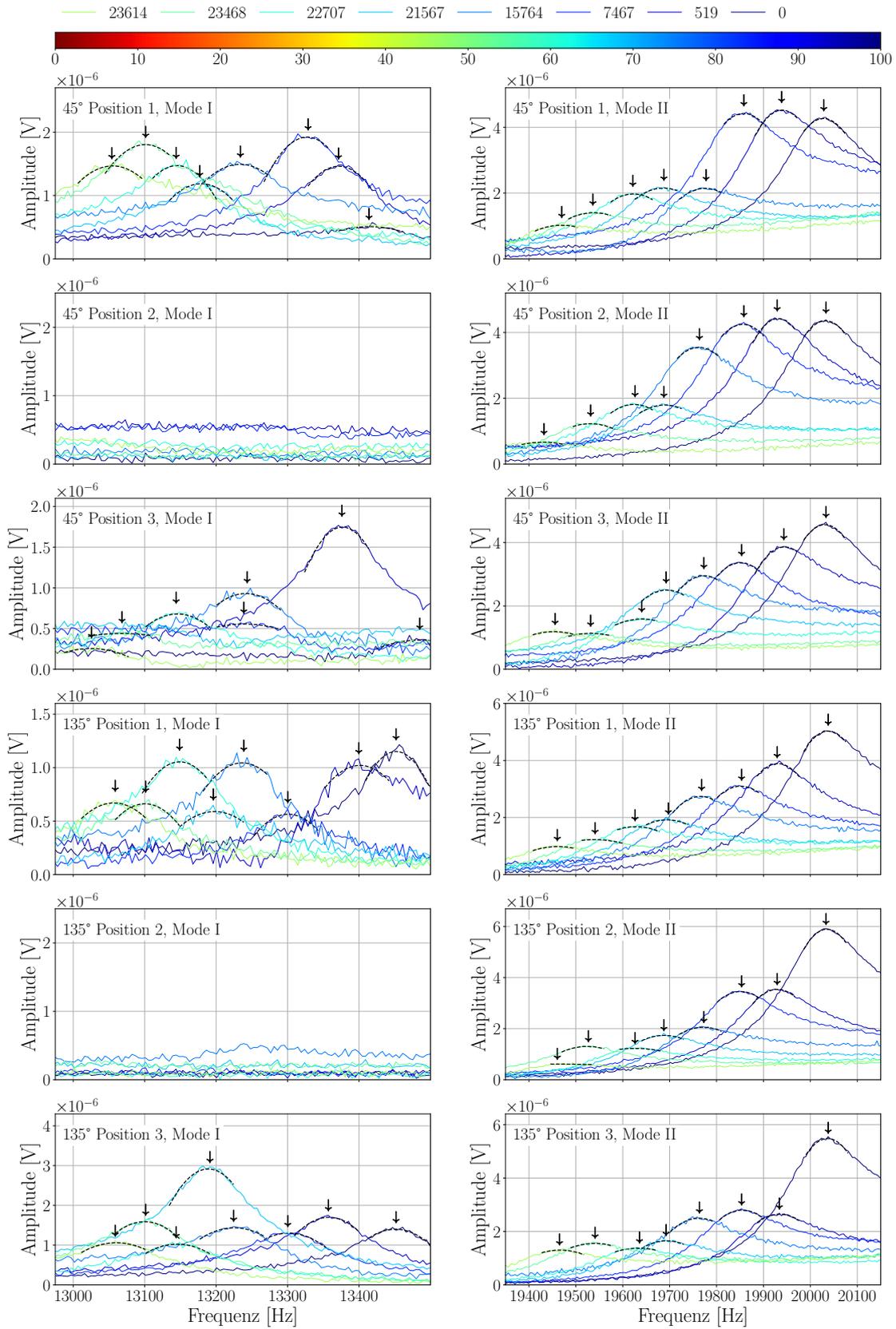


Abbildung J.12.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU329-U

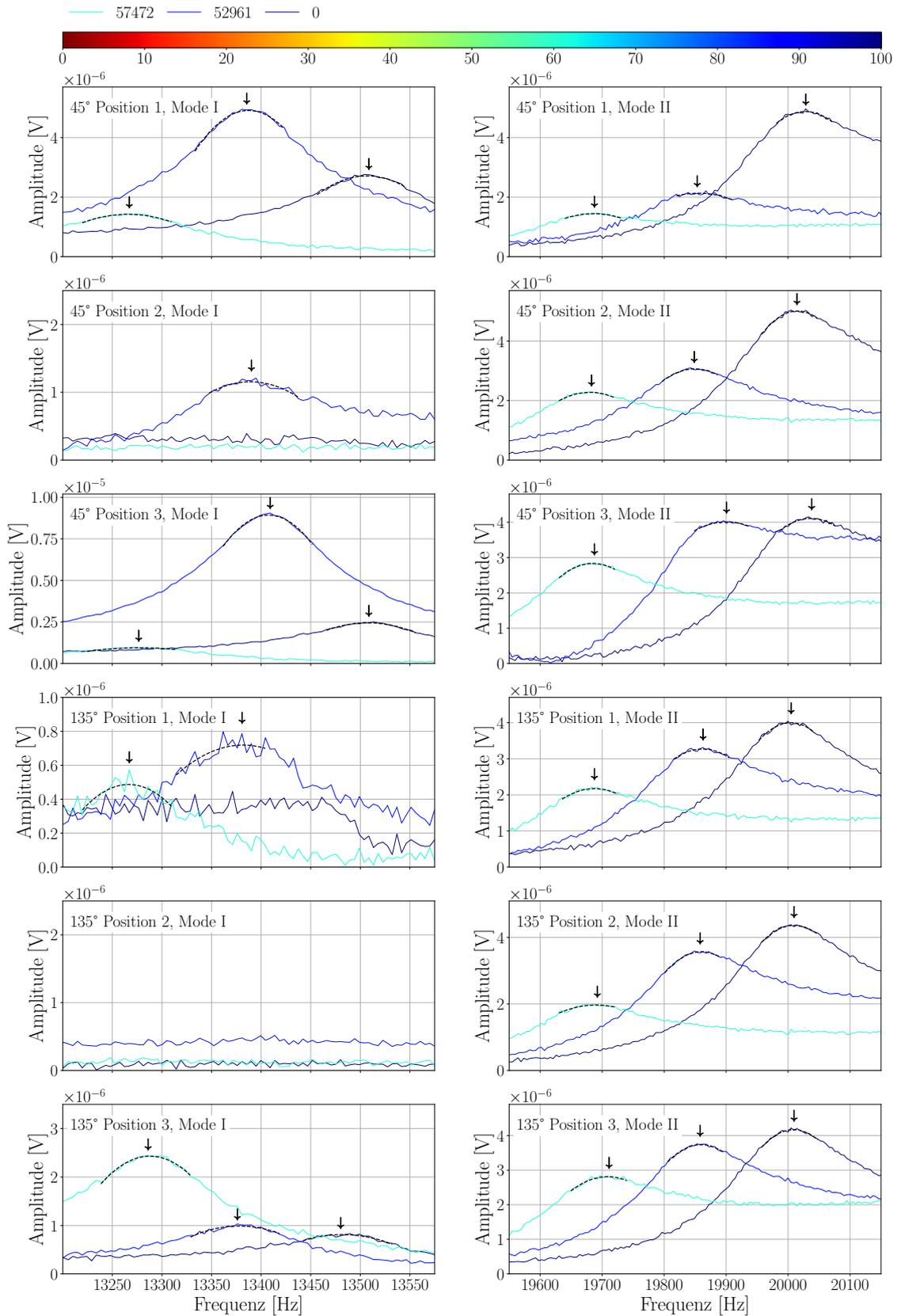


Abbildung J.13.: Ergebnisse Ultraschalleigenfrequenzverfahren Probekörper TU330-U

K. Ergebnisse des Eigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 1

Die Abbildungen K.1 bis K.9 zeigen die mithilfe der Methode M1 des Eigenfrequenzverfahrens ermittelten Versuchsergebnisse für die Unterscheiben der Betonrezeptur 1. Im oberen Teil der Abbildungen sind jeweils die vom verwendeten Nahfeldmikrofon messtechnisch festgehaltenen Frequenzspektren im Bereich der Eigenmode II abgebildet. Für die Darstellung der Spektren selbst sowie für deren Auswertung wurden die Darstellungsform bzw. das Vorgehen gewählt, welche zu Beginn des Anhangs H beschrieben werden. Im mittleren Teil der Abbildungen sind die mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens ermittelten Eigenfrequenzen denen des Eigenfrequenzverfahrens mit der Messmethode M1 gegenübergestellt. Für die Darstellung des Eigenfrequenzverhältnisses wurden Kreuze gewählt, deren farbliche Kodierung der der Frequenzspektren entspricht. Eine diagonale und gestrichelte Linie kennzeichnet dabei jeweils ein Verhältnis der Eigenfrequenzen von Eins. Im unteren Teil der Abbildungen findet sich die jeweilige relative Abweichung der Eigenfrequenzen des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens zu denen des Eigenfrequenzverfahrens mit der Messmethode M1. Anhand der Schraffuren der Balken lassen sich die auf den sechs Messpositionen des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens bestimmten Abweichungen zuweisen. Die Balken wurden entsprechend der Anzahl an Messpositionen gruppiert dargestellt, sodass sich die Anzahl an Balkengruppen entsprechend der Anzahl an Messungen der Eigenfrequenzen mithilfe des Eigenfrequenzverfahrens ergibt. Für den Fall, dass entweder mit dem Ultraschalleigenfrequenz- oder mit dem Eigenfrequenzverfahren keine Eigenfrequenzen bestimmt werden konnten, fehlen diese Daten in den Teilen der nachfolgenden Abbildungen.

K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

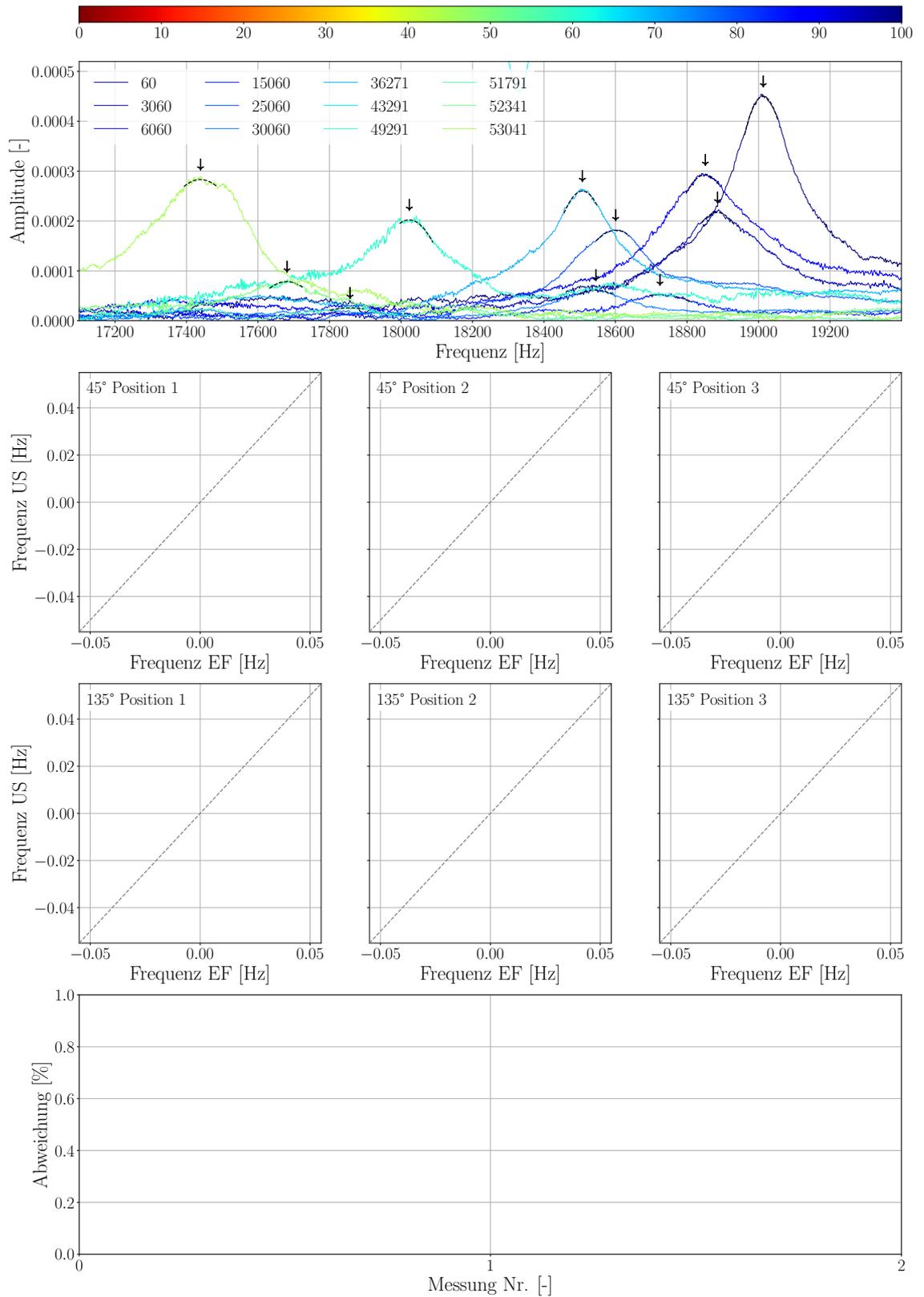


Abbildung K.1.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU01-1

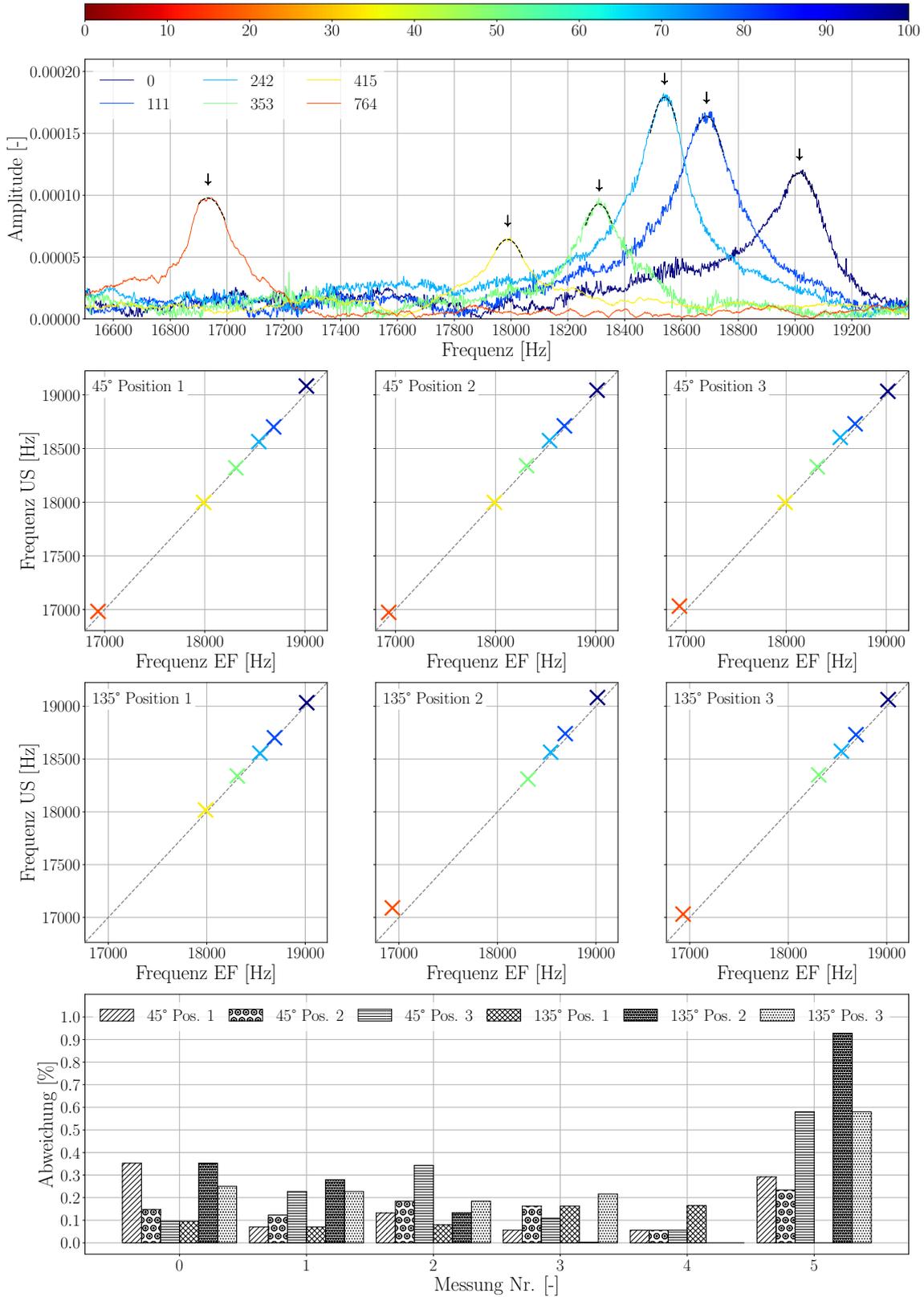


Abbildung K.2.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU03-1

K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

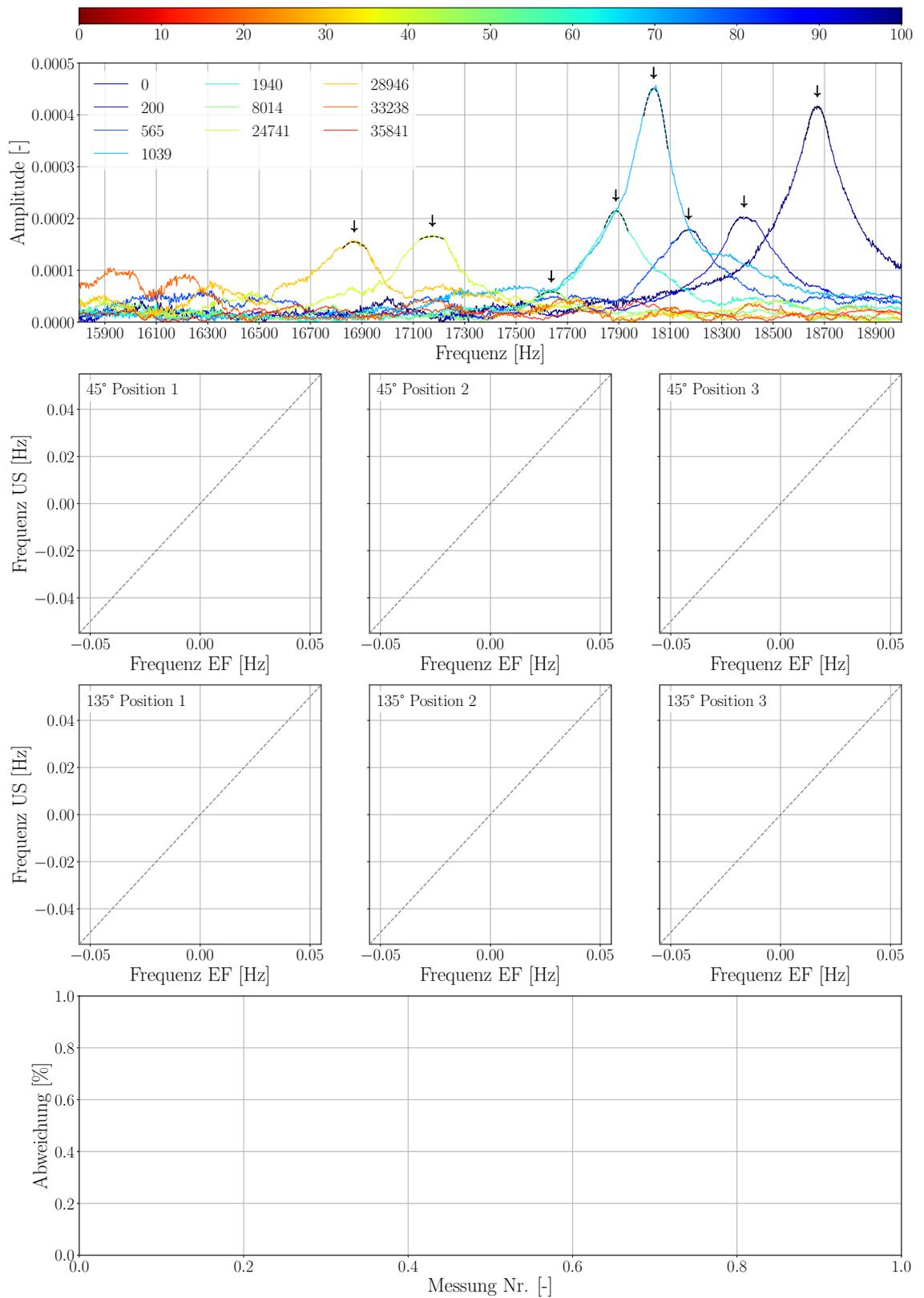


Abbildung K.3.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU05-1

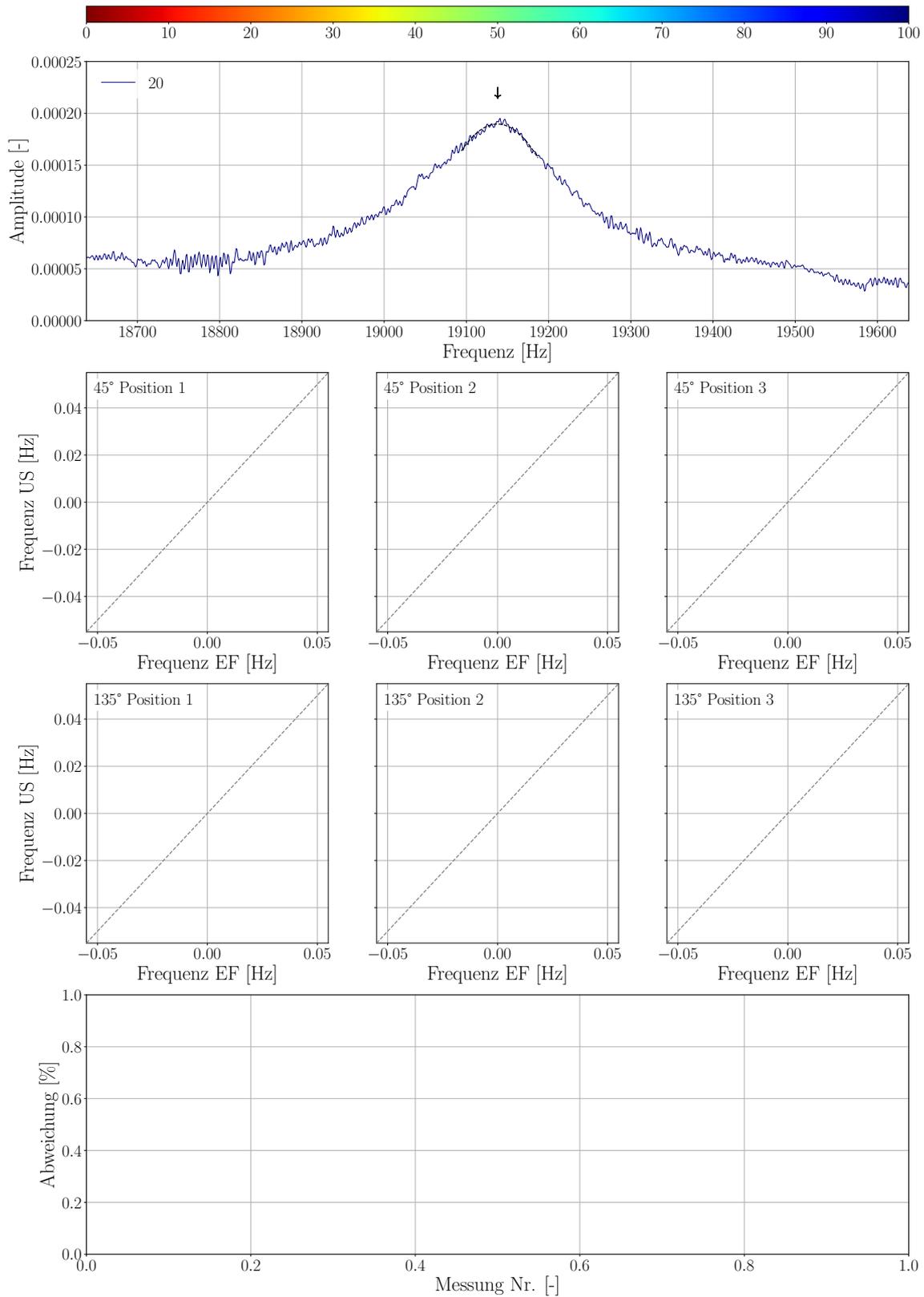


Abbildung K.4.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU09-1

K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

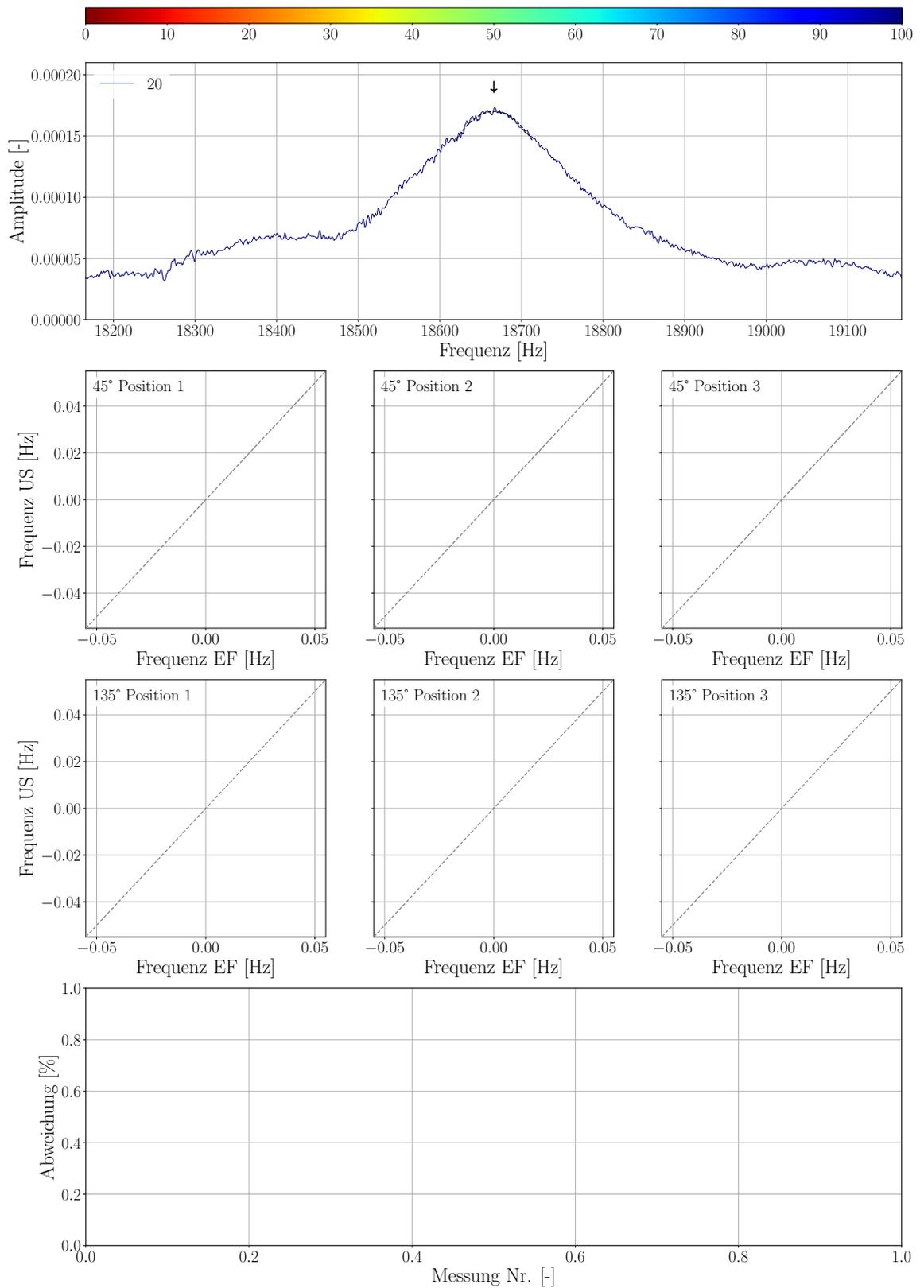


Abbildung K.5.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU10-1

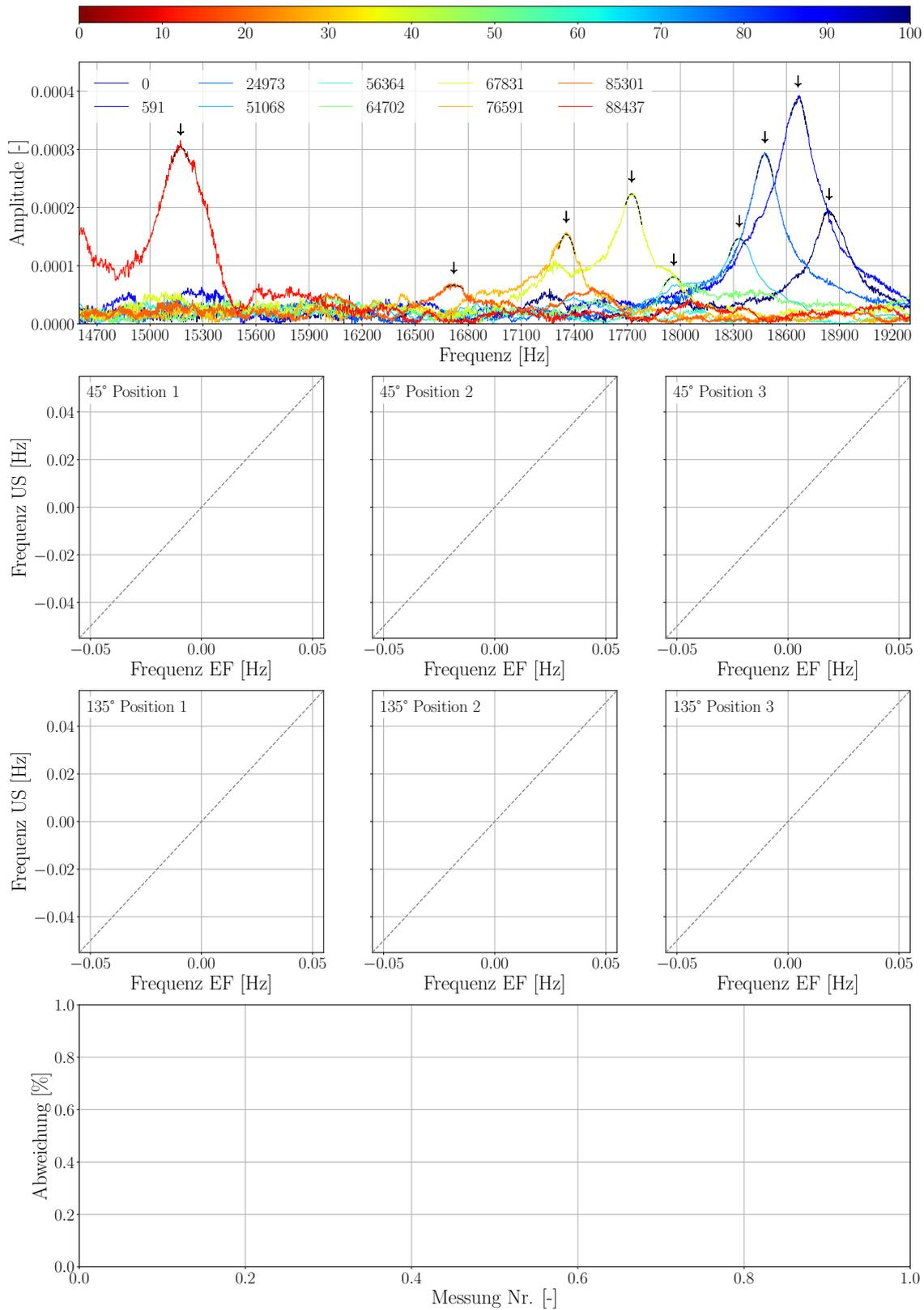


Abbildung K.6.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU14-1

K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

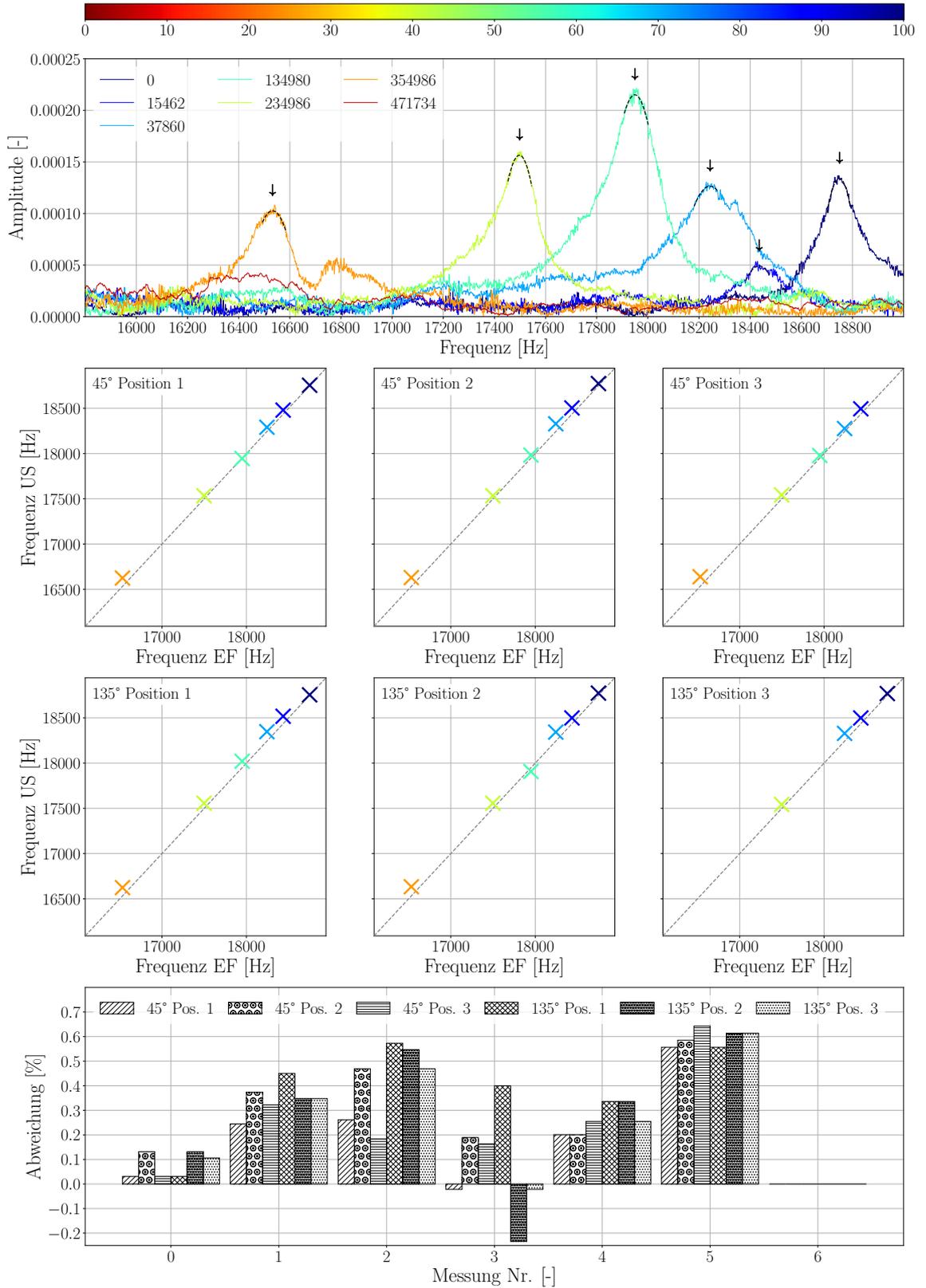


Abbildung K.7.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU17-1

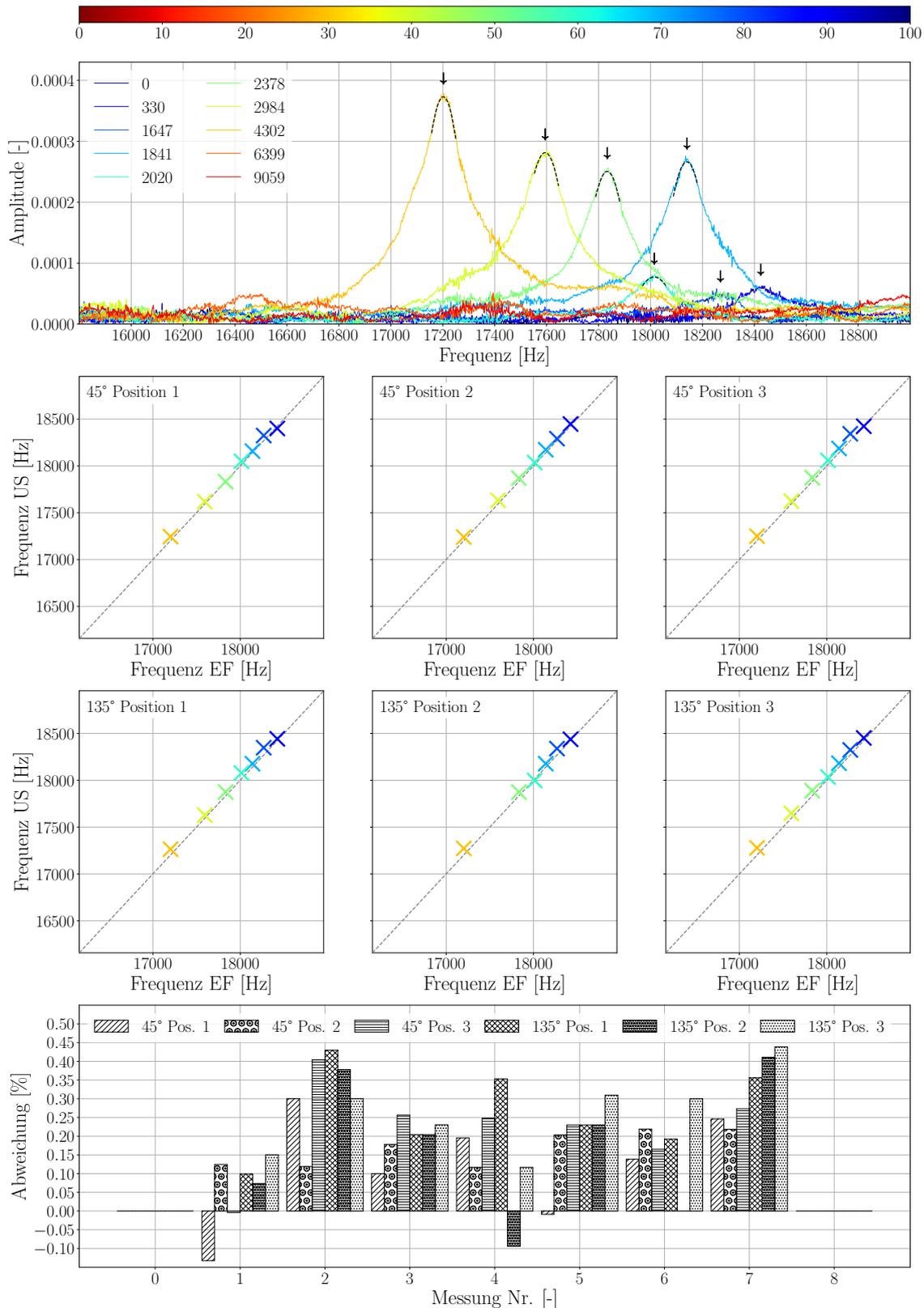


Abbildung K.8.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU20-1

K. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 1

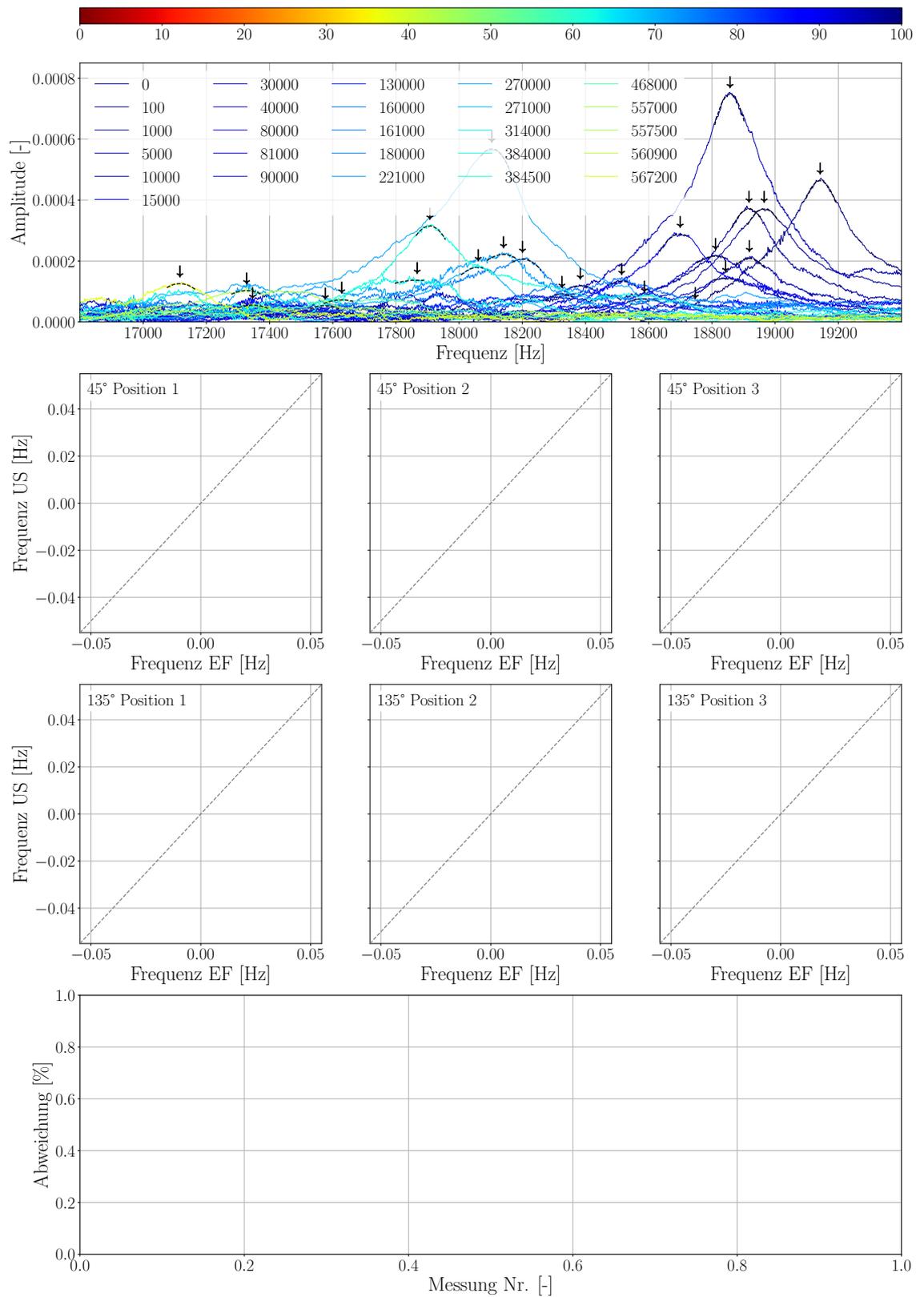


Abbildung K.9.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU27-1

L. Ergebnisse des Eigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 2

Die Abbildungen L.1 bis L.12 zeigen die mithilfe der Methode M1 des Eigenfrequenzverfahrens ermittelten Versuchsergebnisse für die Unterscheiben der Betonrezeptur 2. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs K.

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

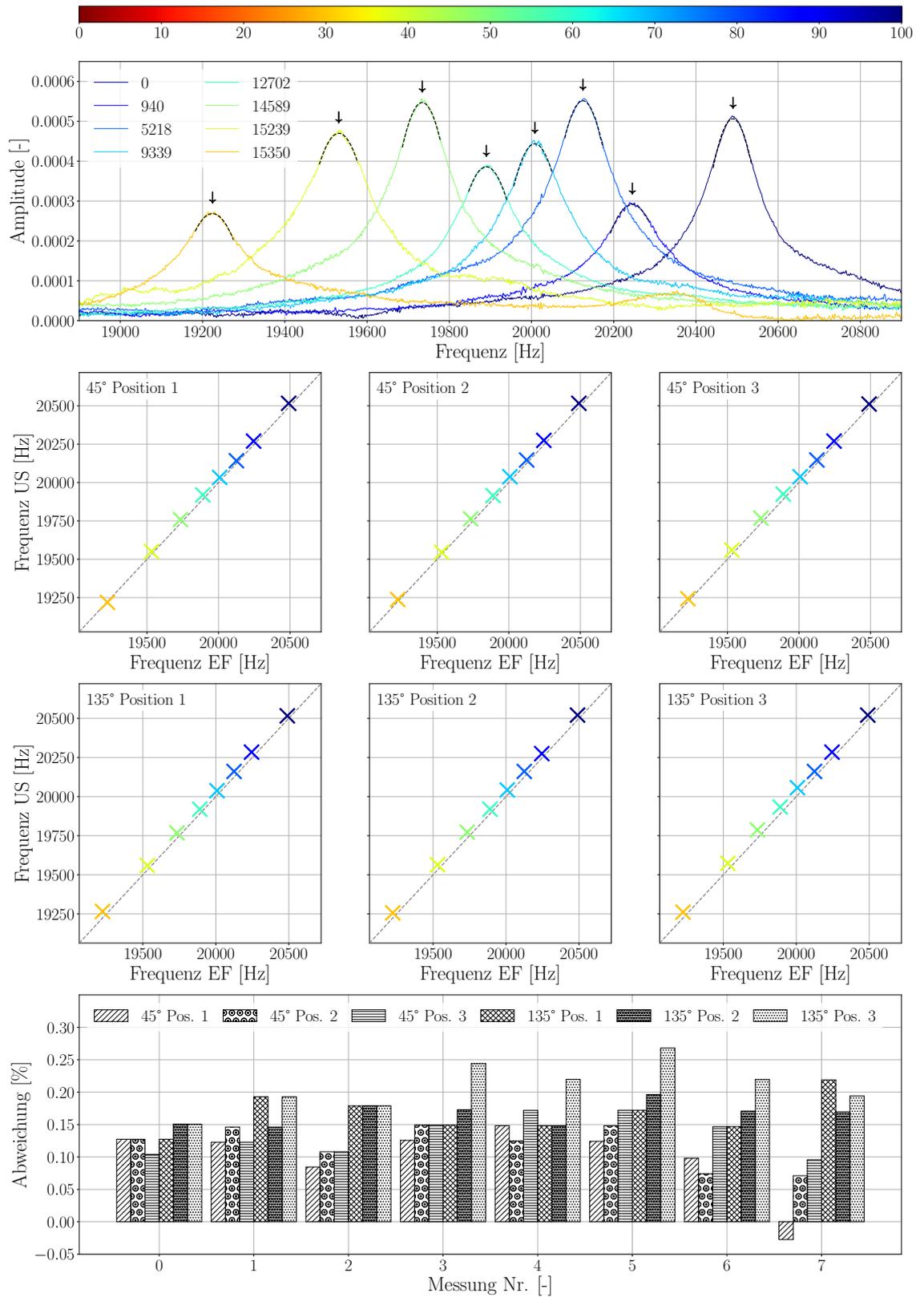


Abbildung L.1.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU202-U

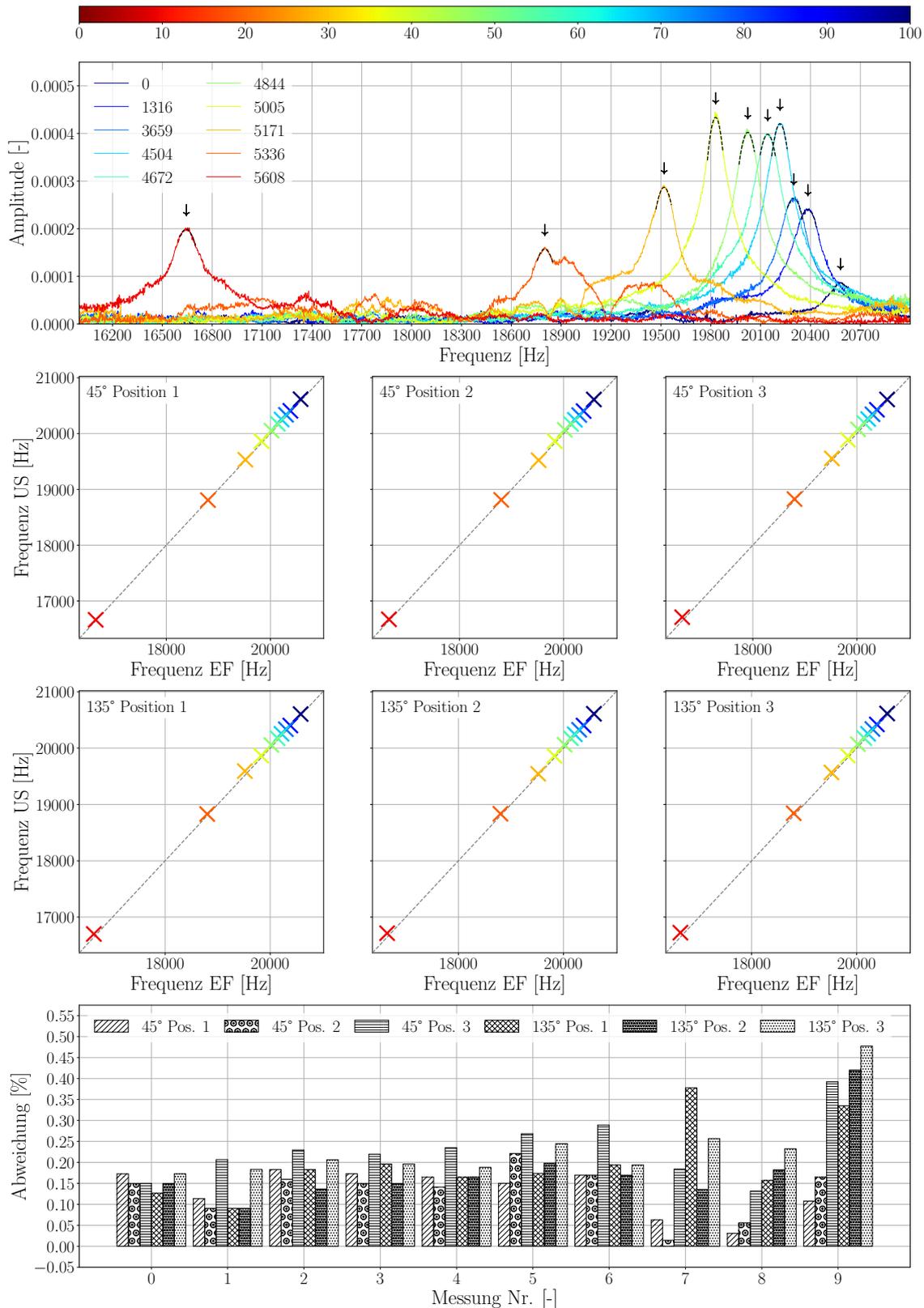


Abbildung L.2.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU204-U

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

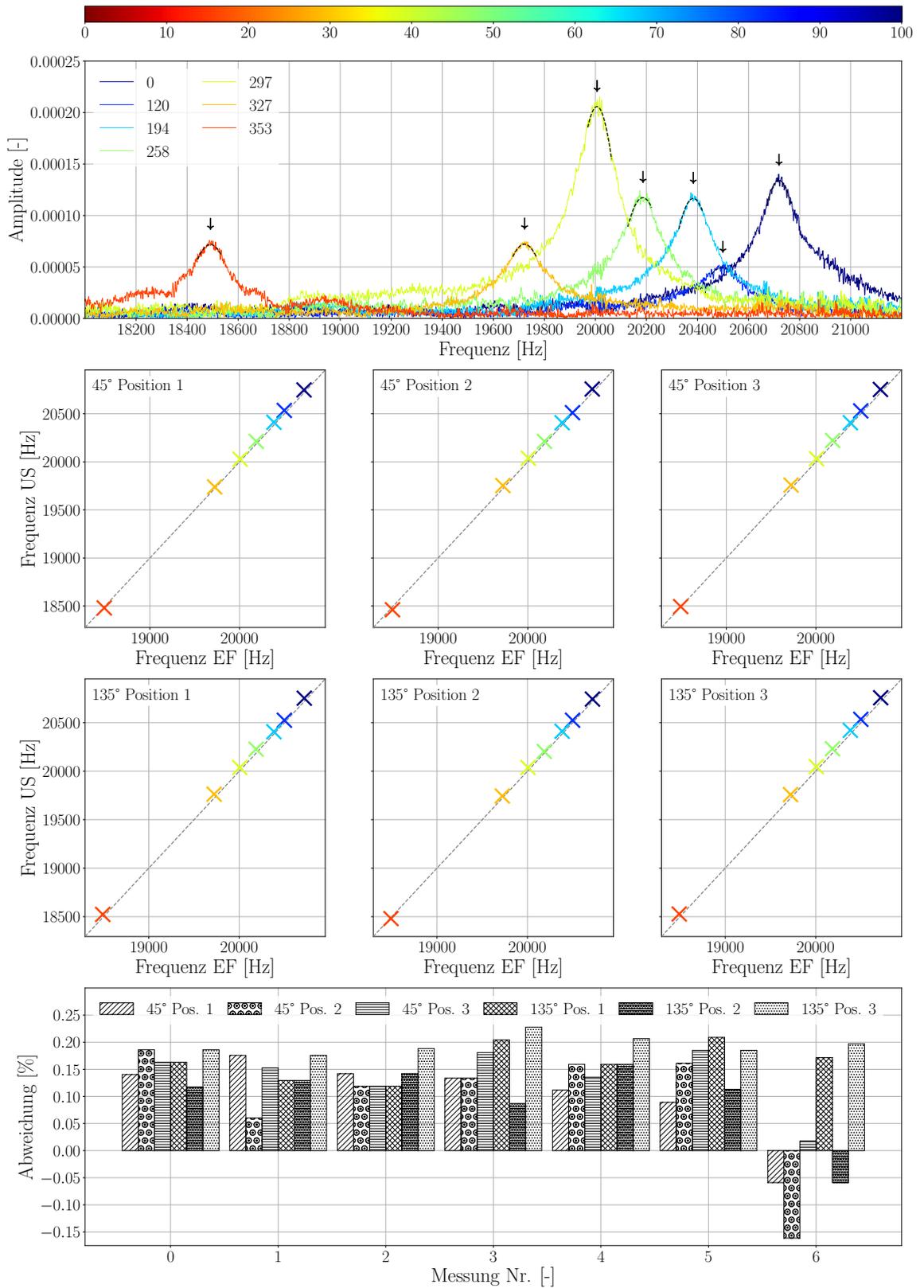


Abbildung L.3.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU206-U

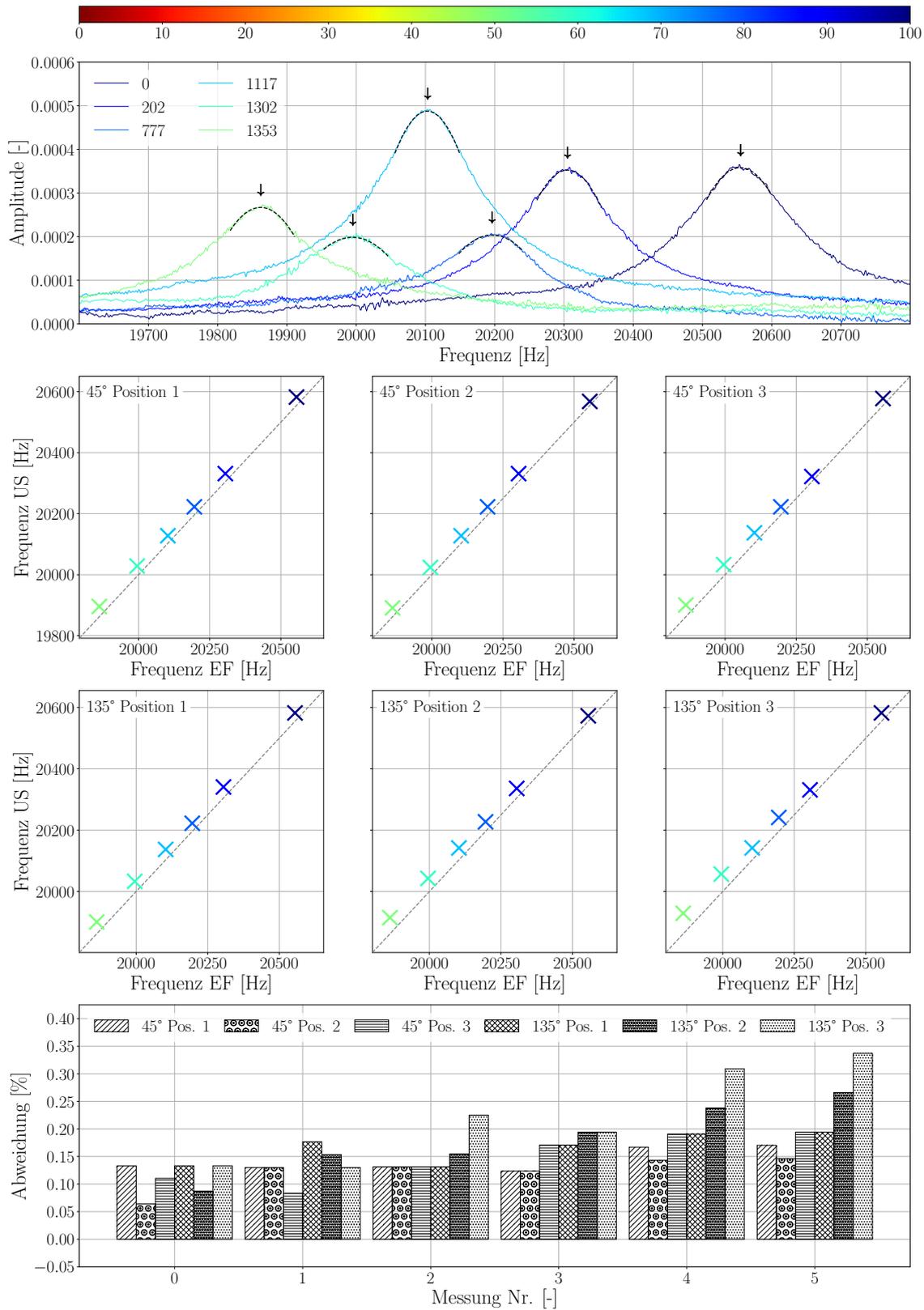


Abbildung L.4.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU207-U

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

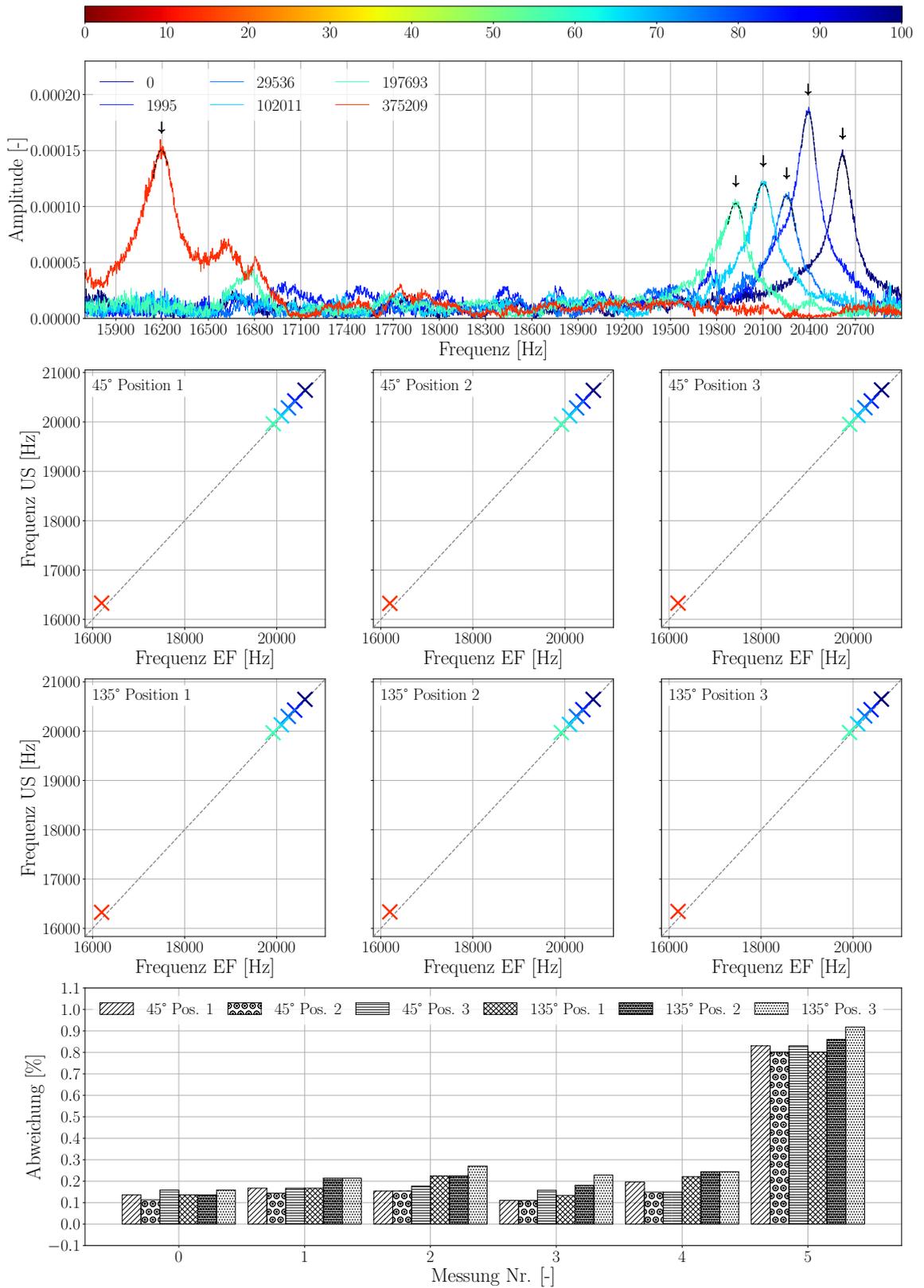


Abbildung L.5.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU208-U

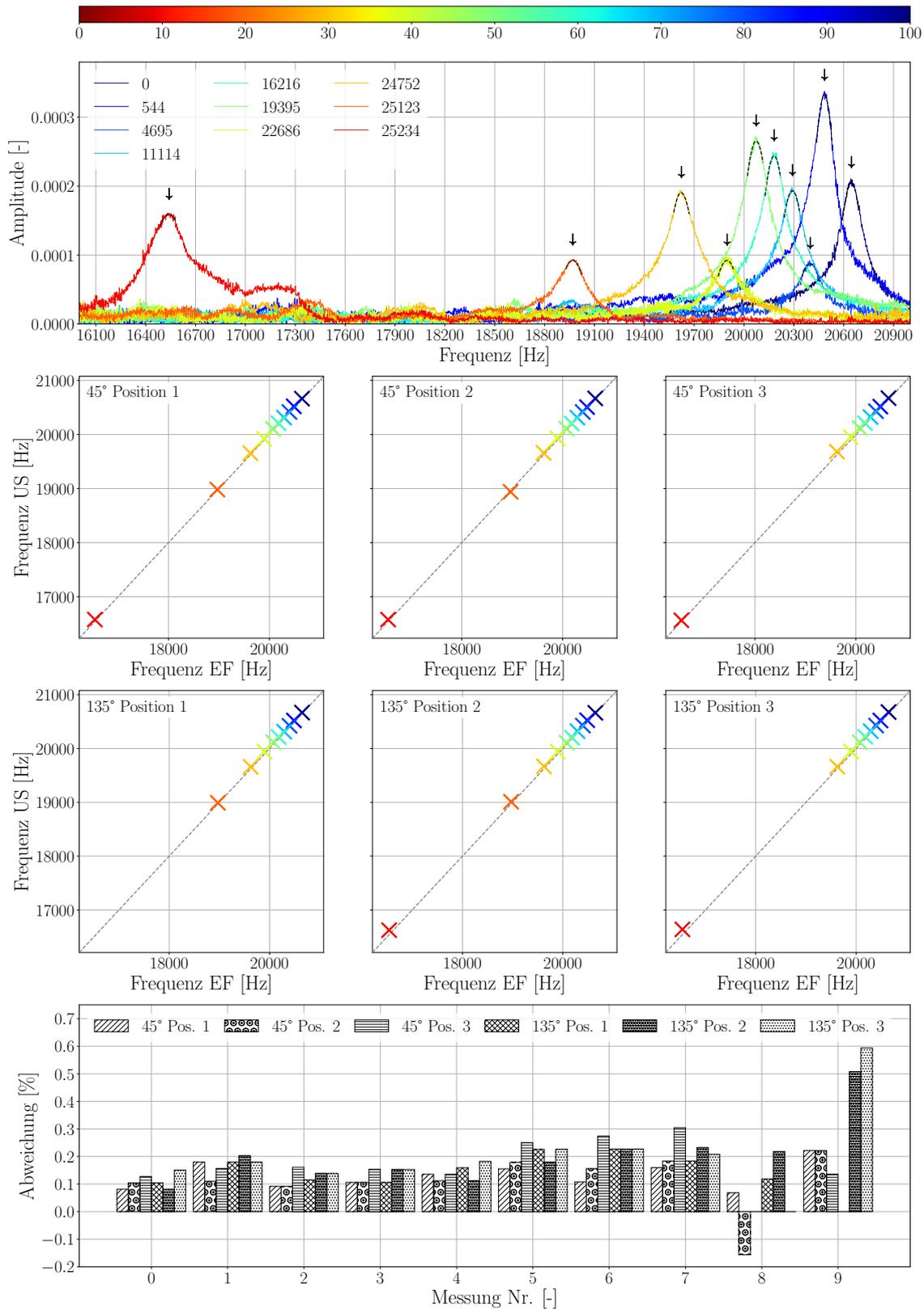


Abbildung L.6.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU216-U

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

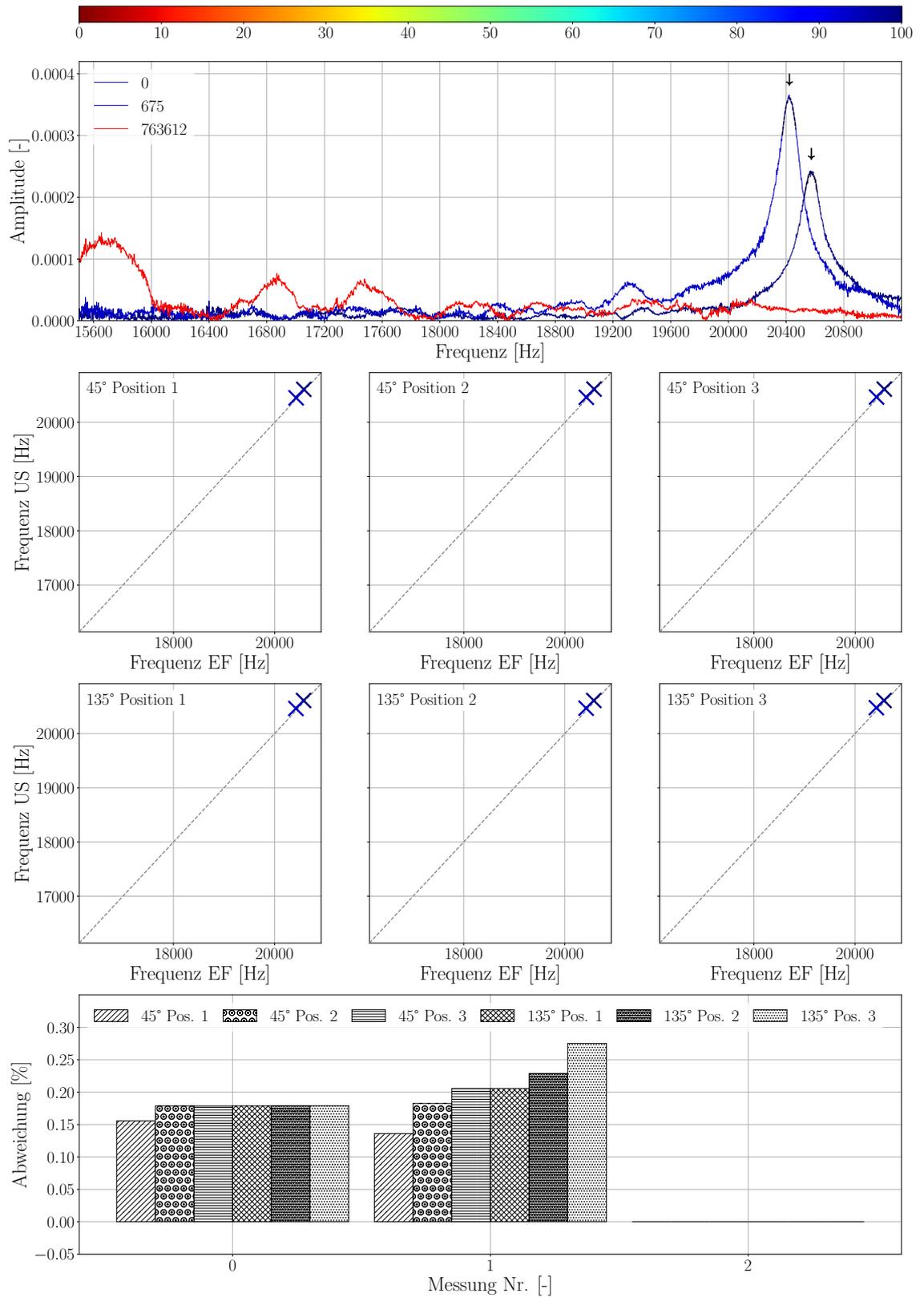


Abbildung L.7.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU218-U

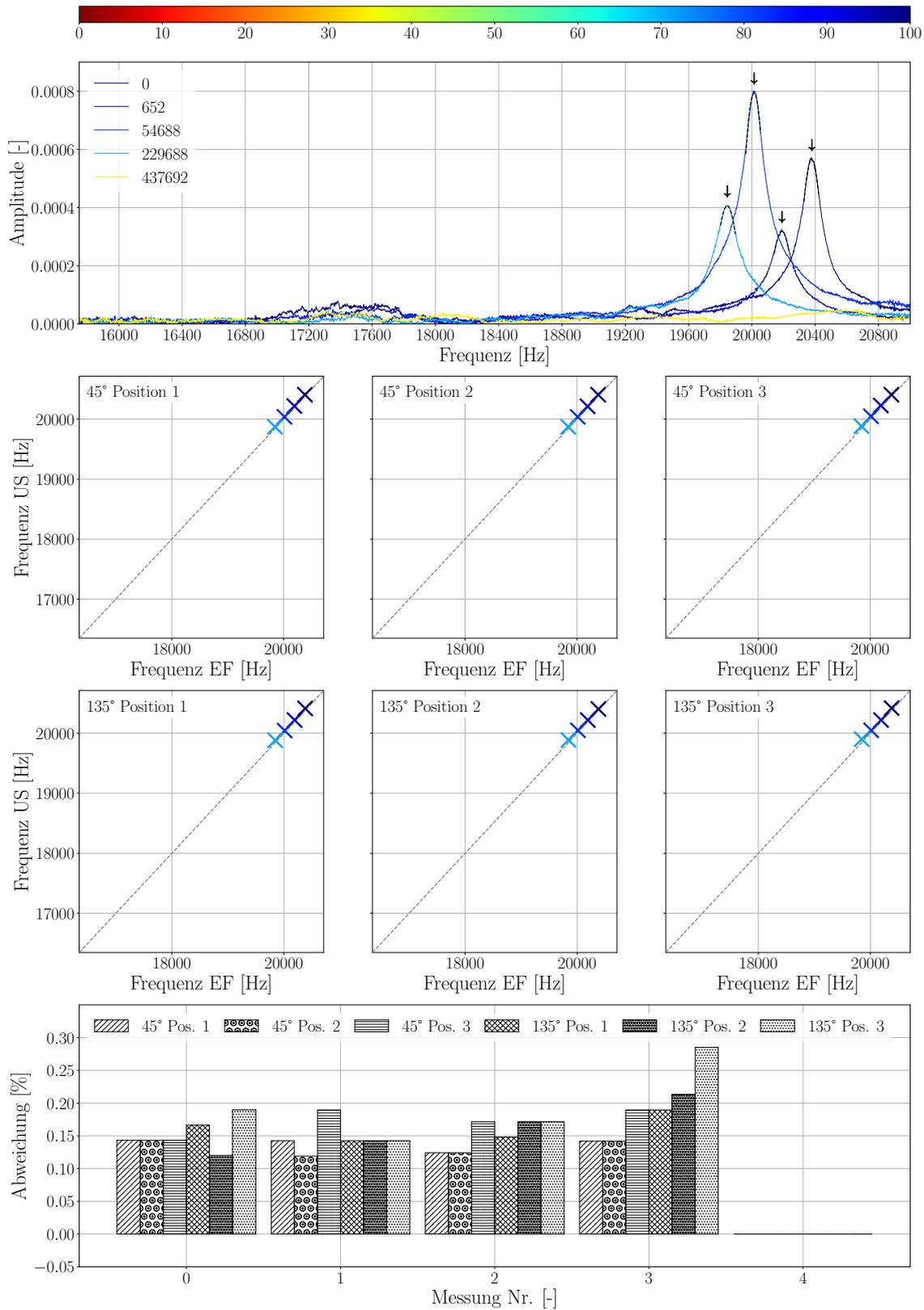


Abbildung L.8.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU220-U

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

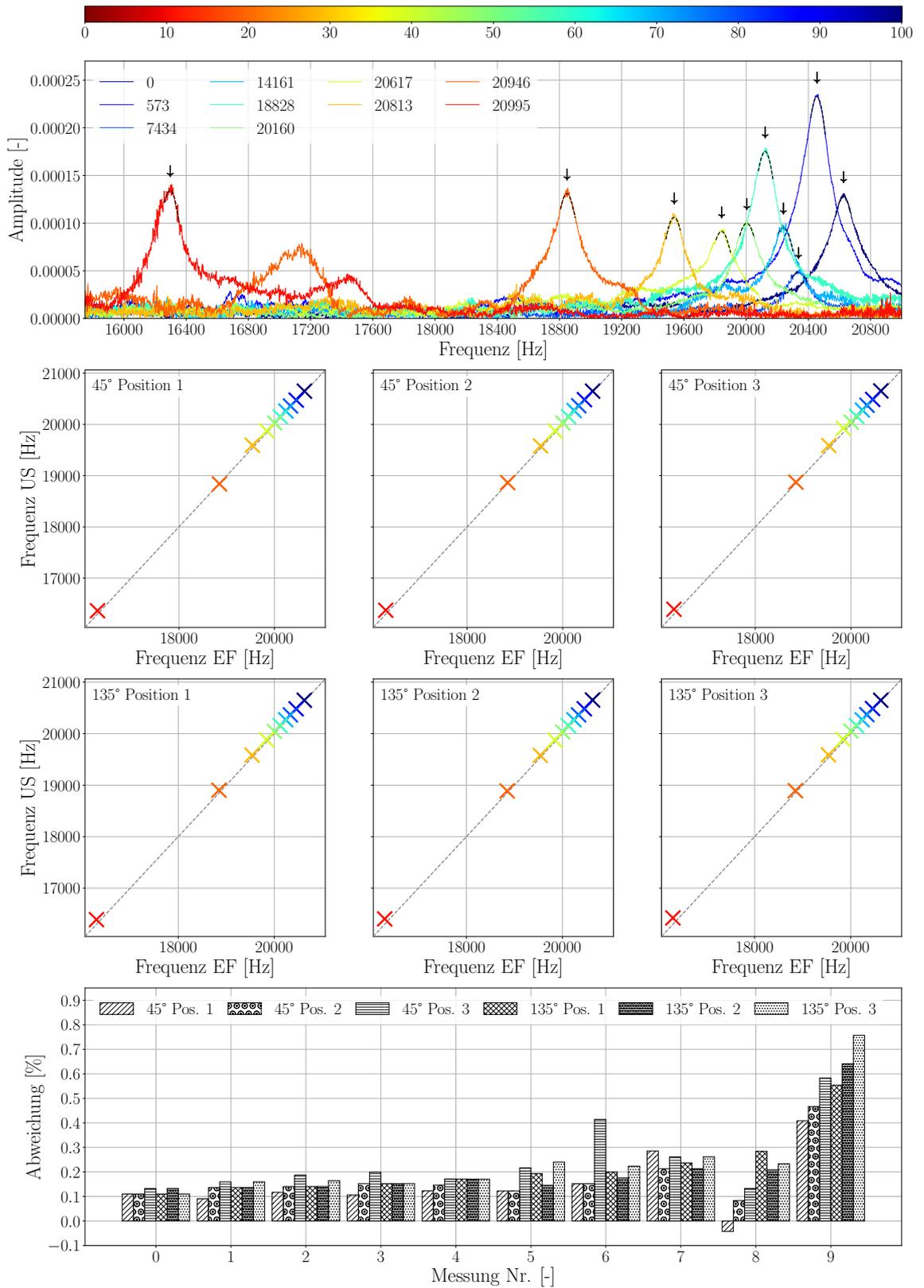


Abbildung L.9.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU221-U

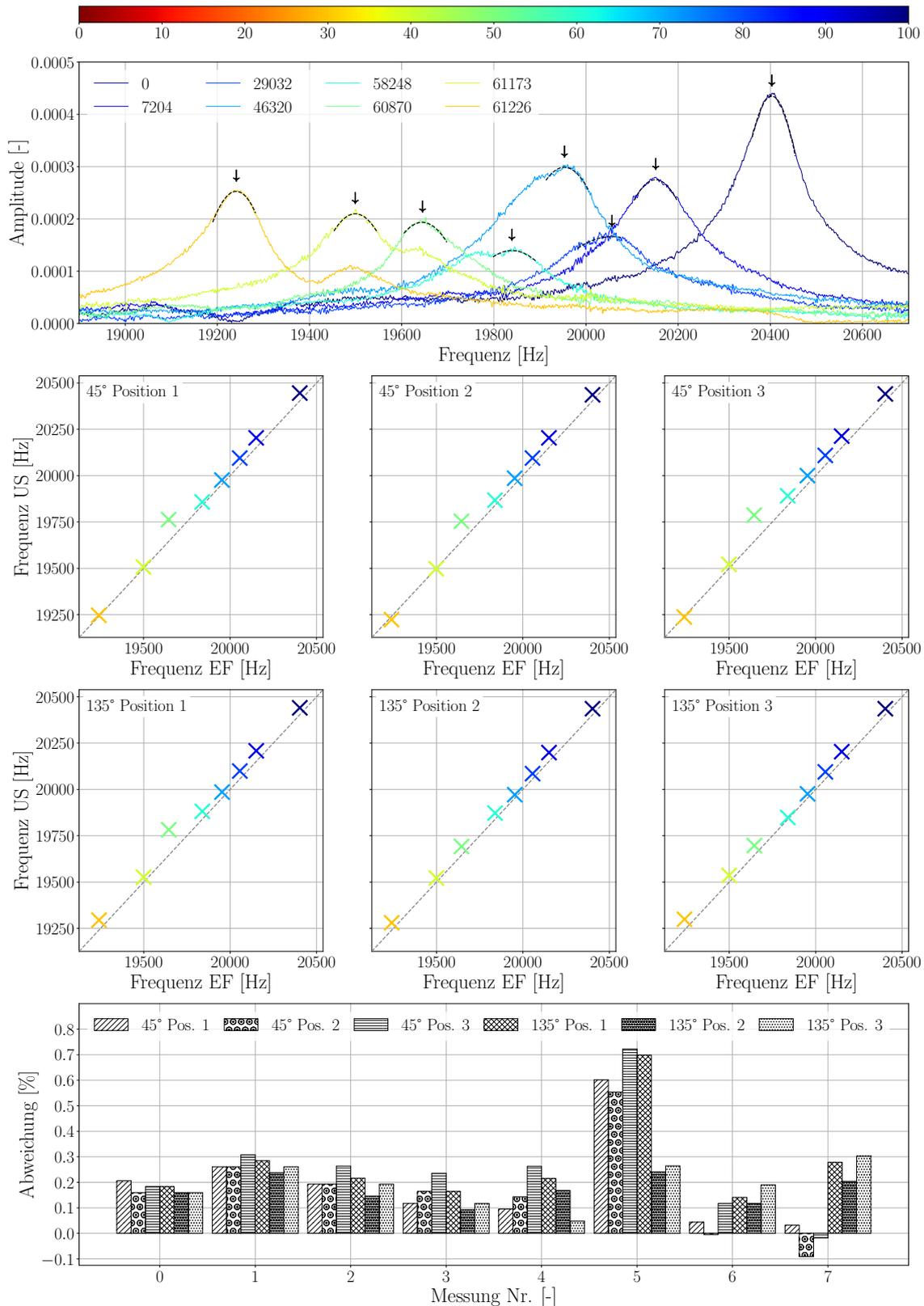


Abbildung L.10.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU222-U

L. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 2

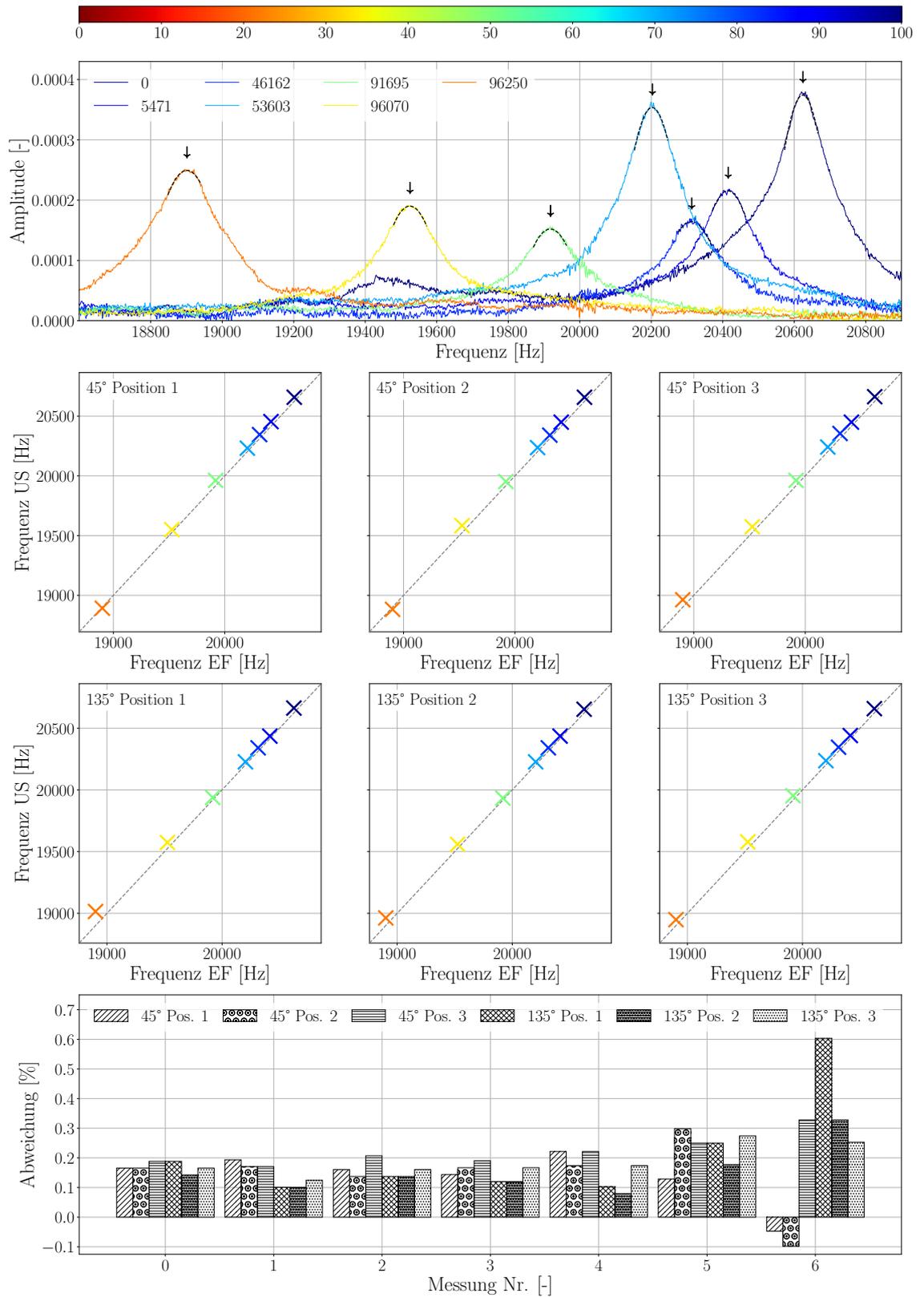


Abbildung L.11.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU226-U

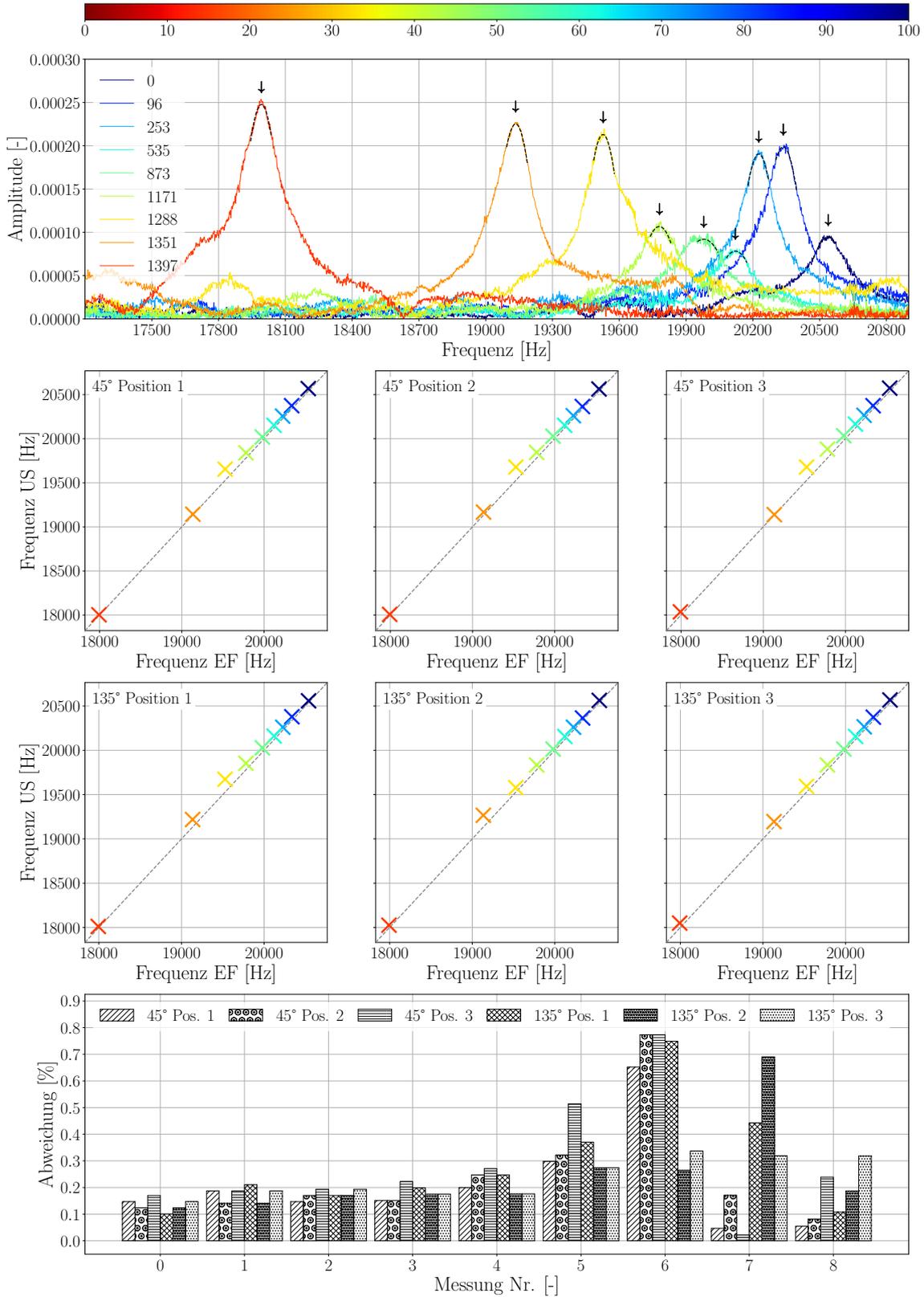


Abbildung L.12.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU229-U

M. Ergebnisse des Eigenfrequenzverfahrens - Betonrezeptur 3

Die Abbildungen M.1 bis M.13 zeigen die mithilfe der Methode M1 des Eigenfrequenzverfahrens ermittelten Versuchsergebnisse für die Unterscheiben der Betonrezeptur 3. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs K.

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

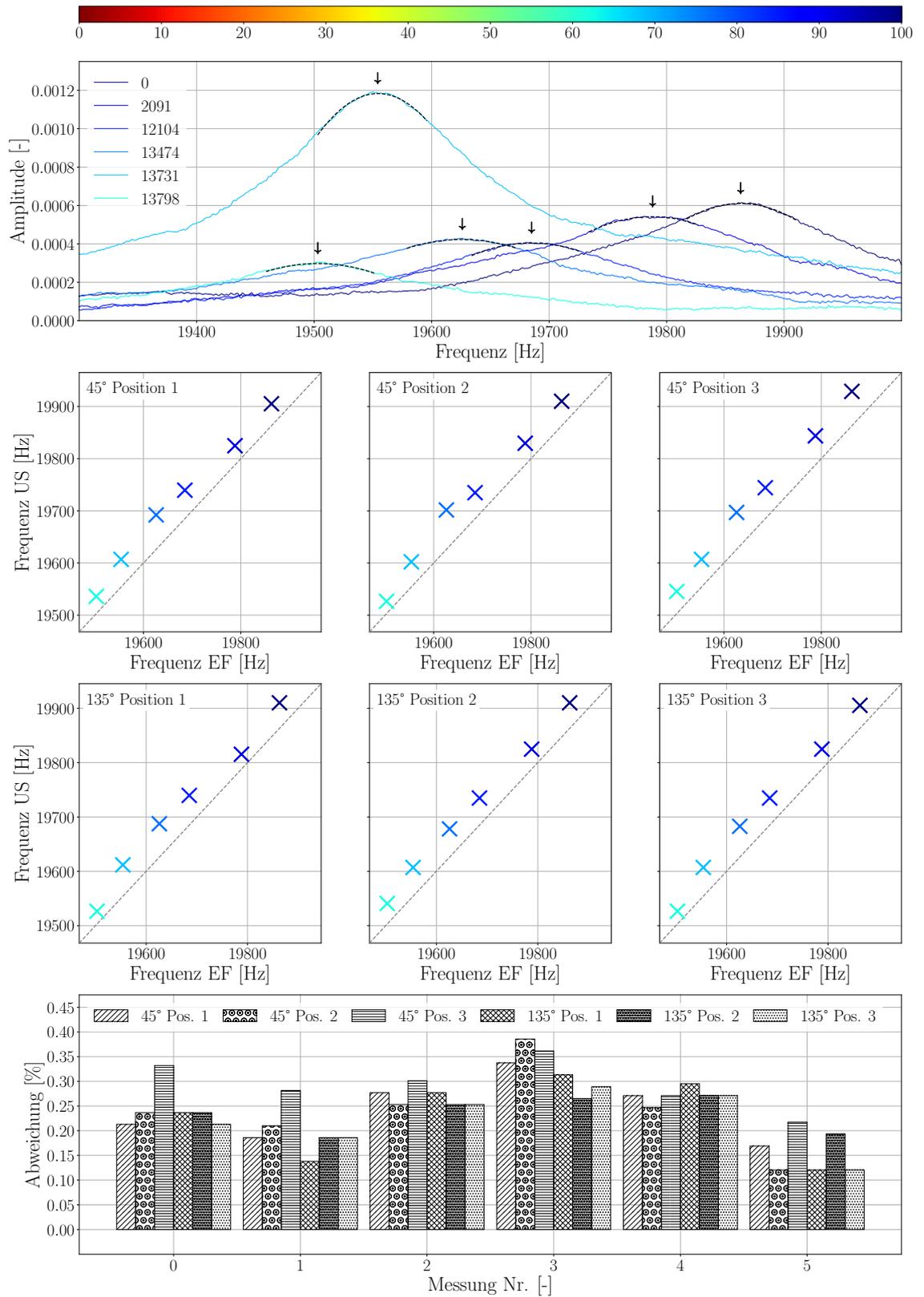


Abbildung M.1.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU303-U

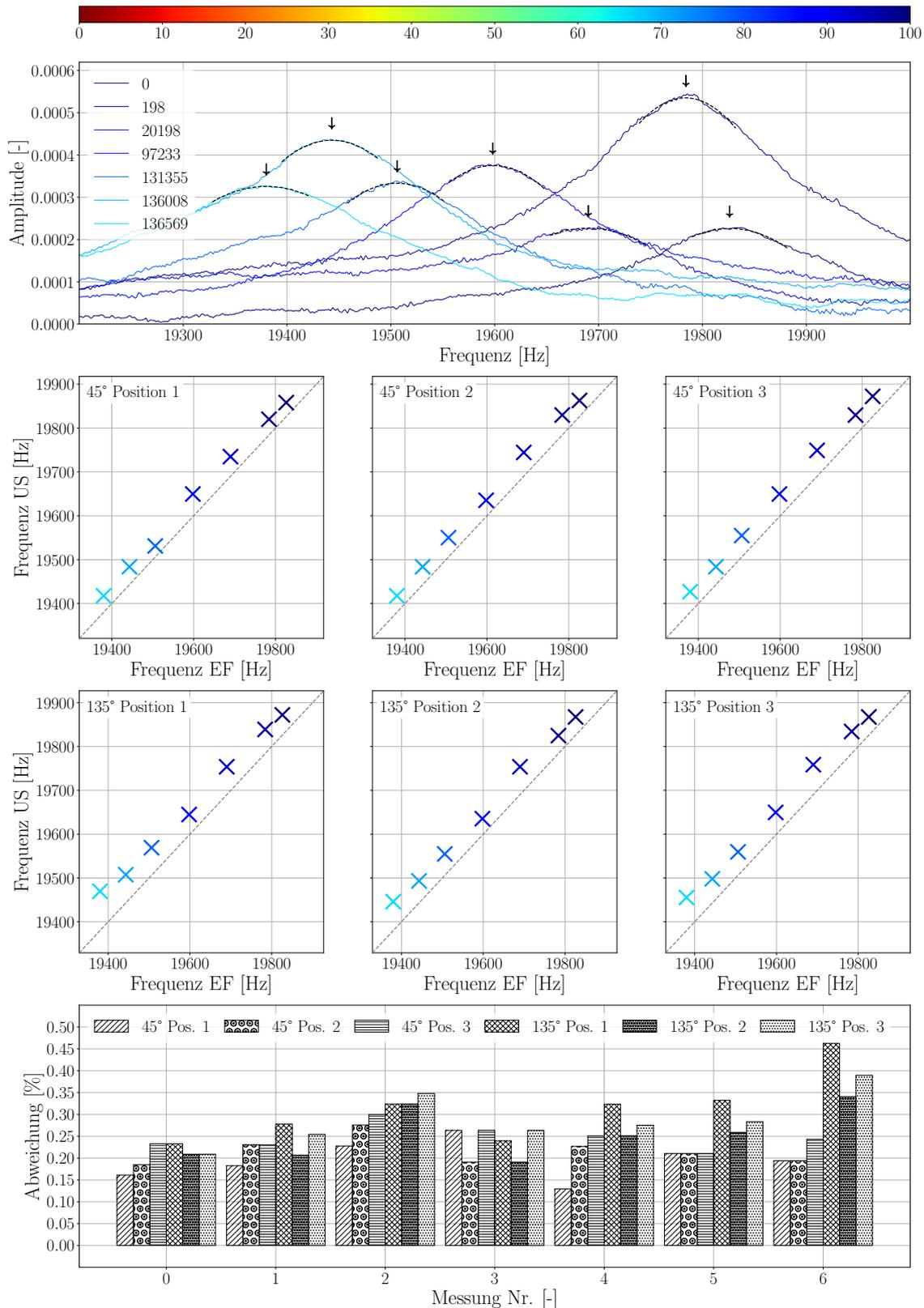


Abbildung M.2.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU306-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

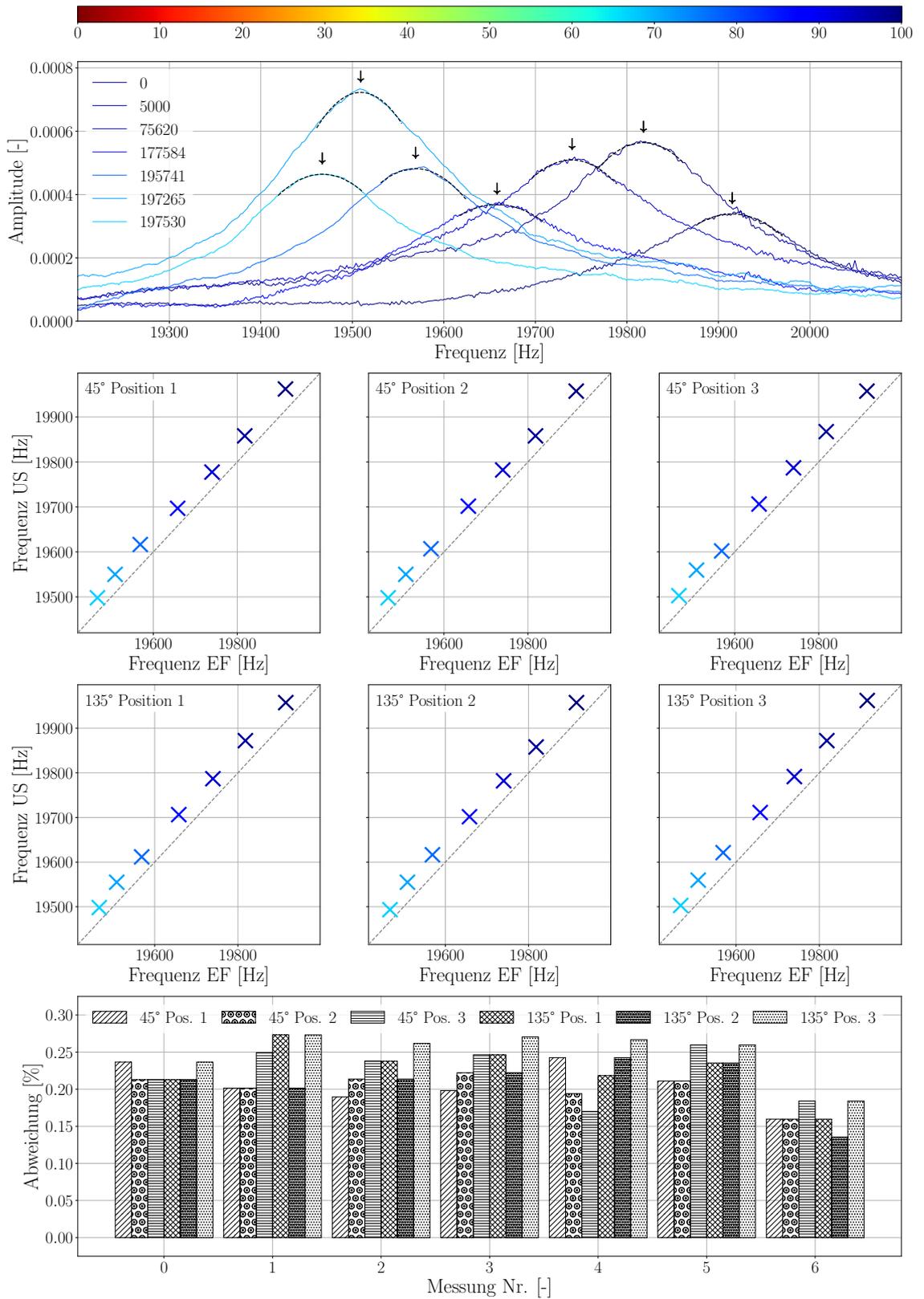


Abbildung M.3.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU308-U

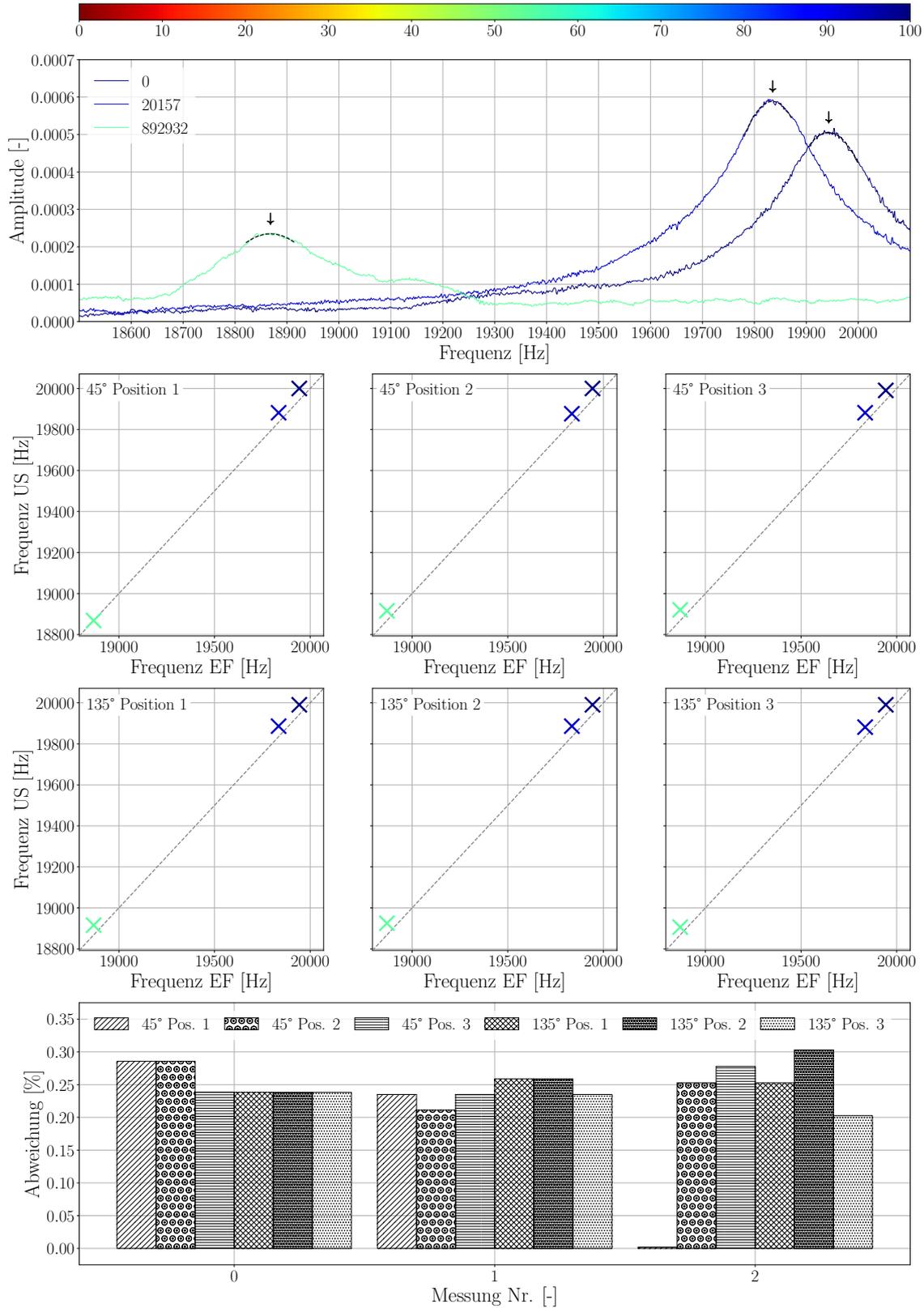


Abbildung M.4.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU309-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

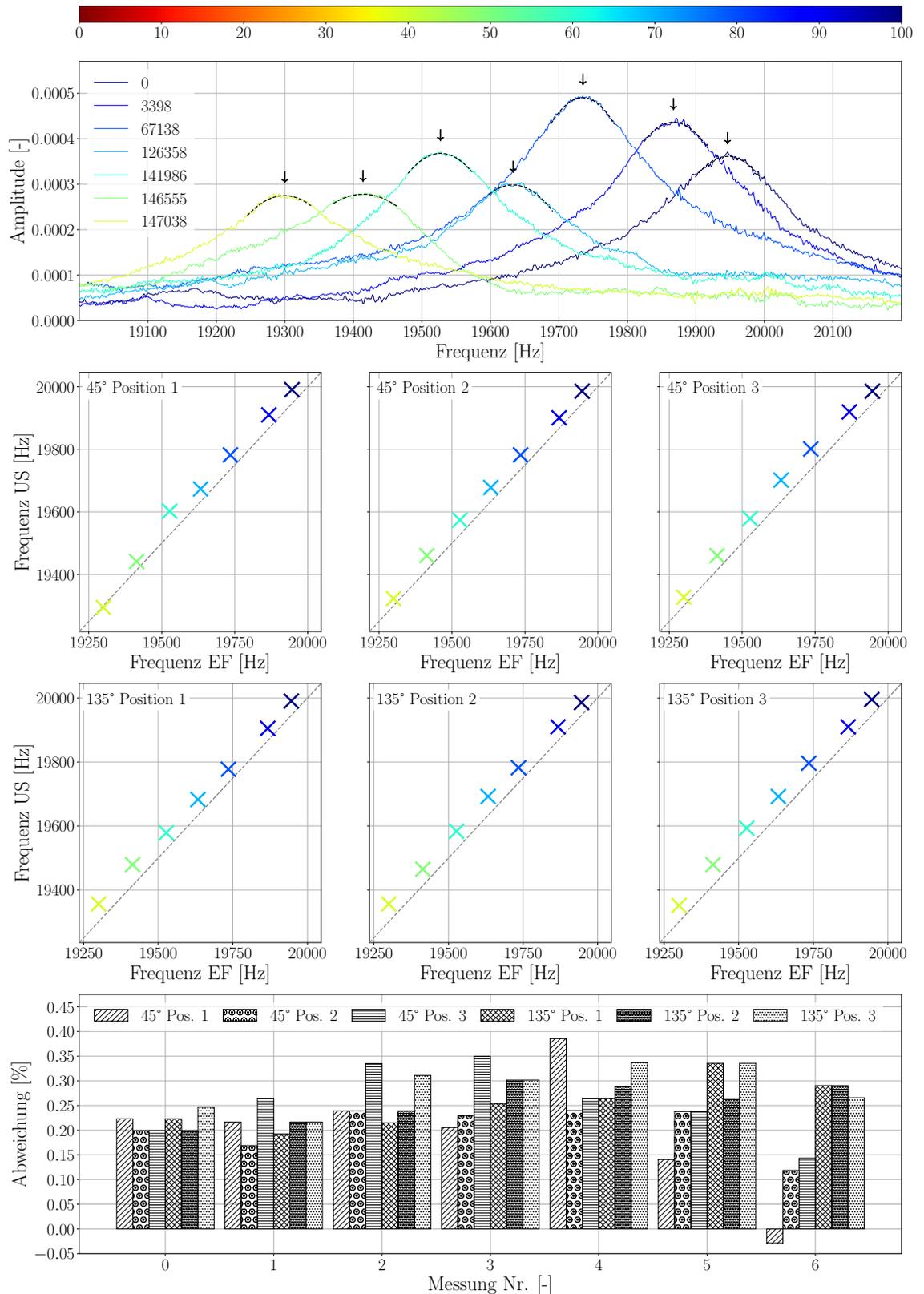


Abbildung M.5.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU311-U

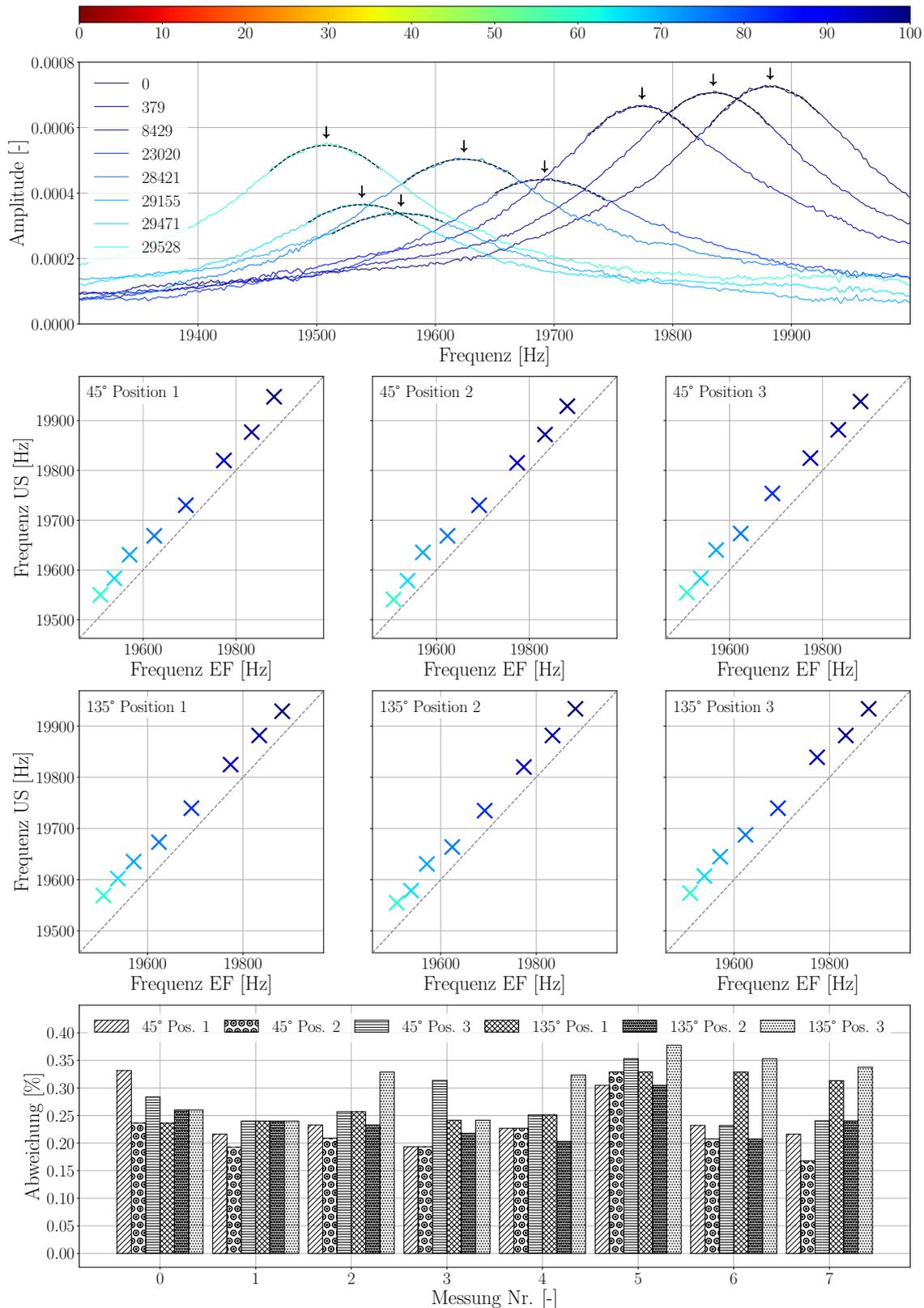


Abbildung M.6.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU312-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

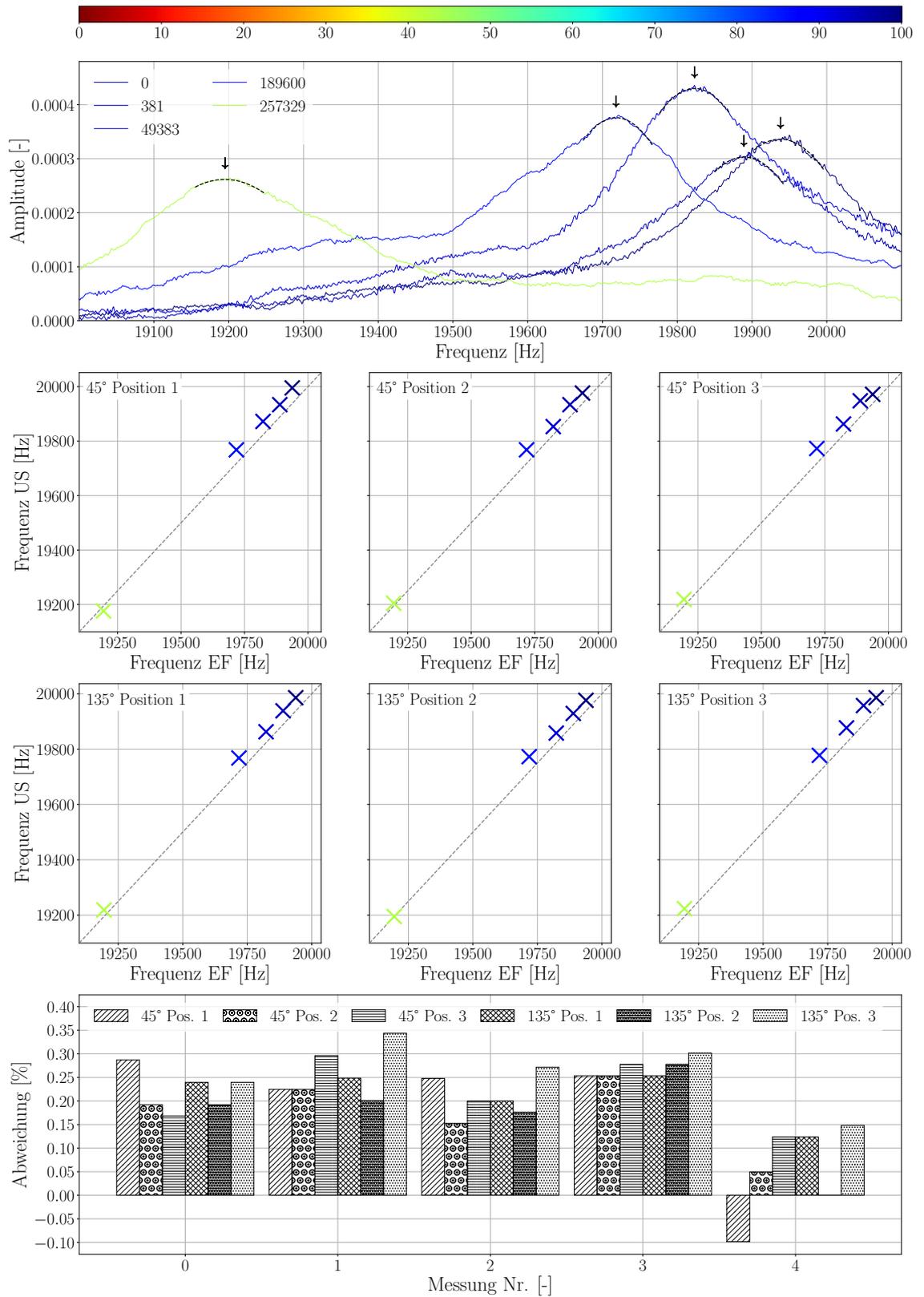


Abbildung M.7.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU313-U

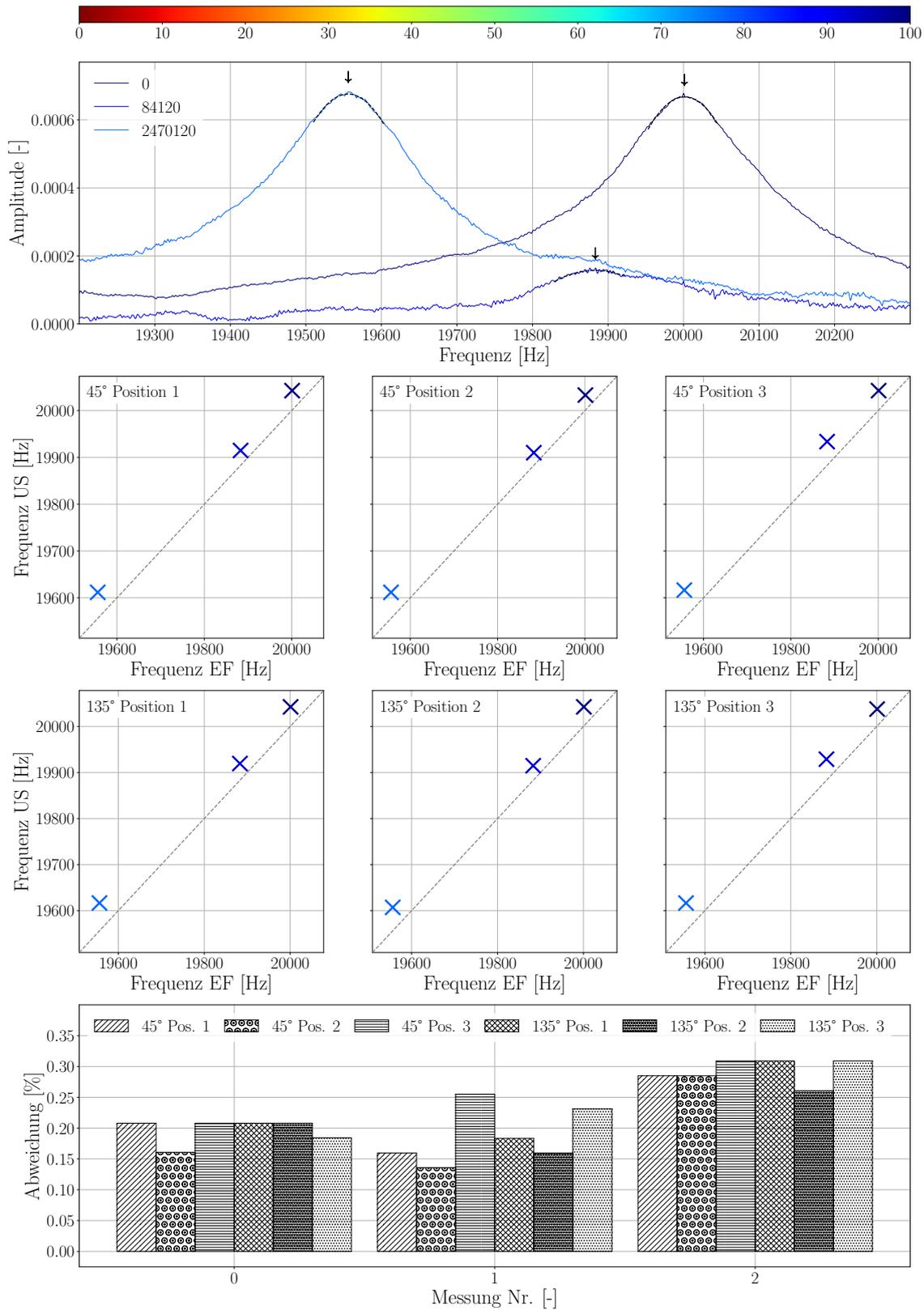


Abbildung M.8.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU316-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

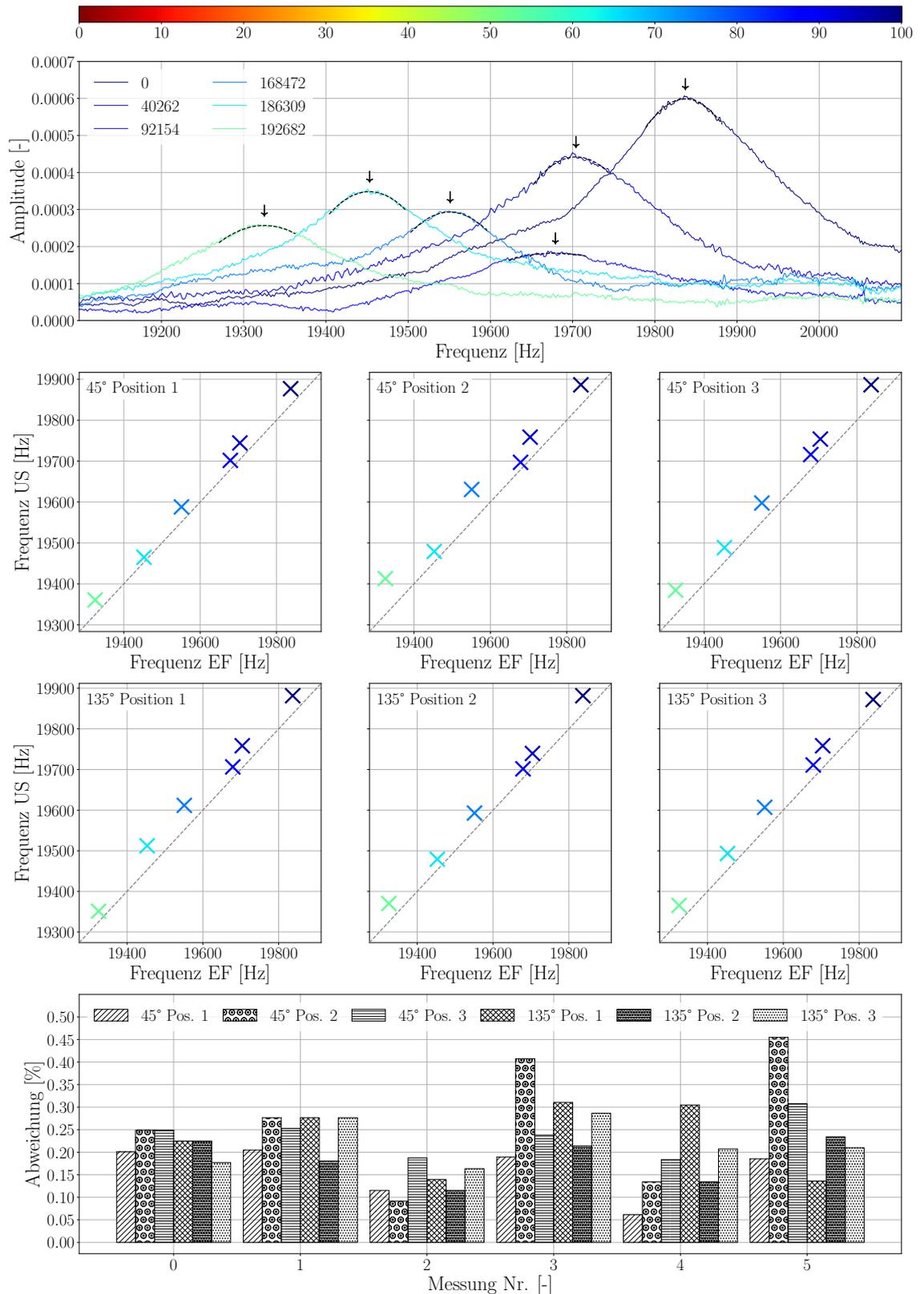


Abbildung M.9.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU317-U

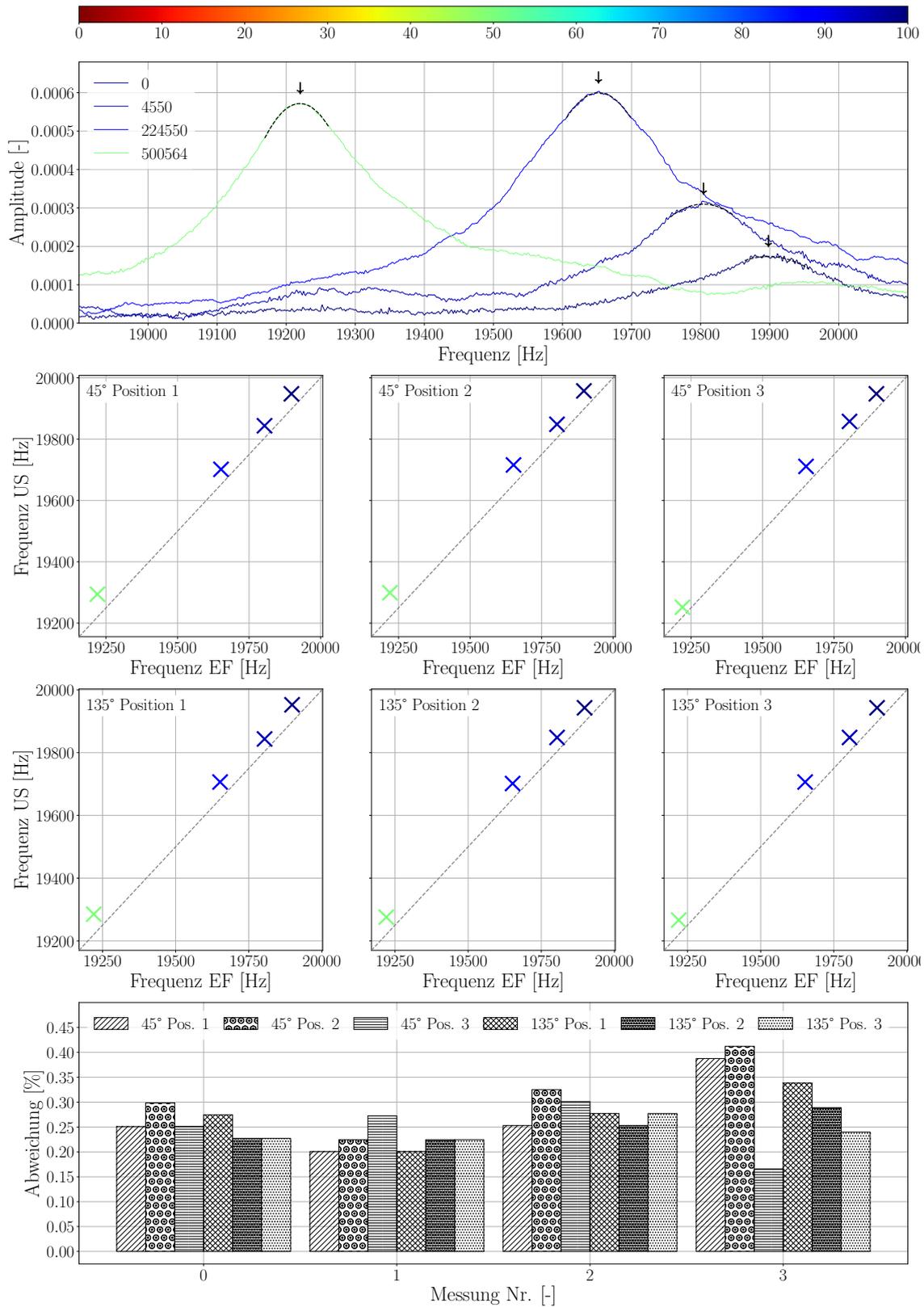


Abbildung M.10.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU319-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

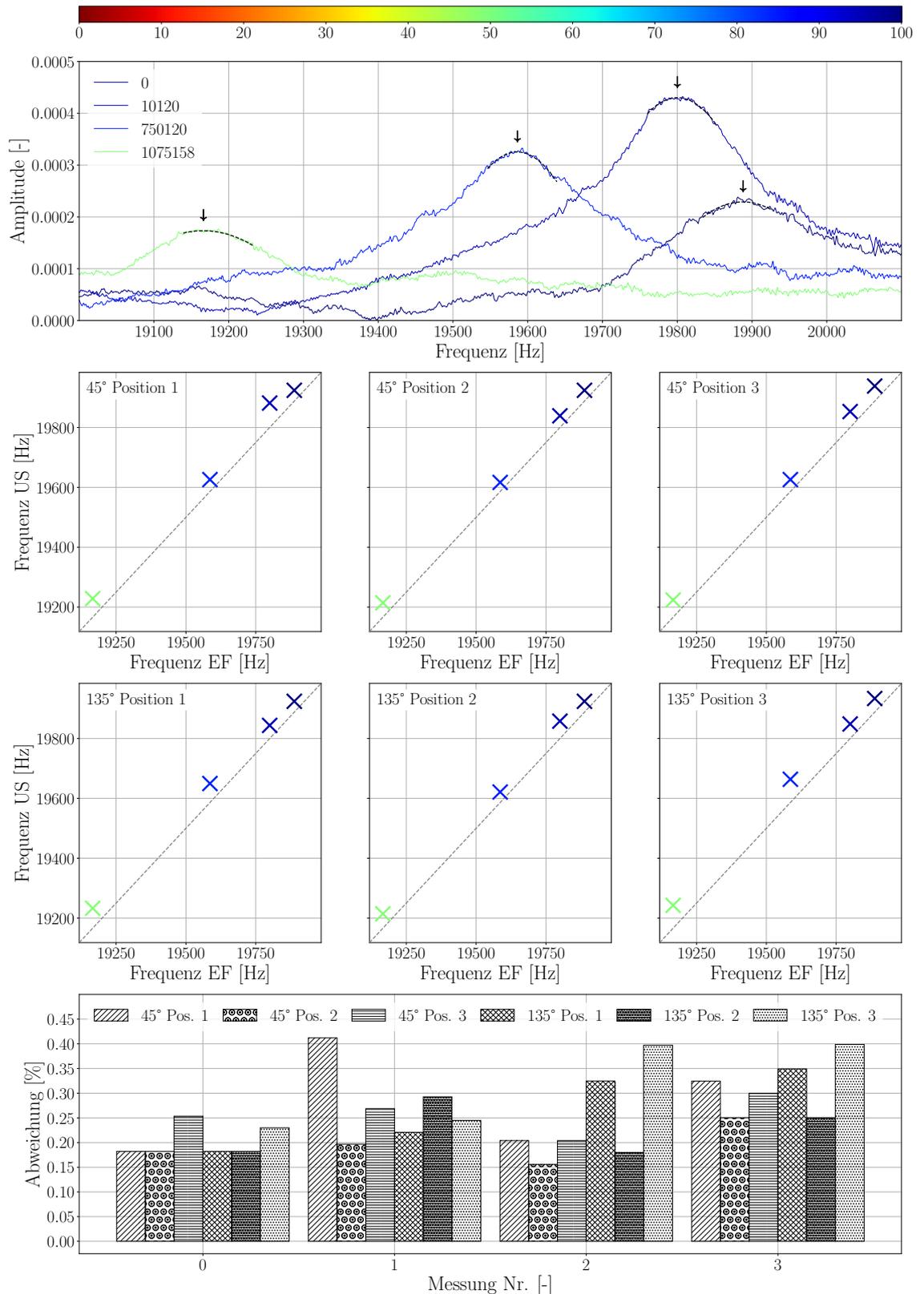


Abbildung M.11.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU322-U

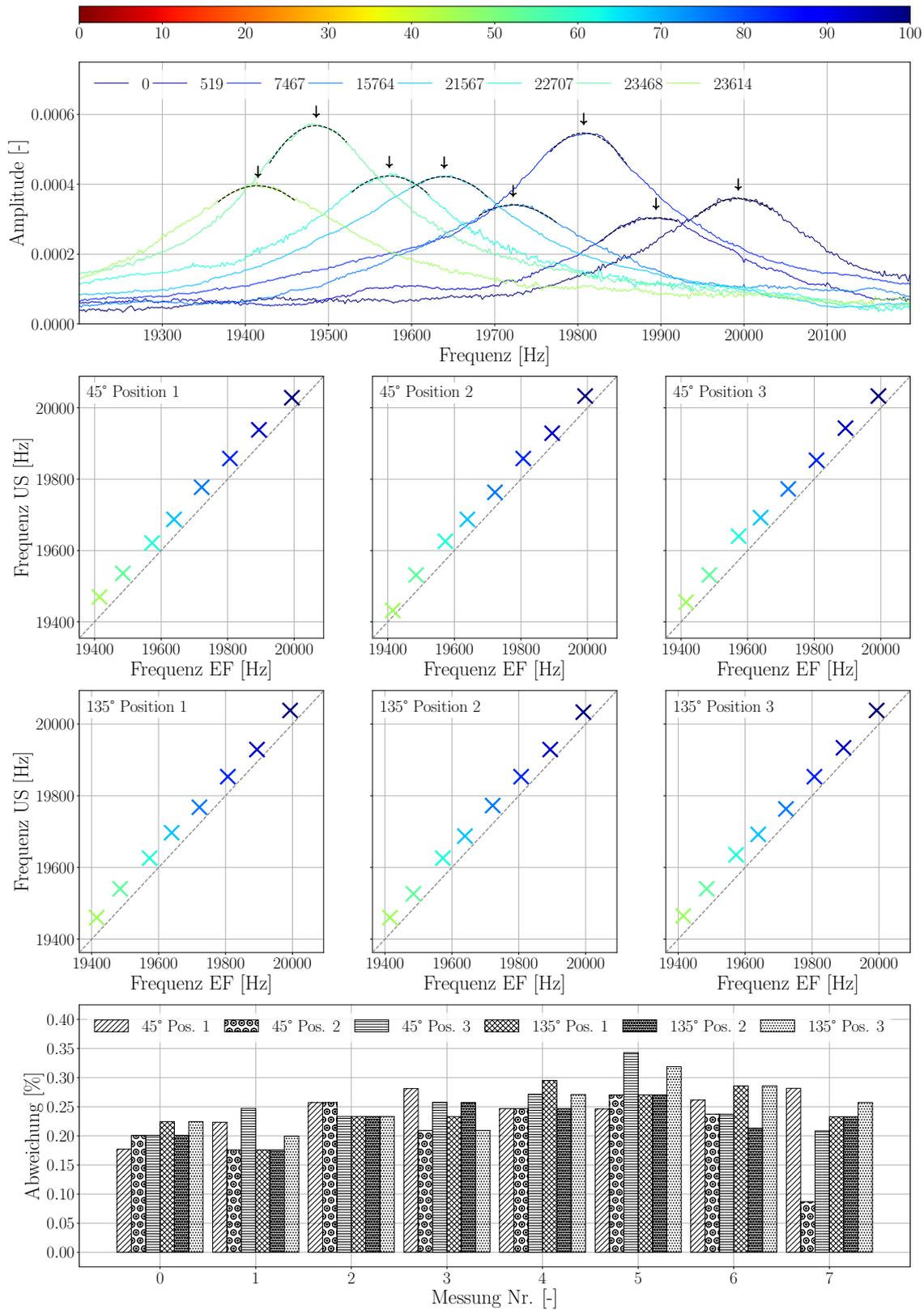


Abbildung M.12.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU329-U

M. Eigenfrequenzverfahren - Rezeptur 3

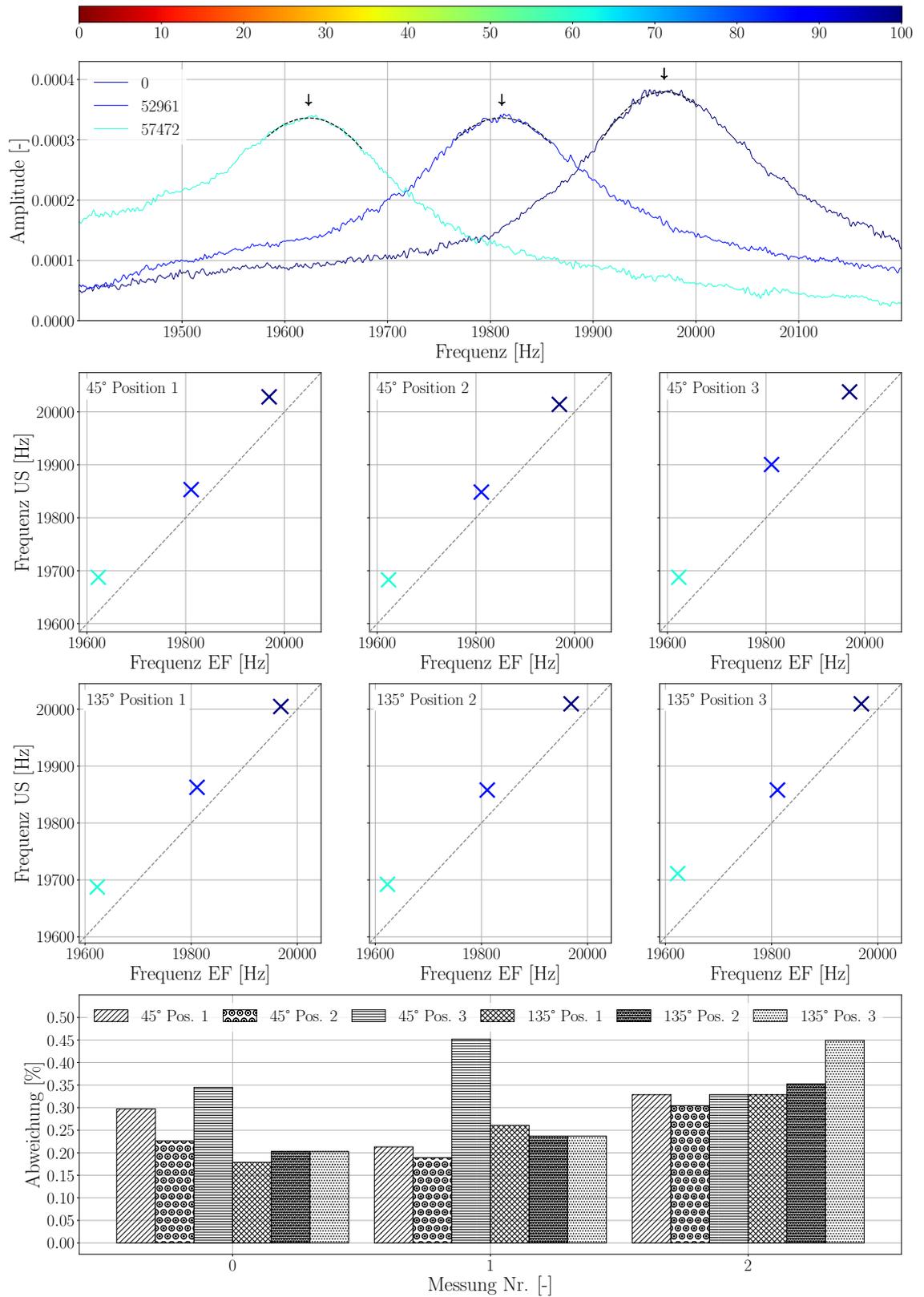


Abbildung M.13.: Ergebnisse Eigenfrequenzverfahren Probekörper TU330-U

N. Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens - Betonrezeptur 1- Erste Schicht von unten

Die Tabellen N.1 bis N.11 zeigen die Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens für die Unterscheiben der Betonrezeptur 1. Die Messungen der Ultraschalllaufzeit wurden für die Probekörper TU01-1 und TU27-1, beginnend mit den Untersuchungen, nur auf den Messpositionen $45^\circ - 2$ und $135^\circ - 2$ entsprechend der Abbildung 12.1 und Abbildung 12.2 vorgenommen und die Anzahl der Messungen später auf drei Messpositionen je Richtung erweitert. In den nachfolgenden Tabellen finden sich daher entweder Ergebnisse für zwei oder für sechs Messpositionen. Die Bestimmung des Ersteinsatzes des Ultraschallsignals, d.h. des Zeitpunktes, ab dem das Signal erstmalig von der Grundlinie ausschlägt, erfolgte händisch unter Nutzung der Software *Lighthouse Touch* des Herstellers *GEOTRON-ELEKTRONIK*. Der Ultraschallgeschwindigkeitsbestimmung wurde jeweils der mittlere Probekörperdurchmesser zugrunde gelegt.

Tabelle N.1.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU01-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
60	-	4448,9	-	-	4601,7	-
3060	-	4499,7	-	-	4537,5	-
6060	-	4423,9	-	-	4561,7	-
15060	-	4452,7	-	-	4560,9	-
25060	-	4442,5	-	-	4531,3	-
30060	-	4378,4	-	-	4486,4	-
36271	-	4394,3	-	-	4478,0	-
43291	-	4398,9	-	-	4458,0	-
49291	-	4349,2	-	-	4423,7	-
51791	-	4355,3	-	-	4401,9	-
52341	-	4353,8	-	-	4391,2	-
53041	-	4238,5	-	-	4345,8	-

Tabelle N.2.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU03-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4526,2	4545,5	4549,6	4453,1	4463,2	4449,9
111	4452,1	4531,7	4387,8	4372,2	4437,5	4423,5
242	4431,0	4464,3	4365,5	4397,2	4432,2	4454,8
353	4430,4	4402,0	4333,0	4363,4	4361,1	4326,2
415	4405,8	4440,4	4320,6	4372,7	4241,9	4278,7
764	4335,9	4322,0	4133,3	4298,3	4219,3	4228,8

Tabelle N.3.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU04-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4299,4	4405,6	4385,7	4309,3	4461,8	4398,5
17476	4088,7	3921,9	3886,1	4132,5	4029,4	3937,8

Tabelle N.4.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU05-1

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4487,1	4499,2	4474,9	4415,2	4483,9	4418,1
200	4464,3	4423,4	4465,0	4342,1	4292,5	4363,0
565	4462,7	4470,0	4381,9	4236,0	4302,9	4287,0
1039	4439,2	4452,6	4388,8	4221,8	4305,0	4278,9
1940	4380,0	4442,3	4312,2	4205,2	4188,4	4212,7
8014	4357,7	4375,7	4249,5	4204,1	4172,5	4162,1
24741	4400,3	4270,0	4199,3	4242,2	4135,7	4134,5
28946	4370,4	4251,7	4147,4	4277,0	4113,5	4092,8
33238	4255,4	4268,5	4164,6	4186,7	4102,2	4026,8
35841	4071,9	4096,9	4066,4	4053,0	3873,9	3995,4

Tabelle N.5.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU14-1

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4383,4	4462,9	4469,1	4446,1	4527,6	4538,4
591	4334,0	4438,6	4452,0	4403,2	4498,9	4475,9
24973	4307,5	4410,7	4449,7	4376,8	4483,5	4442,9
51068	4305,0	4385,0	4403,6	4354,6	4478,0	4415,5
56364	4258,7	4332,3	4385,1	4345,1	4502,5	4410,9
64702	4242,0	4292,2	4296,8	4328,0	4490,5	4385,1
67831	4164,4	4296,9	4271,5	4305,7	4407,8	4377,8
76591	4190,9	4283,5	4261,0	4313,9	4350,9	4374,1
85301	4131,1	4182,1	4227,9	4199,2	4334,2	4254,6
88437	3985,2	4046,8	4122,6	4109,1	4176,5	4249,5

Tabelle N.6.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU17-1

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4419,1	4411,6	4480,7	4425,2	4524,1	4520,5
15462	4391,6	4358,6	4416,2	4441,2	4406,8	4420,8
37860	4409,3	4332,9	4357,2	4431,0	4406,4	4408,3
134980	4332,4	4254,9	4253,7	4381,2	4379,0	4271,5
234986	4303,5	4210,5	4198,9	4279,3	4324,5	4280,7
354986	4097,1	4129,5	4102,4	4232,0	4215,6	4204,7
471734	3720,1	3596,2	3755,4	3869,6	3536,3	3784,3

Tabelle N.7.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU20-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4532,5	4486,7	4462,5	4345,0	4435,6	4544,8
330	4447,7	4405,1	4399,4	4311,0	4372,3	4486,1
1647	4403,1	4390,4	4379,0	4276,5	4298,5	4369,3
1841	4375,6	4354,9	4312,6	4276,1	4308,2	4319,7
2020	4365,1	4328,4	4289,0	4256,0	4272,0	4287,0
2378	4355,9	4294,5	4271,8	4241,4	4275,0	4274,6
2984	4329,7	4280,6	4211,9	4224,4	4182,7	4260,1
4302	4280,4	4218,0	4132,3	4214,6	4233,0	4242,0
6399	4221,6	4187,9	4071,7	4096,0	4106,8	4183,1
9059	4112,5	3976,2	3939,3	3959,8	3933,2	3968,6

Tabelle N.8.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU22-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4328,6	4273,5	4370,2	4298,3	4296,4	4415,0
1356	4011,9	3929,5	3968,8	4157,9	3974,9	3767,5

Tabelle N.9.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU23-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4340,9	4340,3	4310,6	4236,3	4307,0	4328,1
1084	3998,5	3964,7	3983,2	3830,0	3755,4	3748,0

Tabelle N.10.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU24-1

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4280,1	4248,9	4256,0	4239,1	4281,1	4339,4
3113186	4047,2	4134,7	4015,1	4134,8	4020,7	3936,1

Tabelle N.11.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU27-1

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	-	4524,9	-	-	4607,5	-
100	-	4620,3	-	-	4499,9	-
1000	-	4539,4	-	-	4581,1	-
5000	-	4587,6	-	-	4590,1	-
10000	-	4556,0	-	-	4460,1	-
15000	-	4565,7	-	-	4548,3	-
30000	-	4526,0	-	-	4609,7	-
40000	-	4524,5	-	-	4535,2	-
80000	-	4516,6	-	-	4531,3	-
81000	-	4586,1	-	-	4528,6	-
90000	-	4567,0	-	-	4558,2	-
130000	-	4456,0	-	-	4457,2	-
160000	-	4438,2	-	-	4485,0	-
161000	-	4460,6	-	-	4512,5	-
180000	-	4528,3	-	-	4459,7	-
221000	-	4405,3	-	-	4488,6	-
270000	-	4445,4	-	-	4448,4	-
271000	-	4320,1	-	-	4411,1	-
314000	-	4464,5	-	-	4382,3	-
384000	-	4393,3	-	-	4486,0	-
384500	-	4457,6	-	-	4522,9	-
468000	-	4451,3	-	-	4422,9	-
557000	-	4434,0	-	-	4463,5	-
557500	-	4322,6	-	-	4295,6	-
560900	-	4338,8	-	-	4290,4	-
567200	-	4265,2	-	-	4316,9	-

O. Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens - Betonrezeptur 2

Die Tabellen O.1 bis O.12 zeigen die Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens für die Unterscheiben der Betonrezeptur 2. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs N.

Tabelle O.1.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU202-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4569,8	4653,5	4665,2	4577,3	4676,4	4679,4
940	4551,0	4588,0	4635,2	4540,8	4623,9	4712,5
5218	4431,3	4560,2	4615,9	4492,4	4603,0	4652,2
9339	4416,7	4526,1	4586,5	4443,1	4579,7	4671,7
12702	4396,6	4517,7	4612,5	4417,7	4521,8	4621,0
14589	4375,1	4498,3	4532,3	4378,9	4490,9	4630,8
15239	4307,5	4484,8	4574,2	4328,5	4437,5	4578,6
15350	4249,2	4482,8	4576,4	4252,3	4437,6	4525,0

Tabelle O.2.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU204-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4616,8	4617,4	4628,2	4611,8	4620,7	4655,6
1316	4586,1	4598,8	4631,5	4546,6	4559,5	4646,3
3659	4535,9	4556,7	4630,8	4504,5	4542,1	4615,5
4504	4504,8	4542,3	4618,6	4510,2	4514,6	4603,5
4672	4462,9	4541,7	4608,7	4482,7	4488,5	4596,6
4844	4449,3	4524,6	4616,1	4423,3	4475,1	4595,4
5005	4430,1	4503,3	4603,2	4400,4	4391,8	4568,1
5171	4367,6	4455,4	4573,9	4369,9	4394,3	4558,6
5336	4351,6	4419,3	4535,9	4359,3	4385,2	4546,2
5608	4296,8	4336,6	4470,9	4293,5	4254,6	4433,9

Tabelle O.3.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU206-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4611,4	4616,9	4617,9	4602,4	4663,4	4676,0
120	4573,5	4527,5	4606,8	4535,7	4599,4	4672,8
194	4483,4	4503,9	4577,3	4427,0	4595,1	4626,5
258	4424,8	4514,8	4567,9	4328,1	4519,1	4585,1
297	4389,7	4487,9	4525,6	4317,0	4505,5	4549,9
327	4377,3	4464,2	4515,2	4315,2	4482,3	4518,8
353	4307,3	4348,8	4419,4	4204,2	4353,9	4517,5

Tabelle O.4.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU207-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4565,2	4604,9	4613,5	4575,9	4525,5	4626,0
202	4474,8	4603,1	4536,7	4509,8	4531,0	4522,5
777	4440,0	4535,4	4524,7	4452,3	4473,0	4551,9
1117	4400,4	4559,2	4516,2	4405,0	4450,3	4525,1
1302	4374,3	4485,6	4523,3	4394,9	4459,7	4549,0
1353	4366,3	4463,0	4524,6	4365,7	4468,3	4556,4

Tabelle O.5.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU208-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4633,7	4579,6	4621,9	4618,3	4640,1	4643,8
1995	4596,4	4583,9	4572,9	4552,8	4595,6	4593,0
29536	4526,0	4552,5	4574,9	4550,2	4565,6	4601,8
102011	4472,3	4552,1	4549,1	4439,2	4524,6	4587,0
197693	4460,9	4495,8	4518,5	4425,2	4523,6	4567,8
375209	4232,1	4226,9	4266,3	4296,4	4283,8	4333,0

Tabelle O.6.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU216-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4603,3	4659,0	4704,1	4589,5	4638,0	4713,3
544	4597,7	4632,5	4694,9	4576,3	4601,0	4651,1
4695	4582,5	4615,5	4702,9	4579,7	4612,1	4650,9
11114	4543,4	4596,0	4670,2	4542,4	4630,6	4621,4
16216	4515,3	4549,0	4644,9	4545,7	4558,6	4620,8
19395	4457,9	4508,3	4647,6	4496,9	4529,5	4624,7
22686	4420,0	4495,2	4653,3	4456,2	4521,1	4595,1
24752	4407,3	4522,1	4627,1	4408,4	4452,9	4560,1
25123	4390,9	4397,3	4552,5	4382,4	4410,3	4501,0
25234	4230,0	4313,5	4492,1	4251,3	4288,7	4407,4

Tabelle O.7.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU218-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4609,6	4617,8	4650,6	4542,0	4674,5	4610,0
675	4551,0	4596,9	4596,6	4515,7	4653,6	4641,2
763612	4075,1	4396,3	4383,2	4193,0	4365,8	4375,2

Tabelle O.8.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU220-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4524,8	4531,9	4576,3	4545,2	4565,5	4629,5
652	4437,0	4517,3	4550,9	4520,9	4477,8	4538,6
54688	4388,7	4505,4	4548,2	4443,8	4511,7	4520,3
229688	4367,6	4482,0	4531,8	4407,8	4470,3	4548,4
437692	4125,6	4204,4	4217,3	4110,6	4198,9	4269,1

Tabelle O.9.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU221-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4608,6	4583,2	4618,6	4592,4	4630,2	4605,6
573	4505,4	4575,9	4603,0	4523,3	4518,0	4585,6
7434	4496,1	4558,5	4587,6	4465,2	4545,8	4556,9
14161	4435,9	4507,8	4588,6	4453,4	4523,4	4528,7
18828	4421,1	4495,4	4547,9	4427,7	4526,1	4495,3
20160	4387,0	4432,3	4518,7	4417,3	4526,3	4533,1
20617	4373,2	4396,7	4498,6	4375,5	4429,5	4490,0
20813	4375,1	4384,4	4531,6	4336,5	4400,6	4487,3
20946	4331,2	4377,3	4532,1	4217,9	4393,1	4484,4
20995	4254,2	4258,2	4388,3	4189,7	4307,3	4415,2

Tabelle O.10.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU222-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4565,6	4607,8	4617,6	4544,0	4624,6	4599,6
7204	4508,6	4558,7	4579,1	4523,1	4554,1	4579,4
29032	4485,3	4529,7	4575,3	4496,3	4503,2	4529,7
46320	4458,1	4513,7	4537,9	4429,8	4453,2	4496,5
58248	4442,1	4486,9	4509,2	4415,9	4435,0	4467,6
60870	4408,8	4446,7	4499,7	4382,6	4419,1	4458,0
61173	4365,2	4396,6	4506,7	4349,3	4355,8	4462,4
61226	4320,3	4415,0	4510,8	4307,5	4273,1	4429,6

Tabelle O.11.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU226-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4619,1	4647,7	4699,7	4670,7	4613,4	4650,2
5471	4597,4	4629,3	4672,7	4646,2	4623,0	4616,9
46162	4554,0	4602,9	4655,7	4598,9	4586,5	4593,6
53603	4515,5	4547,3	4639,4	4568,2	4542,9	4549,5
91695	4501,1	4508,8	4612,7	4529,8	4501,3	4553,2
96070	4419,2	4519,3	4595,8	4464,5	4504,7	4560,6
96250	4411,6	4479,3	4562,7	4369,3	4461,1	4523,9

Tabelle O.12.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU229-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4618,5	4618,6	4638,1	4608,6	4567,8	4645,0
96	4605,7	4598,4	4607,3	4571,2	4532,4	4630,8
253	4534,2	4561,6	4564,7	4456,4	4515,5	4614,7
535	4500,7	4540,0	4536,3	4479,2	4503,1	4603,0
873	4455,6	4471,6	4508,9	4425,4	4493,7	4605,1
1171	4440,5	4494,7	4506,7	4408,6	4438,9	4562,4
1288	4393,7	4454,7	4487,6	4405,2	4399,5	4532,3
1351	4346,5	4421,7	4480,7	4379,0	4399,6	4507,2
1397	4296,9	4356,2	4459,5	4215,1	4374,8	4512,3

P. Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens - Betonrezeptur 3

Die Tabellen P.1 bis P.13 zeigen die Ergebnisse des Ultraschalllaufzeitverfahrens für die Unterscheiden der Betonrezeptur 3. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs N.

Tabelle P.1.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU303-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4608,1	4672,5	4650,0	4592,2	4558,3	4555,8
2091	4528,1	4636,0	4619,4	4519,2	4542,1	4527,3
12104	4522,9	4584,2	4597,0	4499,9	4537,4	4497,8
13474	4507,0	4568,2	4590,5	4492,4	4495,0	4497,2
13731	4476,2	4535,5	4568,5	4472,9	4495,1	4461,0
13798	4437,7	4542,4	4541,7	4456,2	4461,7	4443,0

Tabelle P.2.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU306-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4459,9	4548,9	4553,6	4532,4	4573,2	4539,0
198	4463,0	4527,3	4530,7	4504,0	4548,4	4519,9
20198	4460,7	4531,1	4529,7	4493,6	4506,2	4486,8
97233	4422,4	4524,4	4511,1	4499,1	4446,7	4490,3
131355	4418,3	4501,7	4474,4	4483,1	4440,5	4498,0
136008	4404,5	4476,6	4476,8	4437,4	4458,5	4492,4
136569	4368,6	4452,3	4479,1	4399,3	4468,0	4490,8

Tabelle P.3.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU308-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4518,6	4582,8	4567,3	4528,8	4534,8	4563,2
5000	4482,7	4535,2	4556,2	4481,6	4502,7	4543,6
75620	4476,8	4528,5	4545,2	4459,2	4478,0	4528,4
177584	4450,0	4505,1	4459,8	4443,3	4477,6	4506,4
195741	4430,9	4495,1	4467,6	4419,2	4449,6	4474,9
197265	4388,1	4459,0	4469,4	4422,3	4400,3	4470,6
197530	4384,2	4454,5	4460,3	4377,6	4429,3	4421,3

Tabelle P.4.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU309-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4535,4	4587,7	4532,4	4583,6	4624,6	4588,0
20157	4519,7	4533,4	4523,1	4562,6	4596,6	4566,1
892932	4368,2	4475,3	4418,3	4502,1	4525,1	4568,6

Tabelle P.5.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU311-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4521,1	4584,5	4527,0	4583,3	4583,5	4569,0
3398	4561,2	4522,0	4537,9	4525,1	4591,1	4579,3
67138	4492,0	4517,7	4509,0	4505,6	4549,6	4540,9
126358	4479,0	4516,1	4479,9	4489,6	4547,1	4532,6
141986	4456,7	4500,0	4479,1	4474,0	4534,5	4529,8
146555	4393,2	4491,7	4488,8	4465,9	4544,0	4531,2
147038	4331,5	4453,6	4470,4	4438,7	4530,5	4521,6

Tabelle P.6.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU312-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4522,8	4568,5	4575,6	4505,9	4561,7	4518,0
379	4497,6	4526,9	4575,8	4539,4	4503,1	4512,9
8429	4500,4	4492,4	4568,0	4505,5	4501,6	4549,4
23020	4478,8	4481,1	4542,3	4486,9	4454,1	4552,1
28421	4434,3	4470,2	4532,2	4436,7	4426,4	4527,0
29155	4439,2	4459,6	4540,3	4416,2	4421,7	4506,1
29471	4423,0	4429,2	4528,6	4416,2	4415,5	4534,7
29528	4395,9	4413,8	4517,2	4399,2	4410,8	4517,3

Tabelle P.7.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU313-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4577,2	4600,1	4536,3	4612,6	4564,7	4570,4
381	4562,2	4586,0	4534,6	4560,1	4543,8	4539,6
49383	4547,6	4582,2	4537,9	4540,1	4512,6	4525,1
189600	4511,5	4565,3	4533,4	4545,4	4477,9	4519,2
257329	4417,2	4557,3	4537,8	4407,0	4470,1	4520,3

Tabelle P.8.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU316-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4590,8	4553,6	4567,3	4602,5	4640,1	4585,3
84120	4532,0	4553,7	4598,1	4581,3	4597,6	4582,7
2470120	4514,1	4549,8	4516,9	4461,7	4525,5	4568,7

Tabelle P.9.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU317-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4547,0	4588,0	4546,6	4573,7	4575,1	4612,7
40262	4503,2	4565,6	4525,6	4550,3	4557,4	4595,2
92154	4468,1	4557,5	4511,9	4517,8	4528,4	4584,1
168471	4449,7	4524,0	4490,0	4486,3	4520,0	4535,8
186309	4440,5	4500,6	4490,2	4467,3	4504,2	4538,0
192682	4413,1	4476,0	4512,4	4403,1	4473,3	4533,3

Tabelle P.10.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU319-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4561,8	4609,4	4594,0	4532,1	4551,8	4569,9
4550	4554,6	4579,4	4579,0	4515,3	4531,2	4571,8
224550	4482,3	4548,7	4570,9	4446,7	4492,9	4580,4
500564	4423,6	4521,2	4437,0	4428,3	4459,7	4453,4

Tabelle P.11.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU322-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4586,3	4581,8	4577,6	4537,2	4571,6	4583,1
10120	4519,4	4555,2	4558,1	4541,0	4540,1	4545,8
750120	4482,2	4525,7	4530,5	4503,1	4494,0	4521,6
1075158	4419,2	4485,2	4431,1	4482,5	4444,4	4423,8

Tabelle P.12.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU329-U

LW	45° - 1	45° - 2	45° - 3	135° - 1	135° - 2	135° - 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4548,2	4550,6	4603,5	4565,4	4575,8	4578,1
519	4532,9	4542,3	4598,6	4522,2	4561,0	4560,7
7467	4506,2	4536,4	4575,1	4490,9	4539,2	4532,1
15764	4467,2	4527,0	4563,2	4469,8	4532,3	4527,1
21567	4465,7	4505,8	4566,2	4462,0	4532,4	4467,0
22707	4430,4	4501,4	4555,0	4458,1	4518,3	4475,7
23468	4403,2	4480,3	4551,6	4443,8	4474,3	4490,2
23614	4374,3	4494,1	4544,0	4404,5	4478,3	4501,8

Tabelle P.13.: Ergebnisse Ultraschalllaufzeitverfahren Probekörper TU330-U

LW	45° – 1	45° – 2	45° – 3	135° – 1	135° – 2	135° – 3
[-]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]	[m/s]
0	4589,1	4571,9	4613,7	4552,6	4588,8	4565,7
52961	4539,3	4544,3	4595,1	4503,6	4574,0	4562,8
57472	4443,9	4518,6	4531,6	4487,3	4550,3	4552,7

Q. Vergleich der Verläufe des Elastizitätsmoduls - Betonrezeptur 1 - Erste Schicht von unten

Die Abbildungen Q.1 bis Q.12 zeigen die Verläufe des E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die Probekörper der ersten Schicht von unten der Betonrezeptur 1. Dargestellt sind jeweils der E-Modul-Verlauf, der anhand der Messwerte der induktiven Wegaufnehmer (E_{IWA}) bestimmt wurde, in schwarz, die aus den Einzelmessungen der Ultraschalllaufzeiten auf den sechs Messpositionen bestimmten E-Modul-Verläufe in einem blassen magenta ($E_{US,1...6}$), der aus diesen Einzelmessungen gemittelte Verlauf des E-Moduls in einem kräftigen magenta ($E_{US,mean}$), der mittels des Eigenfrequenzverfahrens bestimmte E-Modul-Verlauf in türkis (E_{EF}) und der mithilfe des Ultraschalleigenfrequenzverfahrens bestimmte und über alle sechs Messpositionen gemittelte E-Modul-Verlauf in orange ($E_{EFUS,mean}$). Im oberen Teil der Abbildungen finden sich dabei der Verlauf des absoluten E-Moduls und im unteren Teil der Verlauf des relativen E-Moduls. Für den Fall, dass im stark geschädigten Zustand der Probekörper keine Eigenfrequenzpeaks in den Frequenzspektren der Eigenfrequenzverfahren bestimmt werden konnten, fehlen diese Daten in den Abbildungen. Die Verläufe des E-Moduls sind zudem gestrichelt dargestellt, wenn während der Lastpausen auf die Anwendung der akustischen Messverfahren verzichtet wurde und somit keine Versuchsdaten vorliegen.

Q. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 1

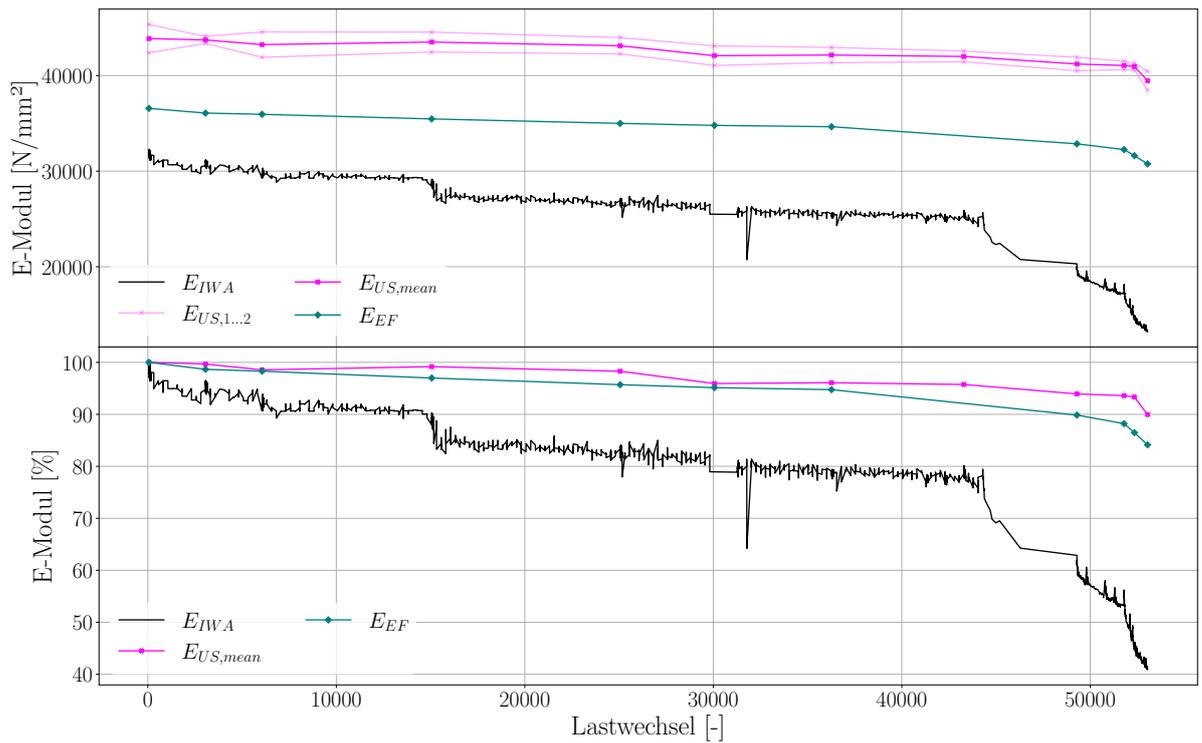


Abbildung Q.1.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU01-1

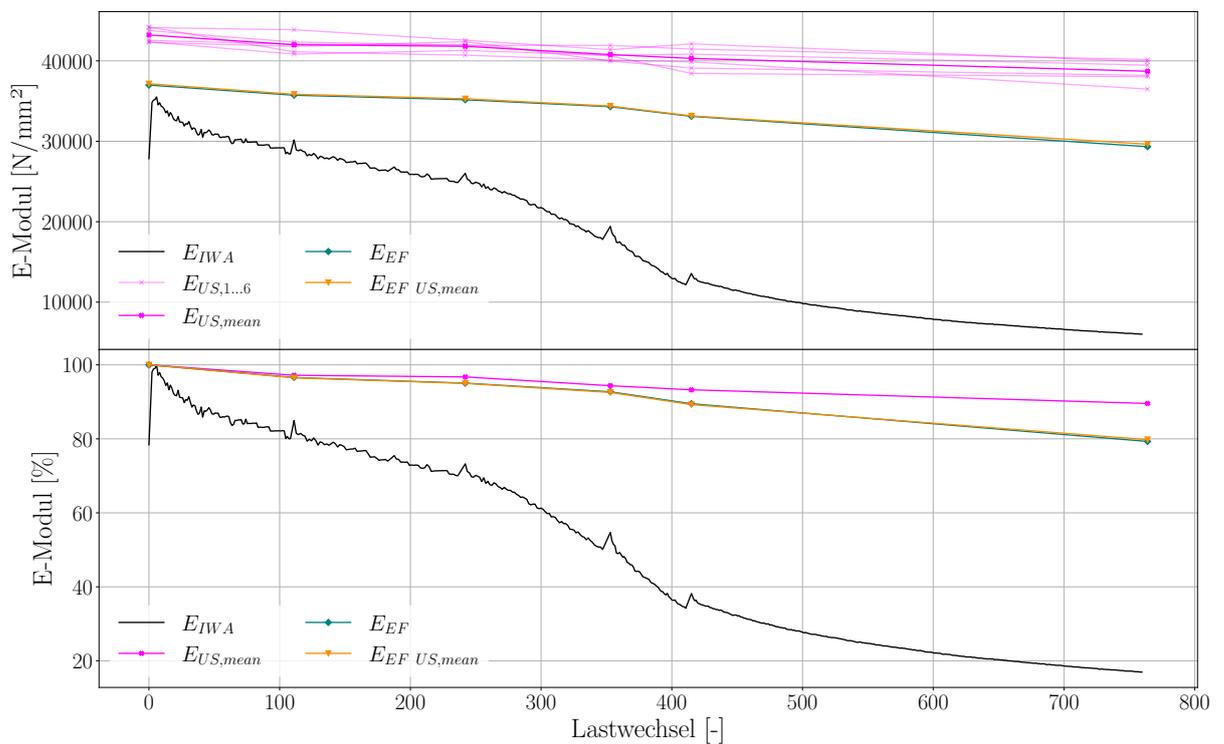


Abbildung Q.2.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU03-1

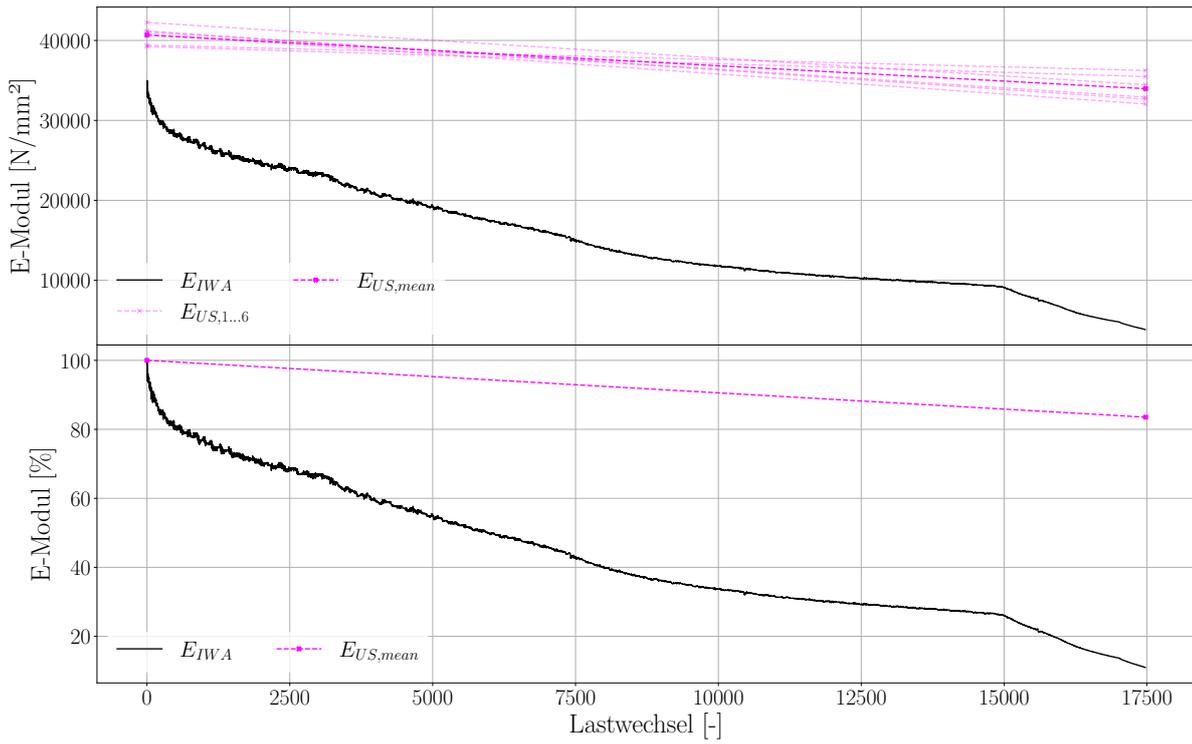


Abbildung Q.3.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU04-1

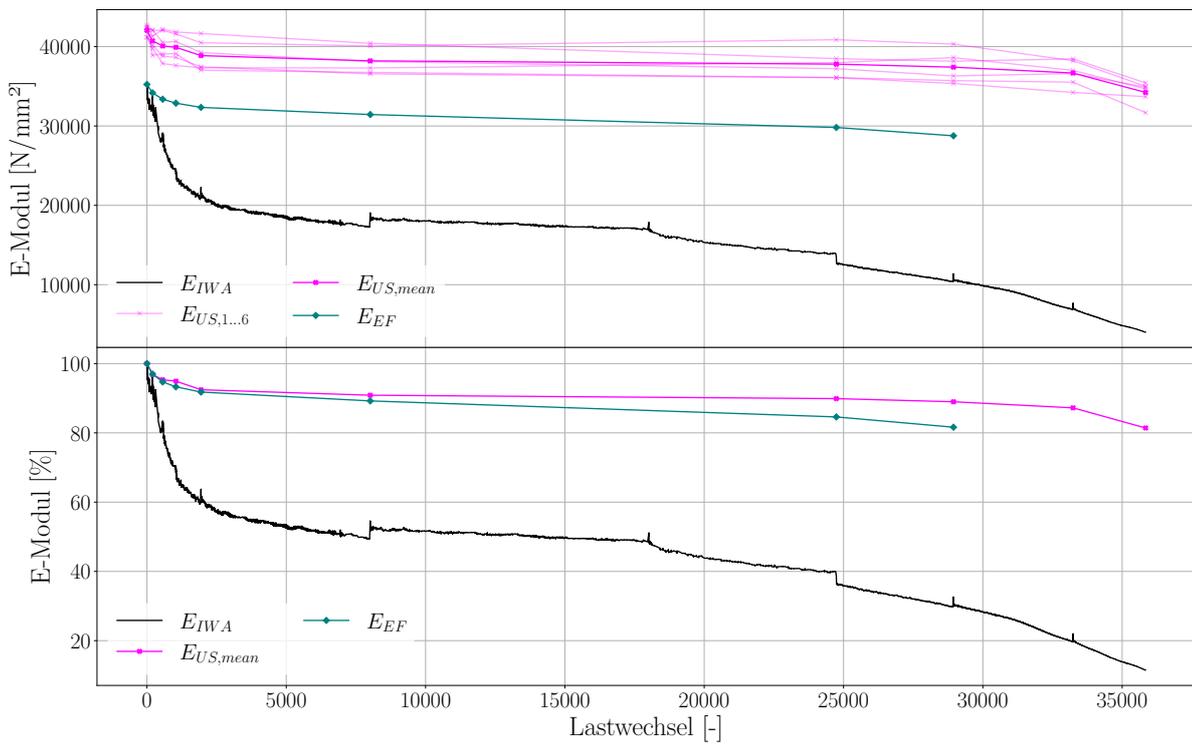


Abbildung Q.4.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU05-1

Q. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 1

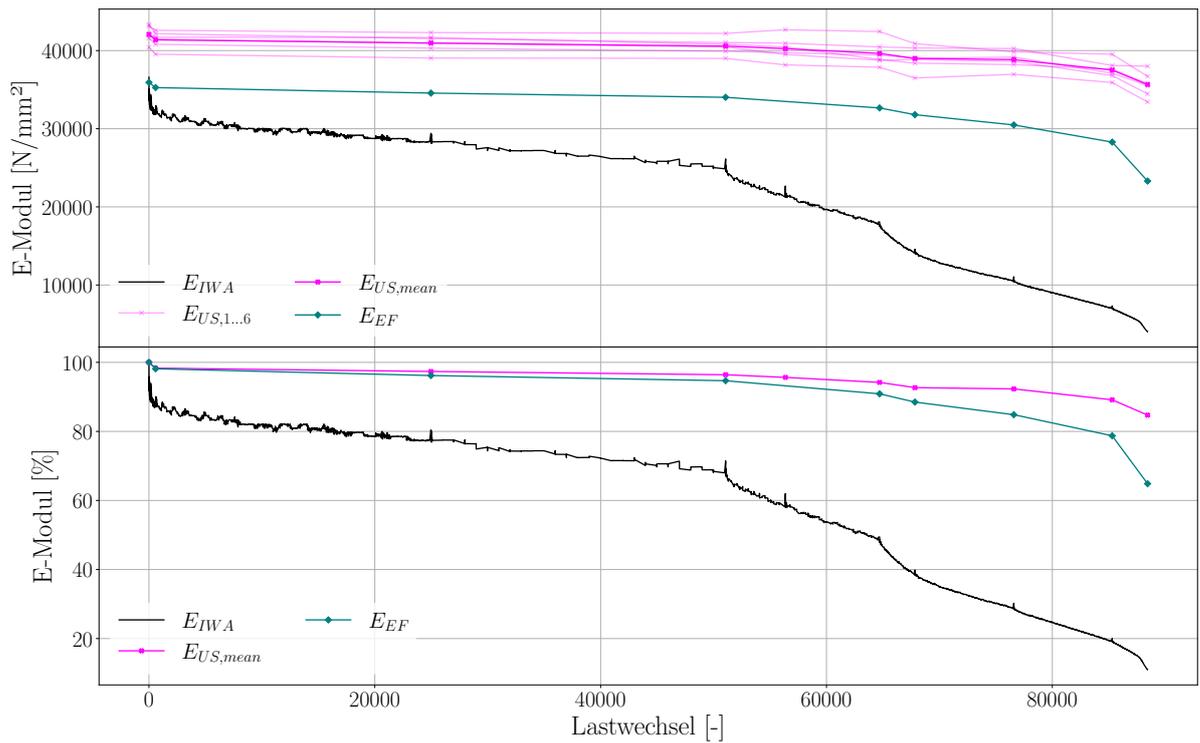


Abbildung Q.5.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU14-1

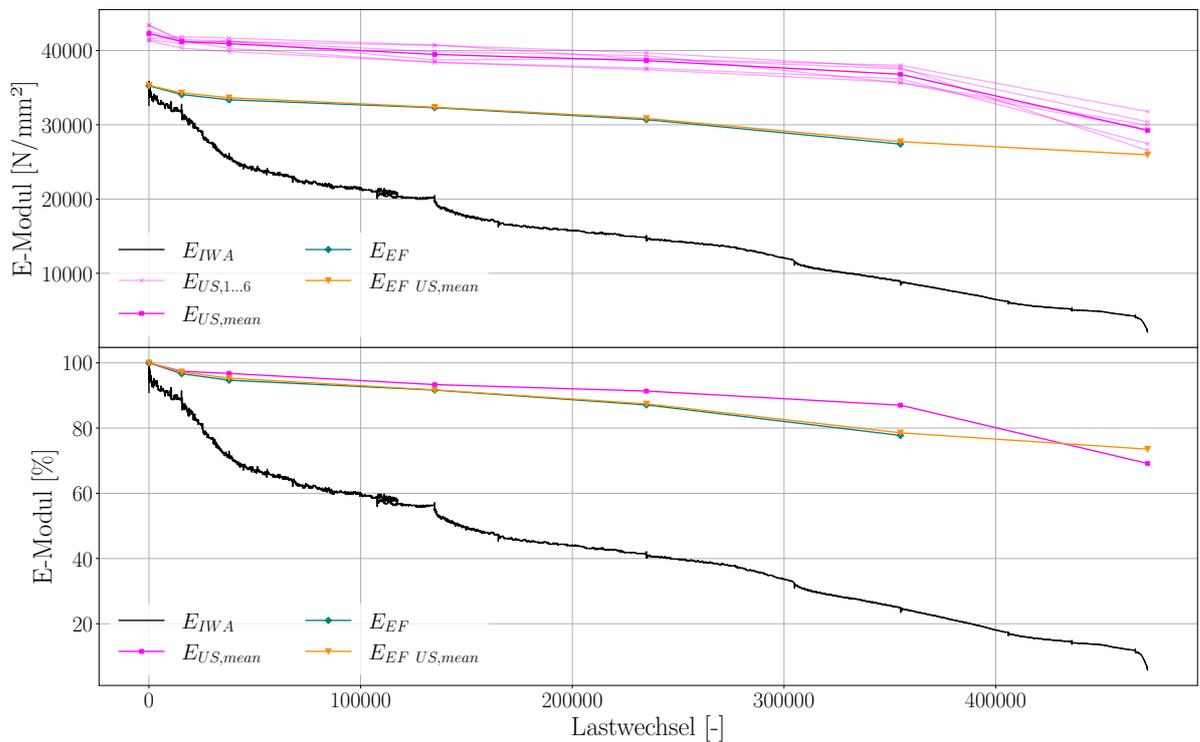


Abbildung Q.6.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU17-1

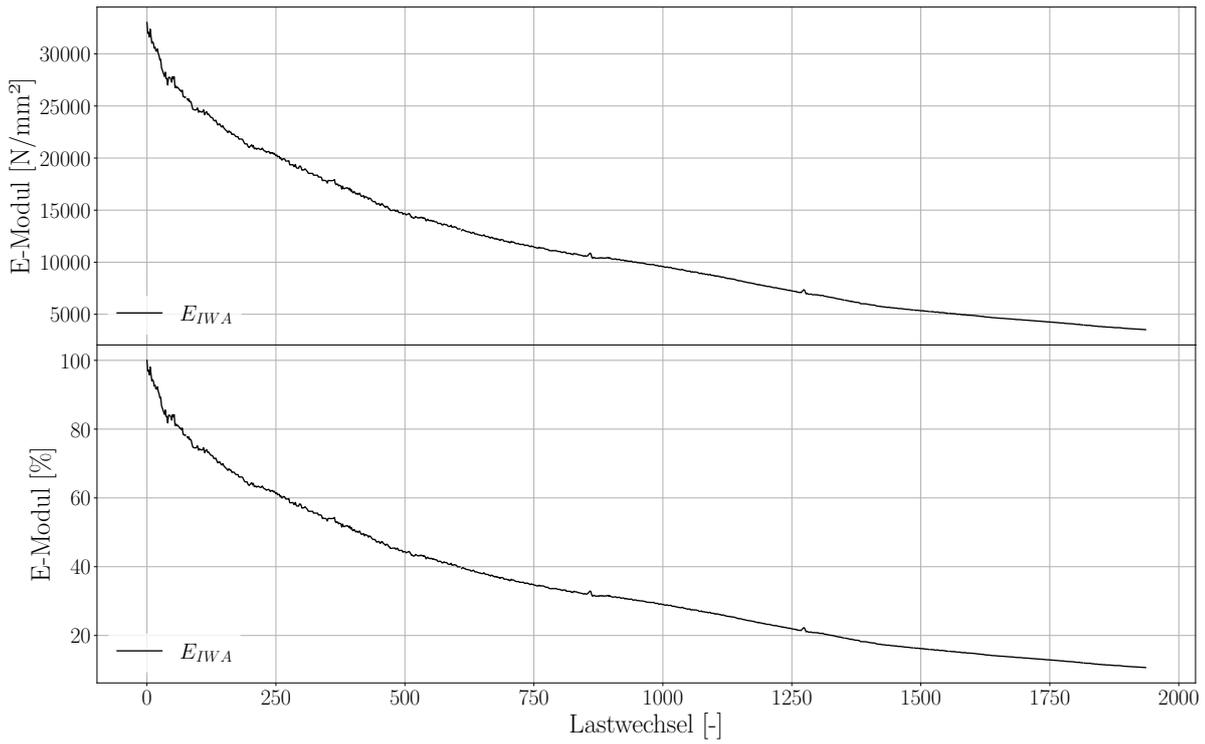


Abbildung Q.7.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU19-1

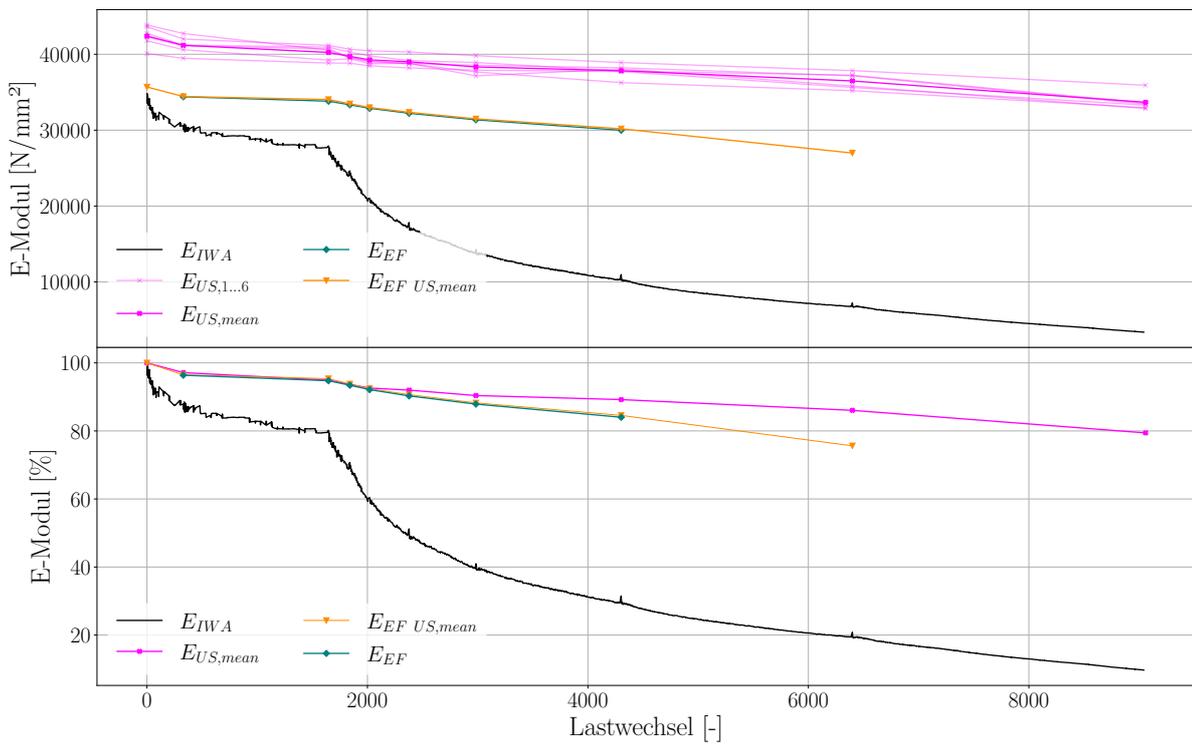


Abbildung Q.8.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU20-1

Q. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 1

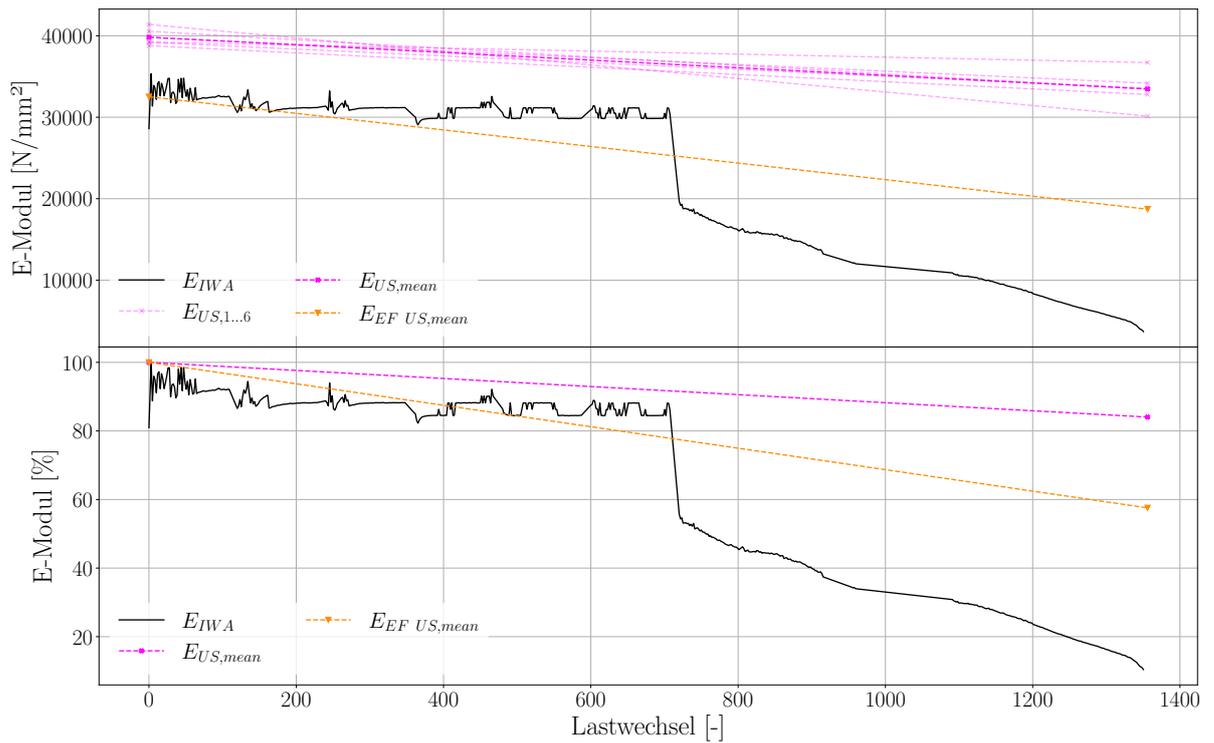


Abbildung Q.9.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU22-1

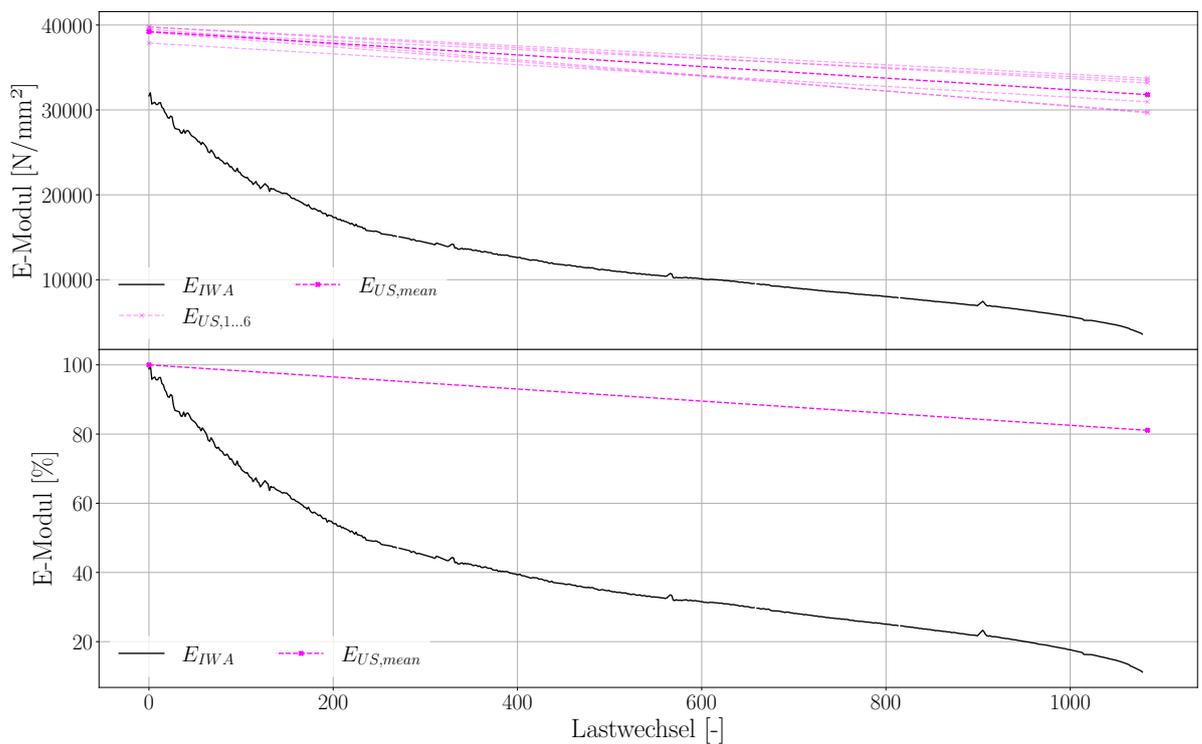


Abbildung Q.10.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU23-1

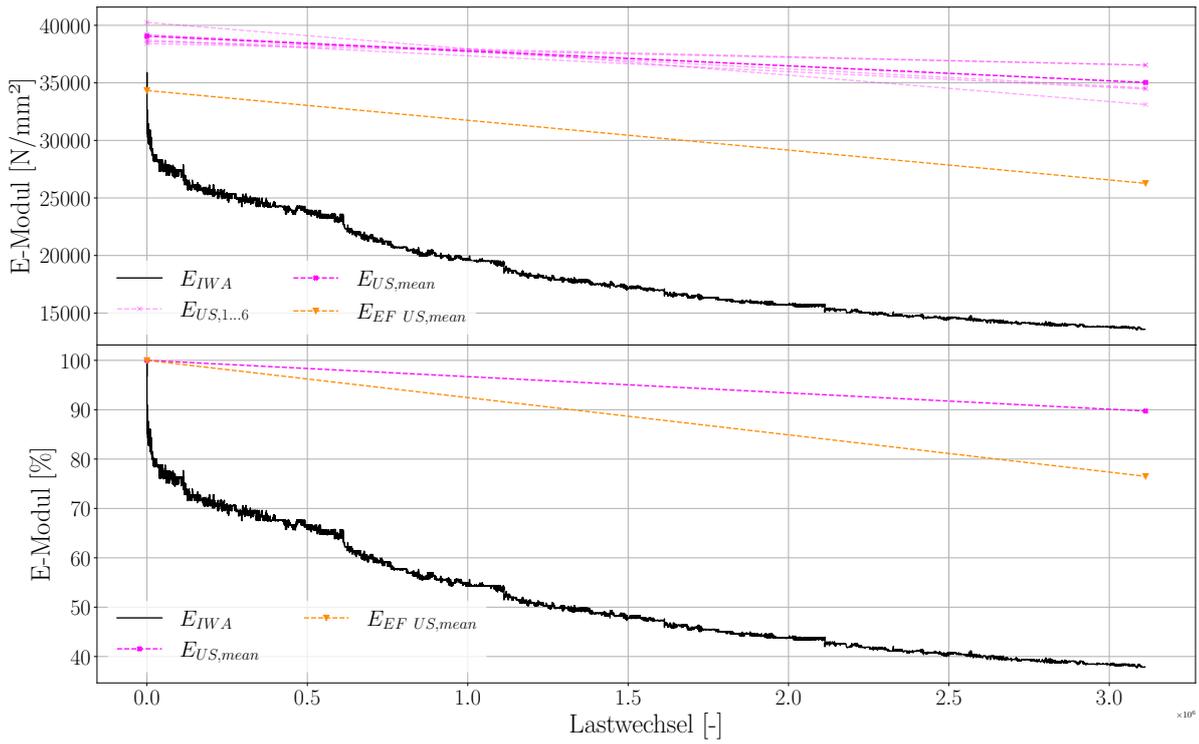


Abbildung Q.11.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU24-1

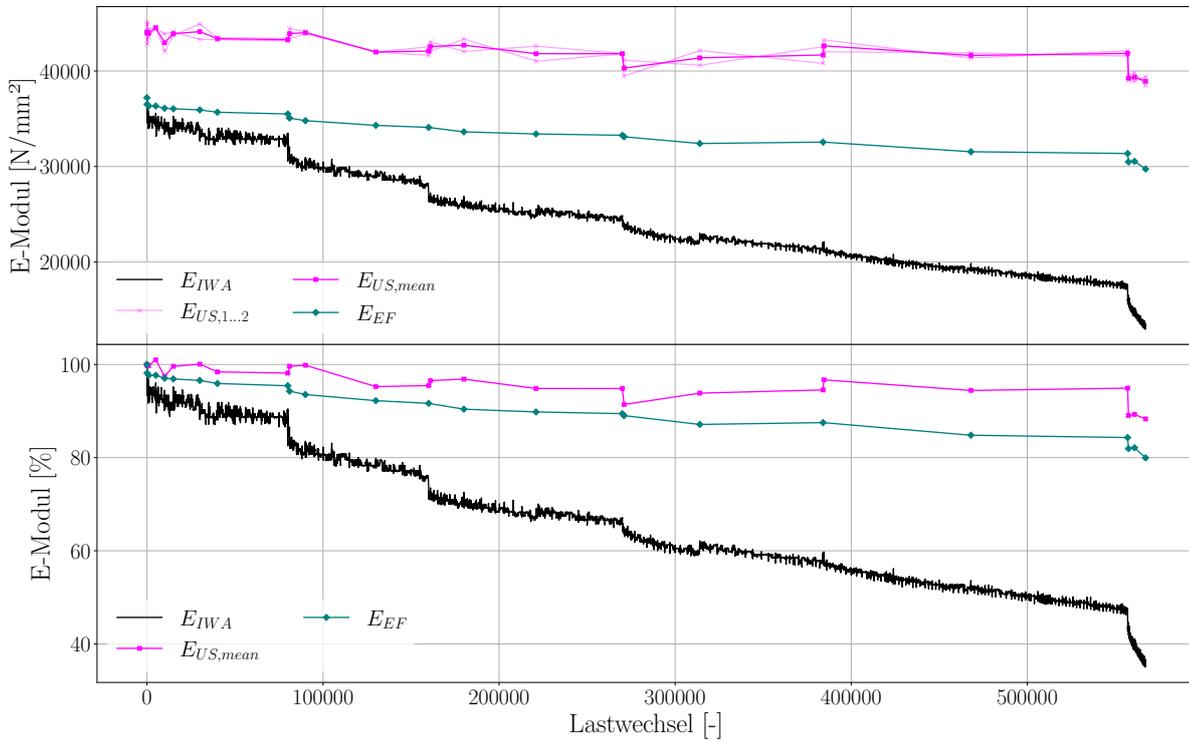


Abbildung Q.12.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU27-1

R. Vergleich der Verläufe des Elastizitätsmoduls - Betonrezeptur 1 - Zweite Schicht von unten

Die Abbildungen R.1 bis R.14 zeigen die Verläufe des E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die Probekörper der zweiten Schicht von unten der Betonrezeptur 1. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs Q.

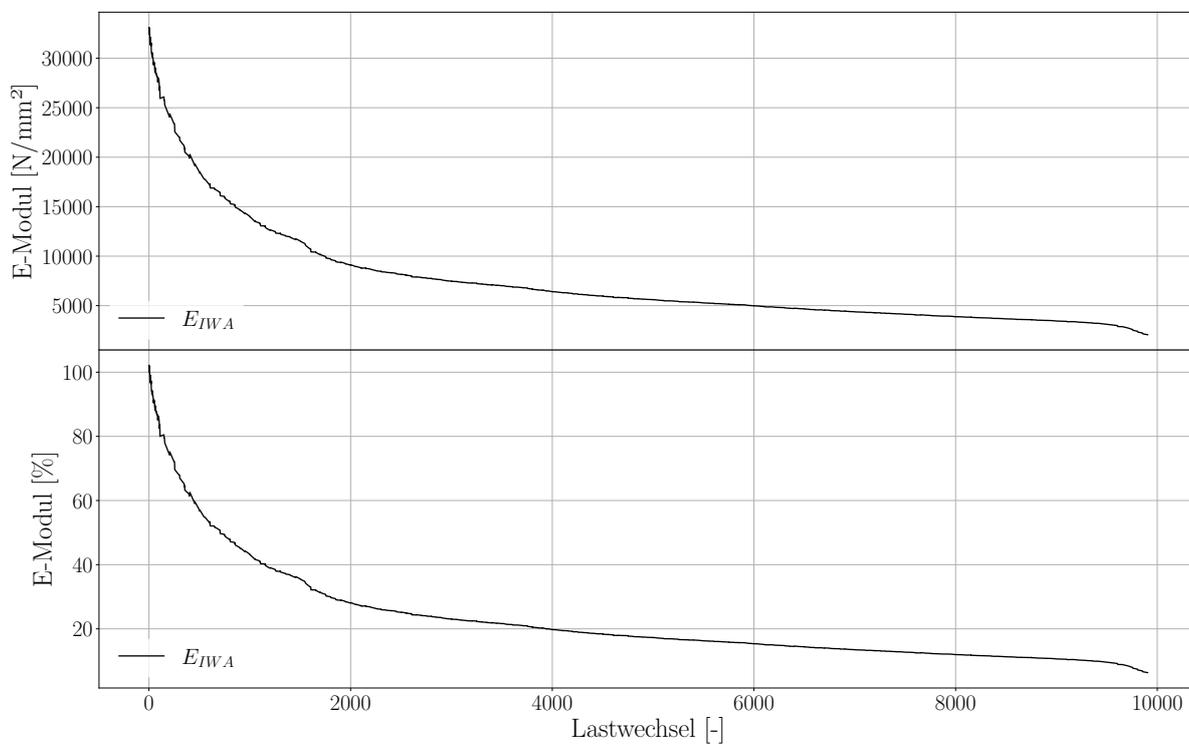


Abbildung R.1.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU03-2

R. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 2

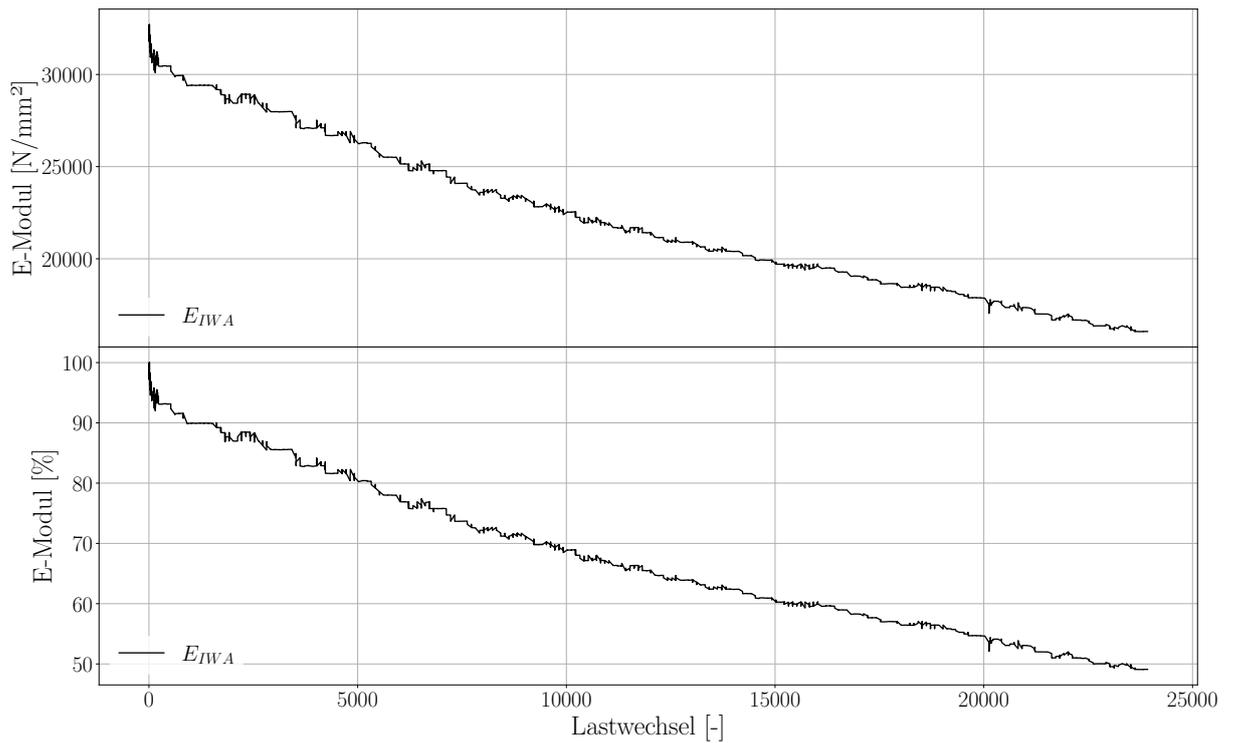


Abbildung R.2.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU05-2

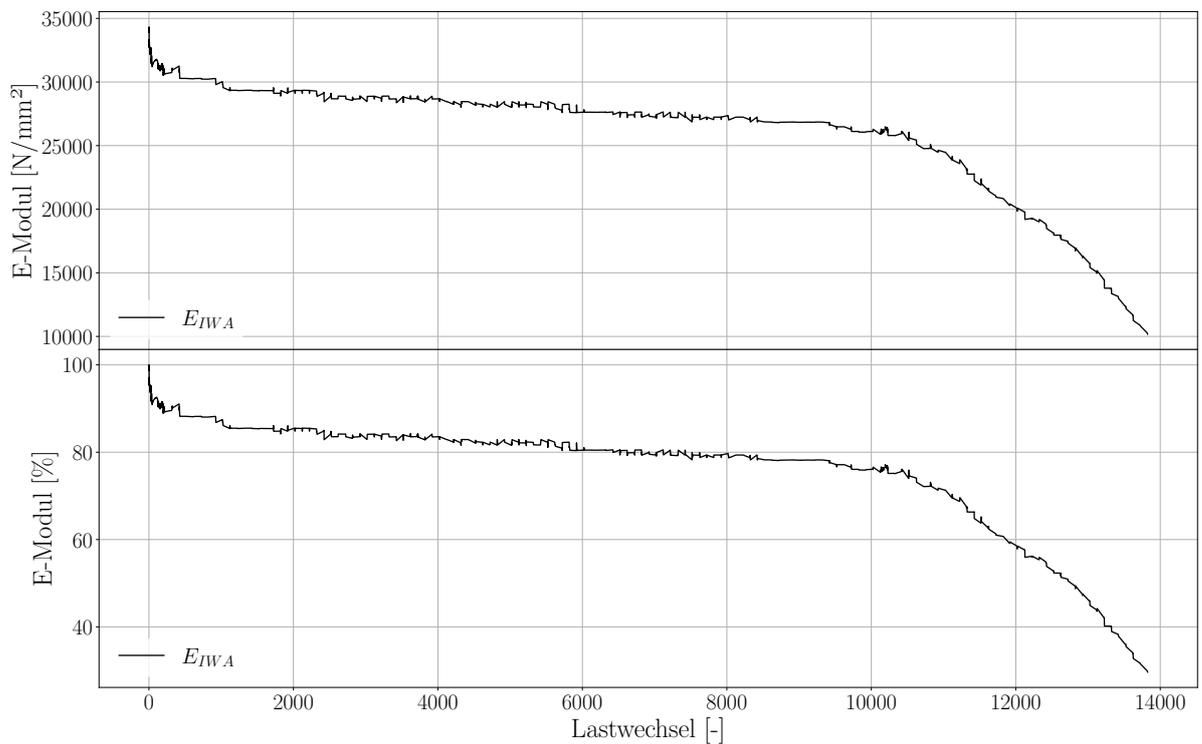


Abbildung R.3.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU08-2

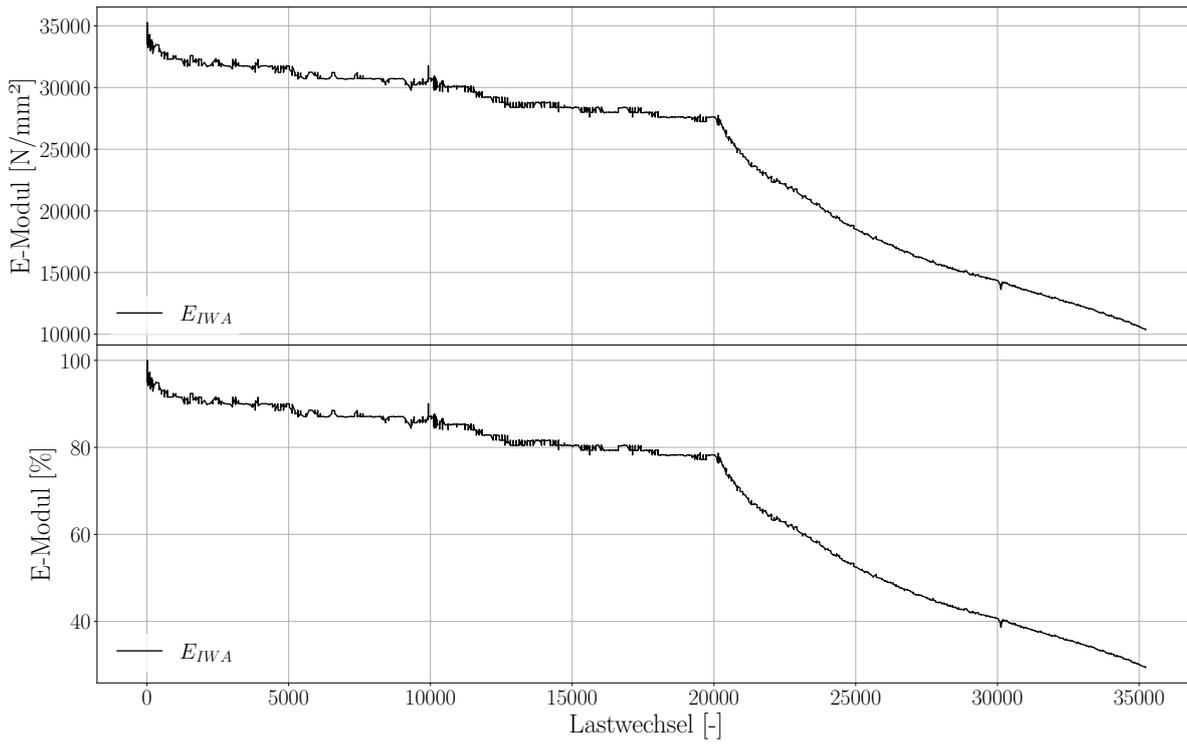


Abbildung R.4.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU11-2

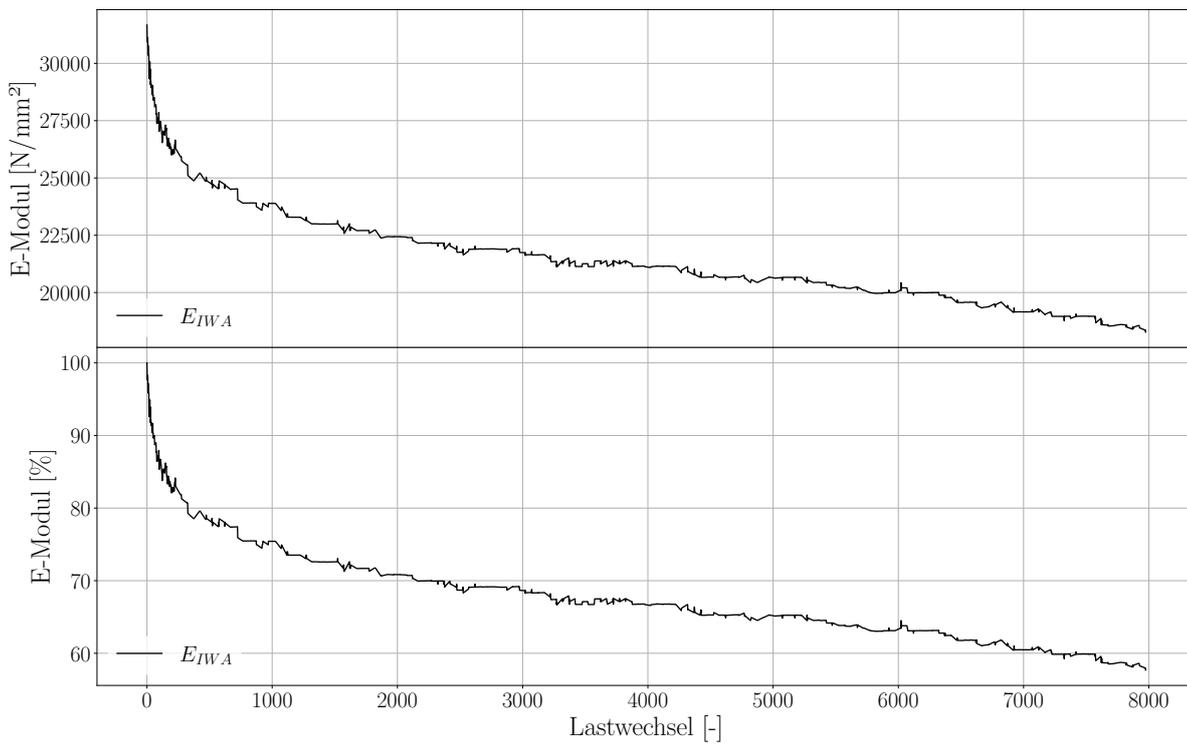


Abbildung R.5.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU12-2

R. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 2

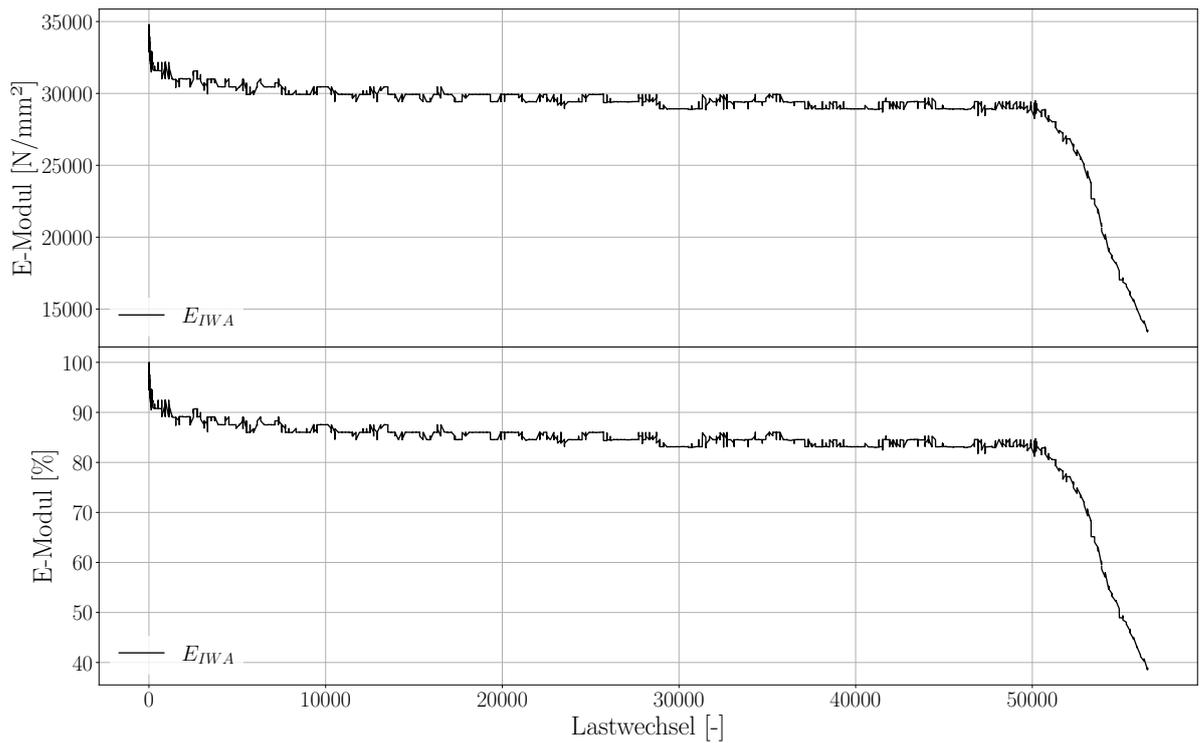


Abbildung R.6.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU14-2

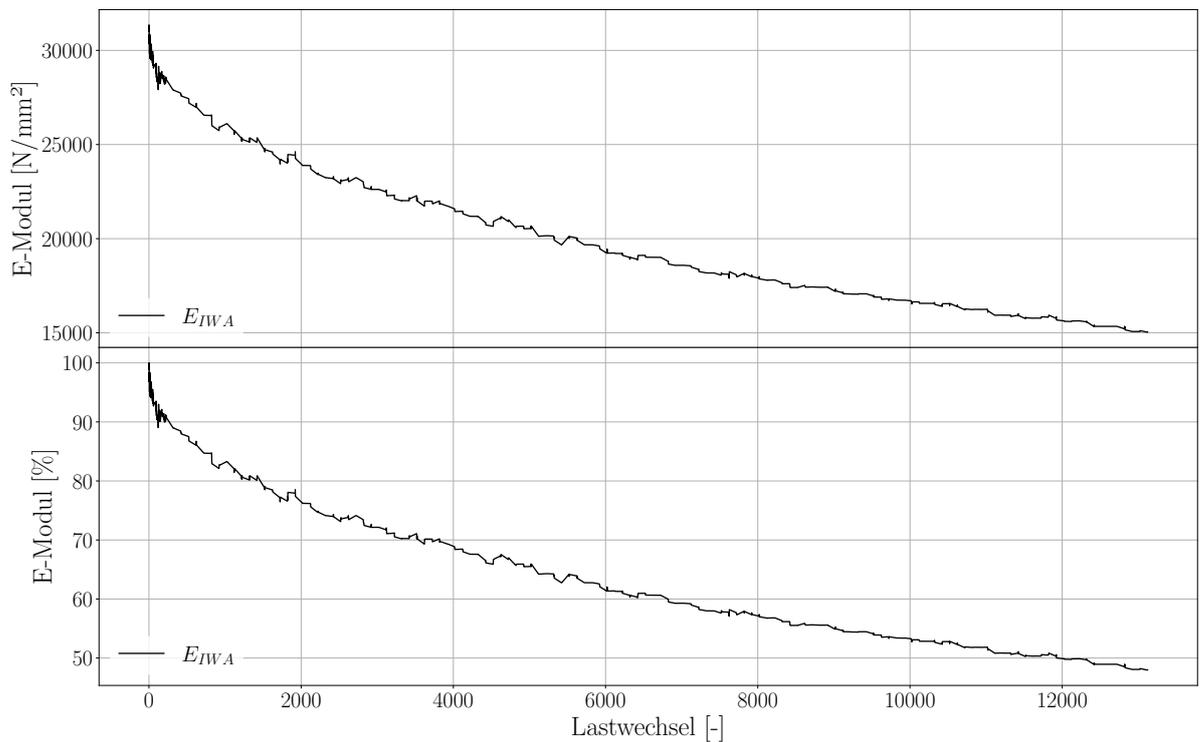


Abbildung R.7.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU17-2

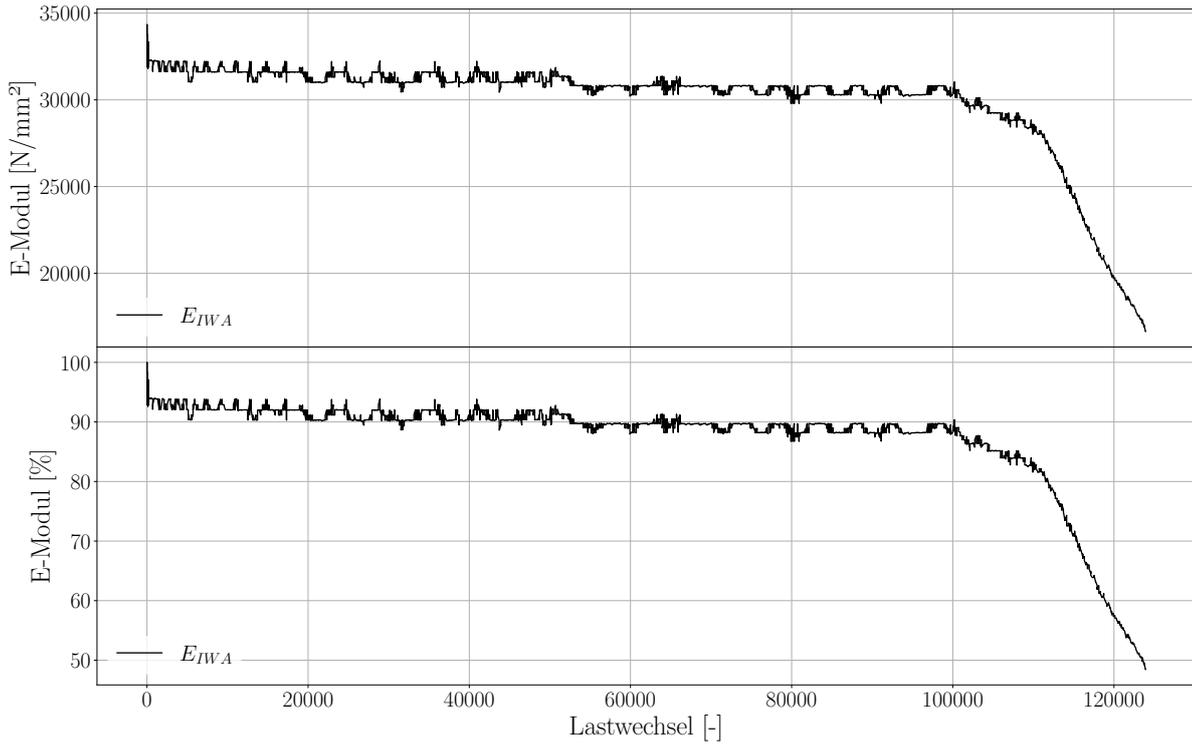


Abbildung R.8.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU18-2

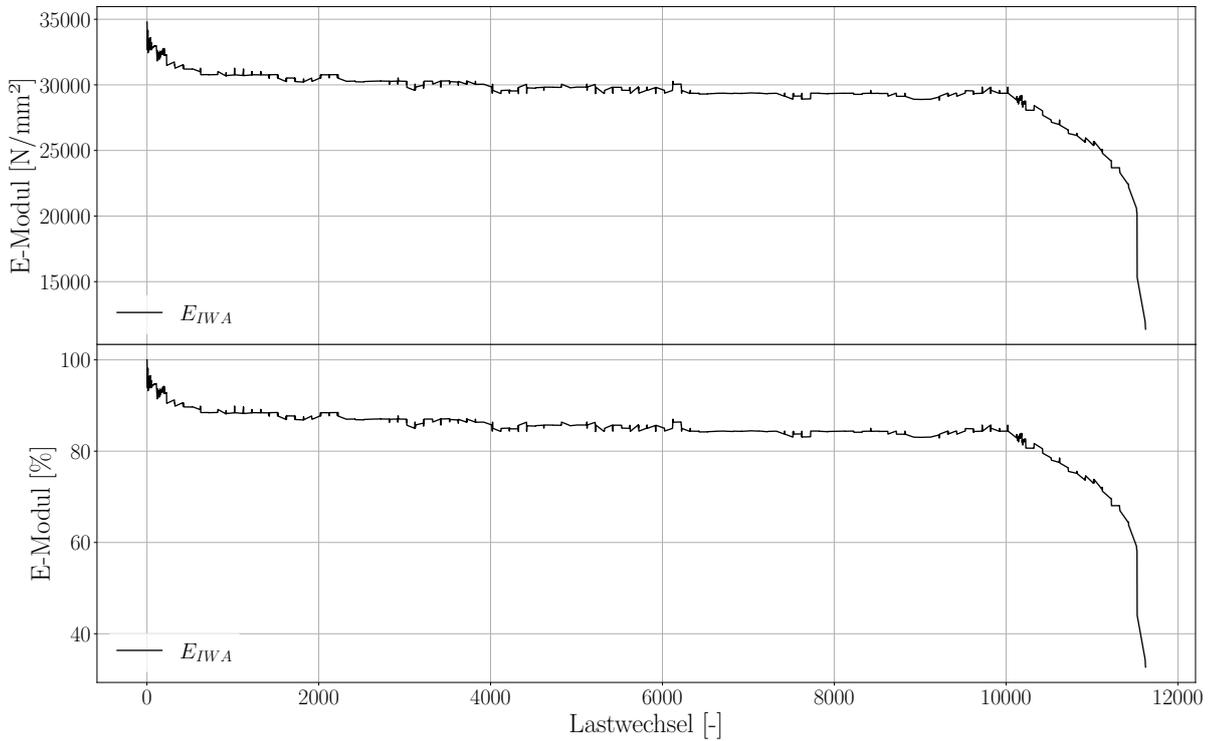


Abbildung R.9.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU19-2

R. Verläufe E-Modul - Rezeptur 1 - Schicht 2

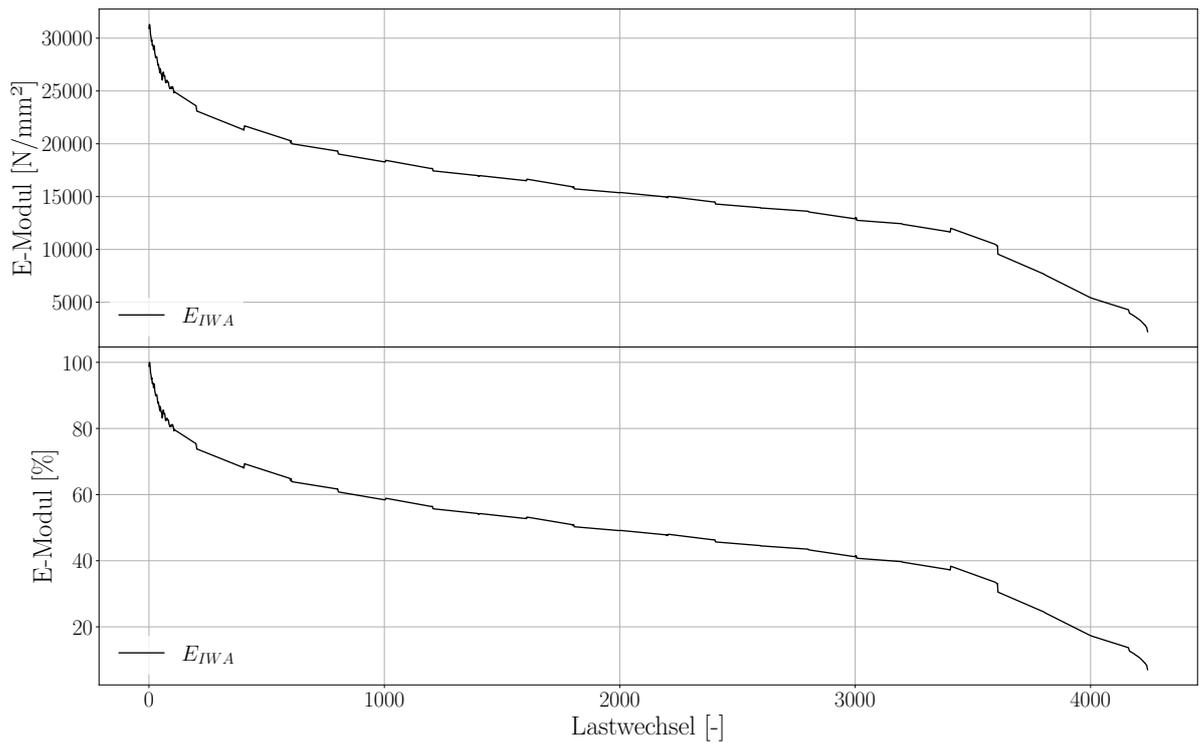


Abbildung R.10.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU20-2

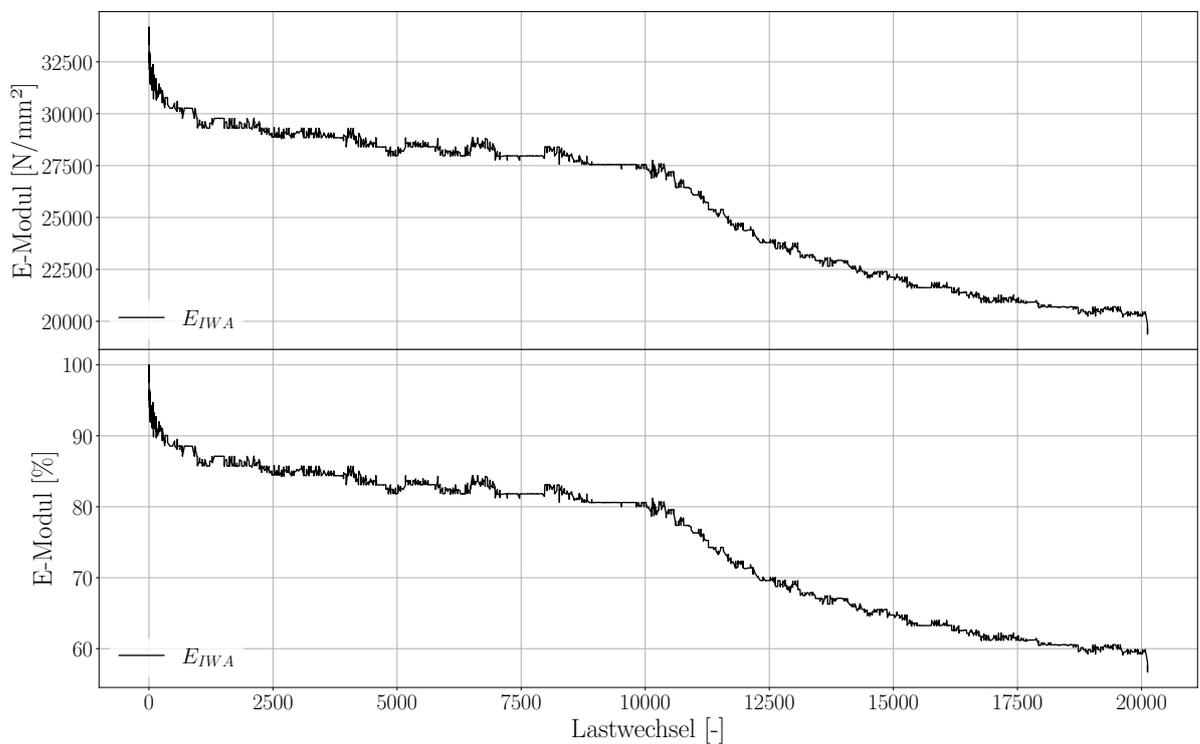


Abbildung R.11.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU22-2

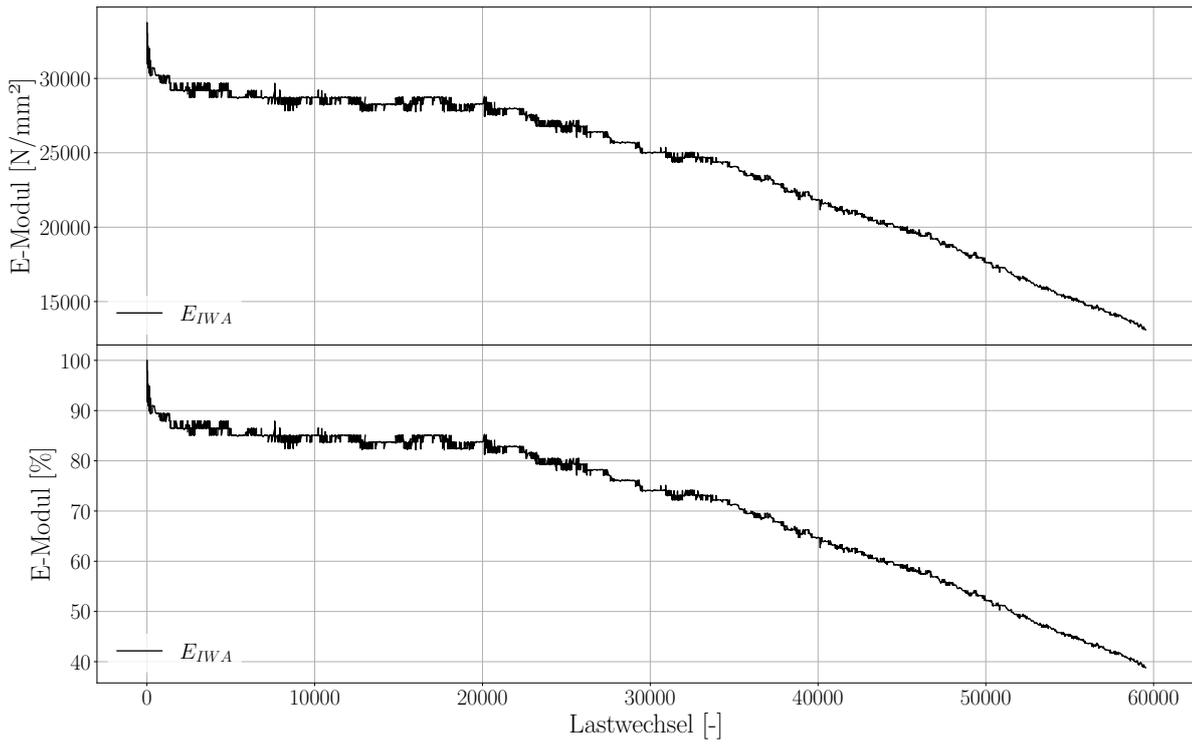


Abbildung R.12.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU25-2

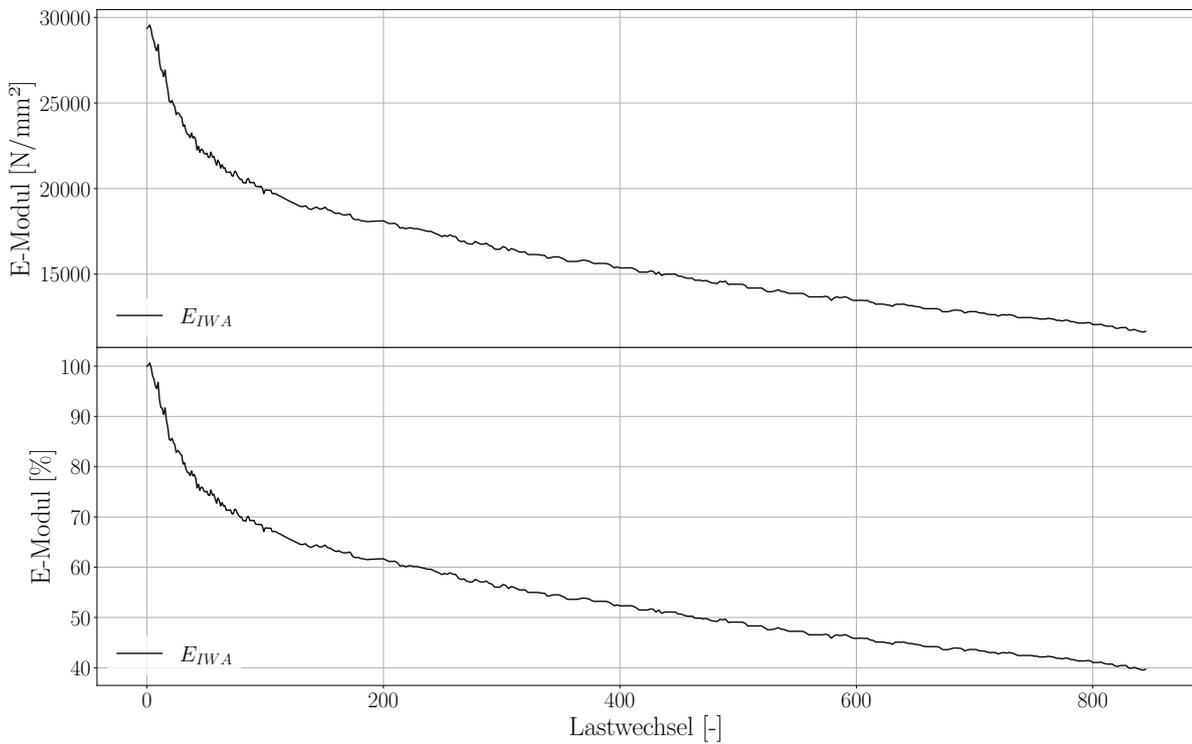


Abbildung R.13.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU29-2

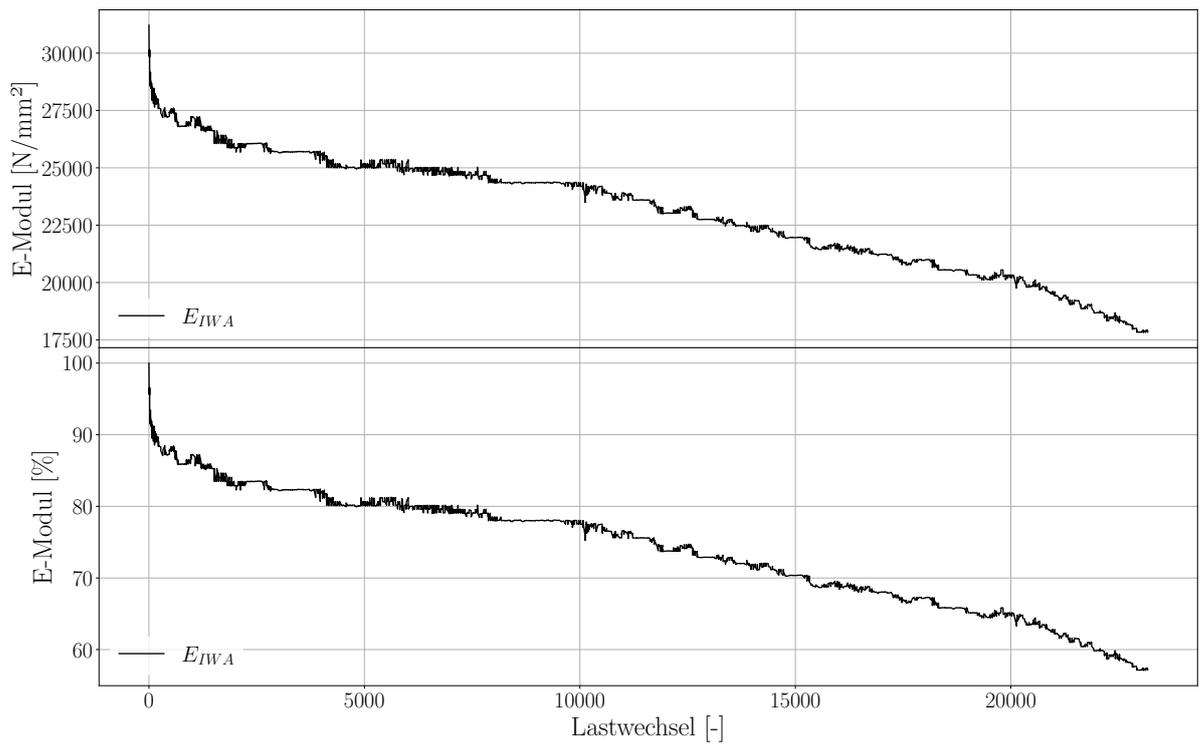


Abbildung R.14.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU30-2

S. Vergleich der Verläufe des Elastizitätsmoduls - Betonrezeptur 2

Die Abbildungen S.1 bis S.12 zeigen die Verläufe des E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die Probekörper der Unterschicht der Betonrezeptur 2. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs Q.

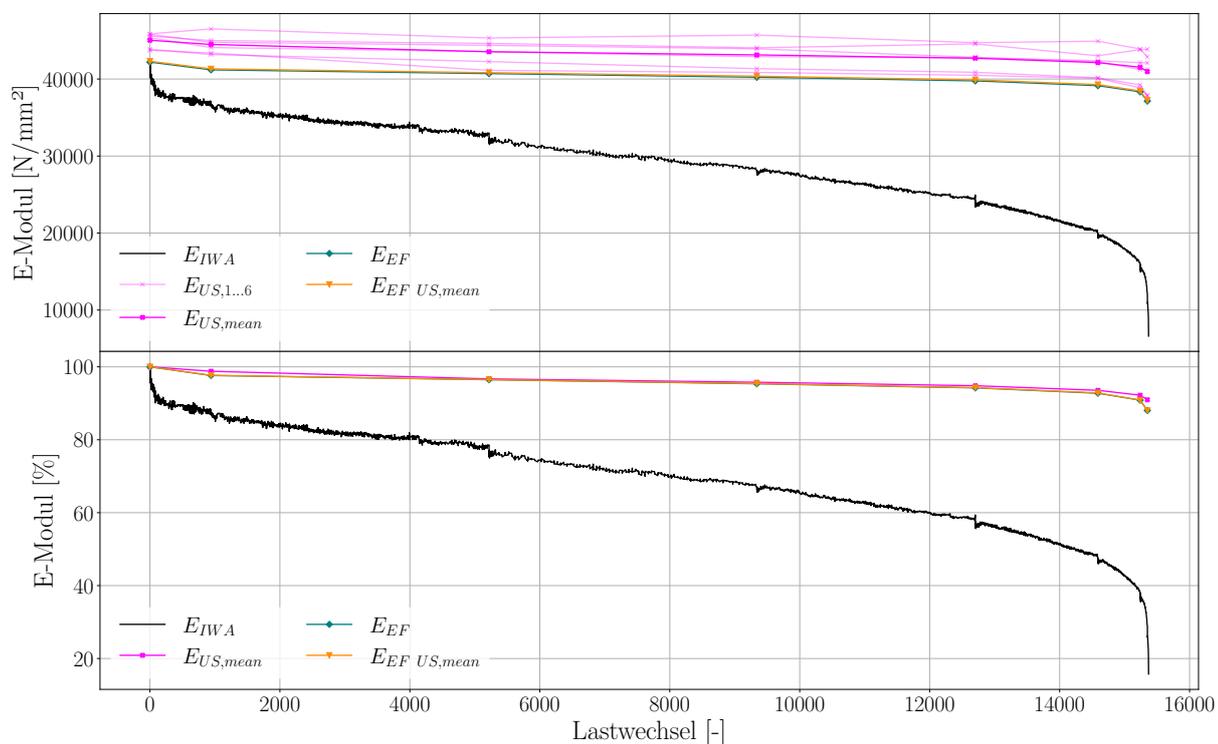


Abbildung S.1.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU202-U

S. Verläufe E-Modul - Rezeptur 2

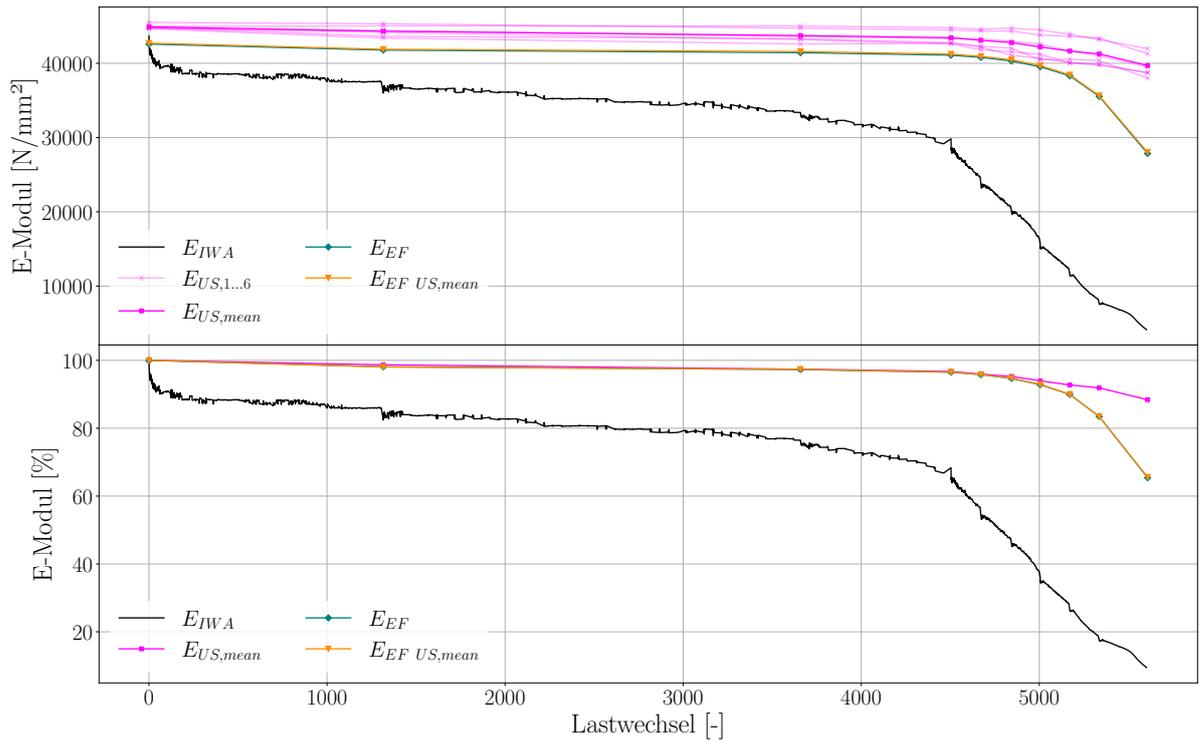


Abbildung S.2.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU204-U

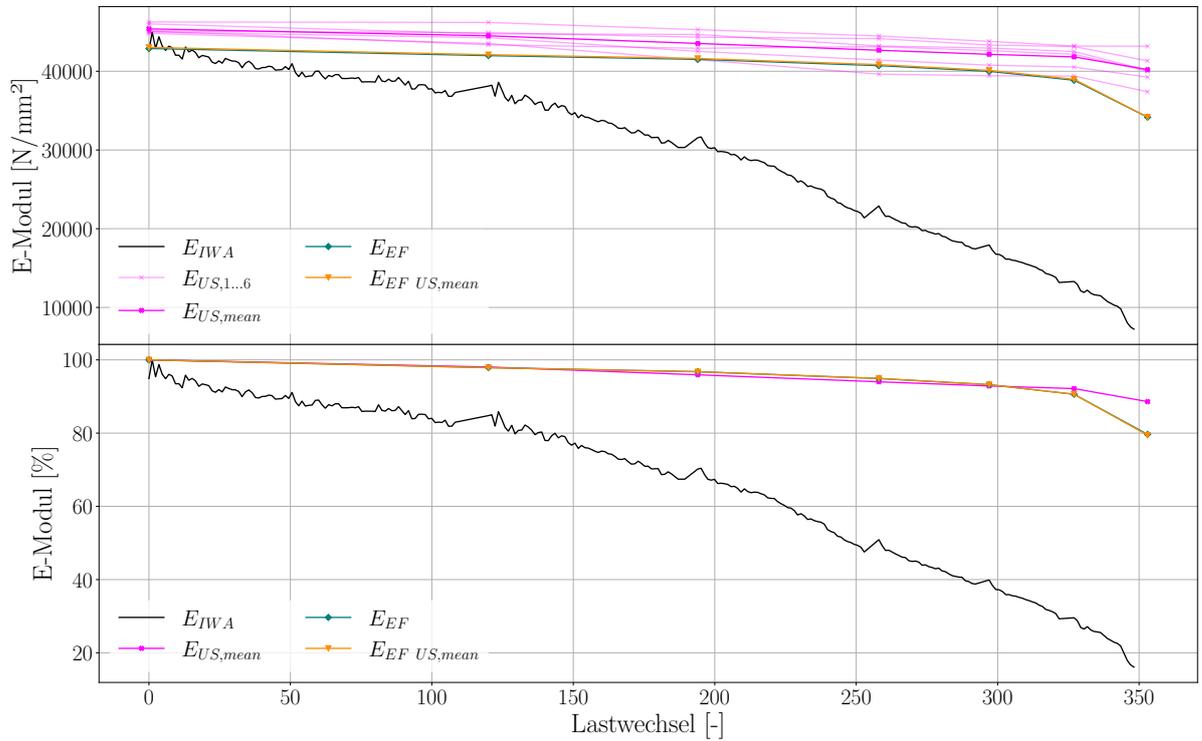


Abbildung S.3.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU206-U

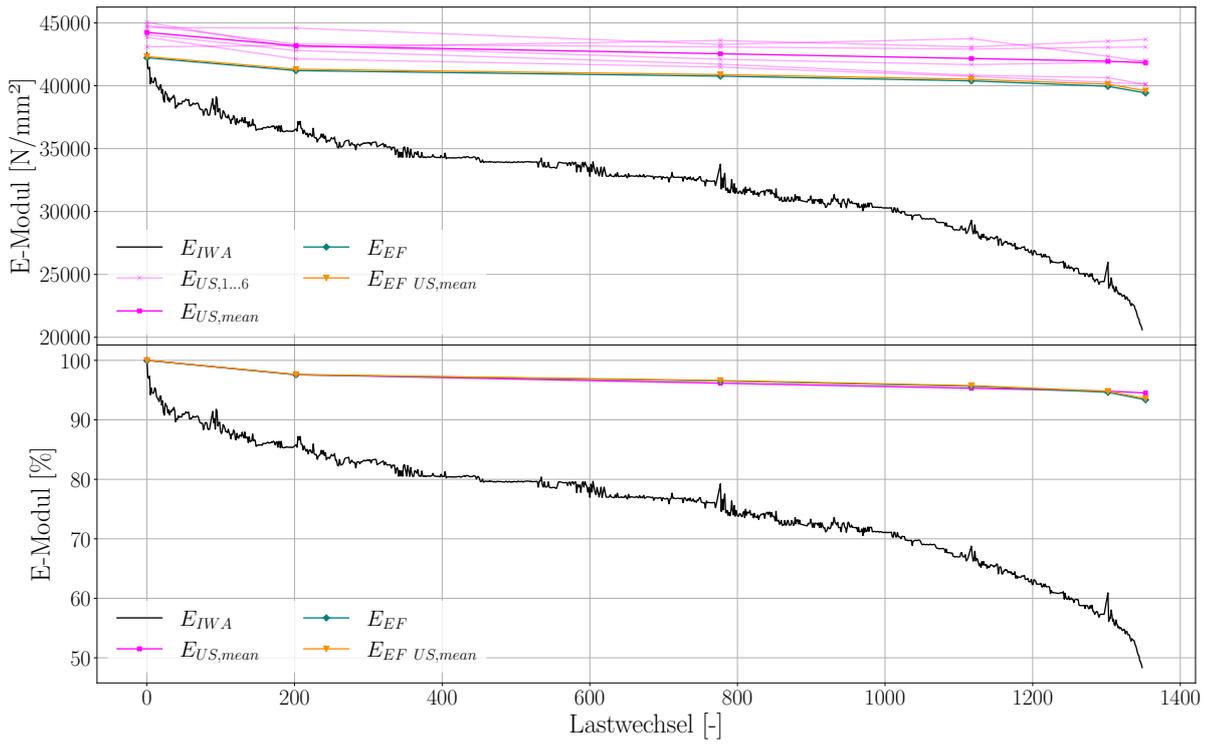


Abbildung S.4.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU207-U

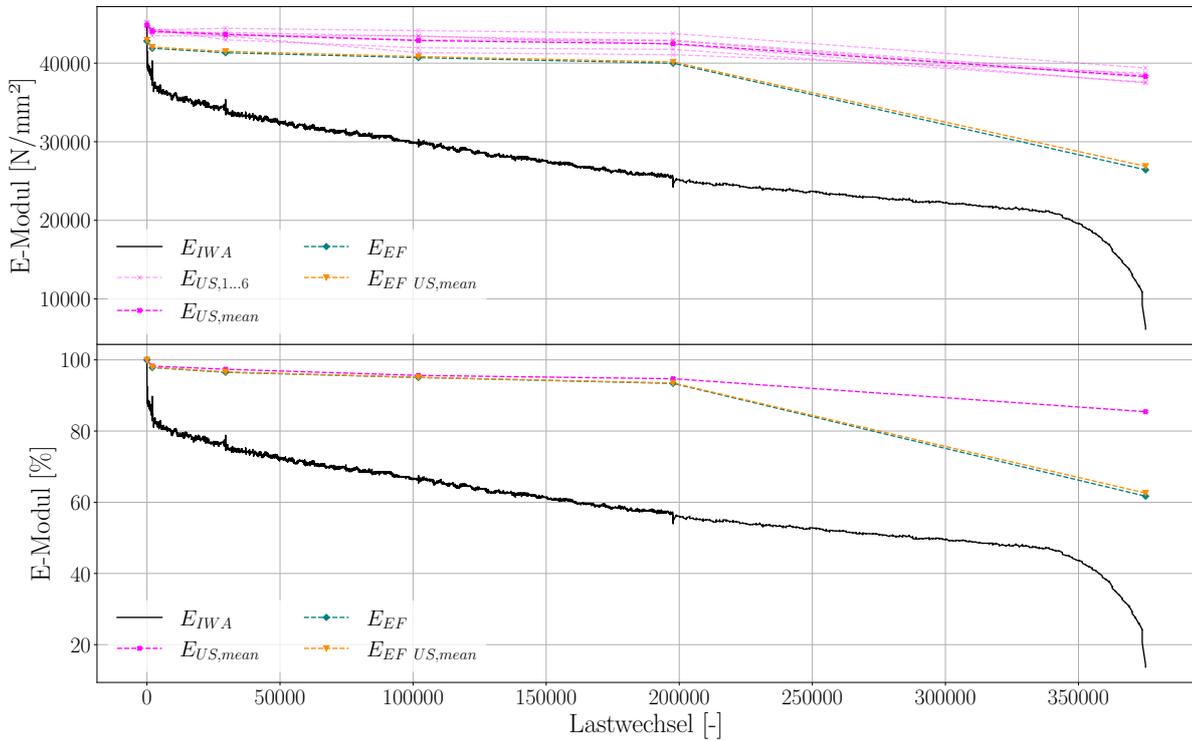


Abbildung S.5.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU208-U

S. Verläufe E-Modul - Rezeptur 2

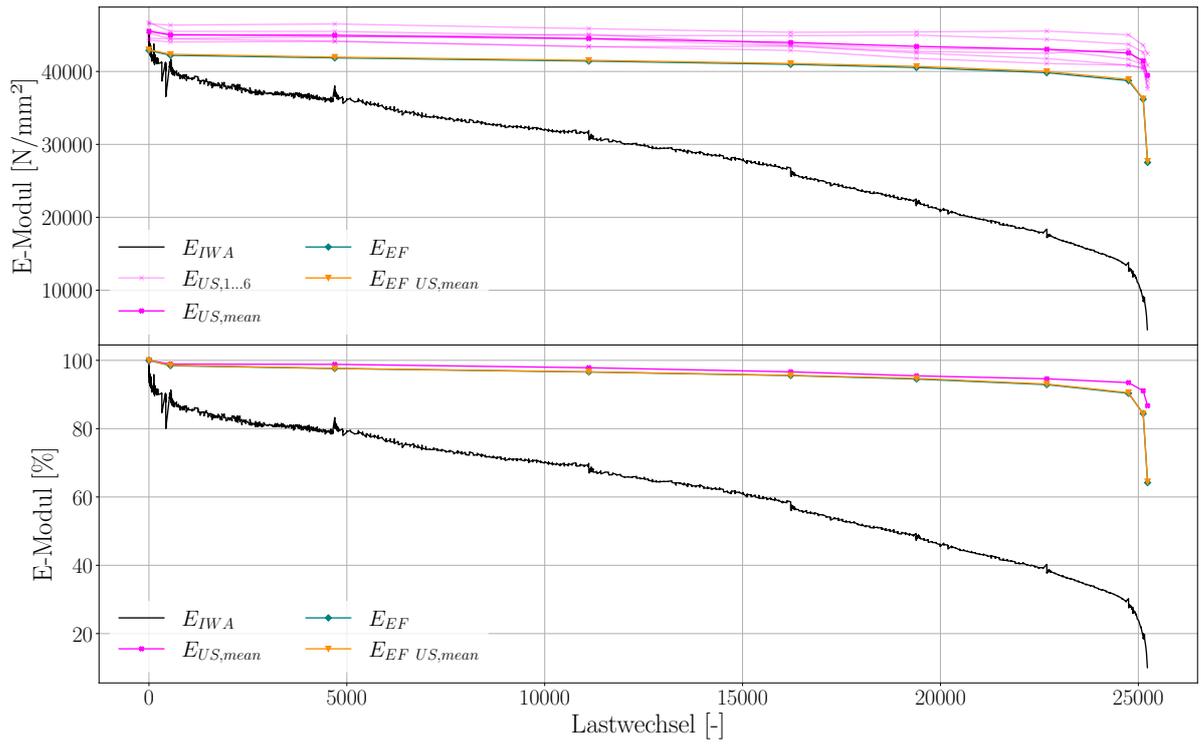


Abbildung S.6.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU216-U

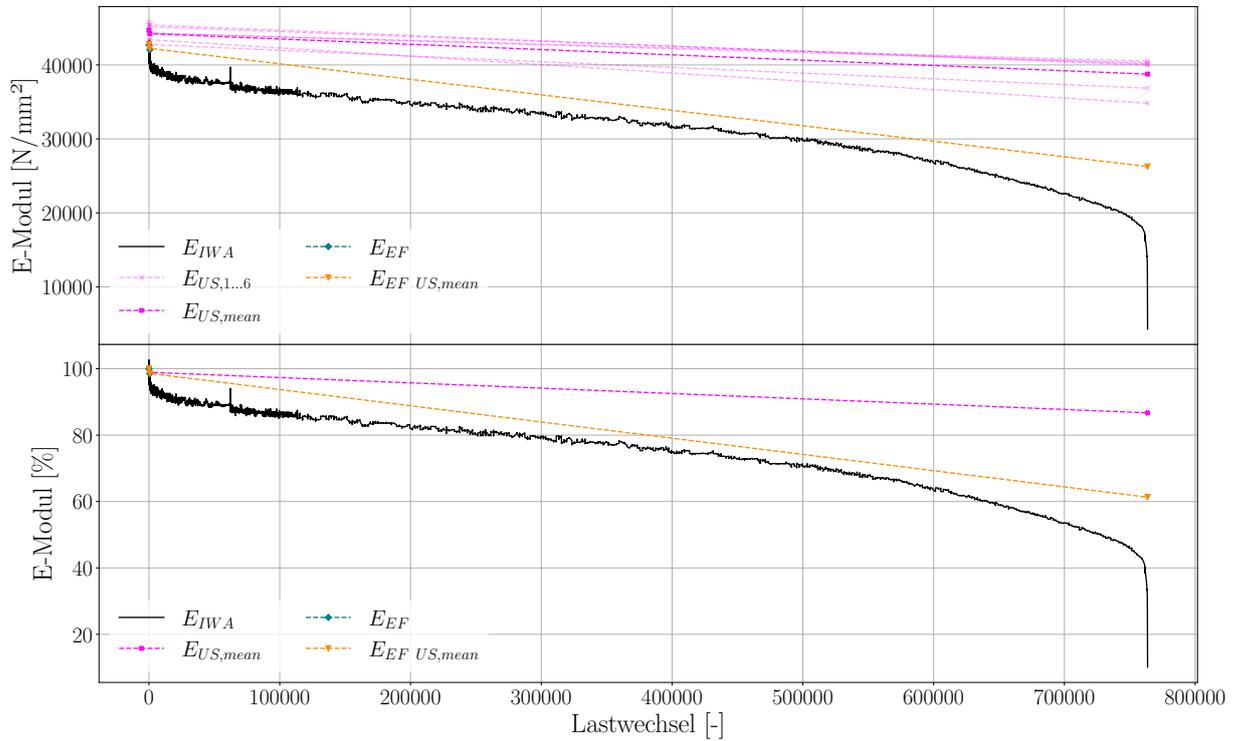


Abbildung S.7.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU218-U

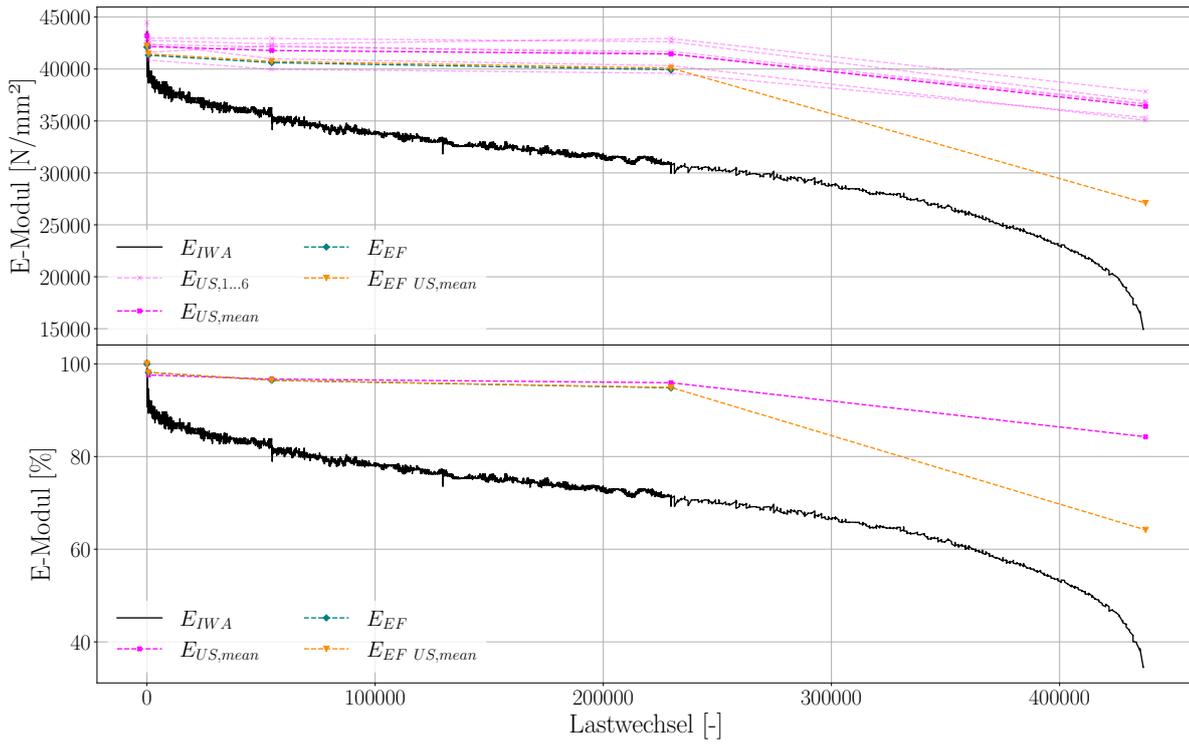


Abbildung S.8.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU220-U

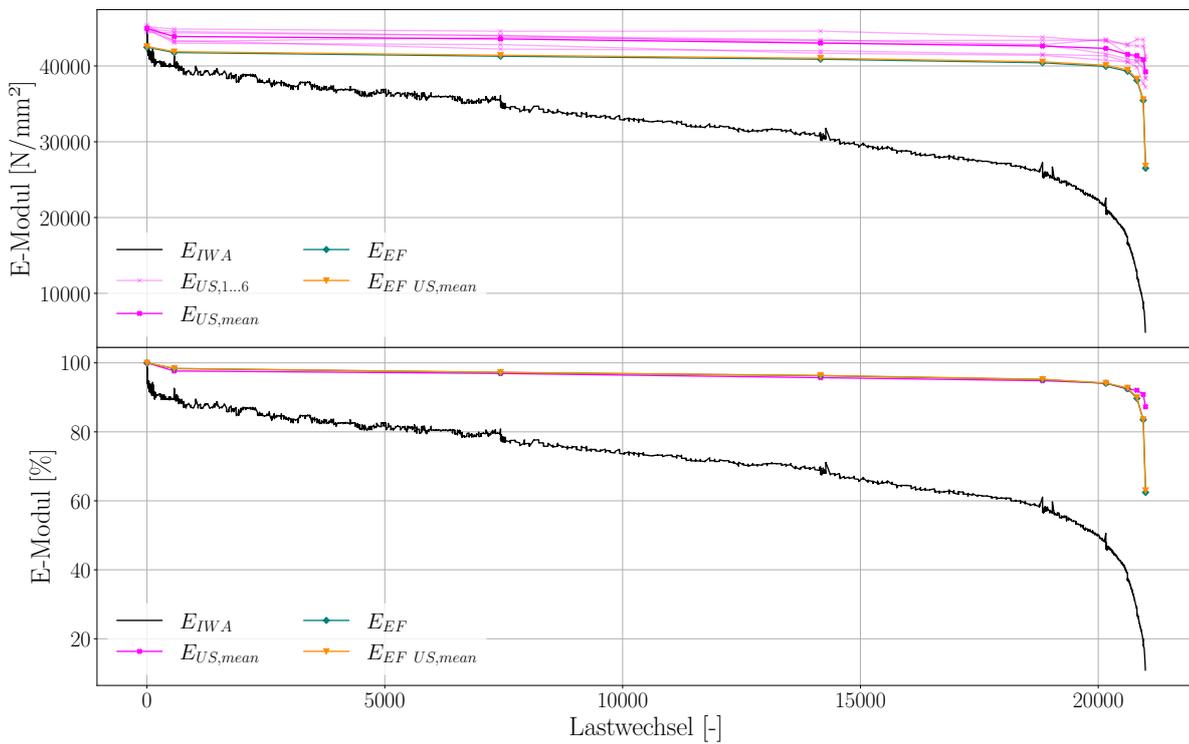


Abbildung S.9.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU221-U

S. Verläufe E-Modul - Rezeptur 2

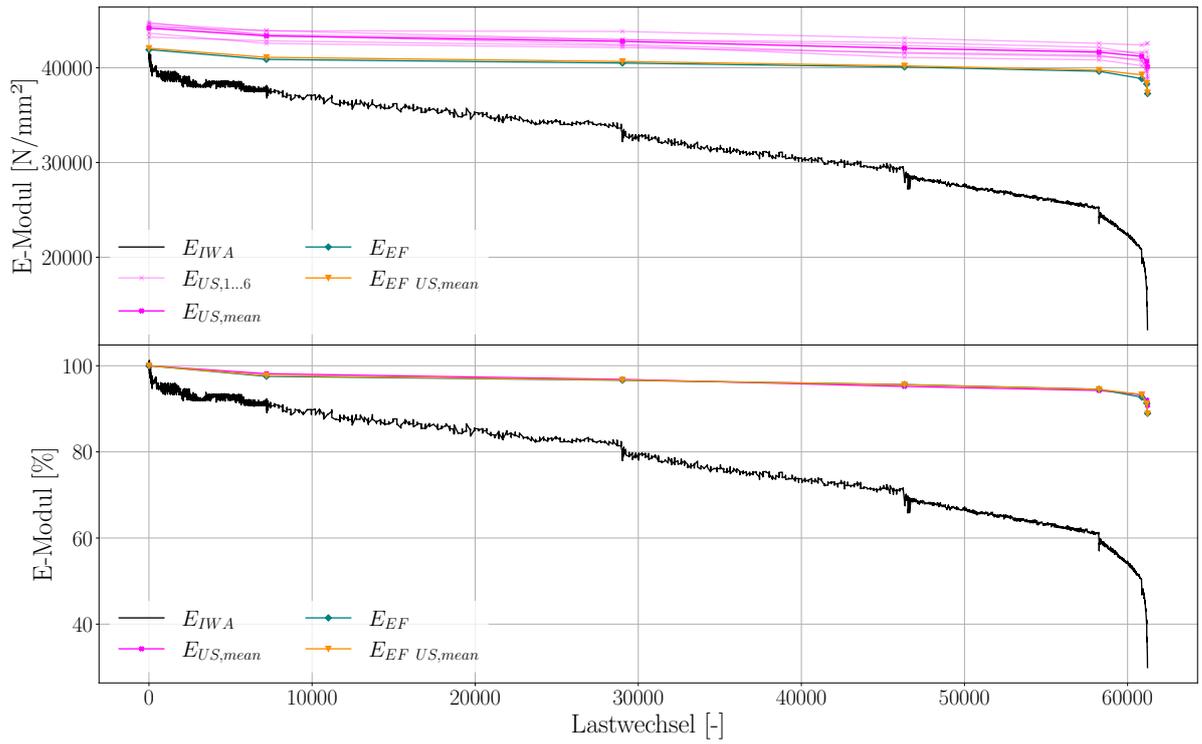


Abbildung S.10.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU222-U

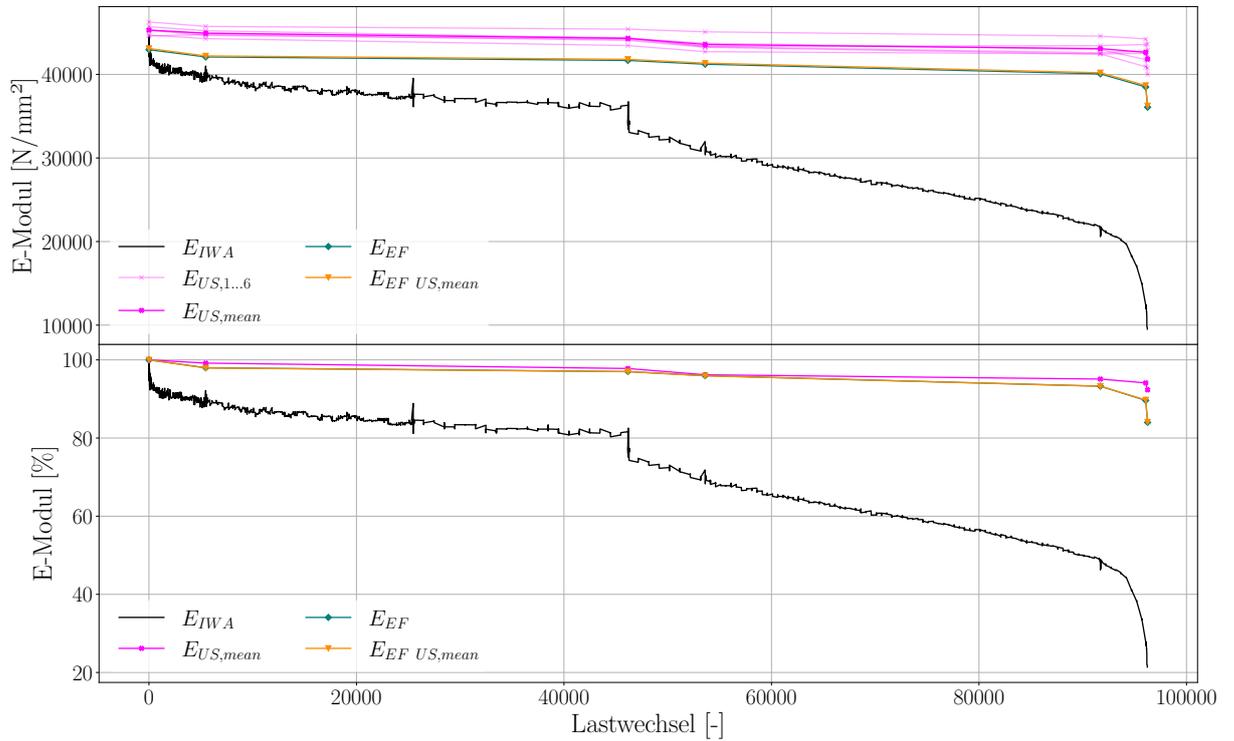


Abbildung S.11.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU226-U

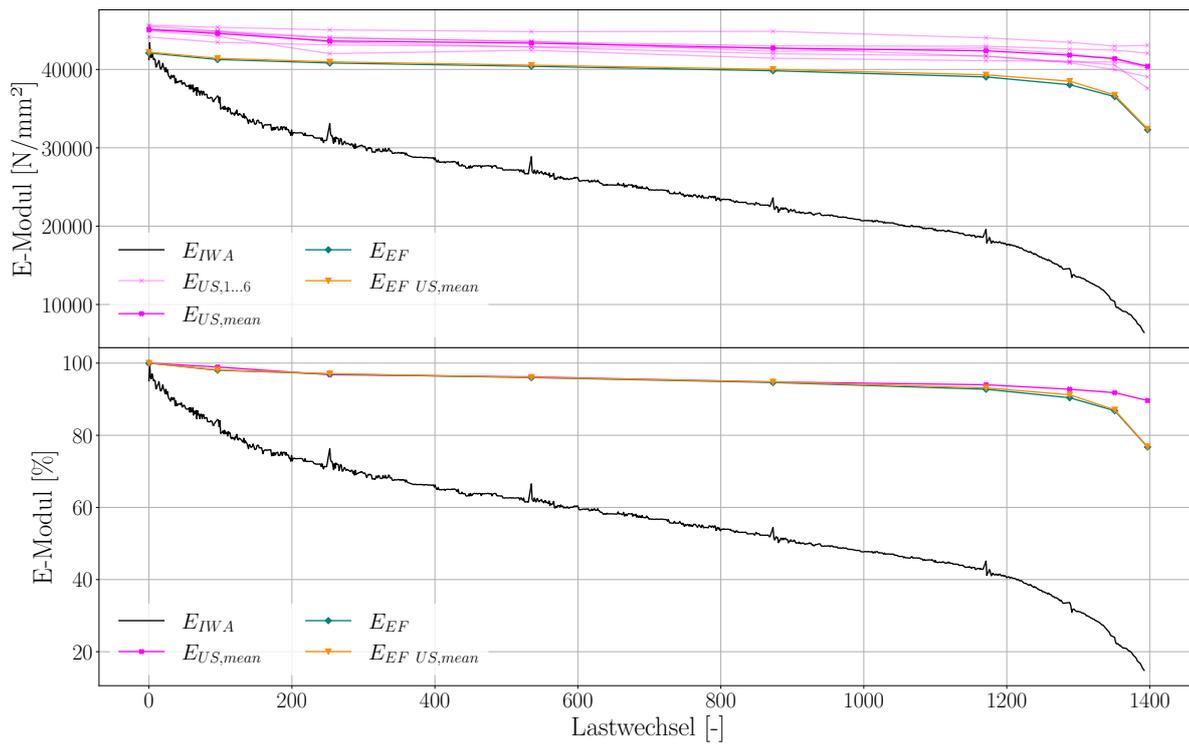


Abbildung S.12.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU229-U

T. Vergleich der Verläufe des Elastizitätsmoduls - Betonrezeptur 3

Die Abbildungen T.1 bis T.13 zeigen die Verläufe des E-Moduls in Abhängigkeit von der Lastwechselzahl für die Probekörper der Unterschicht der Betonrezeptur 3. Weiterführende Erläuterungen zu diesen Abbildungen finden sich zu Beginn des Anhangs Q.

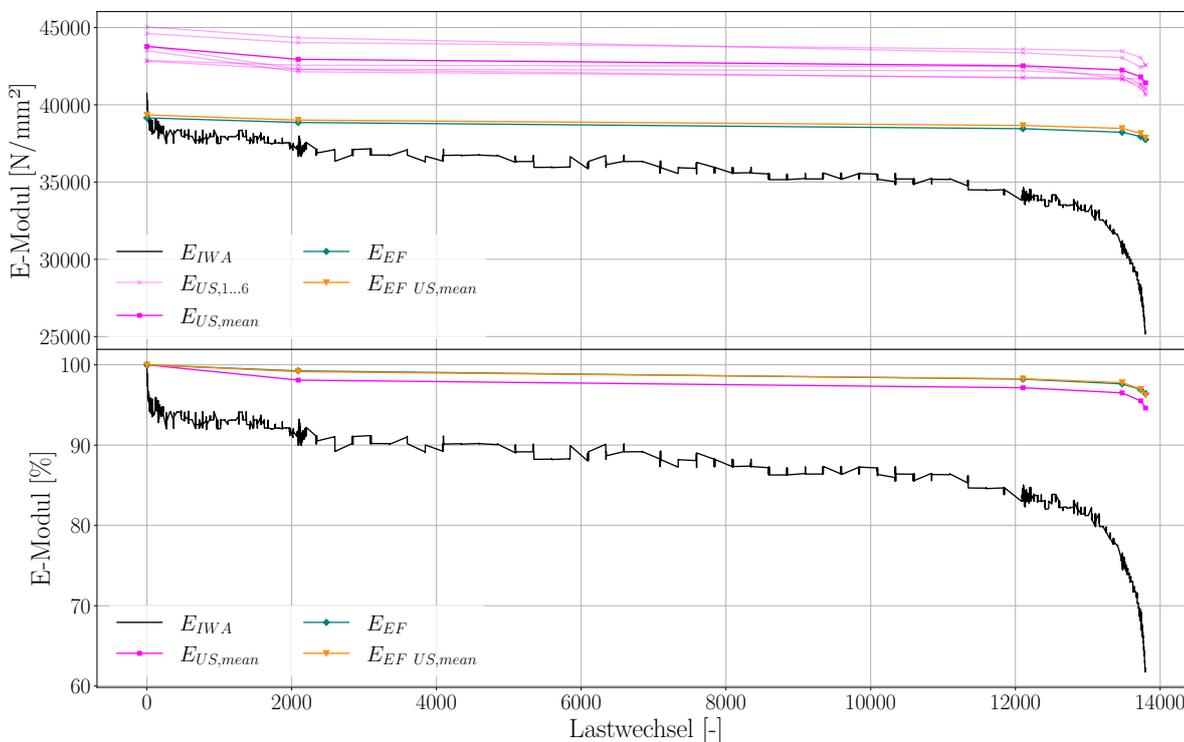


Abbildung T.1.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU303-U

T. Verläufe E-Modul - Rezeptur 3

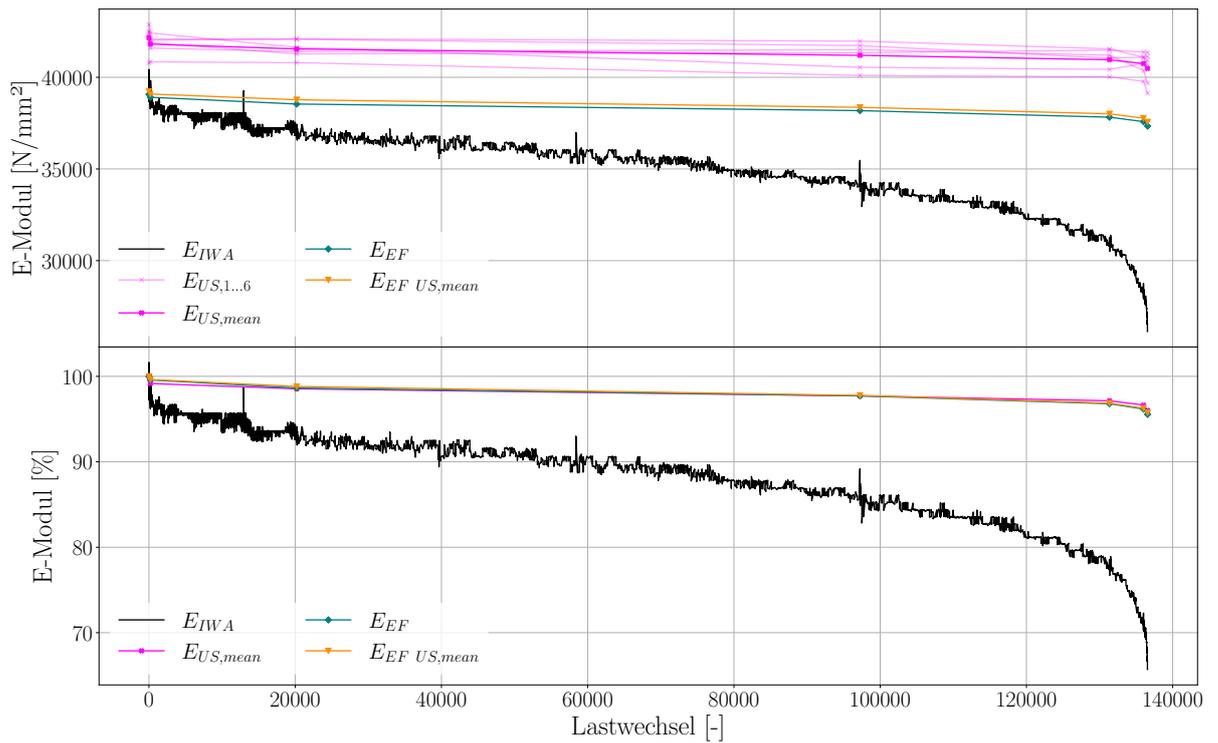


Abbildung T.2.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU306-U

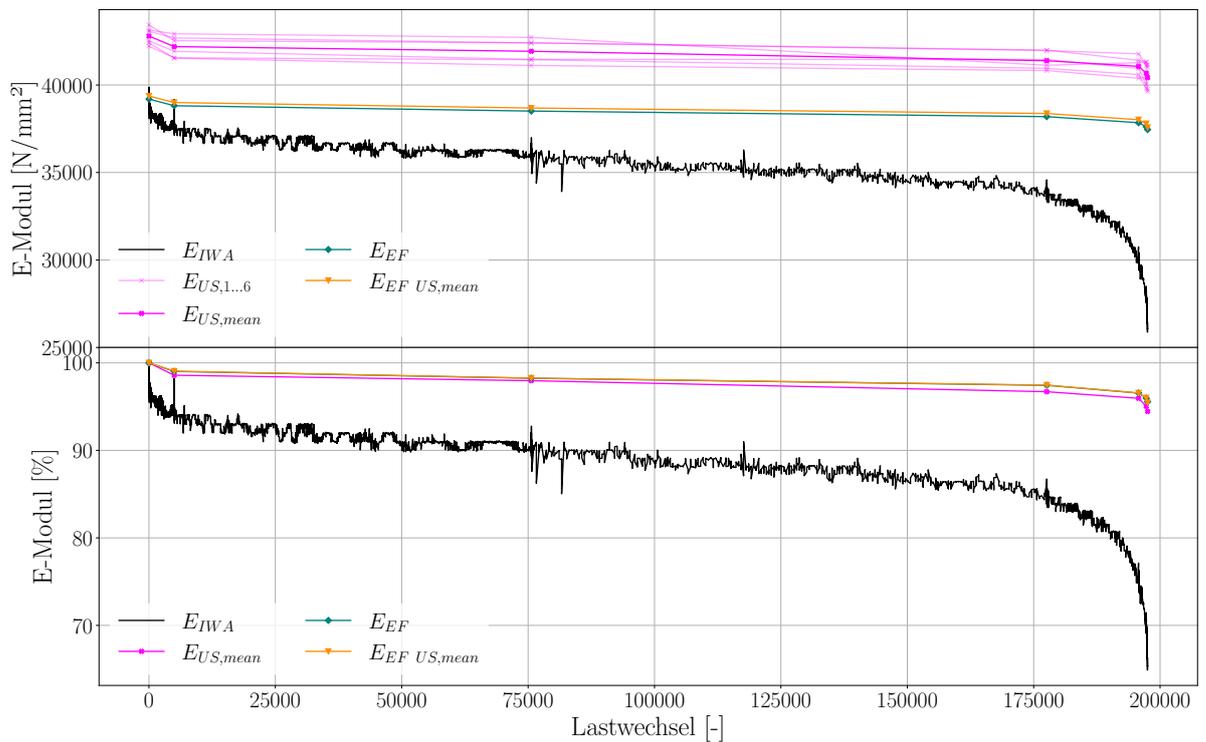


Abbildung T.3.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU308-U

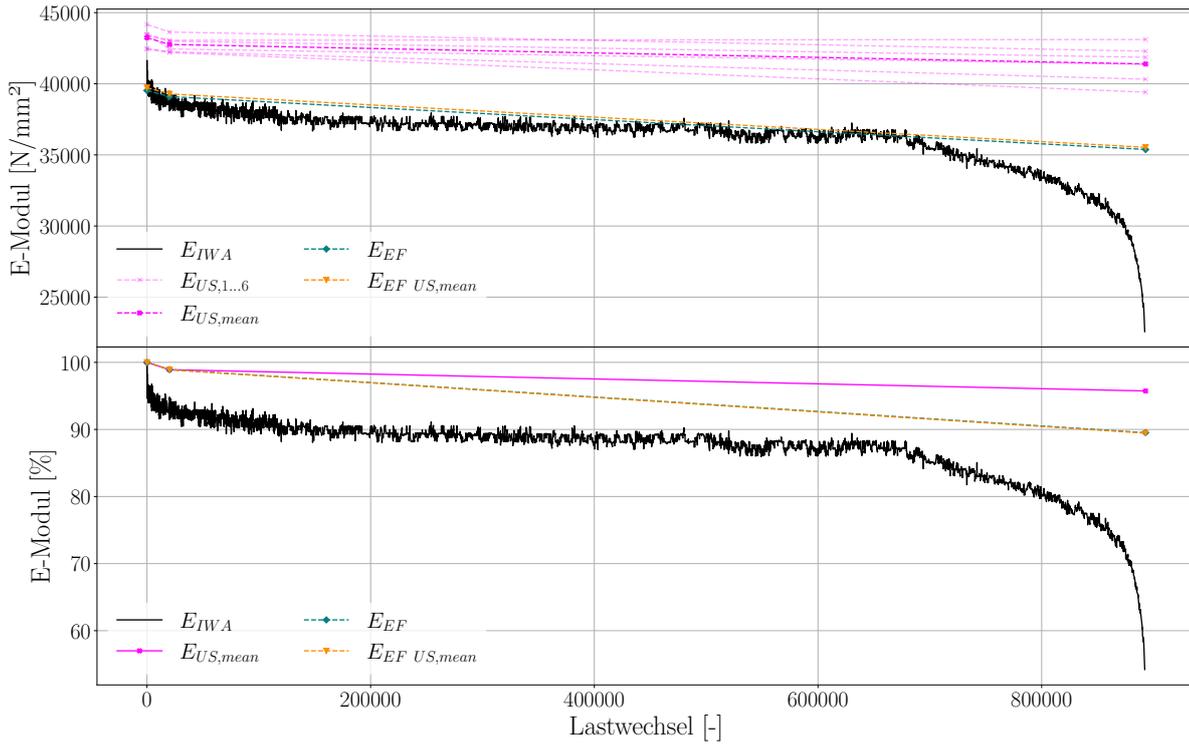


Abbildung T.4.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU309-U

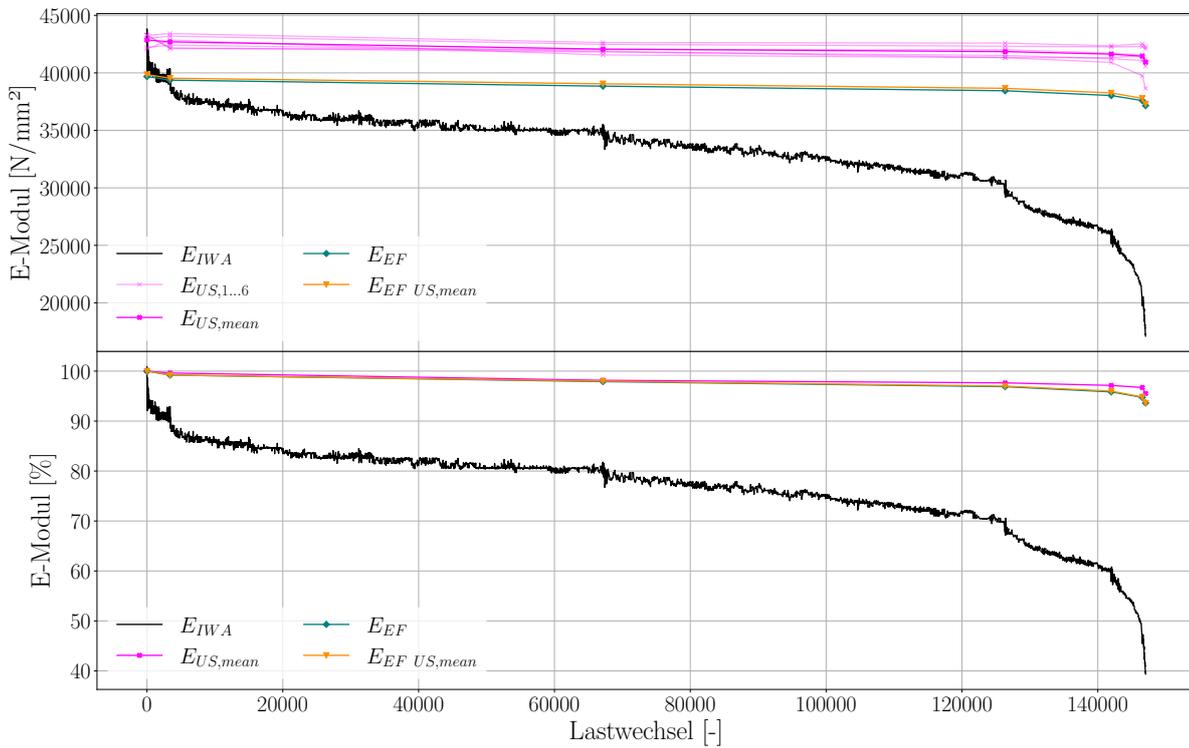


Abbildung T.5.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU311-U

T. Verläufe E-Modul - Rezeptur 3

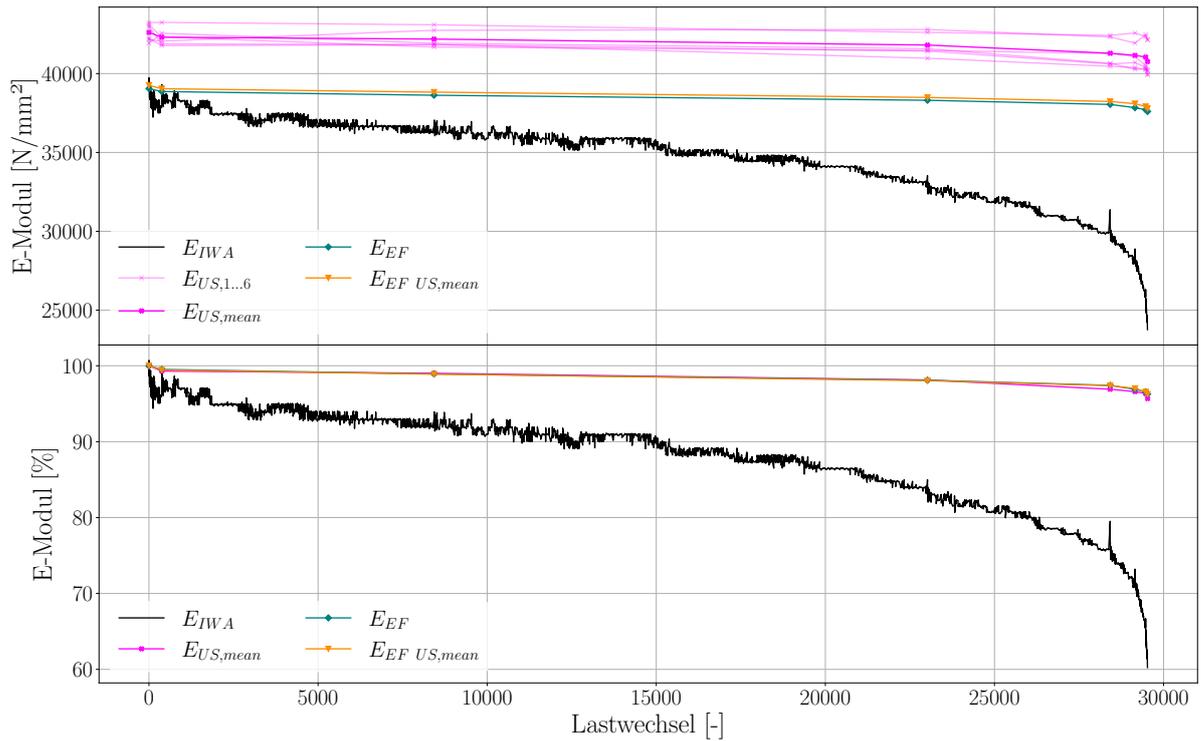


Abbildung T.6.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU312-U

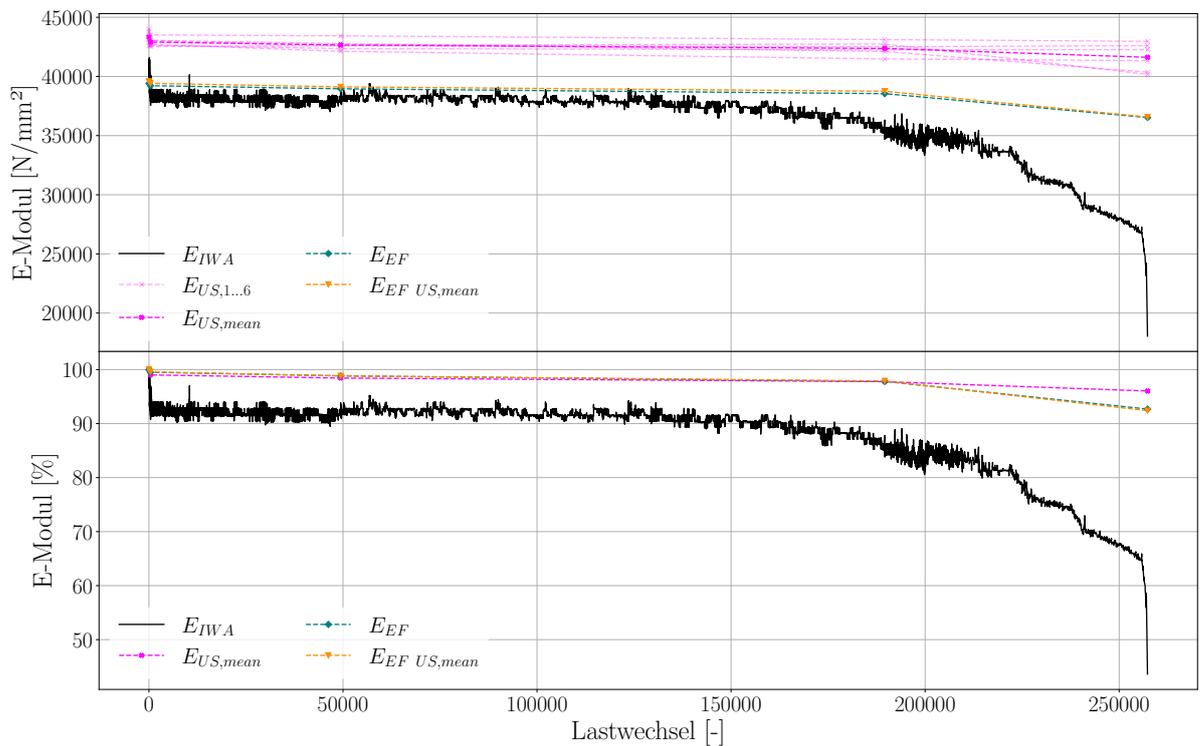


Abbildung T.7.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU313-U

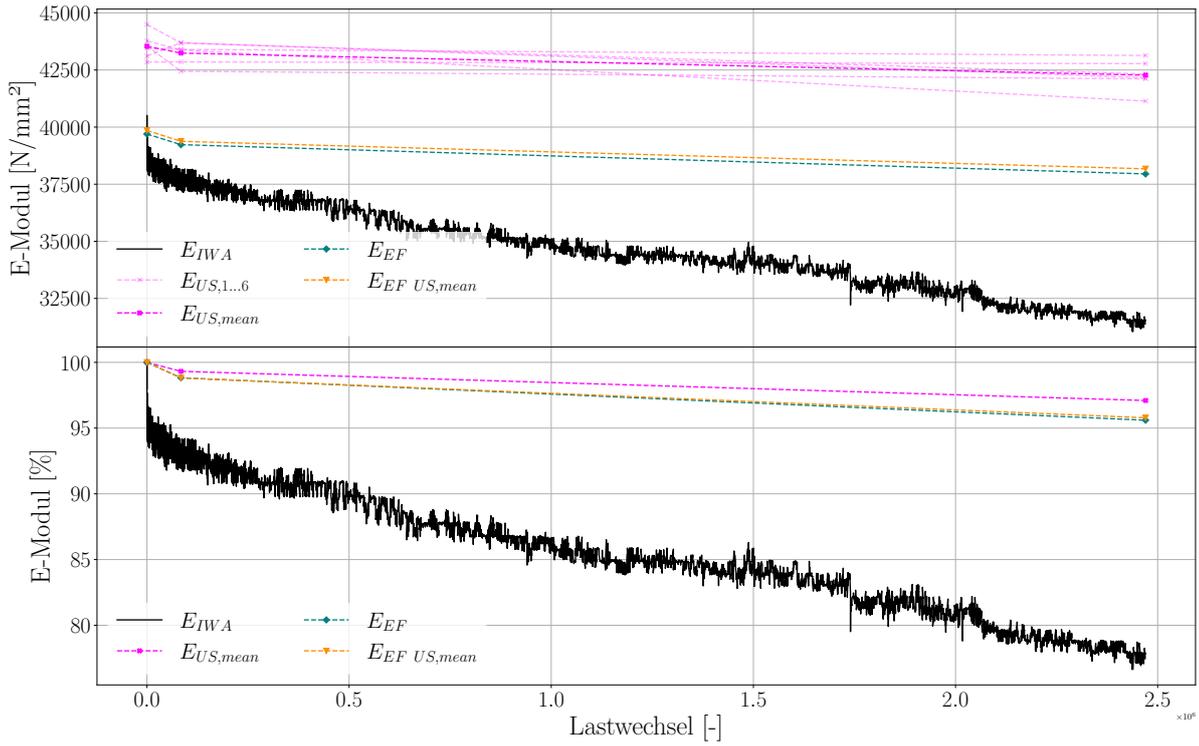


Abbildung T.8.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU316-U

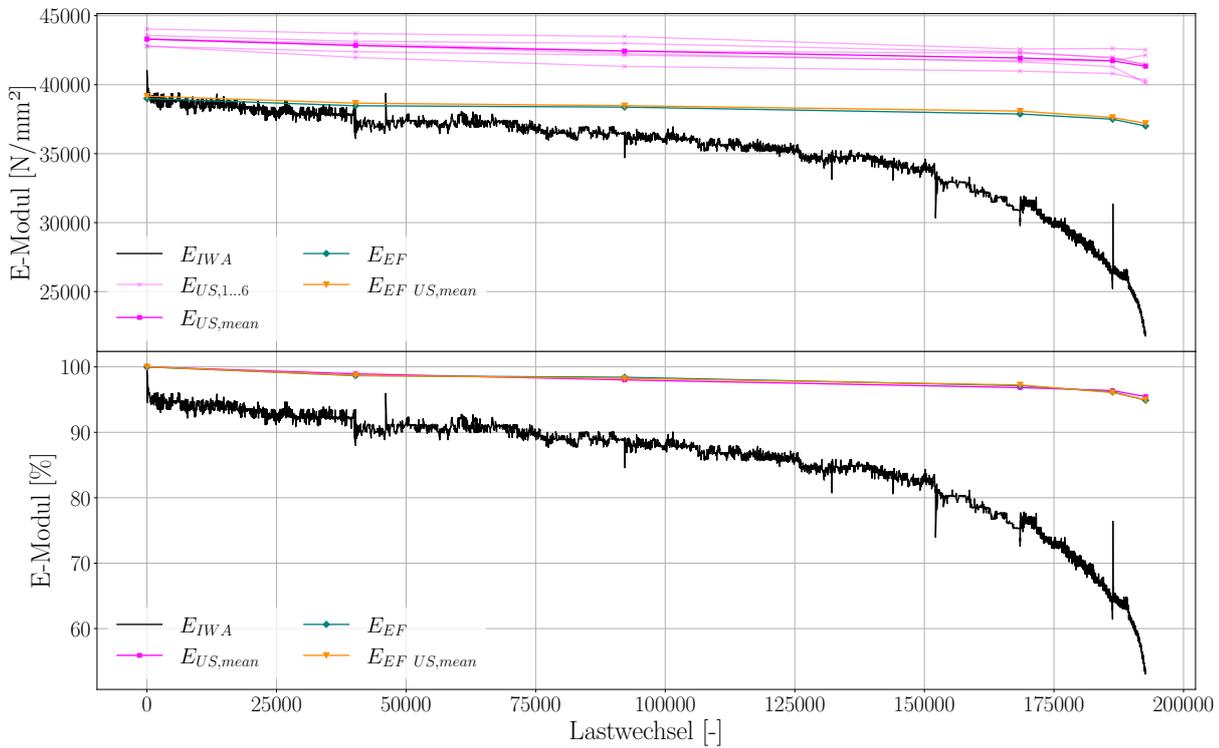


Abbildung T.9.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU317-U

T. Verläufe E-Modul - Rezeptur 3

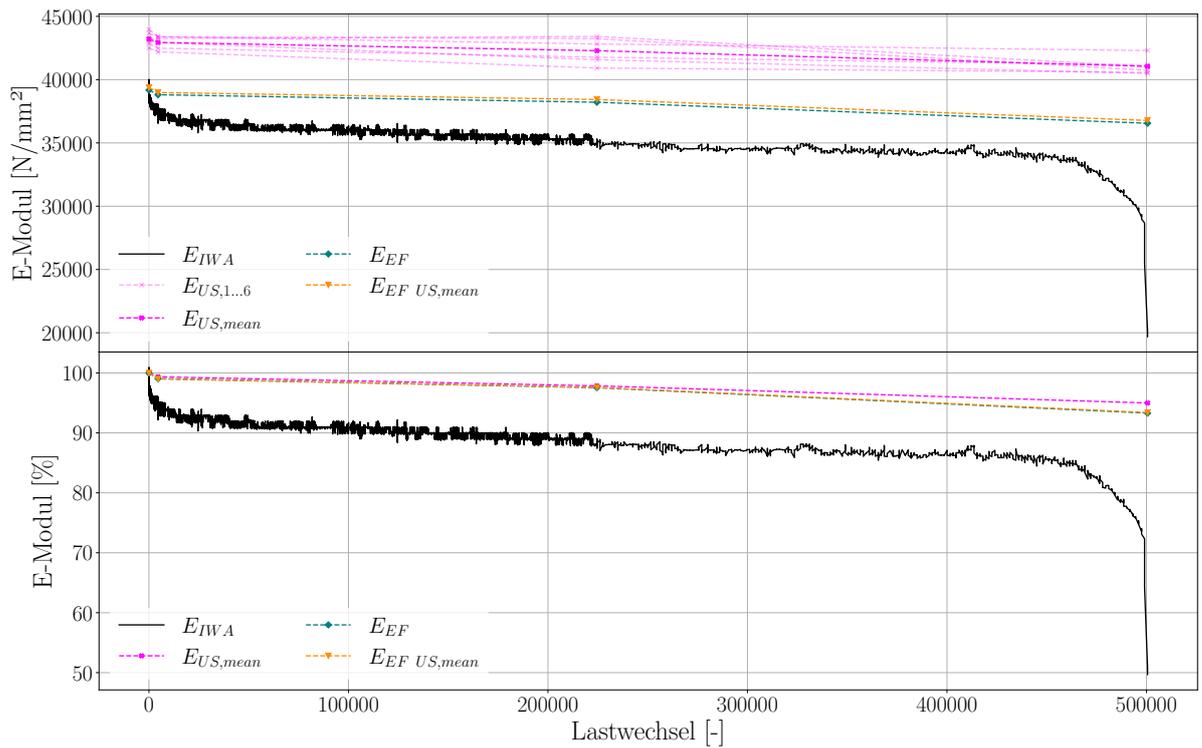


Abbildung T.10.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU319-U

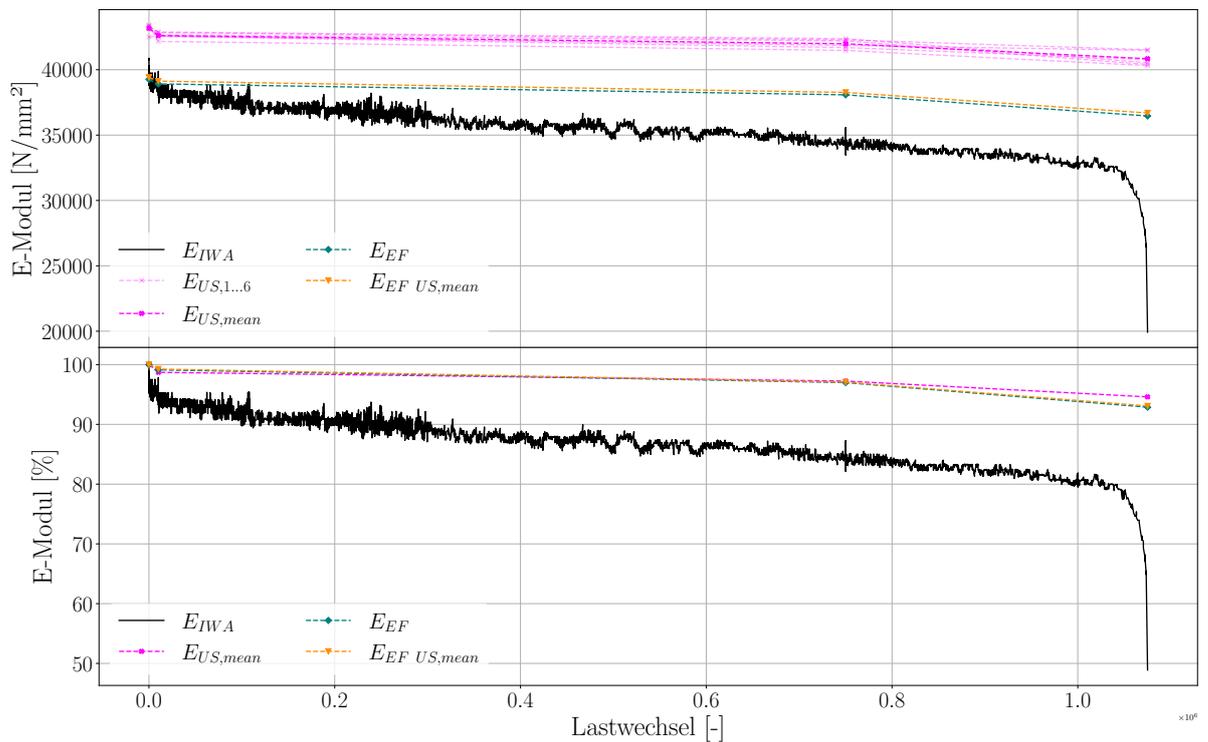


Abbildung T.11.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU322-U

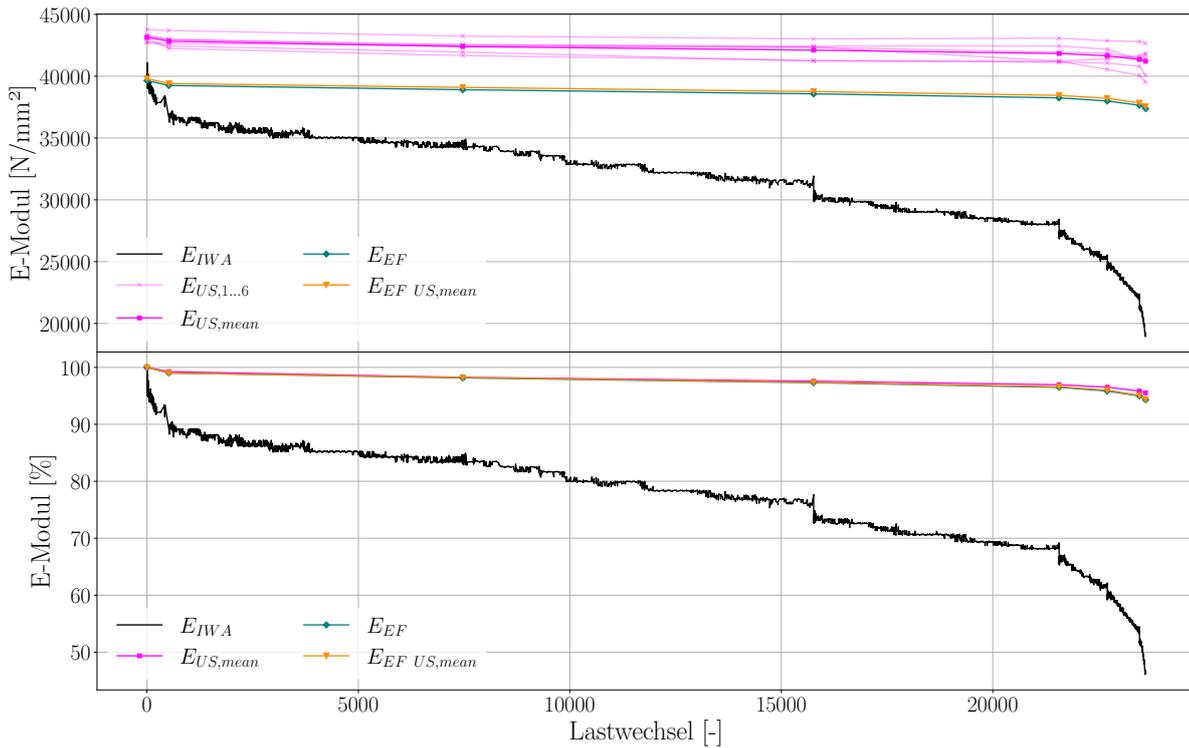


Abbildung T.12.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU329-U

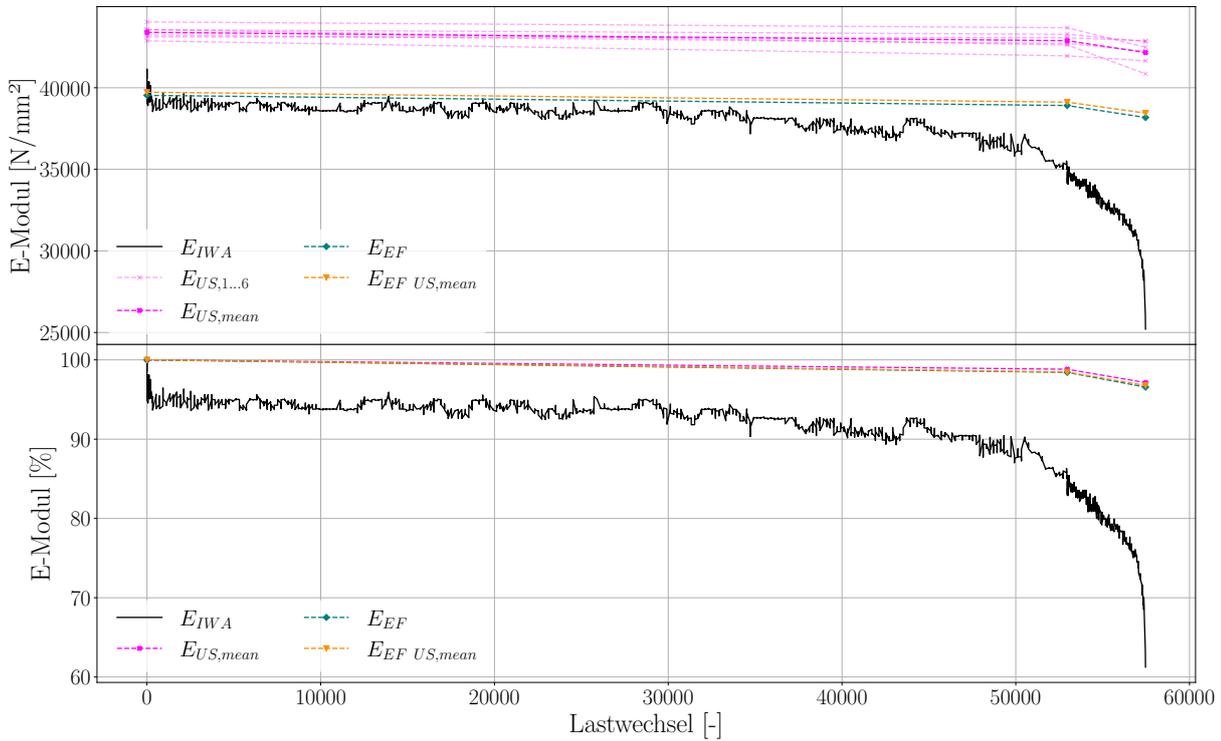


Abbildung T.13.: Vergleich Verläufe E-Modul Probekörper TU330-U

Selbstständigkeitserklärung

Hiermit versichere ich, dass ich die vorliegende Arbeit ohne unzulässige Hilfe Dritter und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht.

Die Arbeit wurde bisher weder im Inland noch im Ausland in gleicher oder ähnlicher Form einer anderen Prüfungsinstitution vorgelegt und ist auch noch nicht veröffentlicht worden.

Dieser Veröffentlichung liegen Teile des im Auftrag des Bundesministeriums für Digitales und Verkehr, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE 04.0306/2016/AGB geführten Forschungsvorhabens zugrunde.

Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein beim Autor.

Dresden, den 16. Juni 2022.



.....
(Unterschrift)