

Innovative Methoden für Design und Monitoring der Bautype AS4 [Innovative Methoden]

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2017
(VIF 2017)

Jänner 2022



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Klimaschutz
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
1030 Wien

 **Bundesministerium**
Klimaschutz, Umwelt,
Energie, Mobilität,
Innovation und Technologie

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-
Aktiengesellschaft
Rotenturmstraße 5-9
1010 Wien

 **ASFiNAG**

Für den Inhalt verantwortlich:

Universität Innsbruck
Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften
Technikerstraße 13
6020 Innsbruck

 **universität**
innsbruck

Nievelt Labor GmbH
Betriebsstraße 1
2011 Höbersdorf

 **nievelt**
Labor GmbH

Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Thematische Programme
Sensengasse 1
1090 Wien

 **FFG**
Forschung wirkt.

Innovative Methoden für Design und Monitoring der Bautype AS4 [Innovative Methoden]

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2017)

AutorInnen:

**Roman LACKNER, Roland TRAXL, Martin WIESER,
Julia GLÜCK, Florian FISCHER**
(Universität Innsbruck)

Martin BUCHTA, Georgi CHANKOV, Harald AIGNER
(Nievelt Labor GmbH)

Auftraggeber:

Bundesministerium für Klimaschutz
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Universität Innsbruck, Institut für Konstruktion und Materialwissenschaften
Nievelt Labor GmbH

Inhalt

1. EINLEITUNG	5
2. PROBEBAUSTELLEN	6
3. BEANTWORTUNG DER FORSCHUNGSFRAGEN	10
3.1. Bestimmung des optimalen Zeitpunkts für die Relaxation	10
3.2. Bestimmung der Auswirkung der Relaxation (Entspannung)	13
3.2.1. Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK)	14
3.2.2. Falling Weight Deflectometer (FWD)	21
3.2.3. Spectral analysis of surface waves (SASW)	30
3.3. Bestimmung des erforderlichen bzw. vorhandenen Schichtverbunds	36
3.3.1. Bestimmung des erforderlichen Schichtverbunds	36
3.3.2. Bestimmung des vorhandenen Schichtverbunds	41
4. ZUSAMMENFASSUNG, HIGHLIGHTS UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE RICHTLINIENARBEIT	49
Referenzen	55

Anhänge

Anhang A	Baustellendokumentation
Anhang B	Erdbauwalze
Anhang C	Vibro CC
Anhang D	FWD Messungen
Anhang E	SASW Messungen
Anhang F	FE Simulationsergebnisse
Anhang G	Fotodokumentation Bohrkerne

1. EINLEITUNG

Die Bautype AS4 ist eine kostengünstige Oberbauausführung die in der RVS 03.08.63 beschrieben ist, wobei auf einer stabilisierten Tragschicht (kurz ST) mehrere bituminöse Schichten (kurz Asphalt) aufgebracht werden. Durch die hydraulische Bindung neigen Stabilisierungen auf Basis der Bindemittels Zement (ST-Z) und Tragschichtbinder (ST-T) in Abhängigkeit der eingesetzten Ausgangsstoffe, des Bindemittelgehalts und des Wassergehalts zum Schwinden. Um die durch das Schwinden induzierten Zugspannungen in der Schicht zu reduzieren, wird in Österreich das sogenannte „Entspannungswalzen“ durchgeführt, wodurch letztendlich das Rissrisiko gesenkt wird und die zementstabilisierte Tragschicht dadurch fugenlos hergestellt werden kann. Das in Deutschland übliche Kerben der ST-Z wurde in Österreich nur sehr selten angewandt und wurde dieses Verfahren bei der Überarbeitung der RVS 08.17.01, Ausgabe 2019 gestrichen.

Bei der Dimensionierung der Bautype AS4 wird vorausgesetzt, dass der Asphalt und die ST als Verbundwerkstoff wirken. Zwischen diesen beiden Schichten müssen an der Grenzfläche also Normal- und Schubspannungen übertragen werden können. Üblicherweise wird im Asphaltstraßenbau der Verbund zwischen den Schichten mit der Schubverbundprüfung gemäß ÖNORM B 3639-1 oder mit der Haftverbundprüfung gemäß ÖNORM B 3639-2 quantitativ bestimmt. Diese Prüfverfahren können aufgrund der im Regelfall schlechten Bohrbarkeit der jungen zementstabilisierten Tragschicht nicht angewendet werden. Aus diesem Grund existiert derzeit kein geeigneter Nachweis zur Verifizierung des oben erwähnten Dimensionierungsansatzes und sind in der RVS 08.17.01 diesbezüglich auch keine Vorgaben bzw. Anforderungen enthalten.

Im Rahmen des gegenständlichen Projekts wurden drei Forschungsfragen behandelt, welche einerseits auf den Zeitpunkt und die Wirkungsweise des Entspannungswalzens und andererseits auf den erforderlichen und vorhandenen Verbund zwischen Asphalt und Stabilisierung abzielen.

Forschungsfragen:

- Bestimmung des optimalen Zeitpunkts für die Relaxation der Schicht durch das Entspannungswalzen

- Bestimmung der Auswirkung der Relaxation (Entspannung) auf die Steifigkeit der zementstabilisierten Tragschicht
- Kombinierte numerische und experimentelle Bestimmung des erforderlichen bzw. vorhandenen Schichtverbunds

Diese Forschungsfragen wurden im Rahmen von drei Probestellen behandelt, welche im folgenden Kapitel kurz beschrieben werden.

2. PROBEBAUSTELLEN

Im Rahmen des Projekts wurden in Abstimmung mit der ASFINAG drei Baustellen für die geplanten Untersuchungen ausgewählt:

1. A5 Nord-/Weinviertel Autobahn, Umfahrung Drasenhofen,
Bereich bei ca. km 3,125, RFB Tschechie

Tagesleistung ST-Z: Herstellung am **17.07.2019**

2. S6 Semmering Schnellstraße, Langenwang
Bereich bei ca. km 47,200, RFB Knoten St. Michael

Tagesleistung ST-Z: Herstellung am **09.09.2019**

3. A9 Pyhrn Autobahn, Gersdorf, nahe Grenzübergang Spielfeld
Bereich bei ca. km 227,000 RFB Graz

Tagesleistung ST-Z: Herstellung am **01.09.2020 und 02.09.2020**

Die nachfolgenden Abbildungen 1 und 2 zeigen die Lage der Probestellen bzw. Probestrecken im Rahmen dieses Projekts.



Abbildung 1: Gewählte Baustellen im Zuge des Forschungsprojekts



Abbildung 2: Gewählte Baustellen im Zuge des Forschungsprojekts (von links nach rechts): Baustelle A5 Drasenhofen, Baustelle S6 Langenwang und Baustelle A9 Gersdorf [Google 2020]

Tabelle 1 gibt eine Übersicht über die durchgeführten Messungen im Rahmen der drei Probestaustellen.

Tabelle 1: Durchgeführte Messungen im Rahmen der drei Probebaustellen

Durchgeführte Messungen	A5 Drasenhofen	S6 Langenwang	A9 Gersdorf
Zementanalyse ¹⁾	JA	JA	JA
Temperaturmessung ²⁾	JA	JA	JA
FDVK ³⁾	-	-	JA
FWD ⁴⁾	JA	JA	JA
SASW ⁵⁾	JA	JA	JA
Bohrkernentnahme ⁶⁾	JA	JA	JA
Verbundmessung ⁷⁾	-	-	JA

- 1) Differenzialkalorimetermessung zur Bestimmung der Hydratationskinetik
- 2) Temperaturverlauf der ST-Z während der Hydratation
- 3) Messung mit der Verdichtungswalze zur flächendeckenden Verdichtungskontrolle während des Relaxationsvorgangs
- 4) Tragfähigkeitsmessung mit dem Falling Weight Deflektometer vor und nach dem Relaxationsvorgang sowie nach Herstellung des Asphalts
- 5) Spectral Analysis of Surface Waves, Messung zur Erfassung der Ausbreitungsgeschwindigkeit einer impulsinduzierten Oberflächenwelle vor und nach dem Relaxationsvorgang
- 6) Entnahme von Bohrkernen mit einem Durchmesser von 150 mm im üblichen Nassbohrverfahren nach Herstellung des Asphalts, inkl. der darunterliegenden ST-Z
- 7) Torsionsmessung unter Auflast mit dem eigens entwickelten Messgerät TPG-LB150

Im Gegensatz zu den ersten beiden Baustellen A5 Drasenhofen (Länge der Probestrecke ca. 300 m) und S6 Langenwang (Länge der Probestrecke ca. 250 m) wurden bei der Baustelle A9 Gersdorf drei Probestrecken zu je 50 m und eine Referenzstrecke mit 100 m Länge untersucht (siehe Abbildung 3).

Bei den ersten beiden Baustellen wurde auf den ausgeschriebenen Bauablauf kein Einfluss genommen. Bei diesen beiden Projekten war auch keine FDVK als Verdichtungsnachweis ausgeschrieben. Auf der Baustelle A9 Gersdorf wurden Einflussgrößen variiert, um die Auswirkungen auf die Verbundwirkung zwischen Asphalt und ST prüftechnisch erfassen zu können.

Die Anzahl an Probestrecken auf der A9 Gersdorf ergab sich aus der geplanten Variation des Zeitpunkts der Relaxation (24 bzw. 48 Stunden nach Herstellung der zementstabilisierten Tragschicht) und der Ausführung des Verdunstungsschutzes (Menge an Bitumenemulsion und Splitt) sowie aus dem Aufbringen einer zusätzlichen Bitumenemulsion vor dem Asphaltieren auf der Probestrecke 1 (siehe Abbildung 3).

Letztendlich wurde jedoch die ursprünglich geplante Reduktion der Splittmenge von 6 kg/m² auf 4 kg/m² nicht untersucht, da es hierbei bereits durch den Baustellenverkehr zu massiven Ablösungen und Beschädigungen des aufgetragenen Verdunstungsschutzes kam.

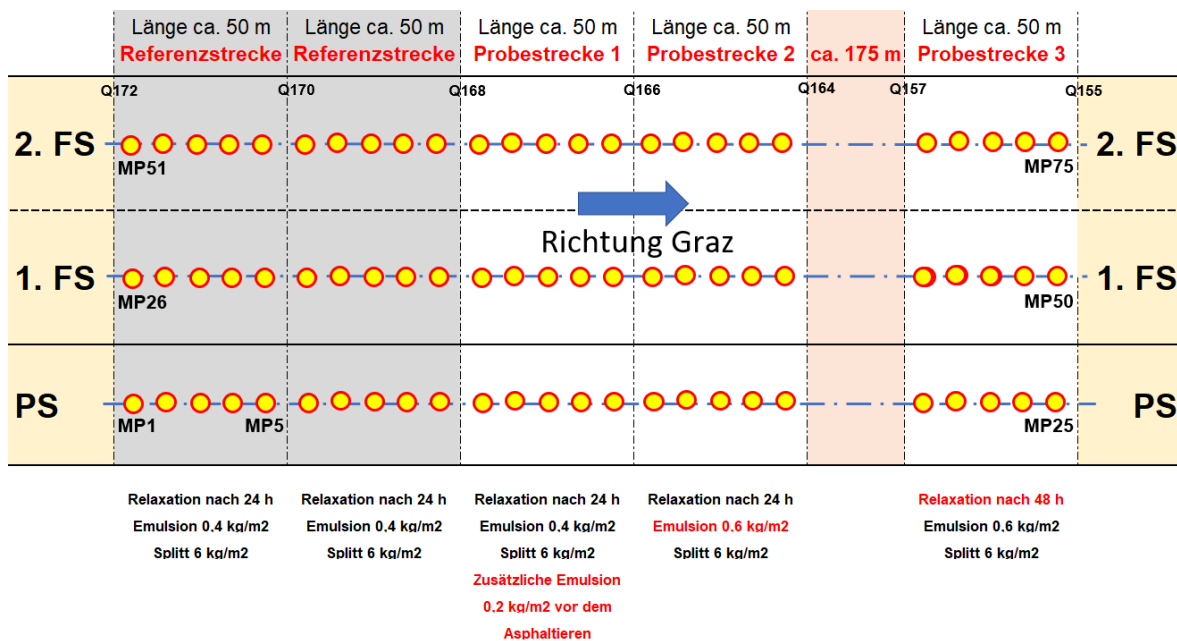


Abbildung 3: Probestrecken und Referenzstrecke auf der A9 mit Messpunkten FWD sowie Angaben zum Zeitpunkt der Relaxation und zur Ausführung des Verdunstungsschutzes

Eine detaillierte Information zu den drei Probebaustellen inklusive Fotodokumentation ist im Anhang A enthalten. Zudem sind in Tabelle 2 die Herstellungsparameter der jeweils hergestellten zementstabilisierten Tragschicht zusammengestellt.

Tabelle 2: Herstellungsparameter der hergestellten zementstabilisierten Tragschichten

Herstellungsparameter	A5 Drasenhofen	S6 Langenwang	A9 Gersdorf
Korngröße ST-Z	0/45	0/45	0/45
Schichtdicke	30 cm	30 cm	30 cm
Bindemittelart	Baumit Tragschichtbinder HRB E3	SöckelZement CEM III/A 32,5	Lafarge CEM II/B-M (S-L) 32,5 N
Bindemittelmenge	35 kg/m ²	39 kg/m ²	35 kg/m ²

3. BEANTWORTUNG DER FORSCHUNGSFRAGEN

3.1. Bestimmung des optimalen Zeitpunkts für die Relaxation

Der optimale Zeitpunkt für die Durchführung des Relaxationswalzens hängt in erster Linie vom Hydratationsfortschritt ab. Dieser hängt von der Reaktionsfreudigkeit des eingesetzten Zements wie auch von der Temperatur – der Hydratationsprozess verläuft schneller bei höheren Temperaturen – ab. In diesem Sinne wurden im Rahmen des Projekts die eingesetzten Zemente mittels Differentialkalorimetrie untersucht wie auch die vor Ort vorherrschenden Temperaturen in der stabilisierten Schicht gemessen.

Abbildung 4 zeigt die mittels Differentialkalorimetrie ermittelten chemischen Affinitäten der eingesetzten Zemente (siehe z.B. [Pichler et al. 2017, Pichler und Lackner 2020, Pichler et al. 2022]). Diese Affinität $A(\xi)$ beschreibt den Einfluss des Hydratationsfortschritts ξ auf die aktuelle Hydratationsgeschwindigkeit:

$$\frac{d\xi}{dt} = A(\xi) \exp\left(-\frac{E_a}{RT}\right) \quad (1)$$

wobei Temperaturabhängigkeit durch den Exponentialausdruck (Arrhenius-Term) berücksichtigt wird. Zudem wurden an den drei Baustellen die Temperatur im Zuge der Hydratation vor Ort gemessen. Abbildung 5 zeigt die erhaltenen Temperaturverläufe.

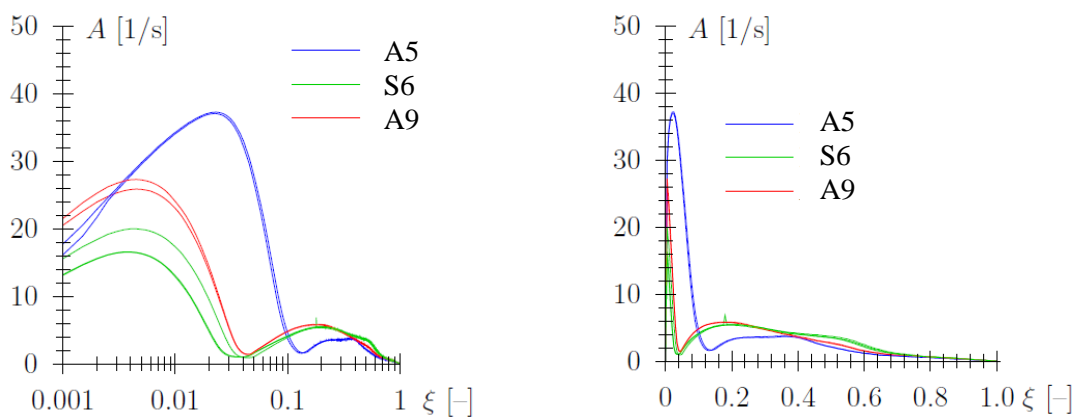


Abbildung 4: Chemische Affinität der eingesetzten Zemente als Funktion des Hydratationsgrades (links: logarithmisch, rechts: linear)

A5: Baumit Tragschichtbinder HRB E3

S6: SöckelZement CEM III/A 32,5

A9: Lafarge CEM II/B-M (S-L) 32,5 N

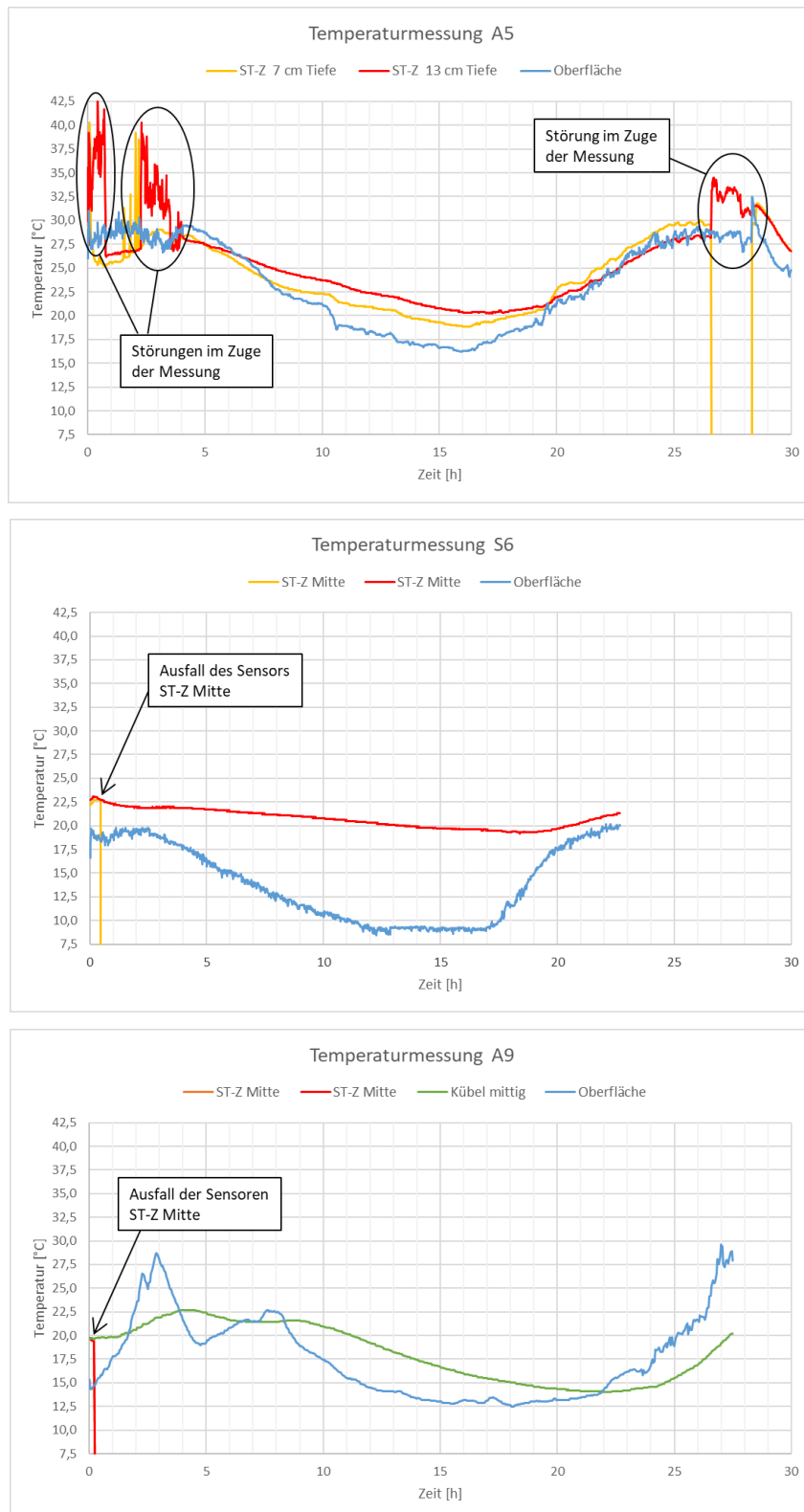


Abbildung 5: Gemessene Temperaturverläufe auf den Probebaustellen (abgebrochene Verläufe sind auf die Zerstörung des Sensors im Zuge der Verdichtung der stabilisierten Tragschicht zurückzuführen)

Auf Basis der gemessenen Temperaturverläufe in Abbildung 5 ist ersichtlich, dass einerseits der mit der Abgabe der Hydratationswärme einhergehende Temperaturanstieg im Vergleich zur Auswirkung der Umgebungstemperatur vernachlässigbar ist. Andererseits wird eine Veränderung der Umgebungstemperatur durch die thermische Trägheit der stabilisierten Tragschicht gedämpft, wodurch Temperaturschwankungen in der Tragschicht von maximal 10 °C gemessen wurden. Aufgrund dieser moderaten Schwankungen wäre die näherungsweise Annahme einer konstanten Temperatur (Mittelwert) für die Bestimmung des Hydratationsfortschritts durchaus gerechtfertigt. Dadurch kann Gleichung (1) unter Verwendung der experimentell ermittelten chemischen Affinität für verschiedene konstante Temperaturen integriert werden. Die so erhaltenen zeitlichen Verläufe des Hydratationsfortschritts sind in Abbildung 6 für die drei untersuchten Zemente dargestellt.

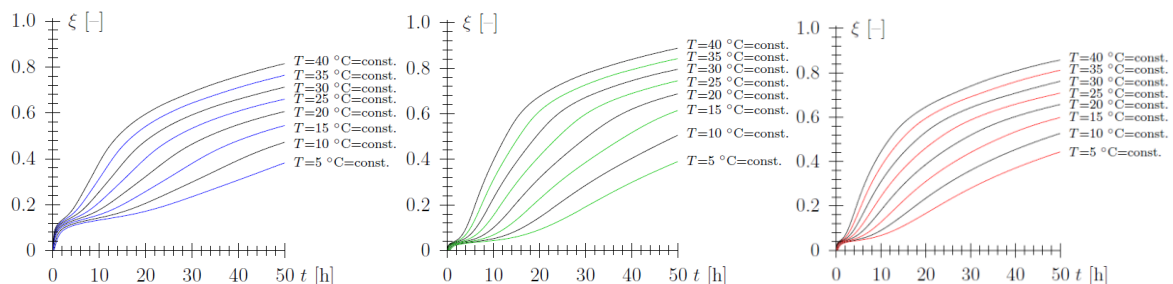


Abbildung 6: Zeitliche Entwicklung des Hydratationsfortschritts für verschiedene konstante Temperaturen und die untersuchten Zemente der drei Probestellen:

A5: Baumit Tragschichtbinder HRB E3 (links)

S6: SöckelZement CEM III/A 32,5 (Mitte)

A9: Lafarge CEM II/B-M (S-L) 32,5 N (rechts)

Sowohl die Ermittlung der in Abbildung 6 dargestellten Verläufe wie auch eine mögliche Anwendung in der Baupraxis wären unkompliziert und mit geringem Aufwand möglich. Exemplarisch zeigt Abbildung 7 den Anwendungsfall zur Ermittlung des Relaxationszeitpunkts unter der Annahme einer Relaxation bei einem Hydratationsfortschritt von 40 %, einer Verwendung des Zements CEM II/B-M (S-L) 32,5 N (Baustelle A9) und einer Durchschnittstemperatur in der stabilisierten Tragschicht von z.B. 15 °C.

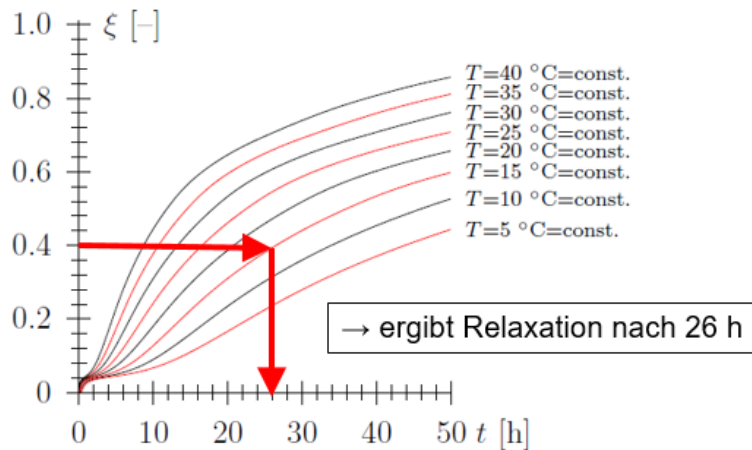


Abbildung 7: Bestimmung des Relaxationszeitpunkts unter der Annahme einer Relaxation bei einem Hydratationsfortschritt von 40 %, einer Verwendung des Zements Lafarge CEM II/B-M (S-L) 32,5 N (A9) und einer Durchschnittstemperatur in der stabilisierten Tragschicht von 15 °C

Abbildung 7 ergibt einen Relaxationszeitpunkt 26 h nach Herstellung der stabilisierten Tragschicht. Beachtlich ist in diesem Zusammenhang, dass je nach angenommener mittlerer Temperatur der Zeitpunkt der Relaxation theoretisch um den Faktor 3 bis 4 variieren könnte.

3.2. Bestimmung der Auswirkung der Relaxation (Entspannung)

Die Relaxation der hydratisierenden zementstabilisierten Tragschicht ist essentiell für die Abnahme der Frühsteifigkeit und in weiterer Folge für die gedämpfte Auswirkung eingepprägter Zwangsspannungen zufolge Schwinden. Der Zeitpunkt der Relaxation kann mit dem aus Kapitel 3.1. bekannten Hydratationsfortschritt festgelegt werden. Im Gegensatz dazu ist die positive Wirkung der Relaxation zurzeit nicht quantifizierbar. Im Rahmen des Forschungsprojekts wurden drei Messmethoden eingesetzt, wobei diese hinsichtlich ihrer Leistungsfähigkeit und Anwendbarkeit vor Ort bewertet und untereinander verglichen wurden. Hierbei wurde die Relaxation in der Regel 24 Stunden nach Herstellung der zementstabilisierten Tragschicht durchgeführt. Lediglich bei der Probestrecke 3 auf der A9 wurde zusätzlich zu Vergleichszwecken die Zeitspanne zwischen Herstellung und Relaxation auf ca. 48 Stunden verdoppelt.

3.2.1. Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK)

Bei den ersten beiden Baustellen im Jahr 2019 (A5 und S6) war die FDVK nicht in der Bauausführung ausgeschrieben und waren daher diese Messsysteme auch nicht für die Bewertung der Relaxationswirkung (Entspannung) vor Ort verfügbar. Die Möglichkeit der Bewertung der Relaxation durch Einsatz der dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) wurde nur im Rahmen der dritten Baustelle auf der A9 untersucht.

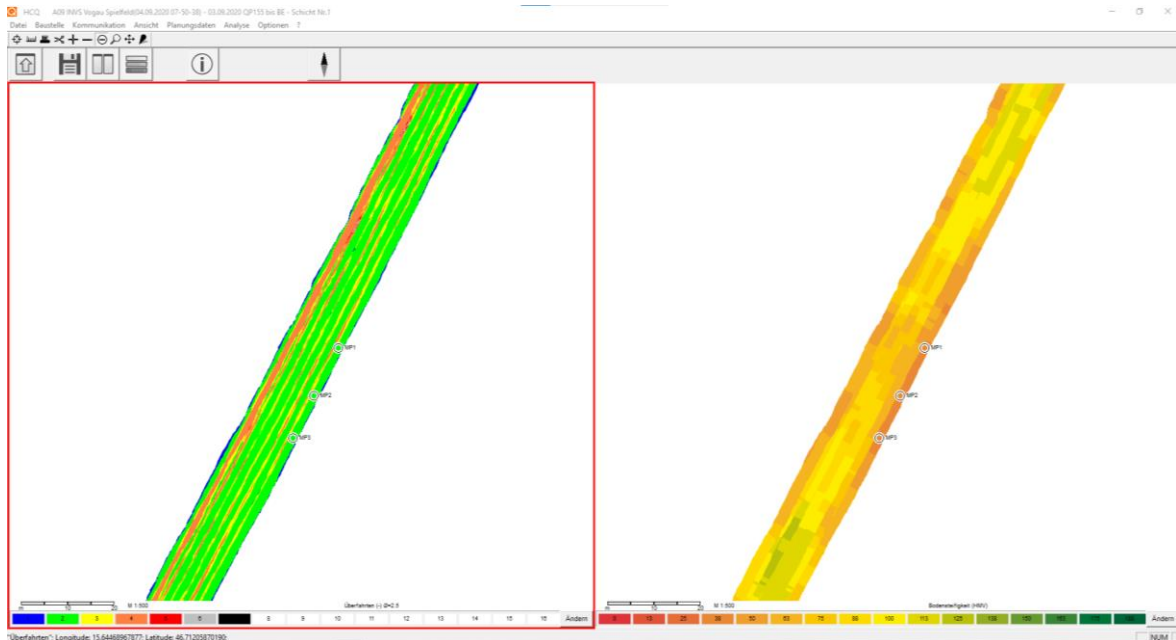
Es muss vorausgeschickt werden, dass das eingesetzte Messsystem grundsätzlich für die Bewertung des Entspannungsvorgangs geeignet wäre, allerdings die eingesetzte Software keine übersichtliche Darstellung des Entspannungsvorgangs vorsieht. Nach Rücksprache mit dem Hersteller könnte die Software um diese Funktion erweitert werden. Hierbei geht es insbesondere um die Möglichkeit der Darstellung des Steifigkeitsabfalls zwischen einzelnen Messfahrten und das Auslesen der Messwerte zur Berechnung von statistischen Kenngrößen.

Eingesetzte Geräte:

- Erdbauwalze Hamm H16i (Datenblatt siehe Anhang B)
- Messsystem FDVK (Datenblatt VibroCC siehe Anhang C)
- Dynamische Lastplatte zur möglichen Umrechnung der gemessenen Bodensteifigkeit (HMV) auf Evd-Werte (MN/m²)

Die ST-Z wurde nach der Herstellung ordnungsgemäß verdichtet. Die Verdichtungswerte können den Abnahmeprüfberichten im Bauakt entnommen werden. Mit der 1. Relaxationsfahrt (mit Vibration) und der Aufzeichnung der gemessenen Steifigkeit wurde ca. 24 Stunden nach Endverdichtung der Schicht begonnen. Unmittelbar im Anschluss erfolgte die 2. Relaxationsfahrt (mit Vibration) und die Aufzeichnung der gemessenen Steifigkeit.

Die Abbildungen 8 bis 14 zeigen die Darstellungs- und Auswertungsmöglichkeiten des eingesetzten Messsystems.



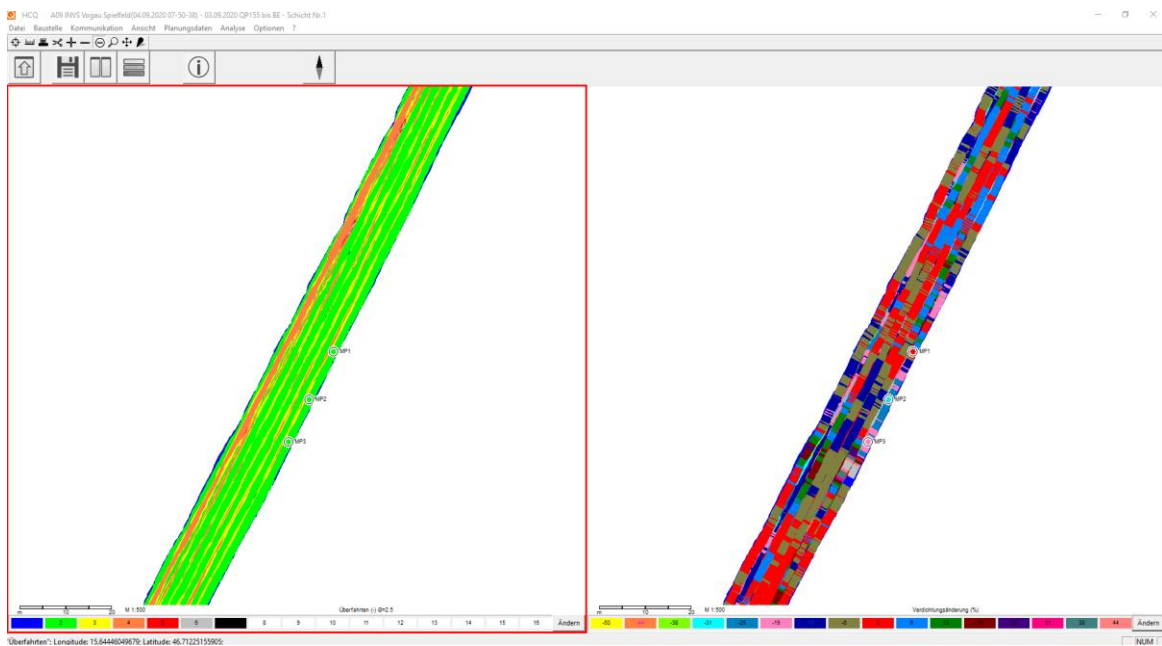
**Abbildung 8: Anzahl der Überfahrten Skala 1-6 (links);
Steifigkeit HMV Skala 0-200 MN/m² (rechts)**

Das linke Bild der Abbildung 8 zeigt, dass die Referenz- und Probestrecken gleichmäßig mit zwei Messfahrten überfahren wurden. Das System zeigt auch, dass im Überlappungsbereich der einzelnen Fahrspuren bis zu 4 Überfahrten stattgefunden haben. Unter Berücksichtigung der zu erwartenden Genauigkeit des eingesetzten GPS-Empfängers ist das dargestellte Ergebnis als sehr zufriedenstellend anzusehen. Am inneren Fahrbahnrand wurden aus nicht mehr nachvollziehbaren Gründen 4 Überfahrten aufgezeichnet. Es ist davon auszugehen, dass die Walze nach den eigentlichen Entspannungsfahrten diese Bereiche noch einmal ohne Vibration überfahren hat.

Am äußeren Fahrbahnrand befinden sich die Messpunkte 1, 2 und 3 (ersichtlich im linken Bild der Abbildung 8 mit der Kurzbezeichnung MP1, MP2, MP3). An diesen Messpunkten wurde zu Vergleichszwecken die Bodensteifigkeit auch mit der leichten Fallplatte bestimmt. Diese Messungen wurden durchgeführt, um die systemabhängige Bodensteifigkeit des eingesetzten FDVK-Geräts (HMV) mit einer bekannten Messgröße (Evd) zu korrelieren.

Im rechten Bild der Abbildung 8 ist die relative Bodensteifigkeit (HMV) nach dem 2. Entspannungsvorgang dargestellt. Die Abbildung zeigt, dass die Bodensteifigkeit, hierbei handelt es sich um eine Systemsteifigkeit (ST und Unterlage) und nicht nur um die Steifigkeit der ST, an den Fahrbahnrandern signifikant geringer ist. Im Vergleich zu den

Messfahrten in der Mitte der Fahrbahn ist die Bodensteifigkeit stellenweise um ca. 50 % geringer. Diese könnte bedeuten, dass die Steifigkeit der Unterlage im Randbereich vergleichsweise geringer war, oder aber auch, dass die Entspannung in den Randzonen besonders effektiv erfolgt ist. Für die Interpretation der Ergebnisse wäre es zukünftig zu empfehlen, eine Messfahrt mit dem FDVK-System nach Abschluss des Verdichtungsvorgangs der ST durchzuführen, um die Bodensteifigkeit nach Endverdichtung der ST zu kennen.



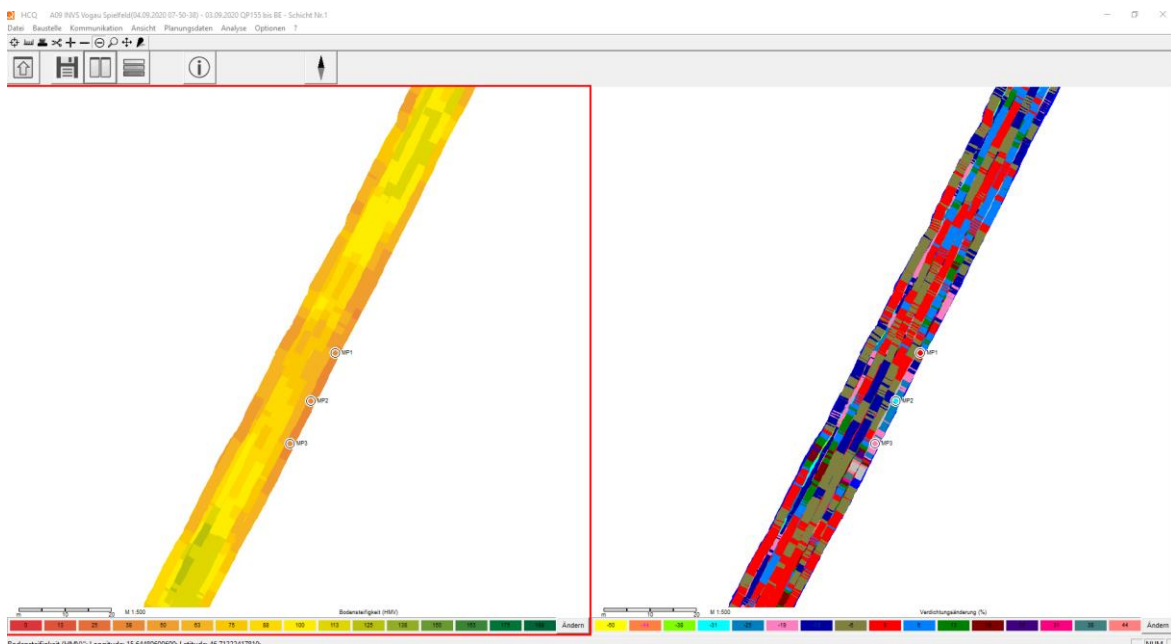
**Abbildung 9: Anzahl der Überfahrten Skala 1-6 (links);
Verdichtungsänderung -50% bis +50 % (rechts)**

Die vorstehende Abbildung 9 zeigt im linken Bild wieder die Anzahl der Walzübergänge. Im rechten Bild ist die Änderung der Bodensteifigkeit zwischen der 1. und 2. Messfahrt dargestellt. Die Änderung der Bodensteifigkeit wird im FDVK-System als Verdichtungsänderung (%) bezeichnet, da diese Systeme üblicherweise für den Verdichtungsnachweis von ungebundenen Schichten eingesetzt werden.

Auch nach Rücksprache mit dem Systemhersteller war es nicht möglich die Farbskala so zu verändern, dass ein zunehmender Steifigkeitsabfall in einer logischen Farbschattierung dargestellt werden kann. Bei der gegenständlichen Probestrecke sind die vornehmlichen Farben Rot (Veränderung der Steifigkeit +3 % bis -3 %), Ocker (-3 % bis -10 %) und

Dunkelblau (-10 % bis -16 %). Darüber hinaus gibt es auch kürzere Bereiche in den Farben Rosa (-16 % bis -22 %) und Mittelblau (-22 % bis -28 %). Wie bereits einleitend erwähnt war es bei dem eingesetzten System nicht möglich die einzelnen Messdaten auszulesen und statistisch auszuwerten. Rein visuell aus dem Schaubild betrachtet kann die mit diesem System dargestellte Abnahme der Bodensteifigkeit durchschnittlich mit ca. -10 % bis -15 % abgeschätzt werden.

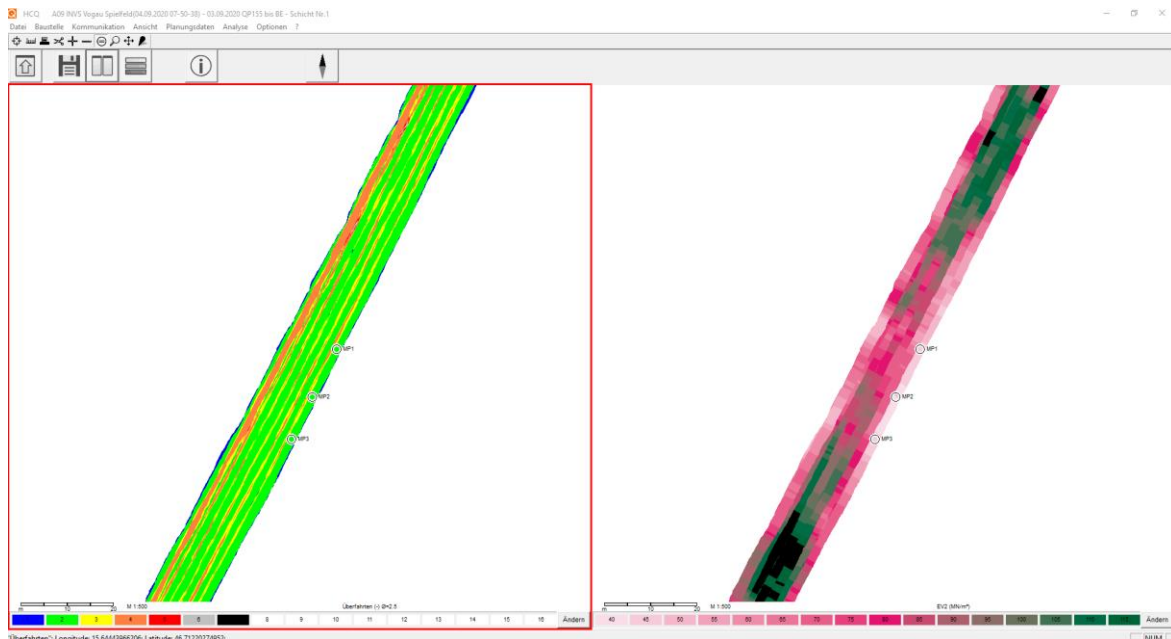
In der Abbildung 10 ist auf der linken Seite die Bodensteifigkeit nach dem 2. Entspannungsvorgang abgebildet und auf der rechten Seite die Veränderung der Bodensteifigkeit. In jenen Bereichen, in denen die Bodensteifigkeit nach dem 2. Entspannungsvorgang gering ist, wurde auch ein größerer Steifigkeitsabfall gemessen.



**Abbildung 10: Steifigkeit HMV Skala 0-200 MN/m² (links);
Verdichtungsänderung Skala -50% bis +50% (rechts)**

Unmittelbar vor Beginn des Entspannungsvorgangs wurde an den Messpunkten 1 bis 3 die Bodensteifigkeit mit einer leichten Fallplatte gemessen und die drei Messwerte gemittelt. Dieser Wert kann in die FDVK-Software als Kalibrierwert für die Bodensteifigkeit (HMV) eingegeben werden. Die nachfolgende Abbildung 11 zeigt auf der linken Seite wieder die Anzahl der Entspannungsvorgänge und auf der rechten Seite die umgerechnete

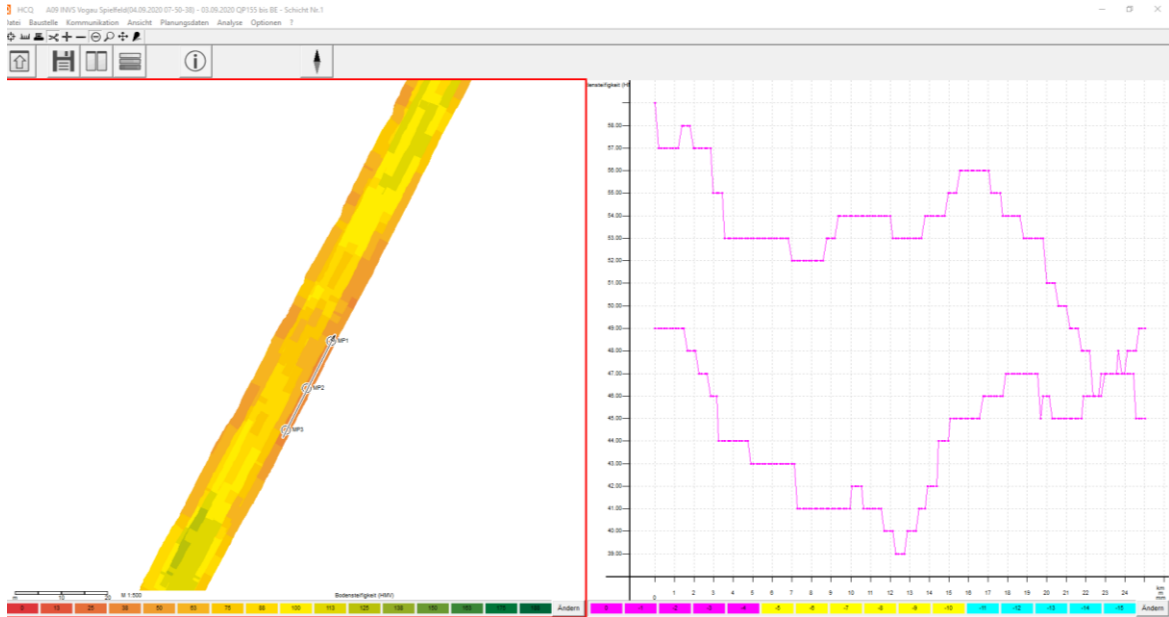
Bodensteifigkeit (HMV) auf den Verformungsmodul (Evd). Im Erdbau werden die Verdichtungswerte von Böden oder ungebundenen Schichten üblicherweise mit den Ergebnissen von statischen Lastplattendruckversuchen – in Österreich mit dem EV1-Wert und in Deutschland mit dem EV2-Wert – korreliert. Bei hydraulisch gebundenen Schichten muss das System der Kalibrierung mit bekannten Messgrößen grundsätzlich in Frage gestellt werden, da die Bodensteifigkeit auch von Hydratationsgrad der ST und auch von der Steifigkeit der Unterlage der ST abhängt.



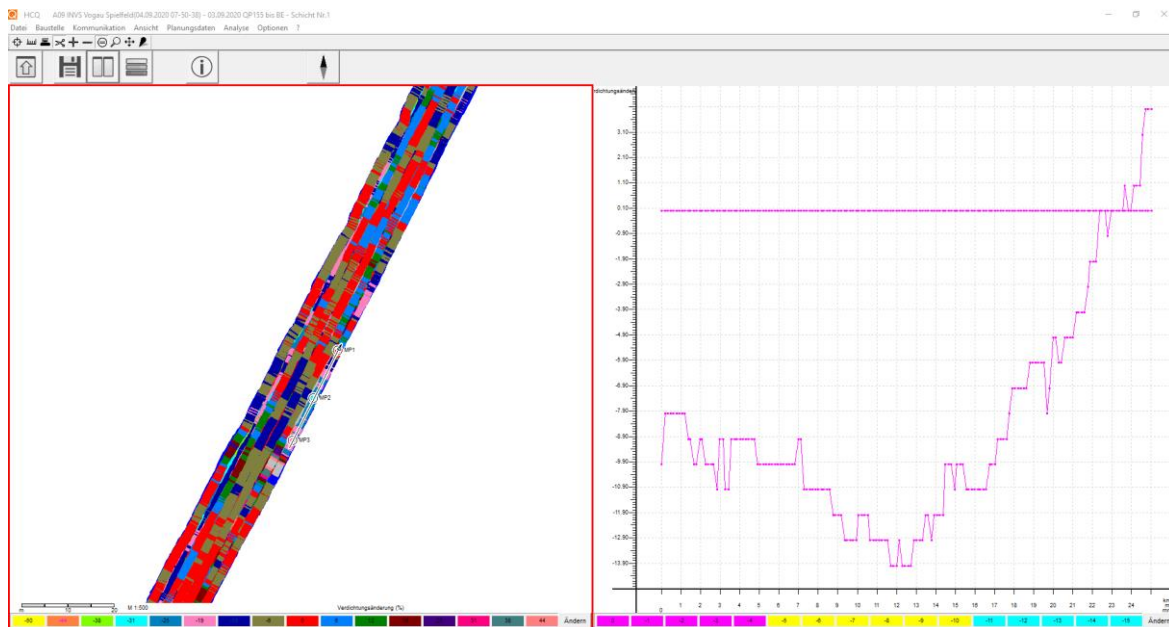
**Abbildung 11: Anzahl der Überfahrten Skala 1-6 (links);
Steifigkeit Evd (EV2) Skala 0-120 MN/m² (rechts)**

Die nachfolgenden Abbildungen stellen den bereits bekannten Darstellungen Bodensteifigkeit HMV (Abbildung 12), Änderung der Bodensteifigkeit in % (Abbildung 13) und umgerechnete Bodensteifigkeit HMV auf den Verformungsmodul Evd (Abbildung 14) unterschiedliche Darstellungsmöglichkeiten der Bodensteifigkeiten im Längsschnitt im Bereich der Kalibrierpunkte gegenüber.

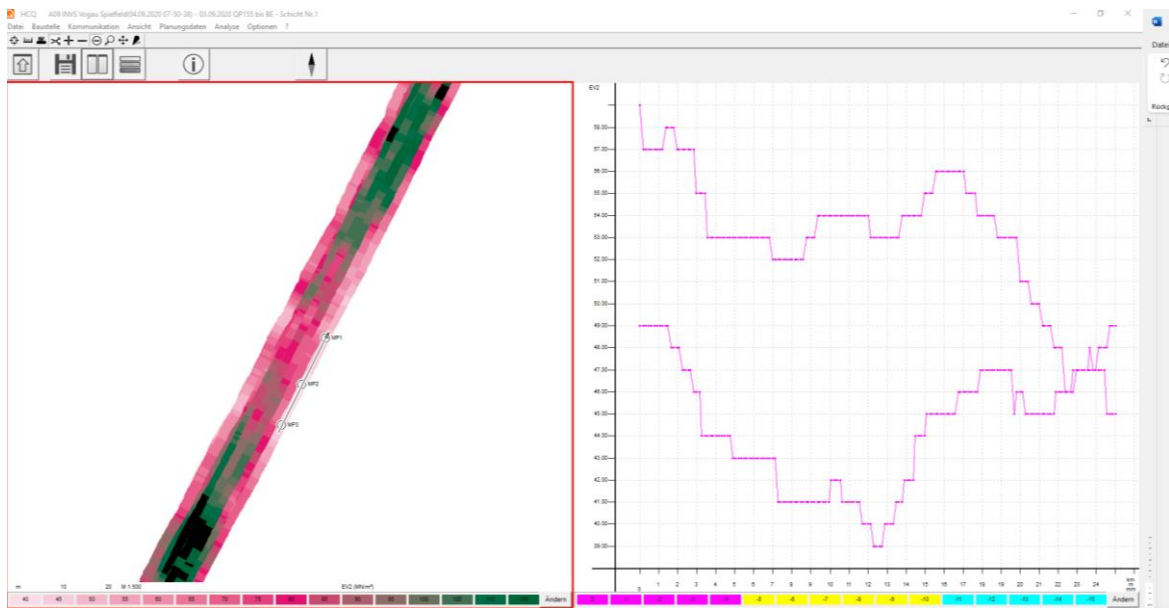
Im rechten Bild der Abbildung 12 und im rechten Bild der Abbildung 14 ist sehr gut der Abfall der Bodensteifigkeit zwischen dem 1. und 2. Entspannungswalzen abzulesen. Aus dem rechten Bild der Abbildung 13 kann direkt der Abfall der Bodensteifigkeit nach dem zweimaligen Entspannungswalzen abgelesen werden. Im Bereich der Kalibrierpunkte beträgt dieser auf den ersten 20 m der ausgewiesenen Messstrecke ca. 9 %.



**Abbildung 12: Bodensteifigkeit HMV (links);
Steifigkeit HMV im Längsschnitt im Bereich der 3 Kalibrierungspunkte (rechts)**



**Abbildung 13: Verdichtungsänderung (links);
Punktauswertung entlang der Fahrspur im Bereich der Kalibrierungspunkte (rechts)**



**Abbildung 14: Steifigkeit Evd (EV2) (links);
Punktauswertung entlang der Fahrspur im Bereich der Kalibrierungspunkte (rechts)**

Leider konnte gerätebedingt eine „Messfahrt“ vor bzw. nach der Relaxation nicht durchgeführt werden, wodurch weder die Steifigkeit vor der ersten Überfahrt noch der Steifigkeitsabfall im Zuge der ersten Überfahrten erfasst werden konnte. Der gemessene Steifigkeitsabfall im Zuge der weiteren Überfahrten zeigte – wahrscheinlich auch durch die Nichterfassung des Abfalls im Zuge der ersten Überfahrt – ein eher indifferentes Bild, obgleich ein klarer Abfall der Bodensteifigkeit HMV entlang der ausgewählten Linie zu erkennen ist (siehe Abbildungen 12 bis 14).

Für den erfolgreichen Einsatz der FDVK im Rahmen der Bewertung des Steifigkeitsabfalls im Zuge der Relaxation müsste die eingesetzte Walze die Möglichkeit einer nahezu zerstörungsfreien „Messfahrt“ haben, wodurch derartige Messfahrten vor und nach der Relaxation durchgeführt werden können. Die Durchführung einer zerstörungsfreien Messfahrt ist zurzeit nicht möglich.

Aus den vorliegenden Messdaten ist abzuleiten, dass die Entspannung der ST mit dem System FDVK grundsätzlich erfasst und auch relativ bewertet werden kann. Damit dieses System zukünftig eingesetzt werden kann sind sowohl Hardware- als auch Softwareverbesserungen erforderlich.

3.2.2. Falling Weight Deflectometer (FWD)

Zur Rückrechnung der Steifigkeit der zementstabilisierten Tragschicht vor und nach dem Entspannungsvorgang wurden Tragfähigkeitsmessungen mit einem dynamischen Fallgewichtsdeflektometer durchgeführt (siehe Abbildung 15).



Abbildung 15: Im Rahmen des Projektes durchgeführte Tragfähigkeitsmessungen mit dem dynamischen Fallgewichtsdeflektometer

Bei diesem zerstörungsfrei arbeitenden Messsystem (aktives Verfahren) wird auf die Oberfläche der Konstruktion ein definierter Lastimpuls aufgebracht und die Verformung der Fahrbahnoberfläche in unterschiedlichen Abständen zum Lastzentrum gemessen. Die Durchführung der Tragfähigkeitsmessungen erfolgte in Anlehnung an die Vorgaben der RVS 11.06.72 „Tragfähigkeitsmessungen mit dem Fallgewichtsdeflektometer“. Die Abbildung 16 zeigt das Messprinzip (fallende Masse auf Feder-Dämpfersystem) und eine schematisch dargestellte Deflektionsmulde.

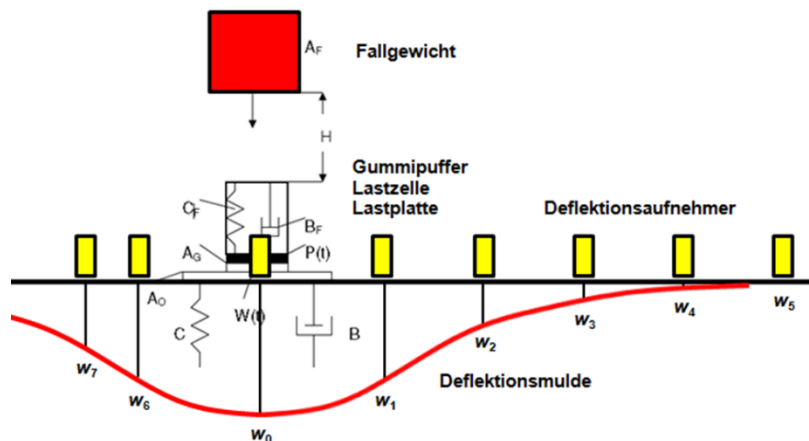


Abbildung 16: Messprinzip der Tragfähigkeitsmessung mittels dynamischen Fallgewichtsdeflektometer (Quelle RVS 11.06.72)

Unter Anwendung der Mehrschichtentheorie, können für die halbstarren Fahrbahnkonstruktionen unter der Annahme von idealisierten Rahmenbedingungen (Homogenität, Isotropie, semiinfinite, linear-elastisches Werkstoffverhalten) dynamische E-Module als Kennwerte für das Tragverhalten (Steifigkeit) berechnet werden. Bei diesen Berechnungen handelt es sich um iterative Prozesse, in denen bei bekannten Schichtdicken und Querdehnzahlen der Baustoffe, die dynamischen E-Module der Schichten die einzigen Freiheitsgrade darstellen. In der Rückrechnung werden durch Variation der E-Module die berechneten Deflektionsmulden mit den gemessenen Deflektionsmulden bestmöglich in Übereinstimmung gebracht. Die iterativen Berechnungen können mehrere Lösungen haben. Daher muss jedes Ergebnis auf Plausibilität geprüft werden.

Im Rahmen des Projekts wurden auf allen drei Probebaustellen FWD Messung durchgeführt. Die Messungen erfolgte jeweils an drei Messlinien (rechter Fahrbahnrand, Fahrbahnmitte und linker Fahrbahnrand) über die gesamte Länge der Probestrecken. Die unter der dynamischen Last auftretenden Einsenkungen wurden an 9 Geophonen aufgezeichnet, die in einem Abstand von 0 mm bis 1.800 mm vom Lastzentrum angeordnet waren. Die Lasteinwirkungsgröße wurde auf 180 kN normiert, wobei bei den Messungen eine Abweichung zwischen dem Sollwert und der tatsächlichen Belastung von $\leq 2\%$ erreicht werden konnte. Die Messungen wurden unmittelbar vor und unmittelbar nach dem Entspannungsvorgang durchgeführt. Eine weitere Messung erfolgte nach Herstellung der Asphaltkonstruktion. Für die Berechnung der dynamischen E-Module der Asphaltkonstruktion wurde die in Österreich übliche Bezugstemperatur von 18 °C gewählt.

Die Rückrechnung der schichtspezifischen E-Module aus den gemessenen Deflektionsmulden erfolgte mit der Software ELMOD 6, Version 6.1.89. Die graphische Darstellung der Deflektionsmulden unter der dynamischen Last und die Auswertung der Tragfähigkeitsmessungen (Rückrechnung der E-Modulwerte) der einzelnen Schichten des Fahrbahnaufbaus sind in Anhang D zu diesem Bericht enthalten. In den Tabellen 3 bis 7 sind die Mittelwerte und Standardabweichungen der erhaltenen Schichtsteifigkeiten für die jeweiligen Messlinien der drei Probebaustellen zusammengefasst. Die Abbildungen 17 bis 21 zeigen die Mittelwerte und Standardabweichungen des dynamischen E-Moduls der zementstabilisierten Tragschicht.

Tabelle 3: Zusammenfassung der berechneten E-Module – Baustelle A5

Messlinie	Zeitpunkt	Mittelwerte km 0,0 - 0,3				Standardabweichung			
		Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG	Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG
Messlinie 1	vor Relaxation	-	1286	544	148	-	717	140	26
	nach Relaxation	-	1185	496	146	-	540	157	32
	29 Tage nach Relaxation	5250	7894	979	245	697	1610	279	36
Messlinie 2	vor Relaxation	-	1081	528	161	-	387	180	25
	nach Relaxation	-	915	485	157	-	394	156	24
	29 Tage nach Relaxation	4843	6690	1046	282	1011	820	173	45
Messlinie 3	vor Relaxation	-	786	523	159	-	380	140	36
	nach Relaxation	-	722	446	147	-	316	142	33
	29 Tage nach Relaxation	5338	6416	1024	242	2033	923	272	36

Tabelle 4: Zusammenfassung der berechneten E-Module – Baustelle S6

Messlinie	Zeitpunkt	Mittelwerte km 47,27 - 47,50				Standardabweichung			
		Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG	Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG
Messlinie 1 PA	vor Relaxation	-	807	460	82	-	347	132	14
	nach Relaxation	-	799	241	77	-	214	76	17
	28 Tage nach Relaxation	5056	6499	855	232	1239	2125	160	75
Messlinie 2 1. FS	vor Relaxation	-	590	347	103	-	164	96	20
	nach Relaxation	-	621	225	105	-	118	93	18
	28 Tage nach Relaxation	4871	6548	722	243	1086	2858	175	50
Messlinie 3 2. FS	vor Relaxation	-	584	441	87	-	107	126	21
	nach Relaxation	-	657	285	91	-	166	105	20
	28 Tage nach Relaxation	4893	5677	822	214	1420	2175	182	29

Tabelle 5: Zusammenfassung der berechneten E-Module – Baustelle A9 - Referenzstrecke

Messlinie	Zeitpunkt	Mittelwerte km 0,000 - 0,100				Standardabweichung			
		Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG	Asphalt E ₁₈	ST-Z	uTS	UG
Messlinie 1 PA	vor Relaxation	-	726	151	52	-	235	98	22
	nach Relaxation	-	649	82	47	-	90	43	16
	28 Tage nach Relaxation	8283	5992	308	182	1028	917	78	40
Messlinie 2 1. FS	vor Relaxation	-	1471	214	71	-	643	94	24
	nach Relaxation	-	793	148	64	-	218	94	26
	28 Tage nach Relaxation	7102	7174	452	227	763	1377	123	43
Messlinie 3 2. FS	vor Relaxation	-	1157	233	67	-	224	100	20
	nach Relaxation	-	812	97	56	-	109	50	22
	28 Tage nach Relaxation	6777	6569	385	210	1592	915	85	29

Tabelle 6: Zusammenfassung der berechneten E-Module – Baustelle A9 – Probestrecke 1 + 2

Messlinie	Zeitpunkt	Mittelwerte km 0,100 - 0,150				Standardabweichung			
		Asphalt E_{18}	ST-Z	uTS	UG	Asphalt E_{18}	ST-Z	uTS	UG
Messlinie 1 PA	vor Relaxation	-	1185	292	74	-	916	54	10
	nach Relaxation	-	1004	181	60	-	489	101	10
	28 Tage nach Relaxation	7378	6741	384	211	780	752	61	24
Messlinie 2 1. FS	vor Relaxation	-	2367	262	95	-	545	69	18
	nach Relaxation	-	1236	213	81	-	124	83	17
	28 Tage nach Relaxation	6601	7289	518	256	803	601	58	39
Messlinie 3 2. FS	vor Relaxation	-	2313	286	94	-	790	96	22
	nach Relaxation	-	1320	171	72	-	244	125	11
	28 Tage nach Relaxation	7235	6852	483	224	966	845	109	25

Tabelle 7: Zusammenfassung der berechneten E-Module – Baustelle A9 – Probestrecke 3

Messlinie	Zeitpunkt	Mittelwerte km 0,400 - 0,450				Standardabweichung			
		Asphalt E_{18}	ST-Z	uTS	UG	Asphalt E_{18}	ST-Z	uTS	UG
Messlinie 1 PA	vor Relaxation	-	2627	248	64	-	540	26	6
	nach Relaxation	-	1708	152	48	-	308	20	5
	28 Tage nach Relaxation	6566	6231	350	170	593	682	51	7
Messlinie 2 1. FS	vor Relaxation	-	2564	275	74	-	561	56	3
	nach Relaxation	-	1268	275	58	-	91	41	5
	28 Tage nach Relaxation	5486	6618	510	207	1079	486	39	15
Messlinie 3 2. FS	vor Relaxation	-	2397	294	77	-	785	84	9
	nach Relaxation	-	1330	167	65	-	279	42	12
	28 Tage nach Relaxation	7175	6463	481	201	1279	883	100	17

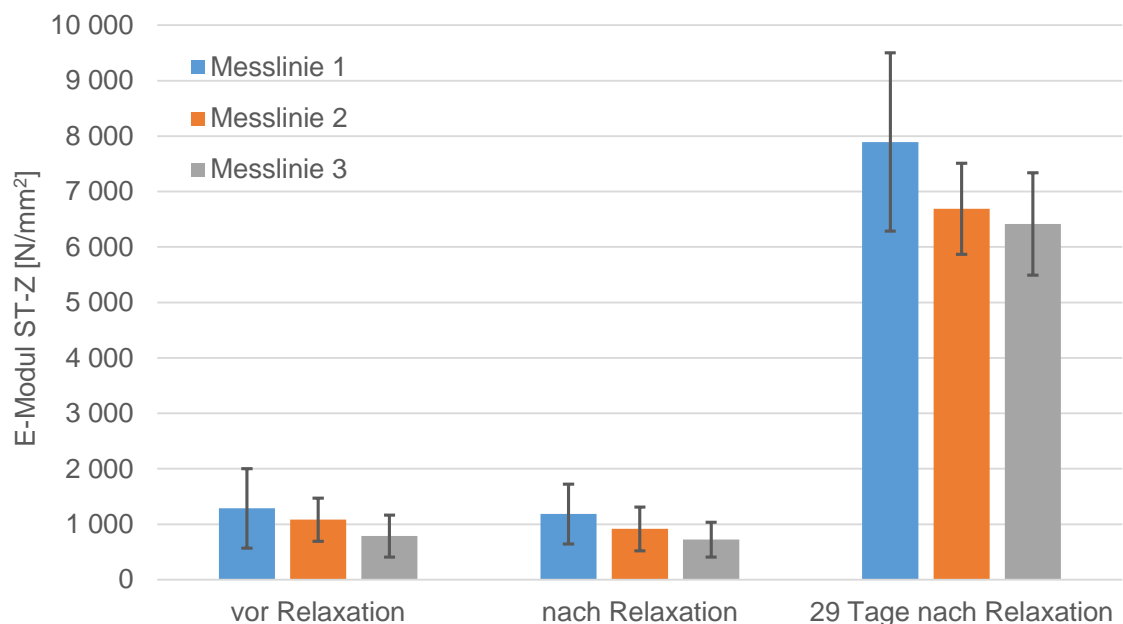


Abbildung 17: E-Modul der zementstabilisierten Tragschicht – Baustelle A5

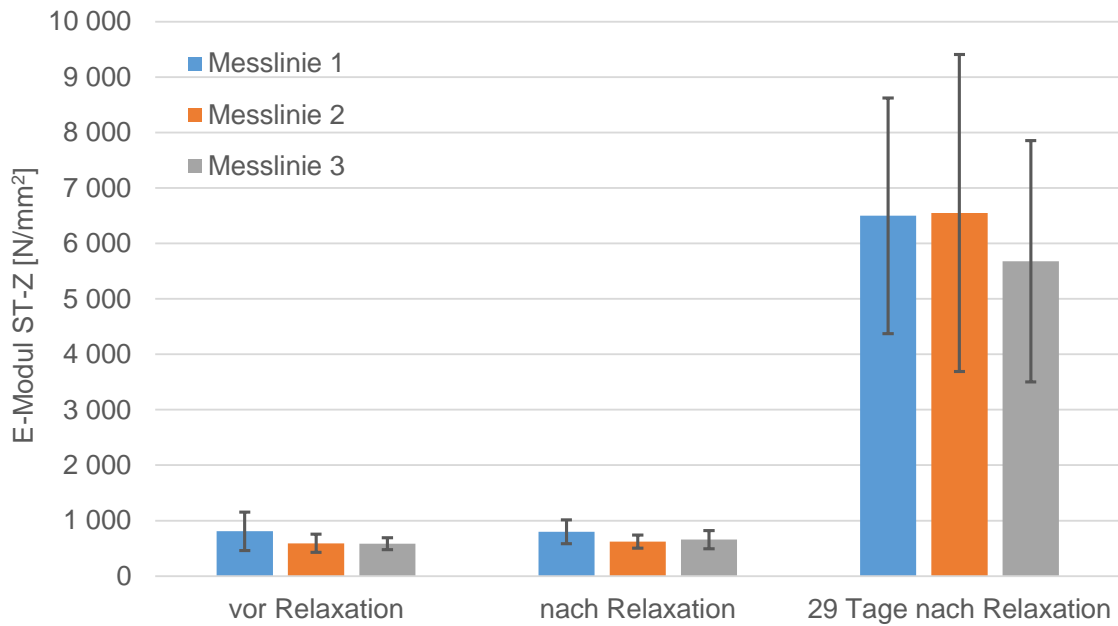


Abbildung 18: E-Modul der zementstabilisierten Tragschicht – Baustelle S6

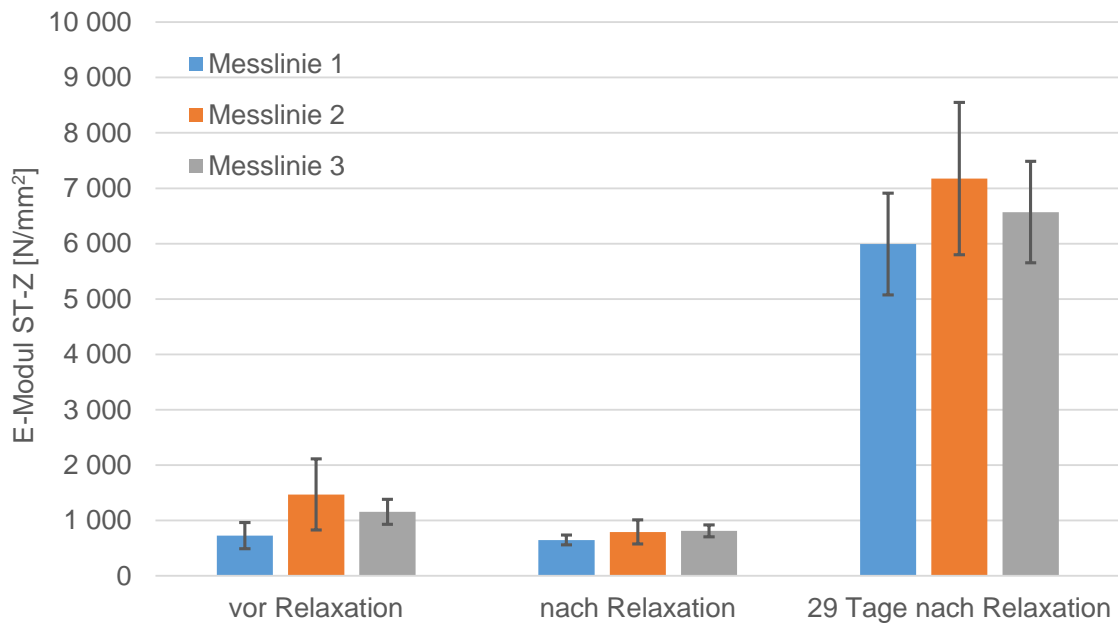


Abbildung 19: E-Modul der zementstabilisierten Tragschicht – Baustelle A9 – Referenzstrecke

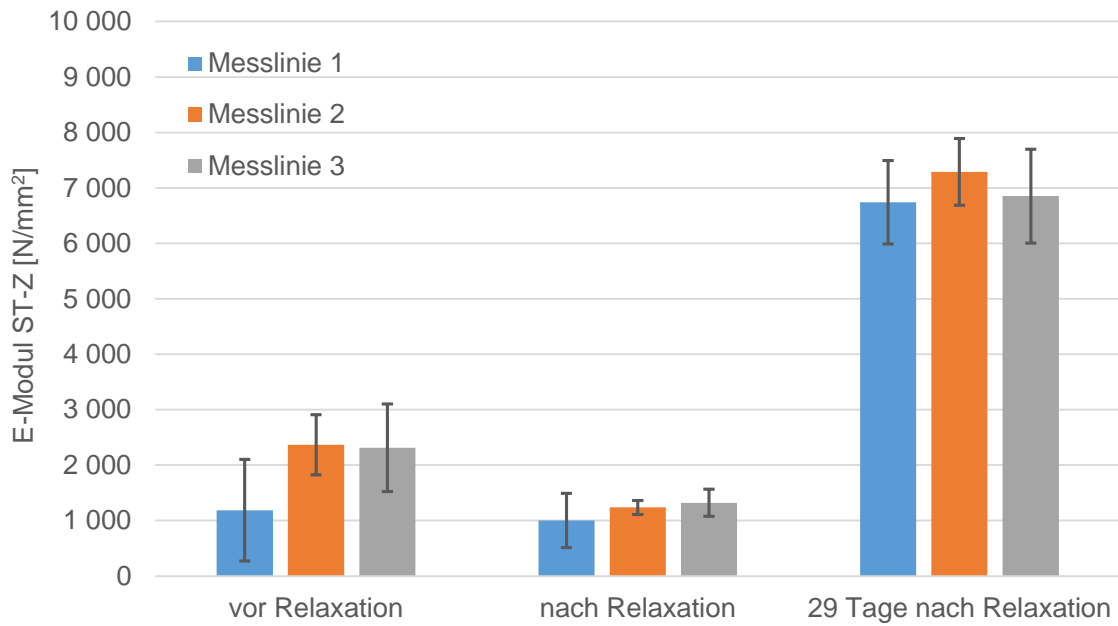


Abbildung 20: E-Modul der zementstabilisierten Tragschicht – Baustelle A9 – Probestrecke 1+2

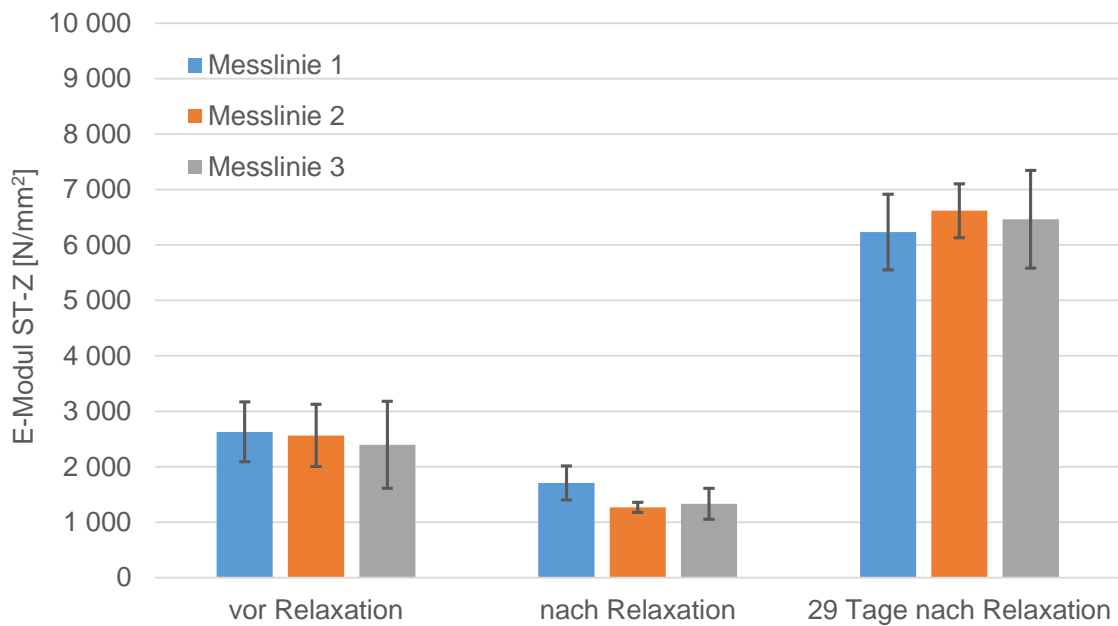


Abbildung 21: E-Modul der zementstabilisierten Tragschicht – Baustelle A9 – Probestrecke 3

Ein Vergleich der rückgerechneten dynamischen E-Module der Stabilisierungen zwischen den Probebaustellen ist nur bedingt aussagekräftig, da der Hydrationsprozess und damit die Festigkeitsentwicklung maßgebend vom eingesetzten Zement, dem Wassergehalt, der Ausgangsgesteinskörnung und den Umgebungsbedingungen abhängt. Die Relaxation der Schicht erfolgte auf allen 3 Baustellen ca. 24 Stunden nach der Herstellung. Einzig bei der 3. Probestrecke auf der A9 Gersdorf wurde mit dem Entspannungsvorgang erst 48 Stunden nach der Herstellung begonnen.

Die mittleren dynamischen E-Module der Stabilisierungen vor dem Entspannen der Schicht nach 24 Stunden betragen auf der A5 ca. 1.050 MPa, auf der S6 ca. 650 MPa und auf der A9 ca. 1.100 MPa (Referenzstrecke) bzw. 1.950 MPa (Probestrecke 1 und 2). Bei der Probestrecke 3 auf der A9 wurde vor dem Entspannung nach 48 Stunden ein mittlerer dynamischer E-Modul von ca. 2.550 MPa gemessen. Auffällig ist, dass zwischen den einzelnen Messlinien trotz gleichem Herstellprozess erhebliche Unterschiede in den dynamischen E-Modulen gemessen wurden. Dieser Effekt wird in erster Linie dem unterschiedlichen Hydratationsgrad in der Schicht zugerechnet.

Unabhängig von der eingesetzten Zementart und -menge und der Steifigkeit bei der Relaxation und den Steifigkeitsabfall im Zuge der Relaxation erreichten alle untersuchten zementstabilisierten Tragschichten einen dynamischen E-Modul von ca. 6-7 GPa ca. 29 Tage nach Durchführung der Relaxation.

Die Abbildung 22 zeigt die prozentuelle Veränderung des E-Moduls der zementstabilisierten Tragschicht vor und nach dem Entspannen der Schicht für die drei Messlinien auf den drei untersuchten Probebaustellen.

Anhand der erhaltenen Ergebnisse lassen sich folgende Schlussfolgerungen ziehen:

- Die Bestimmung der Auswirkung der Relaxation auf den Abfall des E-Modul fiel bei den drei untersuchten Baustellen unterschiedlich aus.
- So zeigte sich bei der Baustelle A9 ein Abfall von 30 bis 50 % auf den Messlinien 2 und 3, während der Abfall auf der Messlinie 1 (Pannestreifen) geringer ausfiel. Dieser Umstand dürfte auf die ermittelte wesentlich geringe Steifigkeit vor der Relaxation zurückzuführen sein (mittlerer dynamischer E-Modul vor der Relaxation

am Pannenstreifen, Referenzstrecke ca. 730 MPa, mittlerer dynamischer E-Modul vor der Relaxation am 1. Fahrstreifen, Referenzstrecke ca. 1.470 MPa).

- Ein ähnliches Verhalten zeigte sich auf der Baustelle A5, wo im Vergleich zur A9 über alle drei Messlinien geringe Steifigkeiten bereits vor der Relaxation bestimmt wurden. Der Steifigkeitsabfall fiel mit 8 bis 15 % wesentlich geringer aus als auf der Baustelle A9.
- Auf der Baustelle S6 wurde nach der Relaxation der Schicht an der Messlinie 1 nur ein sehr geringer Abfall des dynamischen E-Moduls gemessen. An den Messlinien 2 und 3 wurde nach dem Entspannen der Schicht sogar ein Anstieg des dynamischen E-Moduls festgestellt. Dieser Effekt kann nur dadurch erklärt werden, dass die Schicht zum Zeitpunkt des Entspannens noch keine signifikante hydraulische Festigkeit erfahren hat und Nachverdichtungsprozesse, möglicherweise beeinflusst durch den Wassergehalt, eingetreten sind. An dieser Stelle sei auch noch einmal erwähnt, dass der dynamische E-Modul dieser Schicht im Vergleich zu den anderen beiden Baustellen signifikant geringer gemessen wurde.
- Auf der Baustelle A9 wurde die Referenzstrecke und die Probestrecken 1 und 2 nach 24 Stunden entspannt. Im Vergleich zur Probestrecke 3 (Entspannung nach 48 Stunden) zeigt sich ein größerer Abfall des dynamischen E-Moduls.

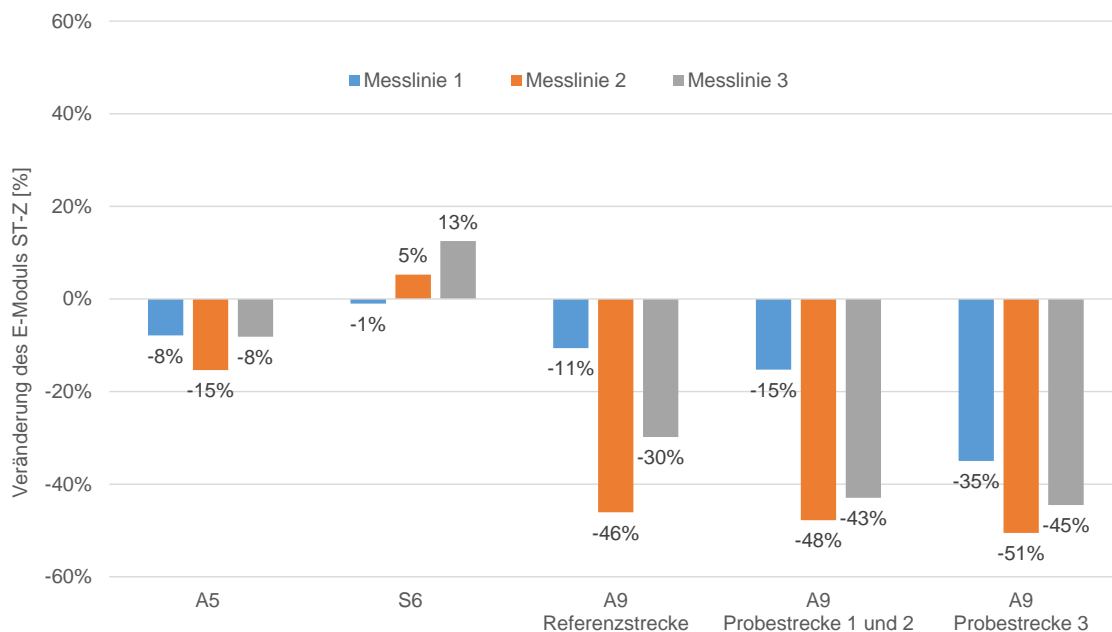


Abbildung 22: Veränderung des E-Moduls der zementstabilisierten Tragschicht für die drei Messlinien der untersuchten Probebaustellen

Bei der Rückrechnung der dynamischen E-Module aus den gemessenen Deflektionen handelt es sich um einen iterativen Prozess. Nachdem die Tragfähigkeitsmessungen unmittelbar vor und nach der Relaxation durchgeführt werden, kann die Bewertung des Entspannungsvorgangs grundsätzlich auch nur über die Einsenkung unter der dynamischen Last im Lastzentrum erfolgen. Durch diese Vorgehensweise könnten aufwendige Auswerteschritte eingespart werden und die Messdaten gleich direkt auf der Baustelle ausgewertet werden.

Die Abbildung 23 zeigt die prozentuelle Veränderung der maximalen Deflektion zufolge der durchgeführten Relaxation. Hierbei korreliert der Anstieg der maximalen Deflektion wie erwartet mit der Abnahme des E-Moduls (siehe Abbildung 22). Bei der Baustelle S6 zeigt sich im Vergleich zu der Auswertung über die dynamischen E-Module ein leicht geändertes Bild. Bei allen Messlinien kann bei Auswertung über die Maximaldeflektion eine Vergrößerung der Deflektion festgestellt werden.

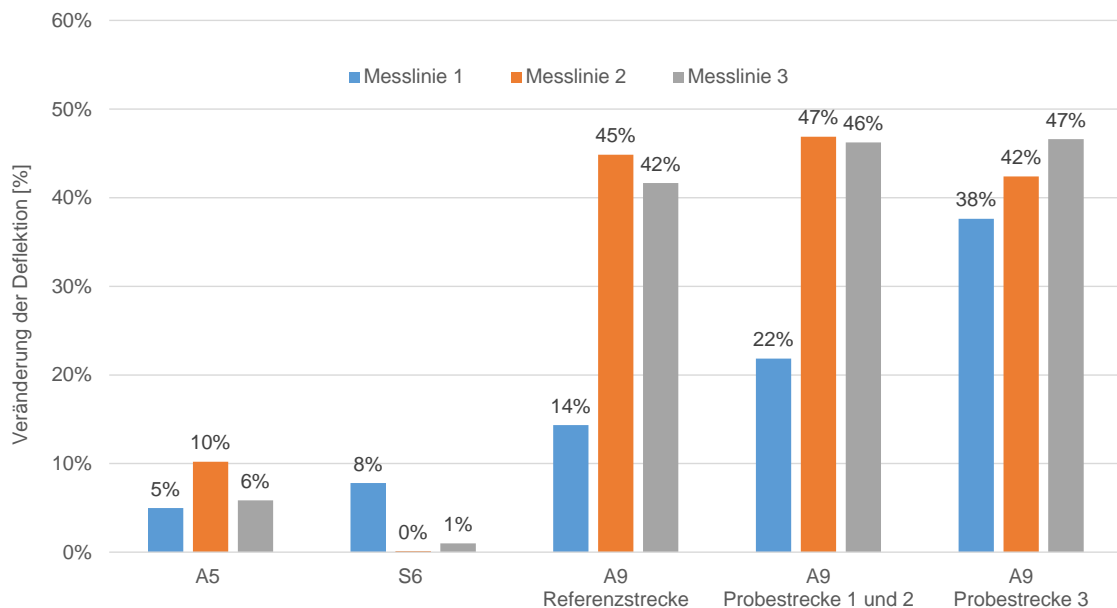


Abbildung 23: Veränderung der Maximaldeflektion für die drei Messlinien der untersuchten Probebaustellen

Die Ergebnisse der Messungen zeigen, dass mit den durchgeführten Tragfähigkeitsmessungen die Entspannung der Stabilisierung über die rückgerechneten dynamischen E-Module oder über die Maximaldeflektion bewertet werden kann.

3.2.3. Spectral analysis of surface waves (SASW)

Schlussendlich soll die Auswirkung der Steifigkeitsabnahme auf die Ausbreitung von Oberflächenwellen (Rayleigh-Wellen) ausgenutzt werden. Im Zuge der Projektdurchführung wurde die Auswertung der Projektdaten im Rahmen einer MSc Arbeit an der Universität Innsbruck durchgeführt [Glück 2021] (siehe Anhang E). Im Folgenden wurden die wesentlichen Ergebnisse und Erkenntnisse zu den Baustellenuntersuchungen dieser MSc Arbeit in den Ergebnisbericht mit aufgenommen.

Bei der SASW-Methode (spectral analysis of surface waves) werden die Frequenzen der von einer Quelle ausgehenden Oberflächenwellen mittels zweier Sensoren aufgenommen und anschließend ausgewertet (z.B. mit der an der Universität Austin entwickelten Software WinSASW). Ähnlich zum FWD kann damit die Steifigkeit der zementstabilisierten Tragschicht vor und nach der Relaxation ermittelt werden. Der Testaufbau ist in Abbildung 24 illustriert.

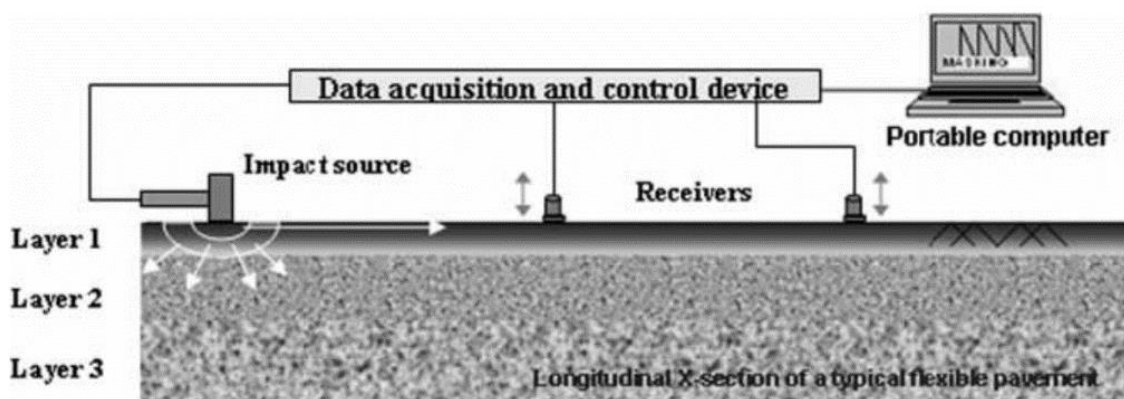


Abbildung 24: Testaufbau der SASW-Methode für die Bestimmung der elastischen Eigenschaften im Straßenbau [Goel und Das, 2007]

Die SASW Untersuchungen wurden an allen drei Baustellen durchgeführt, wobei die Lage der Messpunkte wie folgt gegeben ist:

- *Baustelle A5:* Bei der Baustelle A5 wurden drei Messpunkte (siehe Abbildung 25) berücksichtigt. Die Messpunkte MP1 und MP3 befanden sich 2 m vom Fahrbahnrand entfernt. Messpunkt MP2 lag zwischen den beiden Messpunkten in

der Mitte der Straße. Der Abstand längs der Fahrbahn betrug 156 m zwischen MP1 und MP2 und 94 m zwischen MP2 und MP3. Gemessen wurde auf der Fahrbahn welche in Richtung Tschechien verläuft. Der Nullpunkt befindet sich auf km 3,125. Die erste Messung erfolgte 2 Stunden vor dem Entspannungswalzen, die zweite direkt im Anschluss an das Entspannungswalzen. Das Entspannungswalzen erfolgte rund 24 h nach Einbau der stabilisierten Tragschicht.

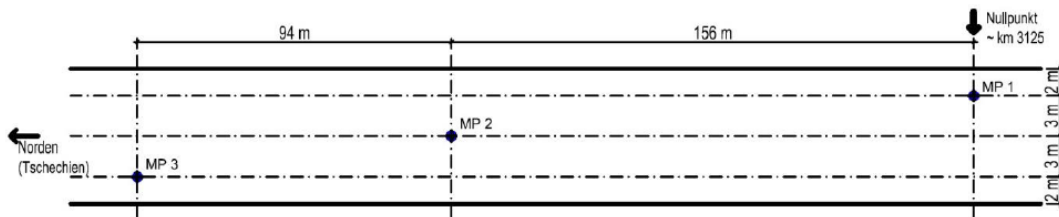


Abbildung 25: Lage der Messpunkte für die SASW Messung bei der Baustelle A5

- *Baustelle S6:* Auf der Baustelle S6 wurde ab dem km 47,271 in Richtung Westen an 9 Messpunkten gemessen, wobei der Abstand in Straßenlängsrichtung jeweils 10 m betrug (siehe Abbildung 26). Das Entspannungswalzen wurde 24 h nach Einbau der stabilisierten Tragschicht durchgeführt. Die SASW-Messungen erfolgten ebenfalls vor und direkt nach dem Entspannungswalzen.

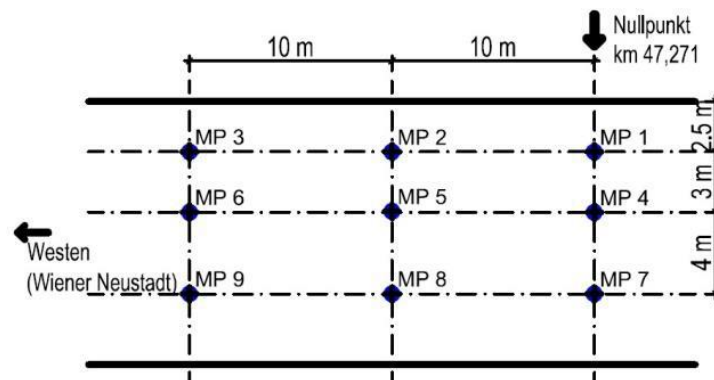


Abbildung 26: Lage der Messpunkte für die SASW Messung bei der Baustelle S6

- *Baustelle A9:* Auf der Baustelle A9 erfolgten die SASW Messungen auf den Fahrbahnstreifen in Richtung Norden (Graz), wobei jeweils fünf Messpunkte auf den

Probenstrecken 2 und 3 (zweiter Fahrstreifen) gewählt wurden (siehe Abbildung 27). Gemessen wurde vor und nach dem Entspannungswalzen. Das Entspannungswalzen wurde auf der Probenstrecke 2 (MP66 bis MP70) 24 h und bei Probenstrecke 3 (MP71 bis MP75) 48 h nach der Herstellung der stabilisierten Tragschicht durchgeführt. Im Gegensatz zu den anderen beiden Baustellen wurde hier direkt nach der Herstellung der stabilisierten Tragschicht und sohin vor den SASW Messungen der Verdunstungsschutz (Emulsion und aufgestreuter Kies) aufgebracht.

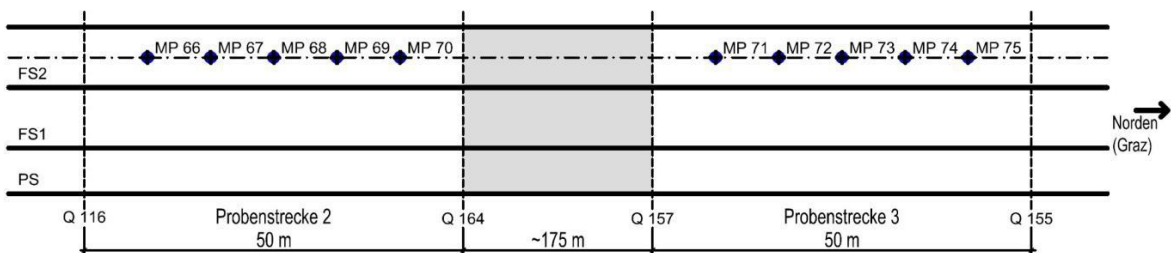


Abbildung 27: Lage der Messpunkte für die SASW Messung bei der Baustelle A9

Abbildung 28 bis 31 zeigen den Mittelwert und die Standardabweichung der ermittelten Wellenausbreitungsgeschwindigkeit vor und nach der Spannungsrelaxation. An fast allen Messpunkten (mit Ausnahme von zwei Messpunkten der Baustelle A9) kam es zu einem Abfall der Geschwindigkeit.

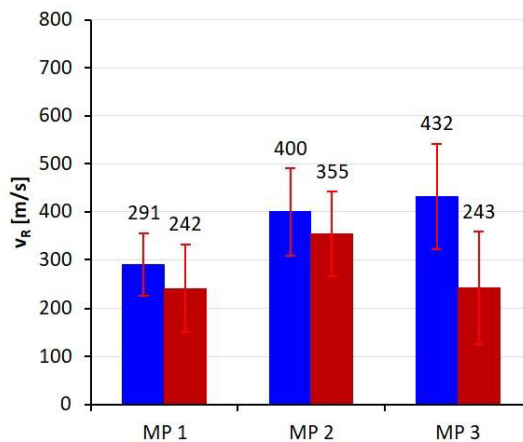


Abbildung 28: Ermittelte Geschwindigkeiten vor (blau) bzw. nach (rot) der Spannungsrelaxation bei der Baustelle A5

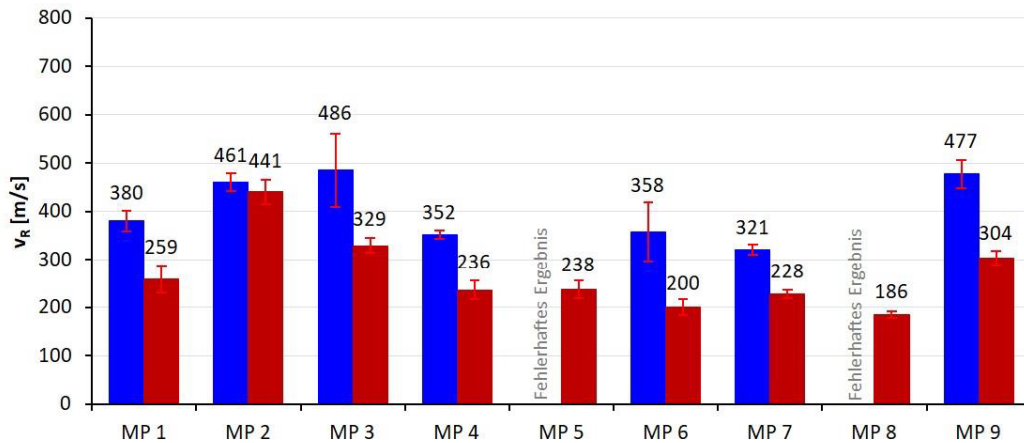


Abbildung 29: Ermittelte Geschwindigkeiten vor (blau) bzw. nach (rot) der Spannungsrelaxation bei der Baustelle S6

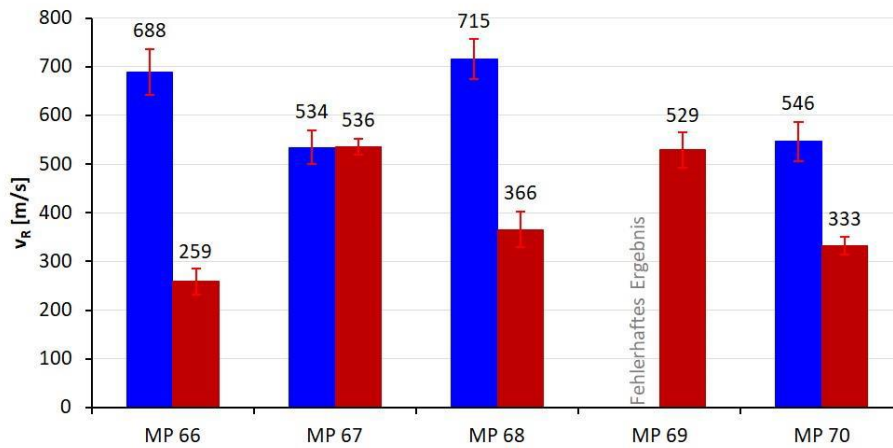


Abbildung 30: Ermittelte Geschwindigkeiten vor (blau) bzw. nach (rot) der Spannungsrelaxation bei der Baustelle A9 (Entspannungswalzen 24 h nach Einbau)

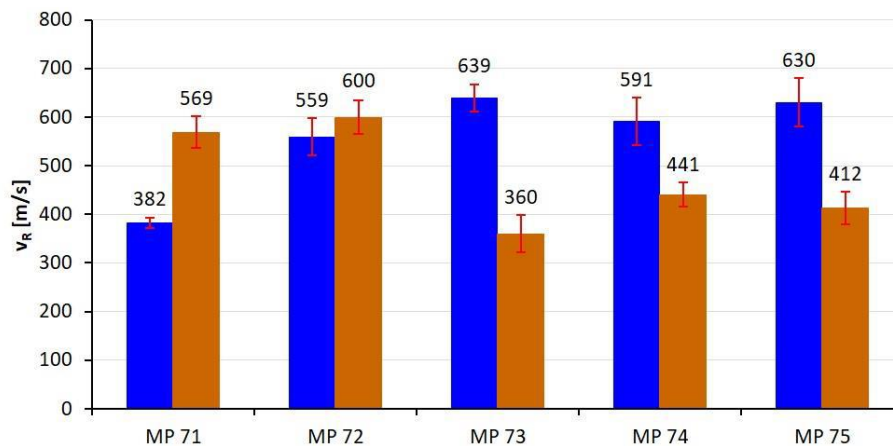


Abbildung 31: Ermittelte Geschwindigkeiten vor (blau) bzw. nach (orange) der Spannungsrelaxation bei der Baustelle A9 (Entspannungswalzen 48 h nach Einbau)

Basierend auf den ermittelten Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten kann der dynamische Elastizitätsmodul berechnet werden (siehe z.B. [Glück 2021]):

$$E_{dyn} = 2\rho \left(\frac{v_R}{k_2} \right)^2 (1 + \nu)$$

wobei ρ der Dichte, ν der Poissonzahl und k_2 das Verhältnis von Oberflächenwellen- zu Scherwellengeschwindigkeit v_R/v_S mit [Knödel et al. 2005]

$$v_R/v_S = \frac{0,87 + 1,12 \cdot \nu}{1 + \nu}$$

Unter Berücksichtigung von $\rho = 2400 \text{ kg/m}^3$ und $\nu = 0,2$ (ergibt $k_2 = v_R/v_S = 0,9$) ergibt sich für die gemessenen Wellenausbreitungsgeschwindigkeiten im Mittel von 300 m/s bis 450 m/s ein dynamischer Elastizitätsmodul von 640 MPa und 1440 MPa. Diese Werte korrespondieren gut mit den aus den mittels FWD Messungen ermittelten Elastizitätsmoduli der zementstabilisierten Tragschicht.

Für die Beurteilung der Reduktion der Geschwindigkeiten zufolge Entspannungswalzen wurden die Messwerte in Prozent zu dem jeweiligen Ausgangswert angegeben (siehe Abbildungen 32 bis 34). Die Reduktion in Abbildungen 32 und 33 (Baustellen A5 und S6) ist mit einigen Ausnahmen im Bereich von ca. 30 %, obgleich die Streuung der Ergebnisse auffallend hoch ist.

Die Reduktion der Geschwindigkeit der Baustelle A9 (Abbildung 34) beträgt im Mittel ca. 50% und 35% bei Durchführung des Entspannungswalzens 24 h bzw. 48 h nach der Herstellung der zementstabilisierten Tragschicht. Sohin zeigt sich anhand der Messergebnisse, dass sich durch die längere Wartezeit die prozentuelle Reduktion der Geschwindigkeit und sohin Steifigkeit der zementstabilisierten Tragschicht zufolge des Entspannungswalzens verringert, was sich durch die sich einstellende erhöhte Belastbarkeit der Tragschicht erklären lässt.

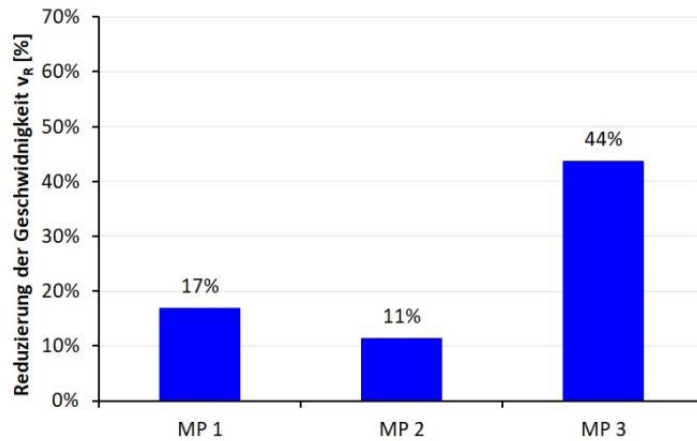


Abbildung 32: Prozentuelle Veränderungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bei der Baustelle A5

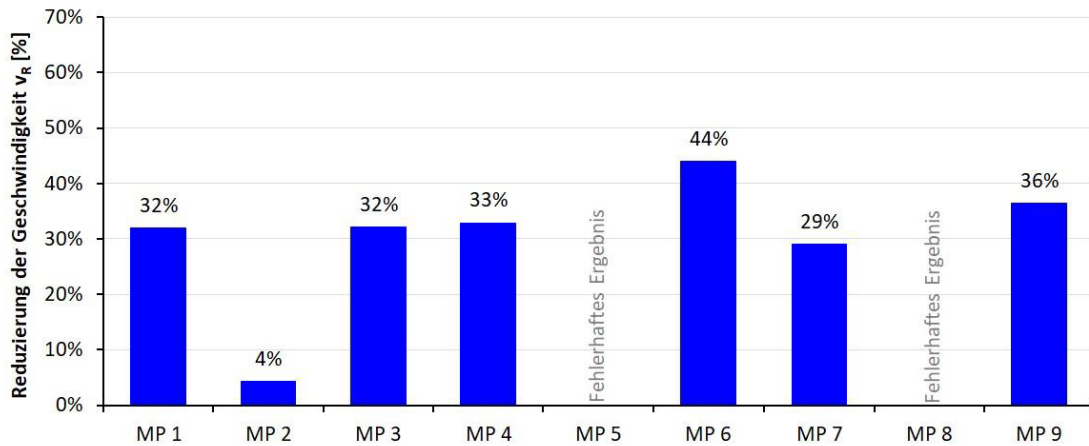


Abbildung 33: Prozentuelle Veränderungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bei der Baustelle S6

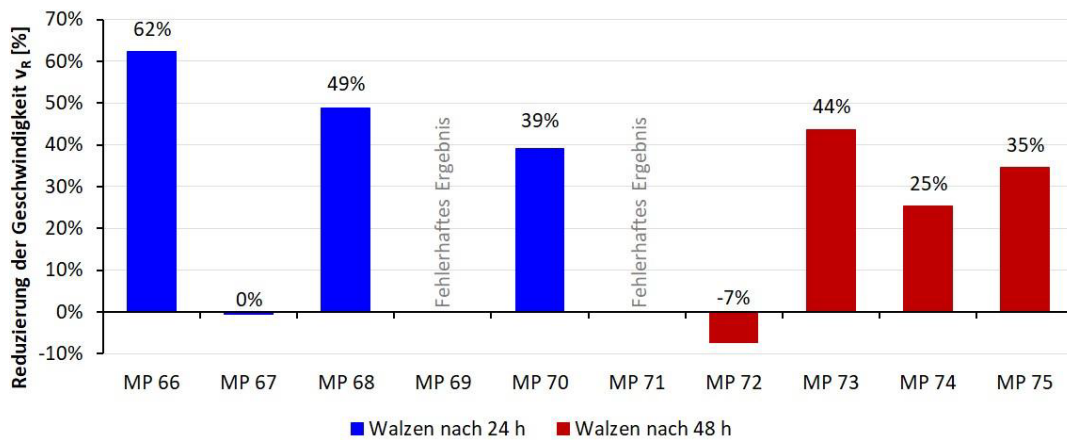


Abbildung 34: Prozentuelle Veränderungen der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit bei der Baustelle A9

3.3. Bestimmung des erforderlichen bzw. vorhandenen Schichtverbunds

Im Bereich des Schichtverbunds wurde ein hybrider Forschungsansatz für die Bestimmung des erforderlichen und vorhandenen Schichtverbunds eingesetzt. Dieser umfasst die numerische Berechnung der vorhandenen Schubbeanspruchung in der Grenzfläche zwischen zementstabilisierter und bituminöser Tragschicht sowie die experimentelle Ermittlung des vorhandenen Schichtverbunds.

3.3.1. Bestimmung des erforderlichen Schichtverbunds

Zur Bestimmung der Belastungssituation zwischen Asphaltsschicht und zementstabilisierter Tragschicht der Bautype AS4 wurde im Rahmen des Projekts ein numerischer Berechnungsansatz (Finite-Elemente Methode) gewählt. Hierfür wurde eine umfangreiche Parameterstudie, wobei geometrische Abmessungen und Materialeigenschaften variiert wurden, durchgeführt.

Berechnungsmodell

Die Bautype AS4 wird vereinfacht als ein dreischichtiges System bestehend aus einer Asphaltsschicht, einer zementstabilisierten Tragschicht und dem Boden betrachtet, wobei die unterste Schicht (Boden) als unendlich dick angenommen wurde. Alle Schichten haben eine in horizontale Richtung unendliche Ausdehnung. In der Parameterstudie werden die Dicken der oberen beiden Schichten variiert (siehe Tabelle 8).

Tabelle 8: Untersuchte Schichtdicken

Parameter	Werte	Einheit
Asphaltsschichtdicke h_A	100, 150, 200	mm
Tragschichtdicke h_T	200, 300, 400	mm

Für die numerische Simulation wurde ein axisymmetrisches Modell (2D) verwendet. Die Belastung, welche die Belastung eines LKW Reifens abbildet, wurde als kreisförmige Gleichlast (Radius $r = 150$ mm) berücksichtigt. Abbildung 35 zeigt das zu Grunde gelegte numerische Modell, die Abmessungen des Modells sowie die Randbedingungen.

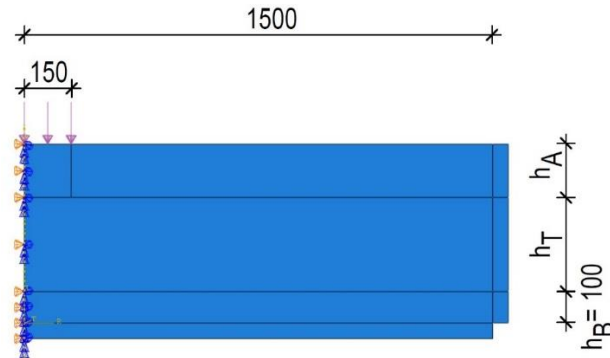


Abbildung 35: Abmessungen und Randbedingungen des numerischen Modells

In Rahmen der Parameterstudie wurden die Materialien als isotrop, linear-elastische Materialien modelliert, wobei Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl ν der Schichten variiert wurden. Die verwendeten Wertebereiche sind in Tabelle 9 zusammengefasst.

Tabelle 9: Untersucher Wertebereiche der Materialparameter

Parameter	Wertebereich	Einheit
Steifigkeitsmodul Asphaltsschicht E_A	200 – 30000	N/mm ²
Steifigkeitsmodul Tragschicht E_T	2000 – 30000	N/mm ²
Steifigkeitsmodul Boden E_B	60 – 500	N/mm ²
Querdehnzahl Asphaltsschicht ν_A	0,35	-
Querdehnzahl Tragschicht ν_T	0,2	-
Querdehnzahl Boden ν_B	0,5	-

Für die Finite-Elemente-Simulationen wird die Software *Abaqus/CAE 2020* [Abaqus 2015] verwendet. Für die Wahl der Netzweite (bilineare 4-knotigen Elemente mit reduzierter Integration, Infinite-Elemente am rechten und unteren Rand des Modells) wurde eine Netzstudie durchgeführt. In Abbildung 36 sind die Spannungsverläufe in der Grenzfläche bei verschiedenen Elementsgrößen dargestellt. Darauf basierend wurde für die numerische Studie eine Elementsgröße 5 mm gewählt.

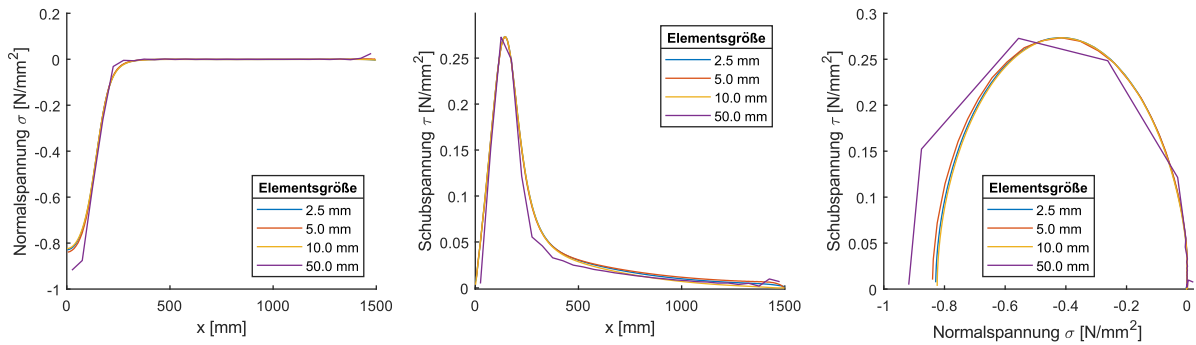


Abbildung 36: Spannungsverläufe in der Grenzfläche in Abhängigkeit der Elementgröße
(Parameter: $h_A = 100$ mm, $h_T = 400$ mm, $E_A = 10000$ N/mm², $E_T = 10000$ N/mm², $E_B = 200$ N/mm²,
 $\nu_A = 0,35$, $\nu_T = 0,20$, $\nu_B = 0,50$)

Belastungssituation in der Grenzfläche

Im belasteten Halbraum stellt sich unter der kreisförmigen Belastung der in Abbildung 37 dargestellte Spannungszustand ein.

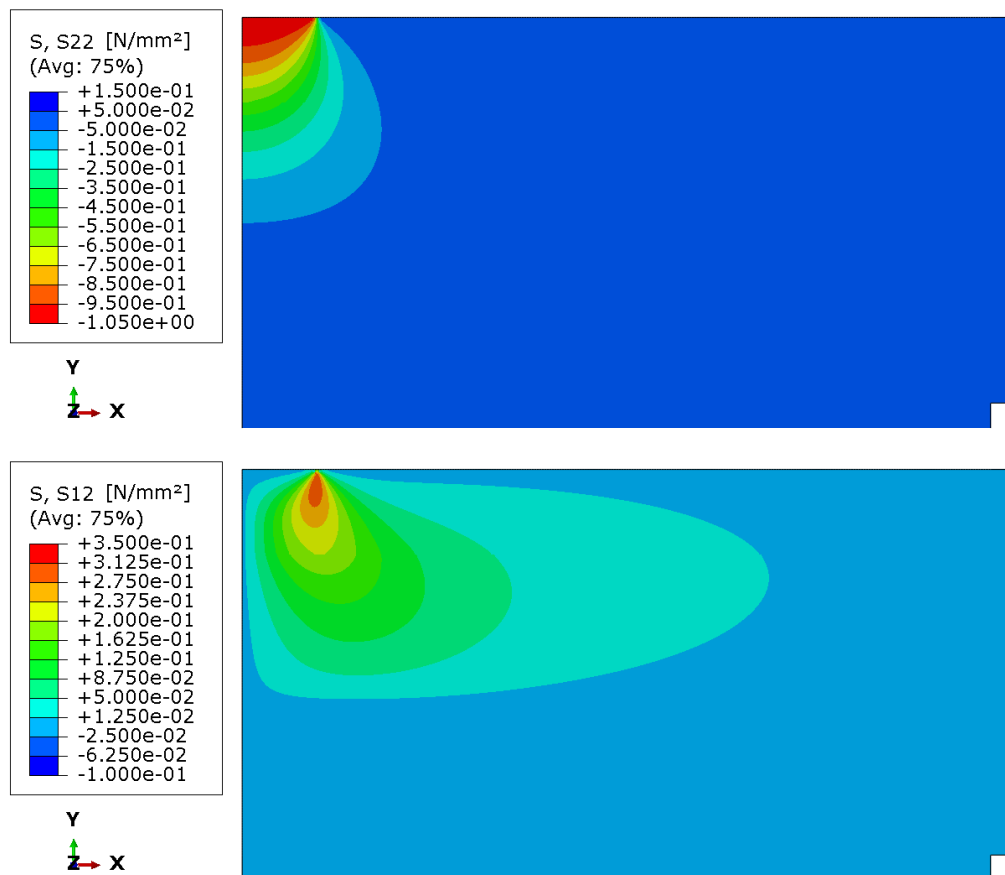


Abbildung 37: Typisches Ergebnis zur Verteilung der (vertikalen) Normalspannung (S22) und der Schubspannungen (S12)
(Parameter: $h_A = 170$ mm, $h_T = 300$ mm, $E_A = 10000$ N/mm²,
 $E_T = 10000$ N/mm², $E_B = 200$ N/mm², $\nu_A = 0,35$, $\nu_T = 0,20$, $\nu_B = 0,50$)

Für die Grenzfläche zwischen Asphaltsschicht und zementstabilisierter Tragschicht folgt ein in Abbildung 38 schematisch dargestellter Verlauf der Normal- und Schubspannung. In einem Schubspannungs-Normalspannungs-Diagramm ergibt sich ein näherungsweise halb-elliptischer Verlauf. Der Verlauf der Halbellipse wurde im Folgenden durch

- die maximale auftretende Normalspannung σ_{max} bei $x = 0$,
- die maximale Schubspannung T_{max} sowie
- die Normalspannung $\sigma_{T,max}$ an der Stelle der maximalen Schubspannung

beschrieben. Diese Spannungen sind von der Oberflächenbelastung, den Materialparametern und den Schichtdicken abhängig.

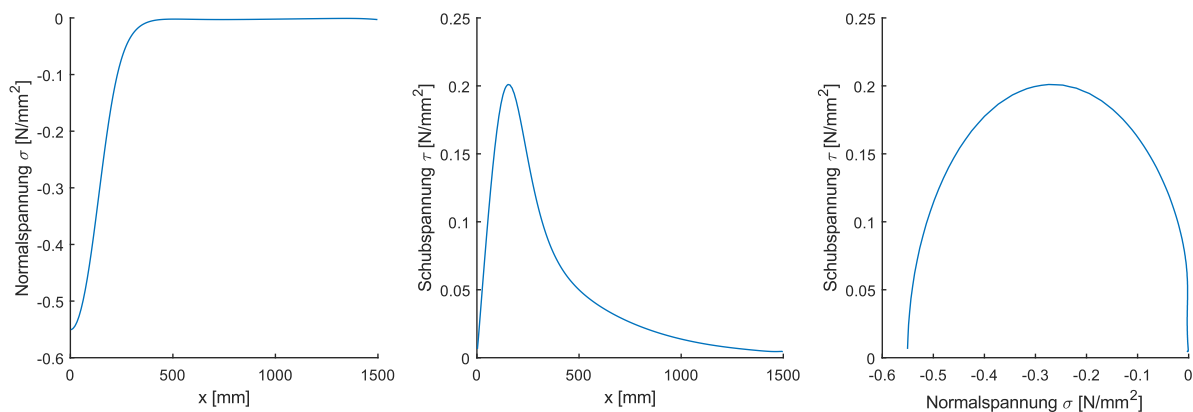


Abbildung 38: Spannungszustand in der Grenzfläche zwischen Asphaltsschicht und zementstabilisierter Tragschicht (Parameter: $h_A = 170$ mm, $h_T = 300$ mm, $E_A = 10000$ N/mm², $E_T = 10000$ N/mm², $E_B = 200$ N/mm², $\nu_A = 0,35$, $\nu_T = 0,20$, $\nu_B = 0,50$)

Die im Rahmen der numerischen Parameterstudie erhaltenen Ergebnisse (Spannungssituation in der Grenzfläche) wurde in entsprechenden Ergebnisdateien abgespeichert. Für die Bestimmung der Spannungssituation für vorgegebene geometrische Abmessungen und Materialeigenschaften wurde im Rahmen des Projekts eine Fortran-basiertes Interpolationsprogramm entwickelt (siehe Abbildungen 39 und 40), welches unter Eingabe der Schichtdicken h_A und h_T sowie der E-Module E_A , E_T und E_B die entsprechenden dimensionslosen Spannungswerte σ_{max}/p , τ_{max}/p und $\sigma_{T,max}/p$ durch Interpolation der Simulationsergebnisse berechnet, wobei p dem Druck der kreisförmigen Belastung durch den Reifen entspricht.

```
#
# INTERPOLATIONSPROGRAMM AS4
#
# ... Berechnungsparameter
#
15.0    ... Radius der Topflast der kreisförmigen Reifenbelastung
36.0    ... Abstand zwischen den Zwillingreifen in [cm]
2.5     ... Reifenlast [t]
#
# .. geometrische Parameter
#
17.0    ... Dicke Asphaltsschicht [cm]
30.0    ... Dicke zementstabilisierte Tragschicht [cm]
#
# .. Materialparameter
#
10000.0 ... E-Modul Asphalt [N/mm2]
3000.0  ... E-Modul zementstabilisierte Tragschicht [N/mm2]
200.0   ... E-Modul Boden [N/mm2]
```

Abbildung 39: Eingabedatei des Fortran-basierten Interpolationsprogramms zur Berechnung der Spannungssituation in der Grenzfläche zwischen Asphaltsschicht und zementstabilisierter Tragschicht

```
=====
INTERPOLATIONSPROGRAMM AS4 BAUWEISE
Innsbruck, am 20.01.2022
Programm-Version 1.0
=====

> Einlesen der Eingabedatei 'interpolate.inp'

Rechenparameter (Radius, Reifenabstand, Reifenlast)   =   15.00   36.00   2.50
Schichthöhen (Asphalt, zementstabilisierte Tragschicht) =   17.00   30.00
E-Module (Asphalt, zementstabilisierte Tragschicht, Boden)= 10000.00  3000.00  200.00

> Einlesen der Datendatei 'simulationsergebnisse.dat'

Anzahl an gefundenen Simulationen   =   1170

Verhältnis E(Asphalt)/E(Boden)      =   0.250 < 50.000 < 50.000 < 100.000 < 500.000
Verhältnis E(zementstab.TS)/E(Asphalt)=   0.100 < 0.183 < 0.300 < 0.338 < 150.000
Verhältnis H(Asphalt)/R              =   0.667 < 1.000 < 1.133 < 1.333 < 1.333
Verhältnis H(zementstab.TS)/R        =   1.333 < 2.000 < 2.000 < 2.667 < 2.667

> Lesen der Spannungsverteilungen - Identifikation von sigMax/p tauMax/p sig@tauMax/p

> Ergebnis der Interpolation (n = Anzahl der Reifen)

  E(A)/E(B)  E(Z)/E(A)   H(A)/R   H(Z)/R   n          sigMax/p   tauMax/p   sig@tauM/p
  50.000    0.300     1.133   2.000   1 ->    0.39698   0.15839   0.20569
  50.000    0.300     1.133   2.000   2 ->    0.42391   0.19964   0.23643

> Ergebnis (n = Anzahl der Reifen, p = 0.354 N/mm2)

  E(A)/E(B)  E(Z)/E(A)   H(A)/R   H(Z)/R   n          sigMax     tauMax     sig@tauM
  50.000    0.300     1.133   2.000   1 ->    0.14040   0.05602   0.07275
  50.000    0.300     1.133   2.000   2 ->    0.14993   0.07061   0.08362
```

Abbildung 40: Ausgabedatei des Fortran-basierten Interpolationsprogramms zur Berechnung der Spannungssituation in der Grenzfläche zwischen Asphaltsschicht und zementstabilisierter Tragschicht

Hierbei zeigt Abbildung 40 das Ergebnis eines Einzelreifens sowie eines Zwillingsreifens mit einem Mittenabstand von $d = 36$ cm [Goodyear 2013] unter Verwendung der folgende geometrischen und Materialparameter:

- Dicke der Asphalttschicht: $h_A = 17$ cm
- Dicke der zementstabilisierten Tragschicht: $h_T = 30$ cm
- Elastizitätsmodul der Asphalttschicht: $E_A = 10000$ N/mm²
- Elastizitätsmodul der zementstabilisierten Tragschicht: $E_T = 3000$ N/mm²
- Elastizitätsmodul des Bodens: $E_B = 200$ N/mm²

Unter Berücksichtigung eines Radius für die kreisförmige Reifenbelastung von $r = 15$ cm, woraus sich für eine Reifenlast von 2,5 Tonnen ein Druck $p = 0,354$ N/mm² ergibt, erhält man für den Fall einer Zwillingsbereifung die Belastungssituation in der Grenzfläche zu (siehe Abbildung 40):

$$\sigma_{\max} = 0,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{\max} = 0,07 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{T,\max} = 0,08 \text{ N/mm}^2$$

Alternativ zu dem in Abbildungen 39 und 40 vorgestellten Interpolationsprogramm kann der Spannungszustand in der Grenzfläche zwischen Asphalttschicht und zementstabilisierter Tragschicht zufolge einer Belastung durch einen Einzelreifen auch durch Interpolation der aus Diagrammen (siehe Anhang F) gewonnenen Werte bestimmt werden. Hierfür müssten die abgelesenen Werte entsprechend der vorhandenen geometrischen Gegebenheiten und Materialparameter interpoliert werden.

3.3.2. Bestimmung des vorhandenen Schichtverbunds

Im Rahmen des Projekts war ursprünglich geplant, den bei der Bautype AS4 in der Bemessung angesetzten Schichtverbund zwischen Asphalt und zementstabilisierter Tragschicht anhand von entnommenen Bohrkernen im Labor zu testen (siehe Tabelle 10 sowie Anhang G).

Tabelle 10: Gewonnene Bohrkern aus allen Baustellen

Bohrkerne	A5 Drasenhofen	S6 Langenwang	A9 Gersdorf
Anzahl Bohrkern	8	16	21
Anzahl Bohrkern - kein Verbund	8	12	9
Bohrkerne in % - kein Verbund	100 %	75 %	43 %
Bohrkerne in % - Beschädigung der ST-Z	ca. 3 %	ca. 4 %	ca. 25 %

Aus der vorstehenden Tabelle ist zu entnehmen, dass auf der Baustelle A5 kein einziger Bohrkern mit einem intakten Verbund zwischen dem Asphalt und der Stabilisierung entnommen werden konnte. Auf der Baustelle S6 konnten nur 4 der 16 entnommenen Bohrkern und auf der Baustelle A9 immerhin 12 der 21 entnommenen Bohrkern mit einem intakten Verbund gewonnen werden.

Abbildung 41 zeigt exemplarisch vier Bohrkern der Baustelle Drasenhofen A5, welche jedoch bereits bei der Entnahme im Bereich der Grenzfläche keinen Verbund zeigten. Neben dem Auseinanderbrechen an der Grenzfläche wurde teilweise auch eine signifikante Beschädigung der zementstabilisierten Tragschicht (siehe Tabelle 10 und Abbildung 42) im Zuge der Bohrkernentnahme beobachtet.



Abbildung 41: Vier Bohrkern der Baustelle A5 zur Bestimmung des vorhandenen Schichtverbunds zwischen Asphaltenschicht und zementstabilisierter Tragschicht



Abbildung 42: Sichtbare Beschädigung der zementstabilisierten Tragschicht im Zuge der Bohrkernentnahme (Baustelle A9)

Da die entnommenen, gebrochenen Bohrkern für die Untersuchung des Schichtverbunds ungeeignet waren, wurde alternativ ein in-situ Prüfverfahren entwickelt (siehe Abbildung 43). Hierbei wurde die Kernbohrung kurz nach Erreichen der zementstabilisierten Tragschicht gestoppt und ein Gerät zur Einleitung von Normal- und Schubbeanspruchung auf den so entstandenen zylindrischen Prüfkörper (Durchmesser von 15 cm) aufgesetzt.



Abbildung 43: In-situ Prüfvorrichtung zur Bestimmung des vorhandenen Schichtverbunds zwischen Asphalt- und zementstabilisierter Tragschicht: (links) gestoppte Kernbohrung und stabilisierter Kern, (Mitte) Ankleben der Lasteinleitung und (rechts) Aufsetzen des Prüfgeräts

Bei dem entwickelten in-situ Versuch sollte die reale Belastungssituation in der Grenzfläche hinsichtlich der auftretenden Normalspannung so gut wie möglich abgebildet werden. So wurden drei verschiedene Belastungssituationen quer zur Grenzfläche (Auflast von 40, 110 und 180 kg) untersucht, welche eine Normalspannung in der Grenzfläche von $\sigma = 40 \cdot 9,81 / (150^2 \pi / 4) = 0,022, 0,061$ und $0,100 \text{ N/mm}^2$ ergaben. Im Zuge des Versuchs wurde dann sukzessive die Verdrehung des Bohrkerns erhöht und das dafür notwendige Torsionsmoment ermittelt. Abbildung 44 zeigt exemplarisch die Entwicklung des Torsionsmoments als Funktion der Verdrehung für Versuche auf der Baustelle Gersdorf A9. Im Zuge einer Dreifachbestimmung (drei Versuche mit identen Versuchsbedingungen) konnte eine gute Wiederholbarkeit der Ergebnisse erreicht sowie der Anteil von Haft- und Gleitreibung gut unterschieden werden. Basierend auf dem maximalen Torsionsmoment M_{Tmax} kann sohin mittels $\tau = 2M_{Tmax}/(\pi R^3)$, mit $2R = 15 \text{ cm}$, die maximal aufnehmbare Schubspannung ermittelt werden. Für den Mittelwert des Torsionsmoments von ca. 220 Nm ergibt sich sohin eine maximale aufnehmbare Schubspannung von $0,33 \text{ N/mm}^2$.

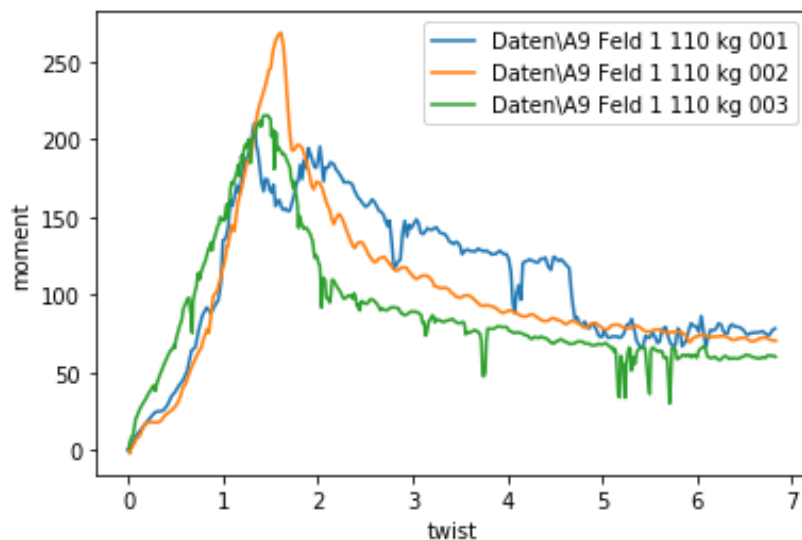


Abbildung 44: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für drei Versuche auf der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg

Im Zuge der Baustelle „Gersdorf“ wurden hierbei verschiedene Untersuchungen durchgeführt, welche den Effekt der Nachbehandlung der Oberfläche der zementstabilisierten Tragschicht (Aufrauhung, veränderter Verdunstungsschutz) auf den erzielbaren Schichtverbund adressierten. Hierfür wurden in Summe sieben Testfelder mit

je 2 m x 2 m im Bereich des Pannenstreifens angelegt. Die jeweils berücksichtigte Nachbehandlung der Oberfläche ist in Tabelle 11 angegeben.

Tabelle 11: Untersuchte Arten der Nachbehandlung der Oberfläche der zementstabilisierten Tragschicht für sieben Testfelder

Art der Nachbehandlung	1	2	3	4	5	6	7
gekehrt	ja	nein	ja	ja	nein	nein	nein
abgedeckt	nein	nein	nein	ja	ja	nein	nein
Emulsion [kg/m ²]	0,6	0,6	0,4	--	--	0,4	0,4
Splitt [kg/m ²]	6	6	6	--	--	6	6
Emulsion vor dem Asphaltieren	nein	nein	ja	--	--	ja	nein

Abbildung 45 bis 49 zeigen die Ergebnisse der durchgeführten Studien, aus denen folgende Schlussfolgerungen gezogen werden können:

- Das direkte Aufbringen des Asphalts auf die stabilisierte Tragschicht ergab die weitaus schlechtesten Werte für das aufnehmbare Torsionsmoment (ca. 85 Nm, siehe Abbildung 45).
- Das nachträgliche Aufräumen (Kehren) der Oberfläche hat nur einen Effekt beim direkten Asphaltieren auf die stabilisierte Tragschicht (Erhöhung um ca. 50%, jedoch auf niedrigem Niveau, siehe Abbildungen 45 bis 47).
- Die Erhöhung der Emulsionsmenge von 0,4 kg/m² auf 0,6 kg/m² hatte keinen Effekt auf das aufnehmbare Torsionsmoment (ca. 175 Nm, siehe Abbildung 48).
- Das Aufbringen einer zusätzlichen Emulsion vor dem Asphaltieren führte zu einer Erhöhung des aufnehmbaren Torsionsmoments auf den dreifachen Wert (ca. 520 Nm, siehe Abbildung 49).
- Die aufgebrauchte Belastung von 40, 110 bzw. 180 kg zeigte keinen großen Einfluss auf das aufnehmbare Torsionsmoment.

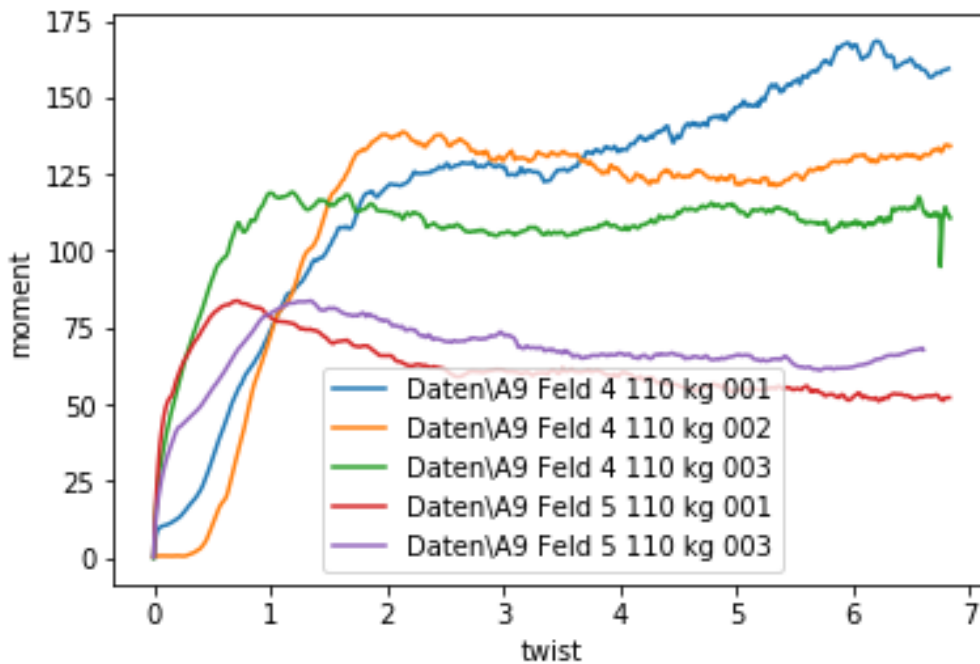


Abbildung 45: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für Felder 4 und 5 der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg: Untersuchung des Effekts des Aufrauens (Feld 4) versus original (Feld 5) (keine Emulsion, kein Splitt - Verdunstungsschutz durch Abdeckung)

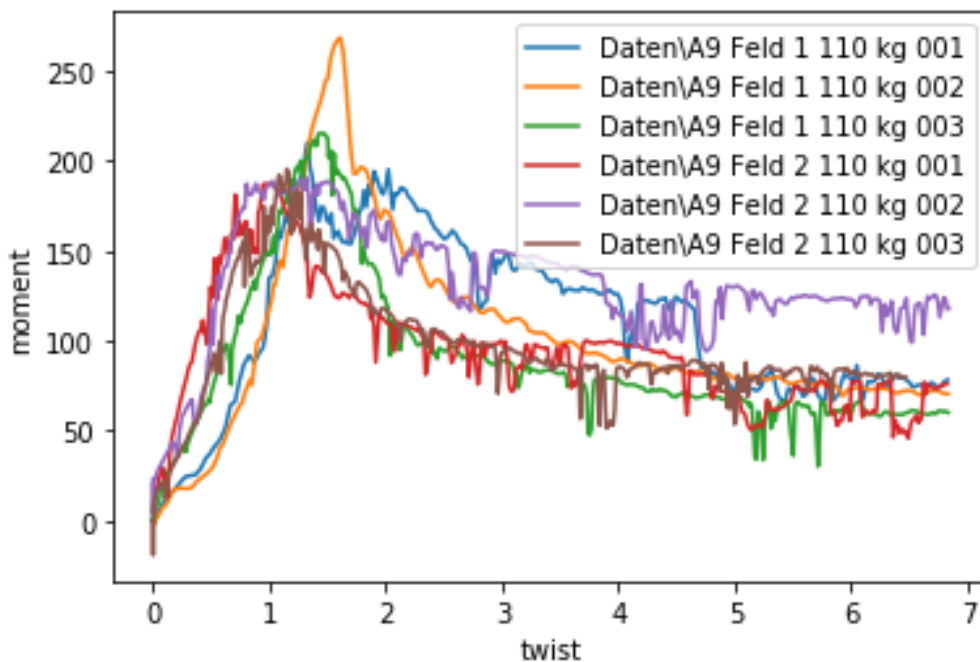


Abbildung 46: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für Felder 1 und 2 der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg – Untersuchung des Effekts des Aufrauens (Feld 1) versus original (Feld 2) (Verdunstungsschutz: 0,6 kg/m² Emulsion und 6 kg/m² Splitt)

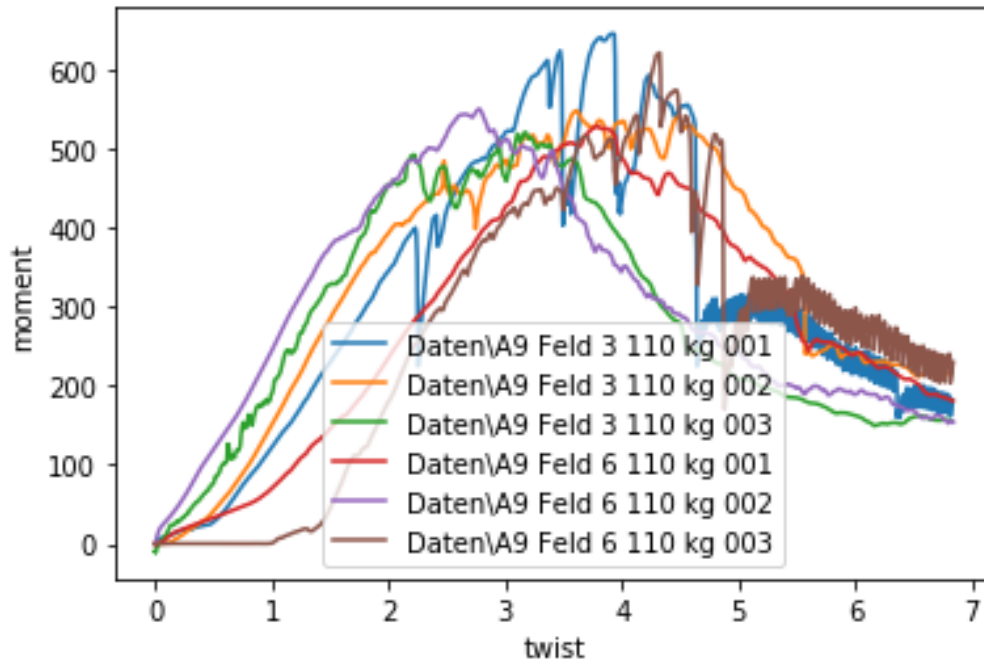


Abbildung 47: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für Felder 3 und 6 auf der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg – Untersuchung des Effekts des Aufrauens (Feld 3) versus original (Feld 6) (bei zusätzlicher Emulsion vor dem Asphaltieren)

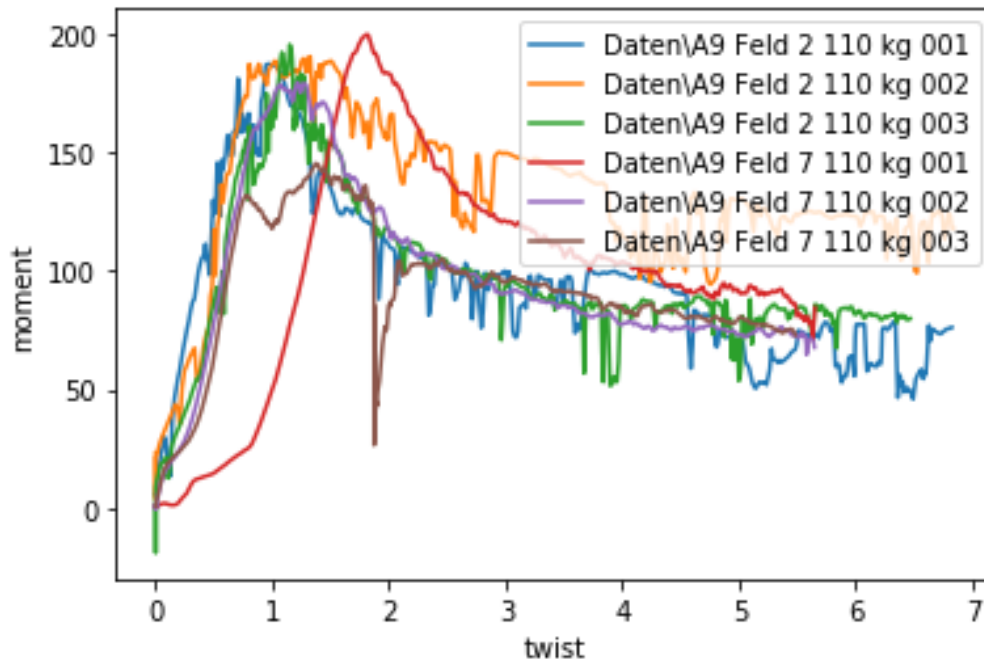


Abbildung 48: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für Felder 2 und 7 auf der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg – Untersuchung des Effekts einer Erhöhung der Emulsionsmenge (0,6 kg/m² Emulsion in Feld 2 versus 0,4 kg/m² Emulsion in Feld 7)

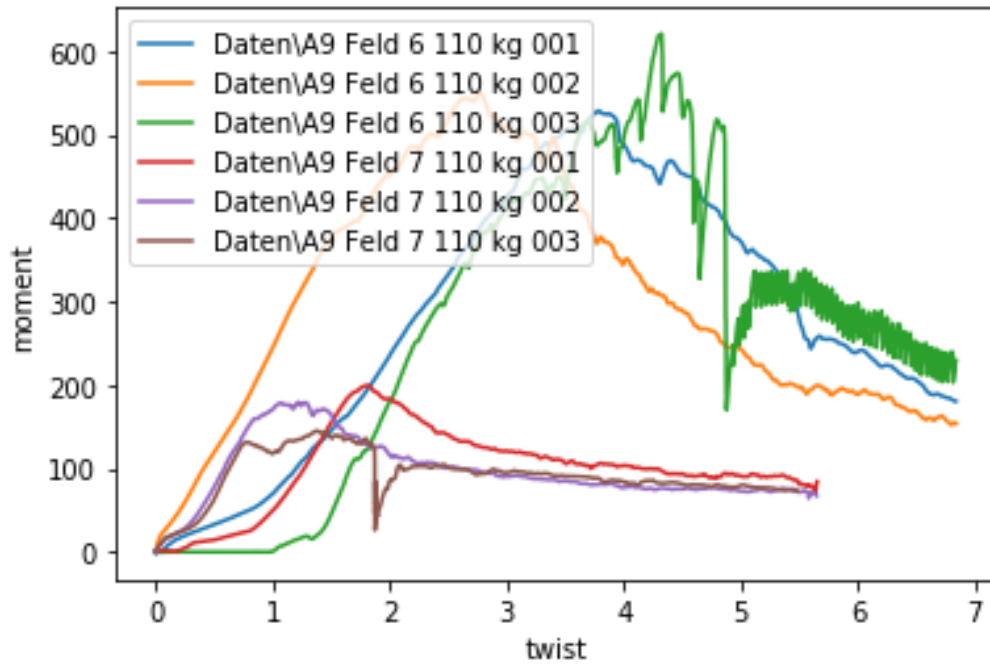


Abbildung 49: Torsionsmoment in [Nm] als Funktion der Verdrehung in [°] für Felder 6 und 7 auf der Baustelle A9 mit einer Auflast von 110 kg – Untersuchung des Effekts einer zusätzlichen Emulsion vor dem Asphaltieren (Feld 6) versus original (Feld 7)

4. ZUSAMMENFASSUNG, HIGHLIGHTS UND EMPFEHLUNGEN FÜR DIE RICHTLINIENARBEIT

Zusammenfassung:

Die Stoßrichtung des gegenständlichen Projekts war einerseits der Einsatz innovativer Messmethoden zum verbesserten Verständnis der Wirkungsweise und wissenschaftlichen Untermauerung der Bautype AS4 und andererseits die Erarbeitung von Verbesserungsvorschlägen hinsichtlich der Leistungsfähigkeit dieser Bautype. Die zuvor erwähnten innovativen Messmethoden umfassten hierbei:

- die kalorimetrische Untersuchung der eingesetzten Zemente,
- dynamische Messmethoden für die zerstörungsfreie Bestimmung der Auswirkung der Spannungsrelaxation und
- die Entwicklung einer neuartigen in-situ Versuchseinrichtung für die Überprüfung des Schichtverbunds zwischen Asphalttschicht und zementstabilisierter Tragschicht.

Zudem konnten im Rahmen des Projekts zwei verfügbare Berechnungsprogramme entwickelt werden, welche

- die Bestimmung des Hydratationsgrads – und sohin Steifigkeitsentwicklung – in der zementstabilisierten Tragschicht als Funktion des eingesetzten Zements und der Umgebungstemperatur ermöglichen und
- einen Einblick in die Belastungssituation (Spannungssituation) in der Grenzfläche zwischen Asphalttschicht und zementstabilisierter Tragschicht auf Basis numerischer Berechnungsergebnisse geben.

Highlights:

- Entwickelte Methodik zur hydratationsgrad-basierten Bewertung des optimalen Zeitpunkts für die Relaxation der zementstabilisierten Tragschicht
- Kritische Bewertung der eingesetzten Methoden (SASW, FWD, FDVK) zur Bestimmung der Steifigkeitsreduktion im Zuge der Relaxation. Aufzeigen der Möglichkeiten und des Forschungsbedarfs.

- Entwicklung einer neuartigen in-situ Prüfmethode für die Bewertung des Schichtverbunds zwischen zementstabilisierter Tragschicht und Asphalttschicht (gute Reproduzierbarkeit der Ergebnisse bei verhältnismäßig geringer Streuung).
- Neuartiger Ansatz für die Nachweisführung zum Schichtverbund auf Basis der entwickelten Prüfmethode und eines numerisch ermittelten Datensatzes zur Bestimmung der Beanspruchung der Grenzfläche zwischen zementstabilisierter Tragschicht und Asphalttschicht.

Empfehlungen für die Richtlinienarbeit:

Auf Basis der entwickelten/eingesetzten Methoden und der erhaltenen Ergebnisse können folgenden Empfehlungen für die Richtlinienarbeit abgeleitet werden:

- *Etwaige Änderungen der RVS hinsichtlich der Spannungsrelaxation:*

In der RVS 08.17.01 ist der Zeitraum für die Durchführung der Entspannung zwischen 24 bis 48 Stunden nach Herstellung der Stabilisierung angegeben. Diese Angabe berücksichtigt bis dato weder die Art des eingesetzten Zements noch die Umgebungsbedingungen vor Ort, obgleich beide einen gravierenden Einfluss auf den Hydratationsfortschritt und somit auf den Steifigkeitszuwachs zeigten. Für die verbesserte Festlegung des Zeitpunkts der Relaxation unter Berücksichtigung von Zementart und Umgebungsbedingungen wie auch für die begleitende Bestimmung der steifigkeitsreduzierenden Auswirkung der Relaxation sollte die RVS wie folgt um folgende Methoden/Messungen ergänzt werden:

1. *Kalorimetermessungen des eingesetzten Zements:* Durch diese Messung ist der Hydratationsfortschritt als Funktion der Umgebungstemperatur bekannt und erlaubt analog zu den drei untersuchten Baustellen die Festlegung eines an die Umgebungstemperatur angepassten Relaxationszeitraums (siehe Abbildung 50 exemplarisch für einen ermittelten Relaxationszeitraum auf Basis eines Hydratationsfortschritts von $0,2 \leq \xi \leq 0,4$).

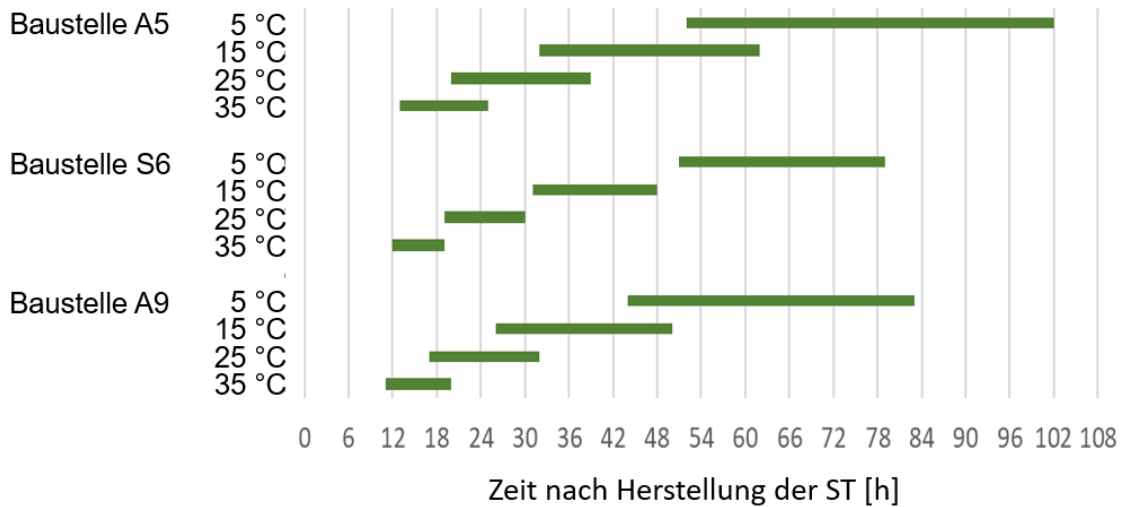


Abbildung 50: Zeitraum nach Herstellung der ST für einen Hydratationsfortschritt in der ST von $\xi = 0,2$ bis $0,4$ für vier verschiedene Temperaturen und die untersuchten Zemente der drei Baustellen:

A5: Baumit Tragschichtbinder HRB E3 (oben)

S6: SöckelZement CEM III/A 32,5 (Mitte)

A9: Lafarge CEM II/B-M (S-L) 32,5 N (unten)

- Steifigkeitsuntersuchung an Mörtelprismen:* Auf Basis der Kalorimetermessung kann die Steifigkeitsentwicklung von Zementmörtel, der dasselbe Zement/Zuschlag-Verhältnis wie die ST aufweisen sollte, als Funktion des Hydratationsfortschritt experimentell mittels mechanischer Versuche bzw. Ultraschallmessungen an Prismen bestimmt werden. Auch die Auswirkung einer mechanischen Schädigung, wie sie bei der Relaxation erfolgt, auf die weitere Entwicklung der Steifigkeit soll in diese Untersuchung mit aufgenommen werden. Die so erhaltenen Ergebnisse ermöglichen die Festlegung der möglichen Steifigkeitsreduktion als Funktion des bei der Relaxation vorherrschenden Hydratationsfortschritts unter Bedachtnahme der zu erzielenden notwendigen Endsteifigkeit der zementstabilisierten Tragschicht von 5000 MPa (siehe RVS 03.08.68).
- FWD Messung vor Ort:* Der Steifigkeitszuwachs vor der Relaxation wie der positive (steifigkeitsmindernde) Effekt der Relaxation für den festgelegten Zeitpunkt der Relaxation kann mittels FWD Messungen vor Ort erfasst werden. Zudem zeigte sich eine gute Korrelation zwischen dem Steifigkeitsabfall der ST im Zuge der Relaxation und dem damit einhergehenden Anstieg der maximalen

Einsenkung im Bereich der FWD-Lasteinwirkung. Dies erlaubt bereits kurzfristig die Überprüfung/Korrektur der Wahl des Entspannungszeitpunkts und würde darüber hinaus mittel- und langfristig eine Datenbasis für zukünftige Bauvorhaben schaffen.

Die Aufnahme der drei vorgestellten Methoden/Messungen (Kalorimetermessung, Mörtelprismenuntersuchung und FWD Messung) in der RVS wie oben beschrieben wird empfohlen.

Auf der anderen Seite erfordert die Bestimmung des Steifigkeitsabfalls mittels FDVK eine entsprechende Anpassung der Hard- und Software. Mit dem bei der Baustelle A9 eingesetzten System war keine sinnvolle Auswertung möglich. Die Bestimmung des Steifigkeitsabfall mittels SASW Messung zeigte eine hohe Streuung der Messergebnisse, was der Sensitivität der Messmethode hinsichtlich der lokalen Materialzusammensetzung der ST (Beeinflussung der Wellenausbreitung im Zuge der Messung) und der Rauigkeit der Oberfläche (Kontaktpunkte der Geophone) geschuldet ist.

Schlussendlich wirkte sich die verwendete Zementmenge (35 bzw. 39 kg/m² bei den drei untersuchten Baustellen) wie auch die verhältnismäßig langsame Abbindegeschwindigkeit der eingesetzten Zemente und die sohin geringe Wärmeentwicklung bei der Hydratation positiv auf die Belastungssituation der jungen zementstabilisierten Tragschicht aus. Die geringere Belastungssituation ergibt sich einerseits aus den niedrigeren thermischen Verzerrungen und andererseits aus den anfangs noch niedrigem E-Modul. Der dynamischen E-Modul nach 29 Tagen erreichte bei den untersuchten Baustellen jeweils einen Wert von ca. 6-7 GPa und lag sohin über der geforderten Zielsteifigkeit von 5000 MPa (RVS 03.08.68). Sohin ist der derzeit verwendete Zementgehalt als durchaus zielführend anzusehen.

➤ *Etwaige Änderungen der RVS hinsichtlich der Überprüfung des Schichtverbunds:*

Bei den durchgeführten Probebaustellen zeigte sich, dass die Entnahme von Bohrkernen aus der ST nicht zielführend ist. Es ist hierbei nicht sichergestellt, dass eine ausreichende Anzahl an prüffähigen Bohrkernen entnommen werden kann.

Sohin wurde im Rahmen des Projekts – abgehend von der Bestimmung des „klassischen“ Verbunds – ein neuartiges in-situ Torsionsprüfgerät für die Bestimmung des Schubverbunds entwickelt. Bei der Anwendung des Prüfgeräts im Rahmen des Projekts zeigte sich bei der Baustelle A9 Gersdorf im Bereich der Referenzstrecke eine aufnehmbare Schubspannung von $0,33 \text{ N/mm}^2$. Im Zuge der Nachweisführung wäre dieser Wert einem Anforderungswert gegenüberzustellen. Letzterer kann anhand der im Rahmen des Projekts generierten numerischen Simulationsergebnisse bestimmt werden. So zeigt Tabelle 12 die maximal auftretenden Schubspannungen in der Grenzfläche zwischen Asphalt und stabilisierter Tragschicht für die in der RVS 03.08.63 angegebenen Lastklassen LK25 bis LK0,4. Hierbei wurde eine kreisförmige Reifenbelastung mit Radius = 15 cm und eine Reifenlast von 2,5 Tonnen zu Grunde gelegt. Während die E-Moduli für die stabilisierte Tragschicht und den Untergrund unverändert blieben, wurden die maximalen Schubspannungen für verschiedene E-Moduli des Asphalts bestimmt.

Tabelle 12: Maximal auftretende Schubspannung (Anforderungswert, in $[\text{N/mm}^2]$) in der Grenzschicht zwischen Asphalt und zementstabilisierter Tragschicht für eine Zwillingsreifenbelastung für verschiedene E-Module für Asphalt (Normalspannung Reifenbelastung = $0,354 \text{ N/mm}^2$, E-Modul ST = 5000 N/mm^2 , E-Modul Untergrund = 60 N/mm^2)

Aufbau laut RVS 03.08.63 für Bautype 4			E-Modul Asphalt $[\text{N/mm}^2]$		
Lastklasse	Asphaltdicke [cm]	ST-Dicke [cm]	5000	7500	10000
LK25	17	30	0,089	0,085	0,085
LK10	15	30	0,096	0,096	0,092
LK4	15	25	0,103	0,103	0,096
LK1,3	10	25	0,127	0,127	0,127
LK0,4	10	20	0,138	0,138	0,138

Sohin kann aufbauend auf den Projektergebnissen die erreichbare Schubspannung in der Grenzfläche dem entsprechenden Anforderungswert gegenübergestellt werden. Die Aufnahme der hierfür erforderlichen in-situ Prüfmethode für die Bestimmung der aufnehmbaren Schubspannung sowie der entsprechenden Anforderungswerte (siehe z.B. Tabelle 12) in die RVS wird empfohlen.

➤ Etwaige Änderungen der RVS hinsichtlich der Ausbildung der Grenzfläche:

Die Wirkung eines Vlieses oder einer SAMI („stress absorbing membrane interlayer“) Schicht wurde im Rahmen des Projekts nicht untersucht. Ein etwaiges Aufrauen der Stabilisierung sowie die Veränderung von Emulsions- bzw. Splittmenge zeigten keine große Auswirkung auf den erzielbaren Schichtverbund. Auf der anderen Seite verdreifachte sich das mit dem in-situ Torsionsprüfgerät gemessene aufnehmbare Torsionsmoment durch die Aufbringung einer zusätzlichen Bitumenemulsion vor dem Asphaltieren. Neben der Erhöhung des aufnehmbaren Torsionsmoments zeigte sich auch bei der Bohrkernentnahme der verbesserte Schichtverbund – im Bereich der Probestrecke 1 der Baustelle A9, wo diese zusätzliche Emulsion aufgebracht wurde, ist bei der Entnahme kein einziger Bohrkern gebrochen. In Falle der Aufbringung einer zusätzlichen Emulsion sollte jedoch ein Vorspritzfertiger eingesetzt werden, sodass die Zerstörung des Verdunstungsschutzes durch Befahren der Bereiche mit frisch aufgebrachter Bitumenemulsion vermieden wird. Eine entsprechende Anmerkung sollte in die RVS aufgenommen werden.

Eine alternative Art des Verdunstungsschutzes, wie z.B. durch Abdecken oder Feuchthalten, und das daran anschließende direkte Aufbringen des Asphalts auf die zementstabilisierte Tragschicht zeigte eine drastische Abnahme des aufnehmbaren Torsionsmoment im Zuge der in-situ Prüfung. Dieses Ergebnis illustriert die zusätzliche mechanische Wirkung des Emulsion/Splitt-Verdunstungsschutzes durch die gegebene Verzahnung mit der zementstabilisierten Tragschicht. Dementsprechend sind alternative Arten des Verdunstungsschutzes hinsichtlich des erzielbaren Schichtverbunds und somit auch in Bezug auf den zu Grunde liegenden Dimensionierungsansatz als kritisch zu bewerten. Eine entsprechende Adaption/Ergänzung der RVS wird empfohlen.

Referenzen

- [Abaqus 2015] Abaqus: ABAQUS 2016 Documentation. Simulia. Providence, RI, USA 2015.
- [Eisenmann 1987] J. Eisenmann, G. Leykauf: Bau von Verkehrsflächen. In Betonkalender 1987, Teil II (1987).
- [Glück 2021] J. Glück: Experimentelle Untersuchung des Einflusses von Betoneigenschaften, Lagerungsart und Einschlüssen auf mittels Geophonmessungen bestimmte elastische Eigenschaften. MSc Arbeit, Universität Innsbruck (2021).
- [Goodyear 2013] Goodyear Dunlop Tires Germany GmbH: Technisches Handbuch LKW-/Busreifen. Hanau 2013
- [Google 2020] Google (Hrsg.): Google Maps [Online]. Available: <https://www.google.at/maps> [Download am 15. 10. 2020].
- [Knödel et al. 2005] K. Knödel, H. Krummel und G. Lange. Geophysik. Berlin Heidelberg: Springer-Verlag (2005).
- [Matlab 2021] MATLAB: MATLAB Primer. The MathWorks, Inc . Natick, MA, USA 2021
- [Pichler et al. 2017] Ch. Pichler, M. Schmid, R. Traxl, R. Lackner: Influence of curing temperature dependent microstructure on early-age concrete strength development. Cement and Concrete Research 102, December 2017, Seiten 48-59 (2017).
- [Pichler und Lackner 2020] Ch. Pichler, R. Lackner: Post-peak decelerating reaction of Portland cement: Monitoring by heat flow calorimetry, modelling by Elovich-Landsberg model and reaction-order model. Construction and Building Materials 231(2):117107 (2020).
- [Pichler et al. 2022] Ch. Pichler, L. Perfler, K. Kaufmann, Th. Bidner, R. Lackner: Thermo-chemo-mechanical characterization, modeling, and analysis of hydration of calcium-sulfoaluminate cement paste. Construction and Building Materials 319, 14 Februar 2022, 125747 (2022).