



Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10

**Endurance limit of a T2 standard pavement determined with
the full-scale mobile load simulator MLS10**

**Limite d'endurance d'une chaussée T2 définie avec
l'appareil mobile à vraie grandeur MLS10**

**Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
Martin Arraigada, Dr., Dipl. Ing.
Andreas Treuholz, M.Sc.
Manfred N. Partl, Prof. Dr., Dipl. Ing. ETH**

**Forschungsprojekt ASTRA 2011/004 auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Der Inhalt dieses Berichtes verpflichtet nur den (die) vom Bundesamt für Strassen unterstützten Autor(en). Dies gilt nicht für das Formular 3 "Projektabschluss", welches die Meinung der Begleitkommission darstellt und deshalb nur diese verpflichtet.

Bezug: Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS)

Le contenu de ce rapport n'engage que les auteurs ayant obtenu l'appui de l'Office fédéral des routes. Cela ne s'applique pas au formulaire 3 « Clôture du projet », qui représente l'avis de la commission de suivi et qui n'engage que cette dernière.

Diffusion : Association suisse des professionnels de la route et des transports (VSS)

La responsabilità per il contenuto di questo rapporto spetta unicamente agli autori sostenuti dall'Ufficio federale delle strade. Tale indicazione non si applica al modulo 3 "conclusione del progetto", che esprime l'opinione della commissione d'accompagnamento e di cui risponde solo quest'ultima.

Ordinazione: Associazione svizzera dei professionisti della strada e dei trasporti (VSS)

The content of this report engages only the author(s) supported by the Federal Roads Office. This does not apply to Form 3 'Project Conclusion' which presents the view of the monitoring committee.

Distribution: Swiss Association of Road and Transportation Experts (VSS)



Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10

**Endurance limit of a T2 standard pavement determined with
the full-scale mobile load simulator MLS10**

**Limite d'endurance d'une chaussée T2 définie avec
l'appareil mobile à vraie grandeur MLS10**

**Empa, Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
Martin Arraigada, Dr., Dipl. Ing.
Andreas Treuholz, M.Sc.
Manfred N. Partl, Prof. Dr., Dipl. Ing. ETH**

**Forschungsprojekt ASTRA 2011/004 auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

Martin Arraigada, Dr., Dipl. Ing.

Mitglieder

Andreas Treuholz, M. Sc.

Manfred N. Partl, Prof. Dr., Dipl. Ing. ETH

Begleitkommission

Präsident

Martin Horat (VSS)

Mitglieder

Hans-Peter Beyeler (ASTRA)

Luzia Seiler (ASTRA)

Rolf Meier (KI)

Fridolin Vögeli (AG)

Thomas Arn (VSS)

Jürg Siegenthaler (Infra)

Hanspeter Büchli (Infra)

Antragsteller

Bundesamt für Strassen (ASTRA)

Bezugsquelle

Das Dokument kann kostenlos von <http://www.mobilityplatform.ch> heruntergeladen werden.

Inhaltsverzeichnis

	Impressum	4
	Zusammenfassung	7
	Résumé	9
	Summary	11
1	Einführung	13
2	Der Mobile Load Simulator MLS10	15
3	Ziele	17
4	Teststrecke	18
4.1	Lage und Belagsaufbau	18
4.2	Instrumentierung und Sensorsysteme	19
4.2.1	In den Belag eingebaute Sensortypen:	19
4.2.2	Periodische Messkampagnen:	21
4.2.3	Weitere Beurteilungskriterien:	24
4.2.4	Materialuntersuchungen im Labor und im Feld:	25
4.3	Sensorlayout und Messprinzipien	27
4.4	Entnahme von Bohrkernen und einem Belagsausschnitt	31
5	Betrieb MLS10	32
5.1	Testbedingungen	32
5.2	Anzahl MLS10 Überrollungen	32
6	Resultate	34
6.1	Temperaturprofile	34
6.1.1	Datenauswertung	34
6.1.2	Ergebnisse	34
6.2	Querprofilmessung	36
6.2.1	Datenauswertung	36
6.2.2	Ergebnisse	36
6.3	Dehnungen im Belag	38
6.3.1	Datenauswertung	39
6.3.2	Ergebnisse	41
6.4	Beschleunigungen der Belagsoberfläche	48
6.4.1	Datenauswertung	48
6.4.2	Ergebnisse	48
6.5	Falling Weight Deflectometer (FWD)	50
6.5.1	Verfahrensbeschreibung	50
6.5.2	Datenauswertung	50
6.5.3	Ergebnisse	50
6.6	ETH Delta	54
6.7	Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA)	55
6.8	Visuelle Inspektion	56
6.9	Nachträgliche Untersuchungen	59
6.9.1	Forensische Untersuchung	59
6.9.2	Untersuchungen der Fundationsschicht	60
6.10	Laboruntersuchungen	61
6.10.1	Schichtdicken	61
6.10.2	Untersuchung der Schichthaftung nach Leutner	62
6.10.3	Modulbestimmung im Spaltzugversuch	62

7	Schlussfolgerungen	67
	Anhänge.....	69
	Glossar.....	97
	Literaturverzeichnis.....	99
	Projektabschluss	101
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	105

Zusammenfassung

Der Zweck von beschleunigten Verkehrssimulationen (engl. APT) besteht darin, den Verkehr auf einer Belagsstruktur zu simulieren indem einerseits die Anzahl Belastungen pro Zeit oder andererseits die Last an sich erhöht wird. Das Ziel dabei ist, ein Belagsversagen innerhalb kürzerer Zeit herbeizuführen, um die Versagensmechanismen und den Einfluss verschiedener Last- und Umweltfaktoren auf das Verhalten und die Eigenschaften des Belags zu studieren.

Der in Südafrika durch die Universität Stellenbosch entwickelte MLS10 ist ein mobiler Verkehrslastsimulator für APT und wurde im Jahr 2007 durch die Empa beschafft. Da es sich bei der MLS10 um einen Prototypen handelte, bedurfte es aufwendiger Verbesserungen, die im Jahr 2008 durchgeführt wurden. Für eine Kalibration wurde die MLS10 in den Jahren 2009 und 2010 an drei verschiedenen Standorten eingesetzt. Die Hauptziele dieser Kalibrierung waren einerseits die Schadenswirkung der MLS10 auf verschiedene Belagsaufbauten zu korrelieren und andererseits die Bedienung der Maschine zu optimieren.

Der vorliegende Bericht fasst die Resultate eines im Jahr 2011 durchgeführten Tests zur Evaluation der Versagensgrenze eines schweizerischen Normbelags, typischerweise eingesetzt für tiefe Verkehrsaufkommen, zusammen. Das Ziel bestand darin, die Gebrauchsdauer dieses Belags bei Belastung durch den MLS10 zu ermitteln um die Resultate als Referenz in Bezug zu ähnlichen Belägen gleicher Steifigkeit zu verwenden. Aus diesem Grund wurde ein T2-S2 Oberbau, bestehend aus 35cm ungebundenem Gemisch 0/45 und zwei Asphaltsschichten zu 6.5cm und 3.5cm aufgebaut und mit verschiedenen Sensoren bestückt um die strukturelle Antwort auf die Belastung mit dem MLS10 zu messen. Zu diskreten Zeitpunkten wurde der Belag durch zerstörungsfreie Prüfungen untersucht. Ebenfalls wurden periodisch das Querprofil mit einem Profilometer und der seismische Modul der Schichten mit dem Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA) gemessen. Die Deflektionsmulde wurde am Anfang und am Ende des Tests mit dem ETH Delta Gerät und dem Falling Weight Deflectometer (FWD) bestimmt. Für Laboruntersuchungen wurden Bohrkern und andere Probekörper entnommen. Der Belag wurde insgesamt mit mehr als 800'000 Überrollungen mit einer Halbachslast von 65kN belastet.

Die Datenanalyse hat ergeben, dass die erstellte Struktur etwa 3-mal mehr Lastzyklen standgehalten hat, als in den Normen vorgegeben wird. Diese schätzen die Lebensdauer eines T2-S2 Oberbaus (Belag plus Kieskoffer) auf etwa 80'000 Lastzyklen bei einer Last von 65kN. Anzeichen des Belagsversagens traten vor allem durch Spurrinnenbildung auf, nach 260'000 Lastzyklen wurde eine permanente Deformation von 20mm gemessen. Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren lassen darauf schliessen, dass sich die Steifigkeit der gesamten Struktur zwischen 200'000 und 300'000 Überrollungen verändert hat. Die ersten Risse im Belag traten bei 120'000 Lastzyklen an den Rändern der Fahrspur auf. Die zerstörungsfreien Prüfungen, speziell FWD Messungen, registrierten einen drastischen Anstieg in der Steifigkeit des Untergrundes, was eine Konsequenz der Verdichtung des Untergrundes durch die Belastung mit dem MLS10 darstellt. Die Laboruntersuchungen zeigten, dass ein Durchstanzen der Belagsschichten in den Untergrund stattgefunden hatte. Ausserdem führte die Belastung zu einer Schichtentrennung im Belag. Dies wurde auch durch Messungen mit dem Light Weight Deflectometer (LWD) bestätigt. Allerdings ist zu beachten, dass der langzeitliche Einfluss der Witterung sowie die laterale Verschiebung der Verkehrsspur nicht simuliert wurden.

Résumé

L'objectif de l'essai accéléré de revêtement de chaussée (Accelerated Pavement Testing APT) est de simuler le trafic routier sur une structure de chaussée en mode accéléré en intensifiant la vitesse d'application de la charge ou en augmentant la quantité de charge. Le but est donc d'induire une rupture dans la chaussée en un temps limité pour ensuite étudier les mécanismes de rupture et l'influence des différents facteurs de chargement et environnementaux sur le comportement et la performance des chaussées.

Le MLS10 est un équipement mobile APT développé par l'Université Stellenbosch (Afrique du Sud) et introduit en Suisse pour une évaluation de ces capacités en 2007. Le MLS10 est la première machine de ce type et nécessite donc des améliorations approfondies pour résoudre des problèmes typiquement trouvés dans les prototypes. En 2008, il a subi un large travail de rénovation. En 2009 et 2010, le MLS10 fut déployé sur 3 sites différents, pour les ainsi nommés essais de calibration. Les objectifs principaux de ces essais étaient de mettre en corrélation l'effet du MLS10 sur différents types de revêtements de chaussée, d'apprendre à l'utiliser et, en même temps, d'améliorer la machine.

Le rapport ici présent résume les résultats de l'essai effectué en 2011 pour déterminer la limite d'endurance du revêtement choisi en accord avec les standards de fabrication suisses habituellement utilisés pour des trafics peu denses. L'objectif était d'évaluer la durée de vie de ce type de revêtement une fois chargé avec le MLS10 et d'utiliser les résultats comme référence pour des essais des structures avec une rigidité similaire. Par conséquent, un type de revêtement T2-S2 avec 35cm de graviers et deux couches d'enrobé de 6.5cm et 3.5cm d'épaisseur a été construit et équipé de plusieurs capteurs dans le but d'analyser la réponse structurelle au chargement du MLS10. La chaussée fut évaluée par intervalles réguliers en utilisant des méthodes non-destructives. Des mesures du profil transversal et du module élastique sismique des couches avec l'analyseur sismique de chaussée portable (Portable Seismic Pavement Analyzer PSPA) ont été périodiquement effectuées. La boule de déflexion a été obtenue au début et à la fin des essais à l'aide de l'appareil ETH Delta et du déflectomètre à masse tombante (Falling Weight Deflectometer FWD). Des échantillons de chaussée ont été pour les tester en laboratoire et une étude minutieuse a été réalisée avec une analyse d'une tranchée d'enrobé. La chaussée était chargée avec plus de 800 000 applications de charges de 65kN chacune, ce qui correspond à un essieu de 130kN.

L'analyse des données obtenue au cours du projet indique que la structure a supporté plus d'applications de charge que prévu par les standards de fabrication qui estiment qu'une structure T2-S2 devrait supporter 80'000 applications de charge à 65kN. Des indicateurs de la détérioration de la structure tels que l'orniérage, ont montré que la chaussée se casserait à cause de la déformation permanente de 20mm après environ 260'000 applications de charge, presque 3 fois plus que prévu. Des jauges de contrainte et des mesures d'accéléromètre laissent penser qu'un changement dans la rigidité de la structure s'établit entre 200k...300k applications de charge. Des premières fissures apparaissent sur la surface de la chaussée le long de la limite du tracée de la roue après 120'000 applications de charge. Des essais non-destructifs tels que des mesures FWD indiquent un changement spectaculaire dans la rigidité de l'infrastructure et donc par conséquent de la compaction des couches flottantes dues au chargement du MLS10. Des études détaillées ont prouvées que les couches d'enrobés. Les déformations ont causées également une in adhérence intermédiaire entre les couches d'asphalte. Ce fut confirmé par des mesures réalisées avec le déflectomètre à masse tombante légère (Light Weight Deflectometer LWD). Cependant, il est important de considérer que ces résultats ne prennent pas en compte l'influence des années d'agression climatique sur les matériaux, et de l'effet que la distribution latérale que la charge du trafic a sur la structure.

Summary

The purpose of accelerated pavement testing (APT) is to simulate traffic on a road structure in an accelerated mode by intensifying the rate of load application or by increasing the amount of load. The aim is to induce the failure of the pavement in a compressed period of time in order to study the mechanisms of failure and the influence of various loading and environmental factors on the behavior and performance of pavements.

The MLS10 is a mobile APT equipment developed by University Stellenbosch in South Africa and was introduced in Switzerland for an evaluation of its capabilities in 2007. The MLS10 is the first machine of its type and required thorough improvements to solve start-up problems, typical of prototypes. In 2008 it underwent extensive refurbishing work. In 2009 and 2010 the MLS10 was deployed in three different sites, for the so-called calibration tests. The main objectives of these tests were to correlate the destructive effect of the MLS10 to different types of pavement and to learn to operate and, at the same time, improve the machine itself.

The present report summarizes the findings of a test carried out in 2011 to find out the endurance limit of a pavement designed according to the Swiss design standards, typically used for low volume traffic. The objective was to evaluate lifespan of this type of pavement when loaded with the MLS10 and use results as reference when testing structures with similar stiffness. Consequently, a T2-S2 pavement type of 35cm gravel and two layers of 6.5cm and 3.5cm thick asphalt concrete was built and instrumented with several sensors in order to monitor the structural response to MLS10 loading. The pavement was evaluated in regular time intervals using non-destructive methods. Measurements of the transversal profile and the seismic elastic modulus of the layers with the Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA) were carried out periodically. The deflection bowl was obtained at the beginning and at the end of the tests using the ETH Delta device and the Falling Weight Deflectometer (FWD). Pavement specimens were cored for testing in the laboratory and a forensic study was carried out by analyzing an asphalt concrete trench. The pavement was loaded with more than 800'000 load applications of 65kN each, which corresponds to an axle of 130kN.

The analysis of the data obtained during the course of the project indicate that the structure lasted more load applications than predicted by the design standards, which estimate that a T2-S2 structure should survive about 80'000 load applications of 65kN. Indicators of the structure deterioration such rutting, showed that the pavement would fail because of a permanent deformation of 20mm after about 260'000 load applications. Strain gauges and accelerometer measurements suggest that a change in the stiffness of the structure occurred between 200k...300k load applications. First cracks appeared in the pavement surface along the border of the wheel path after 120'000 load applications. Nondestructive testing like FWD measurements indicates a dramatic change in the stiffness of the subgrade and as a consequence of the compaction of the unbound layers due to MLS10 loading. Forensic studies proved that the asphalt concrete layers punched into the grave. The deformations caused also an interlayer debonding between the asphalt layers. This was also confirmed by measurements carried out with the Light Weight Deflectometer (LWD). In summary, the pavement survived about 3 times more than expected. However, it should be considered that these findings do not take into account the influence of years of climatic aggression on the materials, and the effect that lateral wandering of traffic loads has on the structure.

1 Einführung

In der heutigen Dimensionierungsnorm SN 640 324 [1] werden für verschiedene Verkehrs- und Tragfähigkeitsklassen bestimmte Oberbautypen angegeben. Diese beruhen auf umfangreichen praktischen Erfahrungen aufgrund der systematischen Zustandserfassungen des schweizerischen Strassennetzes, vornehmlich der Nationalstrassen. Sowie auf gezielten Beobachtungen von Versuchsstrecken im Massstab 1:1 unter realen Verkehrslasten [28] [3] und experimentellen Untersuchungen, die grösstenteils mit dem mittlerweile abgerissenen Rundlauf der ETH [4] [5] [6] aber auch mit der ebenfalls abgerissenen Anlage der Halle Fosse der ETH Lausanne [7] durchgeführt wurden. Rundlauf und Halle Fosse dienten der beschleunigten Verkehrslastsimulation und damit dem Erzielen rascher reproduzierbarer Aussagen über die Leistungsfähigkeit von Strassenoberbauten.

Die im Jahre 2008 beschaffte mobile Grossversuchsanlage MLS10 (MLS=Mobile Load Simulator) [8] erlaubt ähnlich gezielte Untersuchungen, mit dem Vorteil, dass das Gerät wegen seiner Mobilität auch auf tatsächlich befahrenen Strassen eingesetzt werden kann; aber auch mit dem Nachteil, dass erst ein entsprechender Erfahrungshintergrund mit konkreten Belägen geschaffen werden muss. Mit den Projekten ASTRA 2007/11 und ASTRA 2010/005 OBF [9] wurde die Kalibrierung der MLS10 im Jahre 2010 erfolgreich abgeschlossen. Der MLS10, ein Prototyp aus Südafrika, kann nunmehr hinsichtlich Zuverlässigkeit, Leistungsfähigkeit und Betrieb für Praxistests eingesetzt werden; wie dies z.B. für das Projekt VSS 2008/503 selbst unter Winterbedingungen bereits bestätigt wurde.

Dieses vorliegende Projekt dient der Ermittlung der mechanischen Versagensgrenze und der Schädigungsentwicklung eines für die Verkehrslastklasse T2 praxiskonform auf einem Versuchsfeld (30m x 5m) neu eingebauten Norm-Belages infolge beschleunigter Verkehrslastsimulation bei realer voralpiner Klimabeanspruchung (Übergang Winter-Sommer) durch den MLS10. Damit soll eine Ausgangsbasis und vergleichende Grundlage für entsprechende Untersuchungen der Versagensgrenze von innovativen neuen Belägen im Rahmen anderer Forschungsprojekte erarbeitet werden. Die Wahl eines Oberbaus für T2 ist einerseits in dessen Bedeutung begründet (speziell auch im kommunalen Bereich), wo die Belastungen durch die lokale Intensivierung von Gewerbe und öffentlichem Verkehr mit Bussen stetig anwächst, aber auch darin, dass sich solche Aufbauten wegen ihrer relativ geringen Tragfähigkeit besonders gut eignen, als 1:1 Referenzsysteme für die rasche Bewertung der Leistungsfähigkeit einzelner Belagsmaterialien in den auch bei Hochleistungsstrassen stark beanspruchten oberflächennahen Schichten. Nicht von ungefähr werden neue Belagsmaterialien wegen der geringeren Versagenskonsequenzen in ersten Eignungstest häufig zunächst auf solchen untergeordneten Strassen eingebaut.

Vorgesehen und vom Nutzerbeirat der MLS10 unter der Leitung des ASTRA unterstützt, war die Realisierung und Prüfung eines Versuchsfeldes auf dem Gelände der Walo Bertschinger AG in Wimmis bis Sommer 2011. Der Testbetrieb auf diesem Gelände bot sich deshalb an, weil die notwendigen Infrastrukturen für den Betrieb und Unterhalt zur Verfügung standen. Es handelte sich um einen typischen Belag des Oberbautyps 1, T2, S2 mit folgendem Aufbau: AC 11 H, 3.5cm auf AC T 22 H, 6.5cm auf ungebundenem Gemisch 0/45, 35cm auf einer Vliesmatte. Die Belastung mit dem MLS10 erfolgte unmittelbar nach dem Einbau mit 6'000 unidirektionalen Überrollungen pro Stunde ohne Quer-Pendelung und einer Radlast von 65kN mittels Super Single Reifen 455/40 R22.5.

Zur Erfassung der Schädigungsentwicklung wurden im Belag verschiedene Temperatur-, Dehnungs- und Beschleunigungssensoren eingebaut, die sich bereits in den Projekten ASTRA 2007/11 und ASTRA 2010/005 OBF bewährt hatten [10] [11] [12]. Da der Belag speziell für diese Messungen hergestellt wurde, konnten die Sensoren auch zwischen den Schichten eingebaut werden. Zudem wurden, wie bereits in den bisherigen MLS10

Projekten, periodische Zustandsmessungen durchgeführt. Details zu den Messverfahren im Zusammenhang mit dem MLS10 finden sich in [12] [13] [14] [15].

2 Der Mobile Load Simulator MLS10

Der MLS10 beruht auf einem neuartigen Konzept (Abb. 1). Kernstück bildet eine mit 24 linearen Induktions-Motoren (LIM) angetriebene, in sich geschlossene Kette aus vier Schienenwagen (sog. Bogies), die ähnlich einer Kettensäge ellipsenförmig innerhalb der Maschine in eine Richtung laufen. Diese Bogies sind jeweils mit einer hydraulisch gelagerten, doppel- oder einzelbereiften Halbachse zum Aufbringen der Verkehrslast bestückt. Die Bereifung der Lasträder kann mit Zwillingrädern der Grösse 285/70 R19.5 oder mit Supersingles der Dimension 455/40 R22.5 erfolgen. Jeder Bogie wird auf der Umlaufschiene mit 12 Stahl-Doppelrädern geführt. Diese weisen einen Durchmesser von 250mm auf und sind derart konstruiert, dass je nach Position des Bogies in der oberen oder unteren Hälfte der Umlaufstrecke die Führungswirkung optimal ist. Die Form der Laufschiene im Umlenkbereich ist derart optimiert, dass die Lasträder möglichst stossfrei auf den Belag aufsetzen.

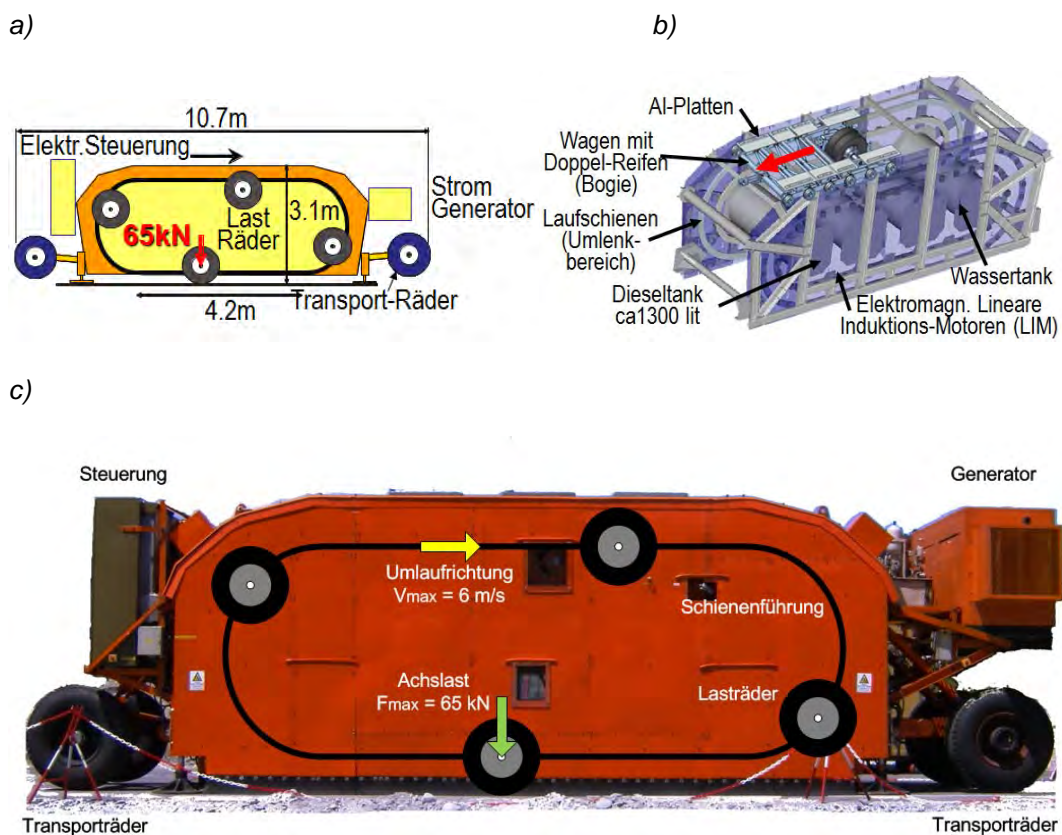


Abb. 1 Mobile Load Simulator MLS10: Funktionsprinzip (a); Umlaufsystem mit Bogie (b); reale Ansicht inklusive Schema (c)

Mit den hydraulisch gegen die Belagsoberfläche gepressten Reifen des jeweils untersten Bogies wird die Strasse mit einer Halbachslast von bis zu 65kN belastet (entspricht einer Achslast von 130kN) und über eine Länge von ca. 4.2m mit einer maximalen Geschwindigkeit von 22km/h überrollt. Damit zeichnet sich die Grossversuchsanlage durch eine hohe Leistungsfähigkeit von 6'000 unidirektionalen Überrollungen pro Stunde aus. Jeder Bogie ist mit einem autonomen Messsystem zur Ermittlung der dynamischen Bewegungen zwischen Lastradaufhängung und Bogie ausgestattet. Damit kann die Anpresscharakteristik der Lasträder während des Überrollvorganges gemessen und via Bluetooth an den Kontroll-PC übertragen werden.

Der MLS10 ist ca. 11m lang, 3m hoch und 2.5m breit. Er hat ein Gewicht von ca. 34t und kann auf einem Spezialtiefloader zur Prüfstelle transportiert werden. Einmal dort angekommen, kann der MLS10 selbstständig mit einem Hydraulikmotor auf eigenen

Transporträdern im Schritttempo von einer Prüfstelle zur anderen manövriert werden. Dieses Fahrsystem erlaubt auch das autonome Beladen des Tiefladers über eine maximal um 10% geneigte Rampe. Für periodische Messungen und Inspektionen der Belagsoberfläche lässt sich die Anlage mittels der hydraulisch beweglichen Arme für die Transporträder um ca. 80cm anheben.

Im Betrieb benötigt der MLS10 eine elektrische Leistung von ca. 50kW, die von einem integrierten Dieselgenerator mit Partikelfilter erbracht wird. Die Anlage ist mit 3 Dieseltanks à 1'300L bestückt, die einerseits die statische Steifigkeit der Maschine erhöhen und andererseits deren Energie-Autonomie sicherstellen. Die Lärmentwicklung beträgt ca. 83dB(A) und liegt damit im Bereich der am Tage in der Schweiz tolerierbaren Lärmemissionen des Strassenverkehrs. Um die einseitige Abnutzung der Laufschiene zu vermeiden ist die maximal zulässige Strassenneigung im Betriebszustand auf 3% beschränkt.

Der MLS10 ist mit einem Zusatzsystem ausgerüstet, welches auch die Simulation des in der Praxis vorkommenden seitlichen Spurdriftens um ± 400 mm erlaubt. Bedingt durch das Antriebssystem wird beim Überrollen kein definierter Horizontalschub aufgebracht, weshalb beispielsweise der Effekt des Bremsens nicht simuliert werden kann. Gewisse Untersuchungen des Abriebverhaltens lassen sich aber dennoch durchführen [23]. Die Anlage kann zudem auch mit künstlicher Beregnung der Belagsoberfläche betrieben werden. Dies kann sich in jenen Fällen als zweckmässig erweisen, wo die Wirkung von Wasser auf das Verhalten des Strassenbelages untersucht werden soll.

3 Ziele

Ziel dieses Forschungsprojektes ist die Ermittlung der mechanischen Versagensgrenze eines für die Verkehrslastklasse T2 praxiskonform auf einem Versuchsfeld neu eingebauten Norm-Belages infolge beschleunigter Verkehrslastsimulation mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10.

Durch geeignete begleitende Zustandsmessungen am Belag und theoretischer Berechnungen sollen die Veränderungen der mechanischen Eigenschaften über die gesamte Lebensdauer vom Neubau bis zum vollständigen Tragfähigkeitsverlust unter natürlicher Witterung erfasst werden. Dadurch soll eine Ausgangsbasis und vergleichende Grundlage für entsprechende Untersuchungen der Versagensgrenze von innovativen neuen Belägen mit dem MLS10 im Hinblick auf andere Forschungsprojekte erarbeitet und exemplarisch eine konkrete Teil-Bewertung der heutigen Oberbautechnologie für die Verkehrslastklasse T2 vorgenommen werden.

In diesem Projekt wird die mechanische Versagensgrenze eines für die Verkehrslastklasse T2 praxiskonform auf einem Versuchsfeld 30m x 5m neu eingebauten Norm-Belages infolge beschleunigter Verkehrslastsimulation mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10 ermittelt. Es handelt sich um einen typischen Belag des Oberbautyps 1, T2-S2, bestehend aus 3.5cm AC 11 H auf 6.5cm AC T 22 H und 35cm ungebundenem Gemisch 0/45.

Die Belastung mit dem MLS10 erfolgt unmittelbar nach dem Einbau mit 6000 unidirektionalen Überrollungen pro Stunde und einer 65kN Radlast, mittels Super Single Reifen. Zur Erfassung der Schädigungsentwicklung werden im Belag verschiedene Temperatur-, Dehnungs- und Beschleunigungssensoren eingebaut. Zudem werden wie bereits in den bisherigen MLS10 Projekten periodische Messungen des Querprofils und des Steifigkeitsverhaltens sowie visuelle Riss- und Abriebskontrollen durchgeführt.

Um die Veränderung der mechanischen Eigenschaften über die gesamte Lebensdauer unter natürlicher Witterung erfassen und beurteilen zu können, werden neben diesen begleitenden Zustandsmessungen vor Ort Modell-Berechnungen durchgeführt. Zu diesem Zweck werden aus dem Belag vor und nach der MLS10 Belastung Bohrkerne entnommen und im Labor die notwendigen Materialkennwerte bestimmt. Durch beispielhafte Bewertungen des konkreten Oberbaus wird somit eine Basis für Versagenstests mit dem MLS10 von innovativen, neuartigen Belagsstrukturen der Verkehrslastklasse T2 erarbeitet.

4 Teststrecke

4.1 Lage und Belagsaufbau

Die Teststrecke befand sich auf dem Gelände der Walo Bertschinger AG bei Wimmis im Kanton Bern, 165km von der Empa entfernt (Abb. 2).



Abb. 2 MLS10 Teststrecke auf dem Gelände der Walo Bertschinger AG in Wimmis

Auf dem werkseigenen Areal wurde ein Testfeld (30m x 5m) erstellt. Es war das Ziel ein Belag der Verkehrslastklasse T2, Oberbautyp 1, S2 mit Aufbau gemäss einzubauen (Abb. 3).

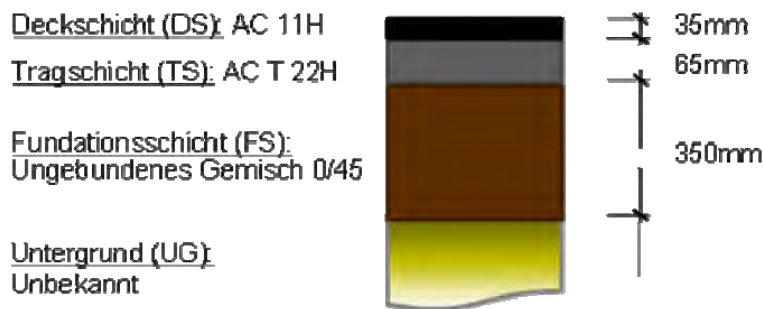


Abb. 3 Belagsaufbau Wimmis, Oberbautyp 1, T2-S2

Dies entspricht dem Aufbau eines T2 Norm Belags gemäss Schweizer Norm SN 640 324. Plattendruckversuche auf dem Planum zeigten, dass der Untergrund relativ stark verdichtet war. Zwei ME Werte von 57.0 MN/m^2 und 23.4 MN/m^2 (siehe Anhang II.1) weisen darauf hin, dass gemäss Schweizer Norm SN 640 324 Tabelle 1, der Belag entweder eine Tragfähigkeitsklasse S2 oder S3 aufweist. Falls der Untergrund als S2 definiert wird, so folgt daraus ein typischer Oberbautyp 1, T2-S2. Anderenfalls, d.h. wenn der Untergrund als S3 bezeichnet wird, handelt es sich um einen nicht typischen Oberbautyp 1, T3-S3, wie in §5.2 erklärt wird. Es war geplant die Überrollungen bis zu einem Belagsversagen durchzuführen, maximal jedoch 1.5 Mio. Die Anzahl durchgeführter Überrollungen im Test belief sich auf rund 800'000. Die Belagsoberfläche wurde der Übersichtlichkeit halber in 12 Bereiche unterteilt, welche alle je 1 m^2 gross gewählt wurden (Abb. 4). Dies erleichterte die Positionierung der Sensoren und Messgeräte und diente auch als Hilfe bei der Orientierung zur Beurteilung des Zustandes der Belagsoberfläche.

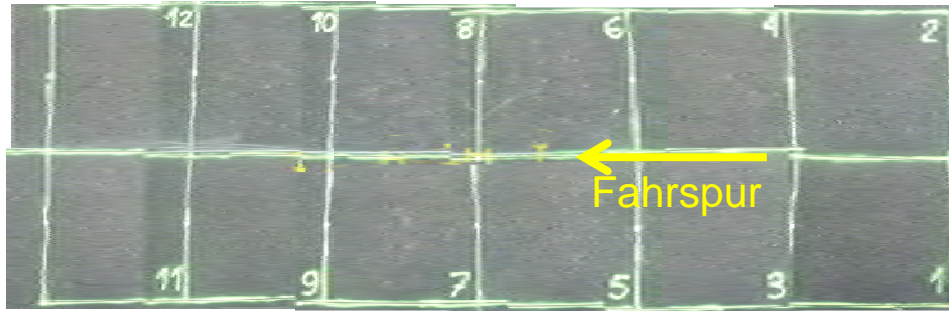


Abb. 4 Zustand der Belagsoberfläche nach Fertigstellung inklusive Einteilung

4.2 Instrumentierung und Sensorsysteme

Traditionellerweise wird die Inspektion der oberflächlichen Belagsschädigung visuell durchgeführt, wodurch sich ein subjektiver Eindruck bezüglich Rissbildung, Spurrinnenbildung oder sonstiger Schäden nicht ausschliessen lässt.

In den vergangenen Jahren wurde das Bedürfnis für zerstörungsfreie Prüfmethode, die im Feld eingesetzt werden können, immer grösser. Die entwickelten Geräte messen typischerweise die Durchbiegung der Oberfläche, um einen Eindruck der Strukturbeschaffenheit zu erhalten. In letzter Zeit wurden vermehrt auch verschiedene Sensorarten direkt in die Belagsstruktur eingebaut, um die zeitliche Schädigung genauer analysieren zu können. Heutzutage sind mit Dehnungsmessstreifen und Temperatursensoren ausgestattete Testbeläge keine Seltenheit mehr. Allerdings ist deren Installation, Dauerhaftigkeit und Datenerfassung samt Interpretation immer noch eine Herausforderung.

Um den Zustand des Belags in diesem Forschungsprojekt zu erfassen wurden einerseits verschiedene Sensoren direkt in den Belag eingebaut und andererseits periodische Messkampagnen mit spezialisierten Messsystemen durchgeführt.

4.2.1 In den Belag eingebaute Sensortypen:

- Thermoelemente des Typs K, aus Nickel-Chrom, für Temperaturmessungen in Asphalt, Beton oder Luft (Abb. 5 5). Diese wurden während des Belagseinbaus in verschiedenen Tiefen platziert. Sie besitzen eine Teflon Isolation und können so den hohen Temperaturen beim Belagseinbau standhalten. Die Kabel wurden nach aussen durch den Belag verlegt und in Kabelkanälen zum Datenerfassungssystem im Messcontainer geführt.



Abb. 5 Thermoelement Typ K

- Dehnungsmessstreifen (DMS) um die Dehnungen während der Belastung durch den MLS10 in Längs- und Querrichtung zu erfassen. Ein Sensor wurde auf die Belagsoberfläche geklebt, die Restlichen wurden während des Belagseinbaus zwischen den einzelnen Schichten platziert. Ein Dehnungsmessstreifen stellt prinzipiell einen elektrischen Widerstand dar, welcher in einer Wheatstone'schen Brücke mit hochpräzisen Widerständen des gleichen Werts verschaltet ist. Bei einer auftretenden

Dehnung des Messstreifens verändert sich dessen elektrischer Widerstand. Dies wird durch die Messbrücke registriert. Die eingesetzten DMS der Firma Kyowa waren 120mm lang und in Acryl eingebettet. Die technischen Spezifikationen sind in Anhang I.1 zu finden. Es wurde ein Anschluss in Dreileitertechnik zwecks Temperaturkompensation verwendet. Um eine verlässliche Verankerung im Belag und eine bessere Krafteinleitung zu gewährleisten wurden Aluminiumbalken an beiden Enden senkrecht zur Sensorrichtung angeklebt. Durch das Einhalten einer speziellen Installationsprozedur der Sensoren im Belag wurden die DMS von der Hitze des Belags beim Einbau und dem Gewicht der schweren Baumaschinen geschützt (Abb. 6 **Abb. 7**). Die Originalkabel wurden durch verseilte, silberbeschichtete Kupferkabel mit Teflon Isolation ersetzt um den hohen Belagstemperaturen beim Einbau Stand zu halten. Direkt nach dem Aufbringen einer Asphalttschicht wurden aus Holz gefertigte Sensorschablonen an den entsprechenden Stellen im Belag eingearbeitet. Nach dem Erkalten des Belags wurden die Schablonen entfernt, die DMS festgeklebt und mit Kaltmischgut überdeckt. Dieses Verfahren führte zu einer geringen Ausfallquote der Sensoren durch den Belageinbau.

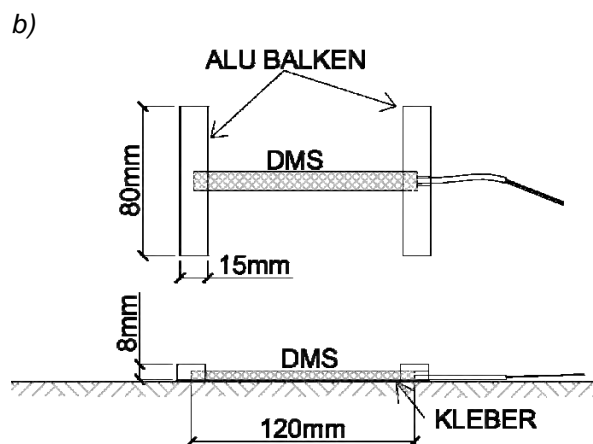
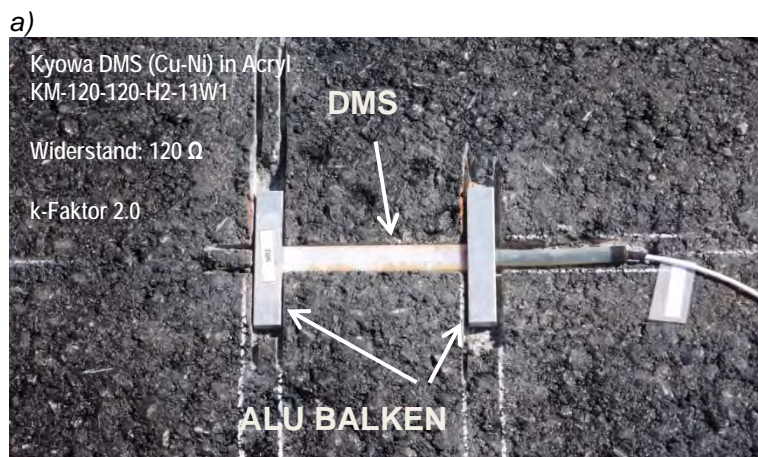


Abb. 6 Dehnungsmessstreifen nach Fertigung und Einbau in den Belag (a) und schematische Skizze (b)

- Beschleunigungssensoren um die dynamische Durchbiegung des Belags unter der Last des MLS10 zu erfassen. Ein kapazitiver Beschleunigungssensor Typ 3701 der amerikanischen Firma PCB Piezotronics Inc. wurde auf die Belagsoberfläche geklebt (Abb. 7) und die Kabel in einem Kabelkanal zum Messcontainer geführt. Die technischen Spezifikationen des Sensors sind in Anhang I.2 zu finden. In Abb. 7 sind zudem noch drei andere Sensortypen zu sehen. Diese wurden jedoch für ein anderes Projekt eingesetzt und sind nicht Bestandteil des vorliegenden Projekts

ASTRA 2011/004. Zwei Sensoren der Firma Kistler Instrumente AG in Winterthur, ein Servo-Sensor und ein KBeam-Sensor. Der dritte Sensor ist ein Chip der Firma Kionix Inc. aus den USA, auf einer Platine ohne Gehäuse.

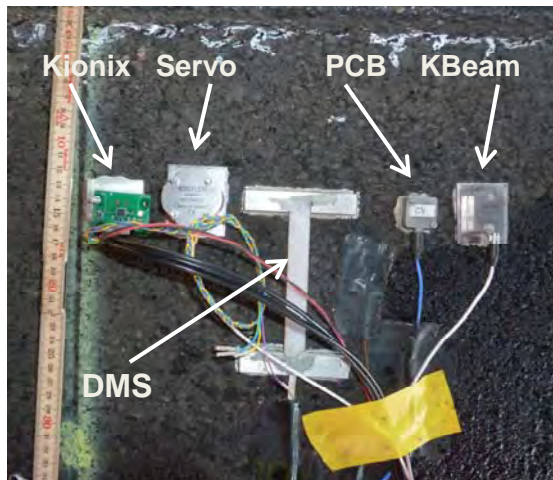


Abb. 7 Beschleunigungssensoren von links nach rechts: Kionix, Servo, PCB, KBeam

4.2.2 Periodische Messkampagnen:

Querprofile: Es wurden Querprofilmessungen mit einem Profilometer vorgenommen um Spurrinnenbildung und permanente Deformation des Belags zu erfassen. Dieses Profilometer besteht aus einem Stahlbalken mit einem sich darin bewegenden Messrad (Abb. 8), welches sich in ständigem Kontakt mit dem Belag entlang des Trägers bewegt. Während der Messung wird der Balken an dessen Enden mit Hilfe von zwei auf den Belag geklebten Aluplatten fixiert. Diese stellen die Referenzpunkte der Messung dar und bleiben während der gesamten Testphase auf dem Belag bestehen. Mit diesem Messsystem können Unebenheiten von bis zu 1mm aufgezeichnet werden. Die Kombination von horizontaler und vertikaler Bewegung ermöglicht es, das Querprofil und dessen Änderungen während des Testverlaufs zu messen.

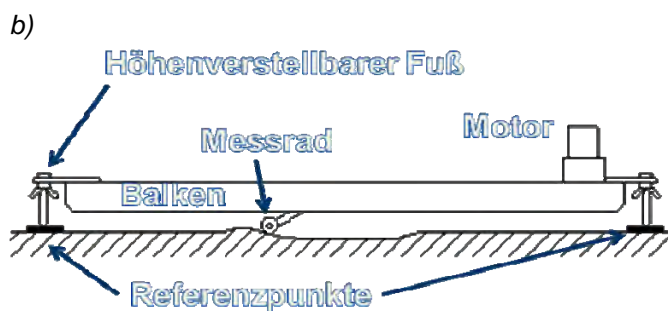


Abb. 8 Foto des Profilometers zur periodischen Querprofilmessung (a) und schematische Skizze der Messanordnung (b)

- Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA): Um eine Änderung in den Materialeigenschaften aufgrund der Verkehrsbelastung zu erfassen wurden mehrere zerstörungsfreies Prüfverfahren angewendet. Der sogenannte „Portable Seismic Pavement Analyzer“ (PSPA) ist ein Gerät zur zerstörungsfreien Bestimmung von Steifigkeitsprofilen durch den Belagsquerschnitt, basierend auf dem dispersiven Charakter von Oberflächenwellen des Raleigh Typs. Die PSPA Technik nutzt eine Spektralanalyse von Oberflächenwellen im Ultraschallbereich (Spectral Analysis of Ultrasonic Surface Waves, SASW) um den charakteristischen, seismischen Modul des untersuchten Materials und damit auch die Steifigkeit des Materials zu bestimmen. Details zum PSPA finden sich bei [24] [25] [26]. Der PSPA besteht aus zwei Ultraschallempfängern, einer Ultraschallquelle und einem Spektralanalysator, welcher die analogen, elektrischen Signale der Empfänger in numerische Daten umwandelt (Abb. 9). Der Abstand zwischen der Quelle und beiden Empfängern ist fest eingestellt und bestimmt die Einstellung des Gerätes. Im konkreten Fall wurde die Einstellung „short setup“ für oberflächennahe Schichten gewählt. Dabei wurde der erste Empfänger im Abstand von 10.2cm und der zweite 20.3cm von der Quelle positioniert. Das Gerät ist zudem mit einem Thermometer an einem seiner Stützfüsse ausgerüstet um spätere Temperaturkorrekturen der Messungen vornehmen zu können. Ein Problem besteht darin, dass die aufgezeichnete Oberflächentemperatur nicht mit der Temperatur in den Belagsschichten übereinstimmt. Um die daraus resultierenden Ungenauigkeiten zu vermeiden wurden für erste Messungen zudem Thermoelemente in 0cm, 5cm, 10cm und 15cm Tiefe des Belages in einer beschatteten Zone eingebaut. Später wurde der Referenzpunkt mit einem Thermometer in 2cm Tiefe des Belages gesetzt.

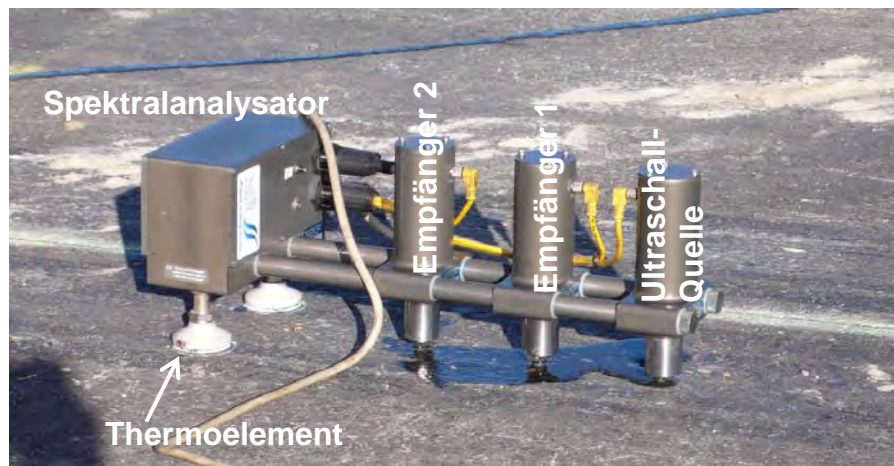


Abb. 9 Portable Seismic Pavement Analyzer

- **Falling Weight Deflectometer (FWD):** Das international am meisten eingesetzte Messgerät zur strukturellen Evaluation des Belags ist das "Falling Weight Deflectometer" (FWD). Dieses Gerät simuliert die Belastung eines vorbeifahrenden Lastwagens indem es ein schweres Gewicht auf den Belag fallen lässt. Die dynamischen Eigenschaften der Last werden mittels einer Feder kontrolliert. Der kurzzeitige Impuls verursacht eine Durchbiegungsmulde auf der Belagsoberfläche, welche mit einer Reihe oberflächlich aufgesetzter Geophone registriert wird (Abb. 10). Die Geschwindigkeiten der Belagsverformungen werden an mehreren Stellen aufgezeichnet und in Durchbiegungen umgerechnet. Die Amplituden und Durchbiegungen, welche mit diesem Gerät gemessen werden können, werden als Indikatoren für den Zustand des Belags herangezogen. Im vorliegenden Fall wurden die Messungen von der Firma Infralab SA aus Lausanne durchgeführt. Details über das FWD und die Messmethode finden sich in der Literatur [26] [27].

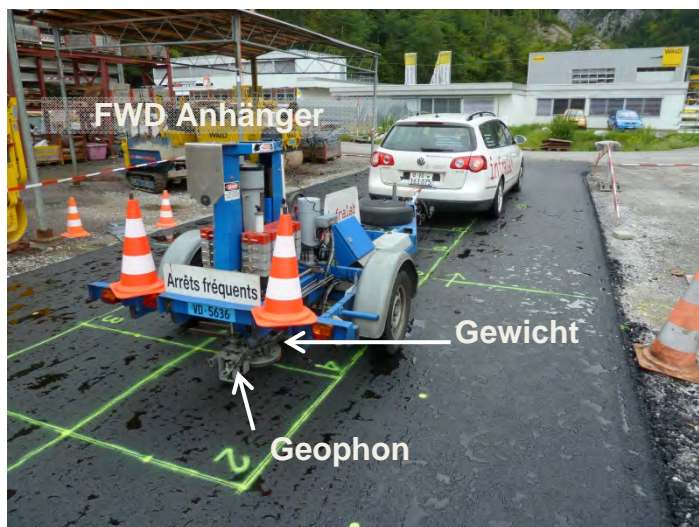


Abb. 10 FWD Messungen

- **ETH Delta:** Das Messgerät für die Messung der Deflektionsmulde "ETH Delta" erlaubt es die statische Verformung des Belags unter einer axialen Last zu messen [14]. Das Gerät besteht aus zwei 6m langen Hauptträgern, die miteinander am Ende durch ein Rohr verbunden sind (Abb. 11). Zwölf an dem Rohr angebrachte, sogenannte Finger, messen den Abstand zur Belagsoberfläche mit hochpräzisen Lasersensoren. Sie stellen die Messpunkte dar. Die beiden Hauptträger sind 4.5m abseits des Belastungspunktes am Boden befestigt. Da Temperaturschwankungen während der Messung den Messaufbau leicht verändern können, messen zwei zusätzliche Lasersensoren die Bewegung der Rohrenden aus einer Distanz von ungefähr 7m vom Ende des Balkens. Um die Deflektionsmulde des Belags zu bestimmen wird die Messeinrichtung an der zu messenden Stelle aufgestellt und ein schweres Fahrzeug mit einer bekannten Achslast (bspw. Lastwagen, Baumaschine oder der MLS10 selber) wird längs der Fahrspur auf das ETH Delta Gerät zu und davon weg bewegt. Das System aus Lasersensoren misst die Durchbiegung der Belagsoberfläche während der Bewegung des Fahrzeugs. Auf diese Weise kann eine 2D und 3D Durchbiegungskarte des Belags unter der Belastung aufgezeichnet werden. Diese berechneten Deflektionen können dazu benutzt werden den elastischen Modul der Belagsschichten zu bestimmen und Vergleiche zwischen verschiedenen Lasttypen anzustellen. Des Weiteren können diese Durchbiegungskarten hinzugezogen werden um Änderungen in der Steifigkeit der Belagsstruktur zu erkennen. Im vorliegenden Fall wurden die Messungen von der Firma Basler & Hofmann aus Zürich durchgeführt.

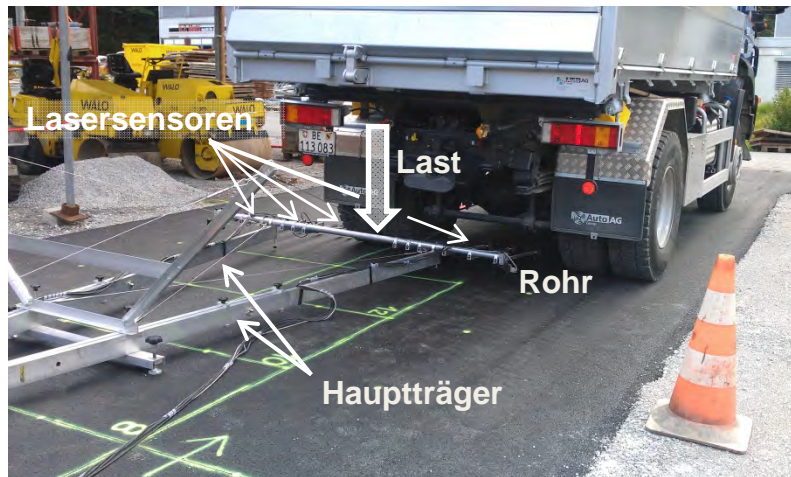


Abb. 11 ETH Delta Messungen

- Georadar: Dies ist ein zerstörungsfreies Prüfverfahren, welches elektromagnetische Wellen nutzt um den Schichtaufbau eines Belages aufgrund der Änderungen in der dielektrischen Leitfähigkeit darzustellen. Die Grösse der Antenne und die Datenanalyse liefern verschiedene Auflösungen der Resultate. Es wurde ein Messgitter mit Messlinien im Abstand von 10cm benutzt (Abb. 12).

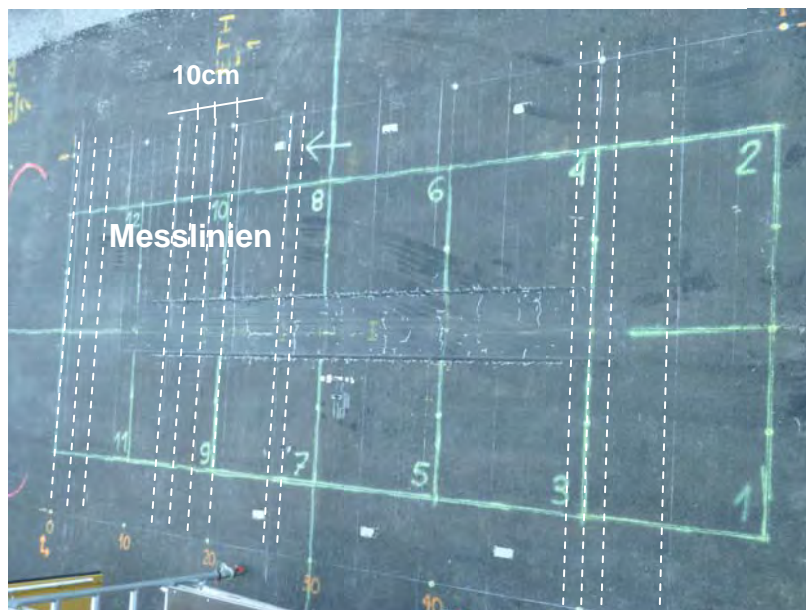


Abb. 12 Messgitter für die Inspektion des Belags mit Georadar

4.2.3 Weitere Beurteilungskriterien:

- Zusätzlich wurden visuelle Inspektionen der Belagsoberfläche durchgeführt und mit Fotos dokumentiert um eventuell auftretende Risse und andere strukturelle Schädigungen zu erkennen und einen subjektiven Eindruck über das Belagsverhalten zu gewinnen.

4.2.4 Materialuntersuchungen im Labor und im Feld:

Des Weiteren wurden vor und nach Ende des Tests diverse Bohrkerne und Riegel des Belags zwecks Laboruntersuchungen entnommen. Folgende Laboruntersuchungen wurden durchgeführt:

- Bestimmung des Schichtenverbundes zwischen Asphaltsschichten nach Leutner nach SN 670 641 [16]
- Bestimmung des Steifigkeitsmoduls beider Schichten nach der Deutschen Norm AL Sp-Asphalt 09, Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgrösse in die Dimensionierung [17].

Um den Zustand der ungebundenen Foundationsschicht zu erfassen wurden verschiedene Untersuchungen vor und nach Ende des MLS10 Tests durchgeführt:

- Plattendruckversuch: Das Ziel des Plattendruckversuches ist es, Drucksetzungslinien zu ermitteln und daraus die Tragfähigkeit des Untergrundes zu beurteilen. Aus den Drucksetzungslinien der Erstbelastung bzw. der Zweitbelastung können die Verformungsmodule EV1 und ME1 bzw. EV2 und ME2 nach SN 670 317b und SN 670 312b [18] [19] ermittelt werden. Beim Plattendruckversuch werden die Setzungen einer kreisförmigen Platte mit einer Fläche von 700cm^2 gemessen. Die stufenweise wiederholte Be- und Entlastung erfolgt mit Hilfe einer Druckvorrichtung und einem Lastwagen (Abb. 13). Die mittleren Normalspannungen unter der Platte samt zugehörigen Setzungen der einzelnen Laststufen werden in einem Drucksetzungsdiagramm dargestellt. Die Plattendruckversuche wurden vor Beginn des Tests durchgeführt.

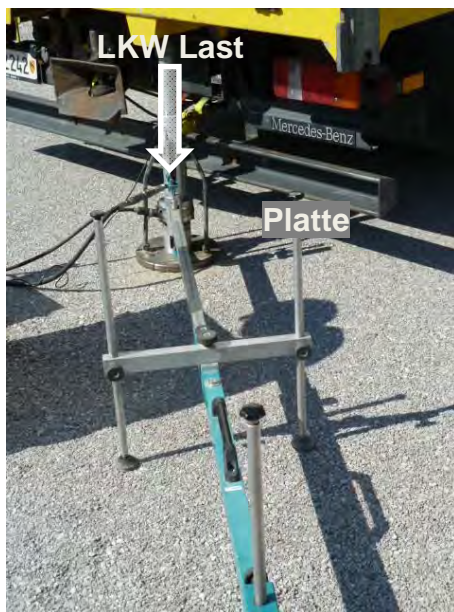


Abb. 13 Plattendruckversuch

- Leichtes Fallgewichtsgerät (LFG): Das leichte Fallgewichtsgerät besteht aus einer Führungsstange, an deren oberem Ende ein 10kg schweres Fallgewicht auf einer Höhe von 70cm ausgeklinkt werden kann. Am unteren Ende der Führungsstange sitzt ein Tellerfederpaket, welches das Fallgewicht wieder nach oben katapultiert, wo es wieder eingeklinkt wird (Abb. 14). Diese Führungsstange wird auf eine Lastplatte aus Stahl mit 30cm Durchmesser aufgesetzt, die über ein Messkabel mit einer elektronischen Messeinrichtung verbunden ist. Diese Messeinrichtung misst die Setzung der Lastplatte und speichert die Daten. Daraus kann man den dynamischen Verformungsmodul E_{vd} berechnen. Über einen Drucker können die Setzungsdaten und -kurven dann direkt vor Ort und Stelle ausgedruckt werden. Untersuchungen mit dem

LFG wurden gemäss der Deutschen Norm TP BF StB, Teil B 8.3 vor Beginn und nach dem Ende des Tests durchgeführt.

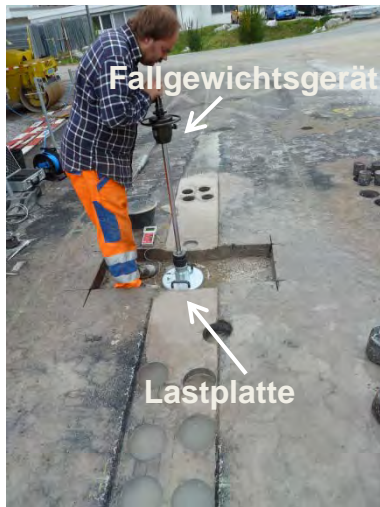


Abb. 14 LFG Messungen nach den Tests

- Dynamic Cone Penetrometer (DCP): Das DCP (Abb. 15) misst die Eindringtiefe eines Konus pro Schlag in die Schichten des Unterbaus. Diese Eindringtiefe ist abhängig von der in situ Schubfestigkeit des jeweiligen Materials. Das sich ergebende Profil der Eindringtiefe in Funktion der Schlagzahl gibt Aufschluss über die in situ Eigenschaften der Schichten des Unterbaus bis zur jeweiligen Eindringtiefe. Forschungen [20] [21] [22] haben gezeigt, dass DCP Messungen hervorragend mit dem bekannten CBR-Wert für Granulate korrelieren. Die Untersuchungen mit dem DCP wurden nach Beendigung des Tests durchgeführt.

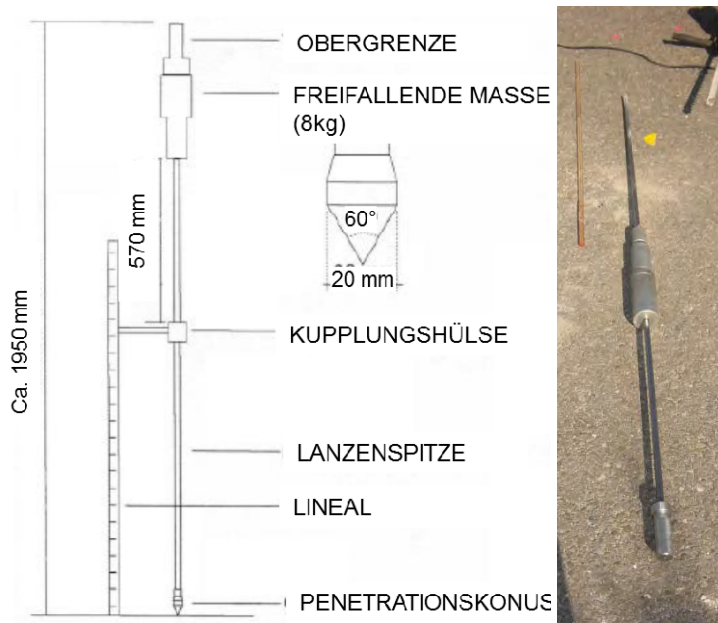


Abb. 15 DCP-Gerät

4.3 Sensorlayout und Messprinzipien

Die Messung der Temperatur an verschiedenen Stellen wurde kontinuierlich über die ganze Projektdauer durchgeführt. Die Werte aller Sensoren wurden alle fünf Minuten gespeichert. Dehnungen und Beschleunigungen wurden in einem Intervall von fünf Minuten für eine Dauer von dreissig Sekunden aufgezeichnet.

Die nachstehenden Grafiken (Abb. 16 bis Abb. 18) zeigen die Positionen der eingebauten Sensoren:

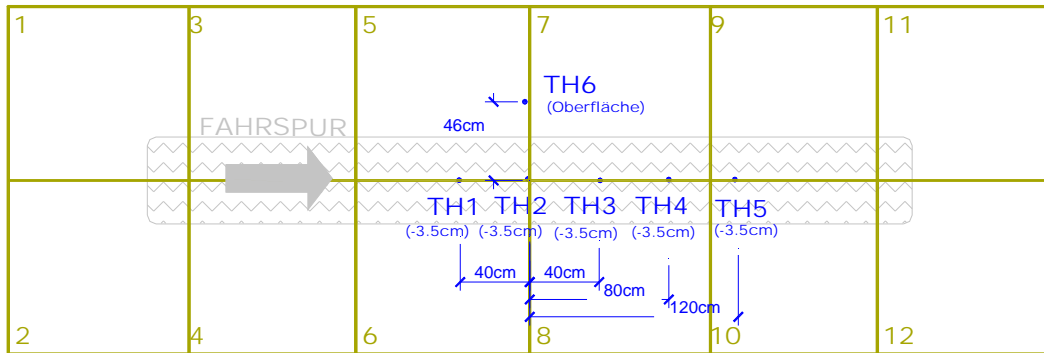


Abb. 16 Positionen der Thermoelemente TH1...TH6 (in Klammern: Einbautiefe)

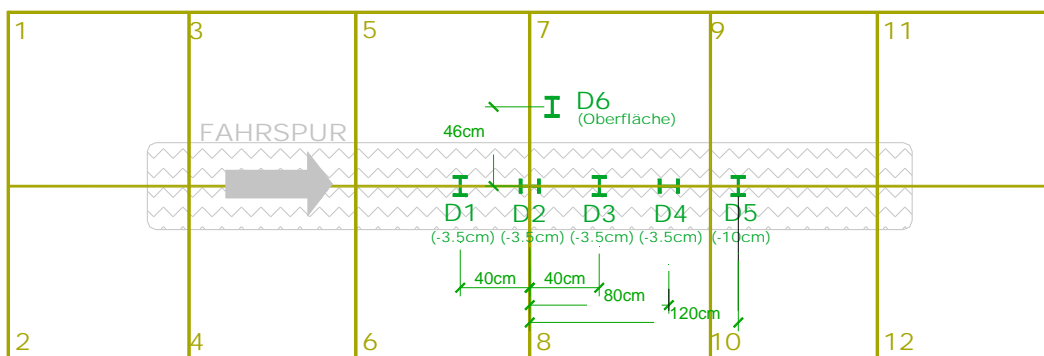


Abb. 17 Positionen der Dehnungsmessstreifen D1...D6 (in Klammern: Einbautiefe)

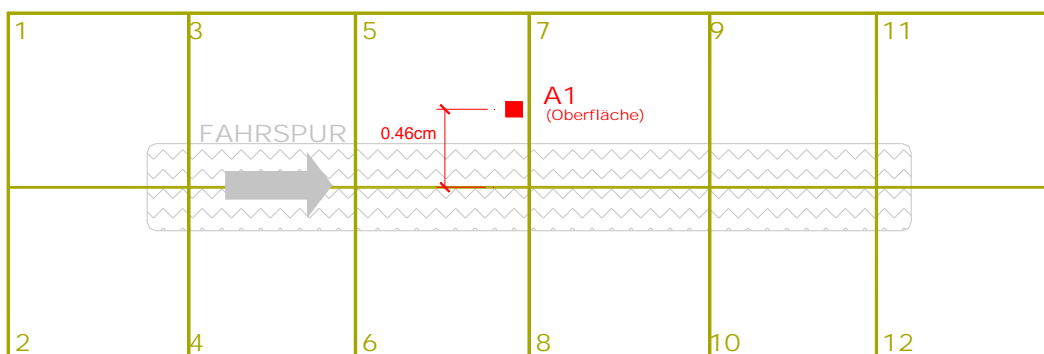


Abb. 18 Position des Beschleunigungssensors A1

Die Positionen der Thermoelemente TH1 bis TH6 und Dehnungsmessstreifen D1 bis D6 wurden aufeinander abgestimmt um einerseits die gemessenen Dehnungen in Relation zur lokalen Temperatur zu setzen und andererseits den Einbauprozess zu vereinfachen.

Die vertikale Position ergibt sich aus dem Schichtaufbau. D1 bis D4 befinden sich am oberen Ende der Tragschicht, direkt unterhalb der Deckschicht, D5 befindet sich auf dem ungebundenen Gemisch 0/45 am unteren Ende der Tragschicht und D6 auf dem Belag selber. Der DMS D5 wurde direkt auf die Foundationsschicht gelegt und durch den Einbau der Tragschicht überdeckt. Die in den Schichten eingebauten Dehnungsmessstreifen wurden in der Fahrspur platziert, da dort die grössten Dehnungen erwartet werden. Um den oberflächlichen Dehnungsmessstreifen nicht zu beschädigen, wurde er direkt neben der Fahrspur montiert. Das gleiche gilt für den Beschleunigungssensor A1. Da jeder in den Belag eingebrachte Sensor als Störung des Aufbaus angesehen werden muss, wurde der Abstand in Fahrtrichtung zwischen den Sensoren möglichst gross gewählt. Dies stellt sicher, dass lokal im Belag keine Häufung von Störungen der Struktur auftreten.

Die periodisch durchgeführten Messungen wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten, bzw. Überrollungszuständen des Belags durchgeführt. Die nachfolgende Tab. 1 gibt eine Übersicht der Messzeitpunkte bzw. der Anzahl Überrollungen.

Tab. 1 Messzeitpunkte der periodischen Messungen

Überrollungen	Datum	Querprofil	PSPA	ETH Delta	FWD	GPR
Nullmessung	Mi 20.07.11				x	
	Di 25.07.11			x		
	Di 02.08.11					x
	Mo 08.08.11	x	x			
2'500	Mo 15.08.11	x	x			
5'000	Di 16.08.11	x	x			
10'000	Di 16.08.11	x	x			
20'000	Do 18.08.11	x	x			
50'000	Fr 19.08.11	x	x			
100'000	Mi 14.09.11	x	x			
150'000	Do 15.09.11	x	x			
200'000	Do 15.09.11	x	x			
250'000	Di 20.09.11	x	x			
300'000	Do 22.09.11	x	x	x		
350'000	Fr 23.09.11	x	x			
400'000	Di 27.09.11	x	x			
450'000	Do 29.09.11	x	x			
500'000	Di 04.10.11	x	x			
550'000	Mi 05.10.11	x	x			
650'000	Di 11.10.11	x	x			
700'000	Do 13.10.11	x	x			
800'000	Di 18.10.11	x	x	x		
	Do 20.10.11				x	
	Fr 21.10.11					x

Diese Messungen wurden an den Positionen gemäss Abb. 19 bis Abb. 23 vorgenommen.

Es wurden drei Quer-Profile definiert, welche je einen Abstand von einem Meter aufwiesen. P1 befindet sich am Anfang der Belastungsstrecke, während P2 und P3 sich in der Mitte befinden. Das Profil wurde jeweils auf einer Länge von 1400mm um die mittlere Achse gemessen. Die Fahrspur hat eine Breite von ca. 450mm. Die einzelnen Messpunkte haben einen Abstand von 5mm.

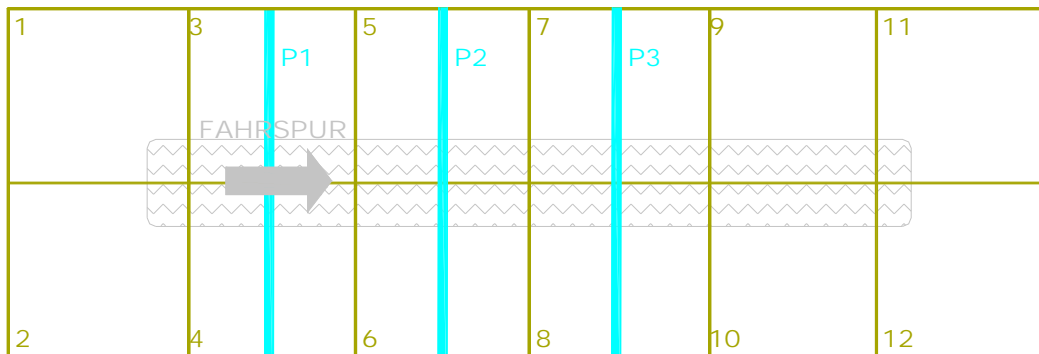


Abb. 19 Positionen der Querprofilmessungen

Die Messungen mit dem Portable Seismic Pavement Analyzer wurden an drei Stellen vorgenommen (Abb. 20). Zwei davon befanden sich in der Fahrspur, im belasteten Bereich. Die S1 Messungen erfolgten parallel zur Fahrrichtung, jene von S2 dagegen senkrecht dazu. Die Messstelle S3 war ausserhalb der Fahrspur und gilt als Referenzmessung.

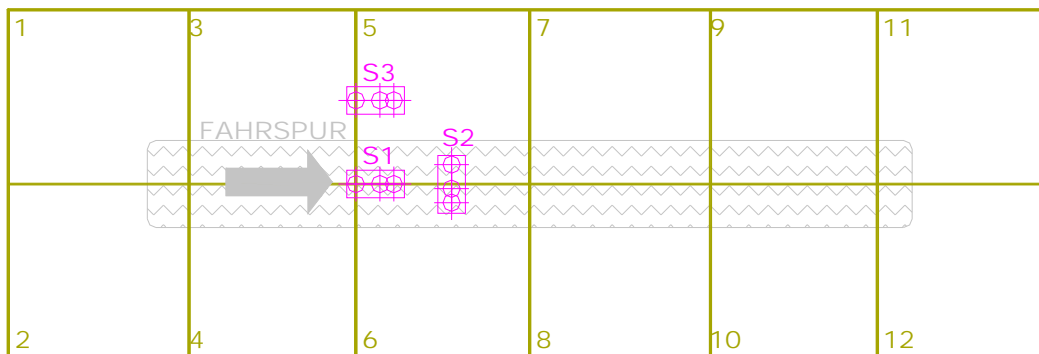


Abb. 20 Positionen der PSPA-Messungen

FWD (Falling Weight Deflectometer) Messungen wurden an 45 Punkten vorgenommen. Abb. 21 zeigt die Position der Punkte und die Fahrspur. Punkte 20 bis 24 sind in der Mitte der Fahrspur gelegen. Die Abstände wurden generell auf 1 m festgelegt, jedoch wurde die Dichte der Punkte im Bereich der Fahrspur erhöht. Temperatur und Schädigungen haben einen Einfluss auf die Werte der Durchbiegung. Messungen ausserhalb der belasteten Fläche können für die Temperaturkorrektur in der Fahrspur herangezogen werden.

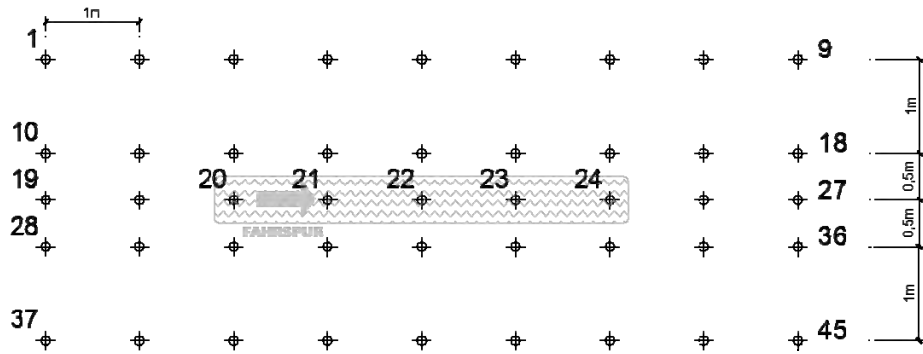


Abb. 21 Position FWD-Messungen

Die zwei Positionen für die ETH Delta Messungen wurden in Absprache mit Basler & Hofmann festgelegt (Abb. 22). An beiden Stellen befinden sich die Lasersensoren senkrecht zur Fahrspur. Die erste Position, ETH Delta 1, ist 1m von der Mitte der Fahrspur entfernt. Sie befindet sich innerhalb der Belastungstrecke. Die Position ETH Delta 2, ist 4m von der Mitte der Fahrspur entfernt und ausserhalb der Belastungstrecke und gilt als Referenzmessung.

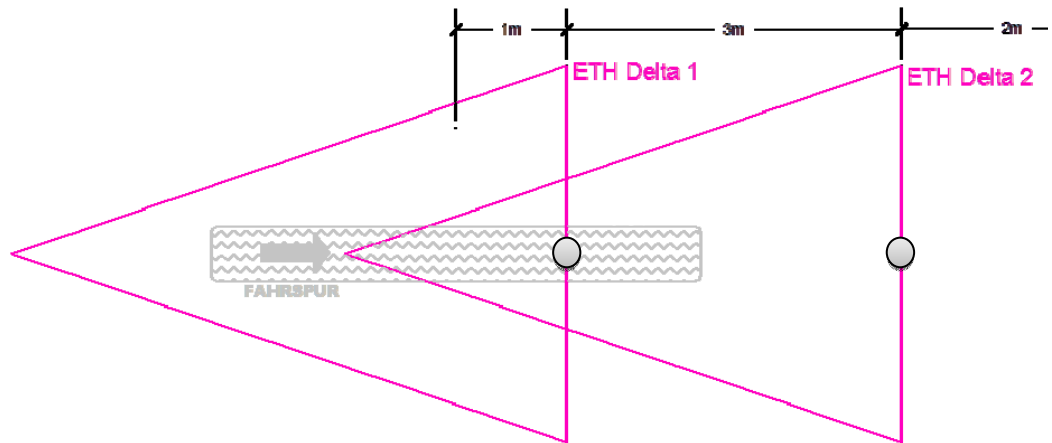


Abb. 22 Positionen ETH Delta-Messungen

GPR Messungen (Abb. 23) wurden auf dem ganzen Feld, alle 10cm durchgeführt.

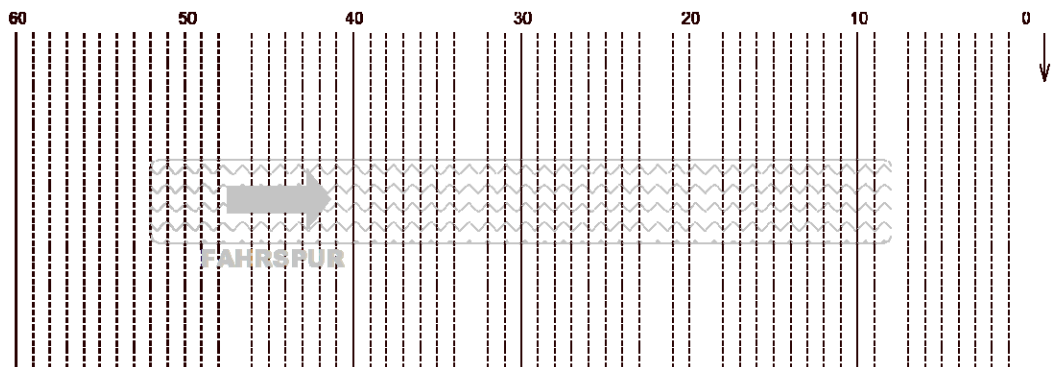


Abb. 23 Positionen der GPR-Messungen

4.4 Entnahme von Bohrkernen und einem Belagsausschnitt

Nach Abschluss des Tests wurden ein Belagsausschnitt (1.2m x 0.4m) in Querrichtung in der Mitte der Fahrspur und verschiedene Bohrkernentnahmen (Abb. 24). Mit Blick auf die Prüfung von Schichtverbund und Modul im Spaltzugversuch wurden zwei unterschiedliche Durchmesser gebohrt. Für Schichtverbund nach Leutner (SN 670641) sind Bohrkernentnahmen des Durchmessers 150 mm nötig. Für den Spaltzugtest gemäss AL Sp Asphalt 09 sind Bohrkernentnahmen vom Durchmesser 100 mm nötig.

- BG1 bis BG8: Durchmesser 150 mm, befahrener Bereich
- UG1 bis UG8: Durchmesser 150 mm, unbefahrener Bereich
- BK1 bis BK10: Durchmesser 100 mm, befahrener Bereich
- UK1 bis UK8: Durchmesser 100 mm, unbefahrener Bereich

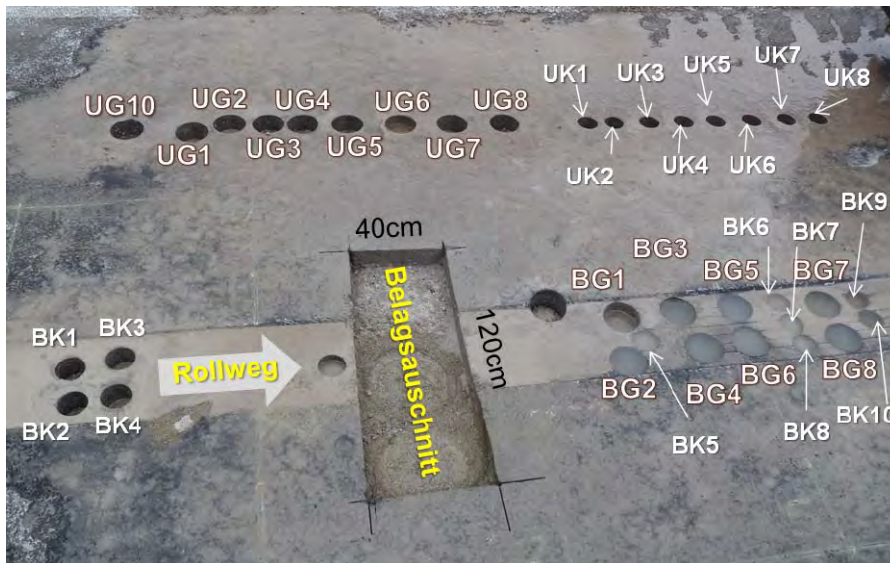


Abb. 24 Bezeichnung und Entnahmeorte der Bohrkernentnahmen und des Belagsausschnitts

Die Prüfkörper sind mit 3 Ziffern bezeichnet.

Die erste Ziffer beschreibt die Stelle, wo die Prüfkörper entnommen wurden:

- B: Befahrener Bereich
- U: Unbefahrener Bereich

Die zweite Ziffer bezeichnet den Durchmesser:

- G: Gross (150mm Durchmesser)
- K: Klein (100mm Durchmesser)

Die dritte Ziffer ist die Nummerierung des Prüfkörpers.

Beispiel: Prüfkörper **BG2** bedeutet, dass die Entnahme im befahrenen Bereich erfolgte und der Prüfkörper einen Durchmesser von 150mm besitzt. Es handelt sich um den Prüfkörper Nr. 2.

5 Betrieb MLS10

5.1 Testbedingungen

Die Last der einzelnen Bogies des MLS10 wurde auf 65kN festgelegt. Dies entspricht einer totalen Achslast von 130kN. Diese Last wurde mit einer statischen LKW Waage der Firma Hänni überprüft. Der Reifendruck wurde auf 10.5bar eingestellt. Zum Einsatz kam überall die Super Single Bereifung von Goodyear der Dimension 455/40 R22.5. Die Überrollgeschwindigkeit wurde auf 6m/s, d.h. etwa 22km/h, festgelegt.

5.2 Anzahl MLS10 Überrollungen

Die Dimensionierung des Strassenoberbaus nach Norm SN 640 324 [1] basiert auf der Berechnung der täglichen äquivalenten Verkehrslasten. Dabei werden die schädigenden Wirkungen unterschiedlicher Verkehrslasten von verschiedenen Fahrzeugtypen mit der schädigenden Wirkung einer Referenz- oder Vergleichslast von 8.16t (18kip) verglichen [31, 32].

Gemäss der Norm SN 640 324 [1] lässt sich der Belag in Wimmis mit einem Strukturwert SN (Structural Number) beschreiben, der sich aus den einzelnen Schichtdicken und den Tragfähigkeitswerten der einzelnen Materialien ergibt. Die SN für den eingebauten Belag beträgt 75. Gemäss Norm lassen sich die Oberbautypen in 6 Verkehrslastklassen T1 bis T6 unterteilen, in Abhängigkeit der SN und der Tragfähigkeit des Unterbaus. Wie in § 4.1 erwähnt, kann die Tragfähigkeit des Planums als S2 oder S3 bezeichnet werden. Gemäss Tabelle 5 der Norm, der gemessenen Tragfähigkeit und der berechneten SN handelt es sich beim Versuchsobjekt um einen Oberbautyp 1, T2-S2 Belag oder um einen Oberbautyp 1, T3-S3 Belag.

Die Verkehrslastklassen beruhen auf einer Dimensionierung auf 20 Jahre mit einer Einheitsachslast von 8.16t. Da die MLS10 eine Achslast von 130kN (13.26t) simuliert, ist ihre schädigende Wirkung verglichen mit der Norm SN 640 320 um einen Achsäquivalenzfaktor 7.10 höher. Der Äquivalenzfaktor kann aus der folgenden Gleichung berechnet werden:

$$F_i = \left[\frac{L_x + A}{19} \right]^{4.79} A^{-4.33} 10^{\left(\frac{0.2}{\beta_x} - \frac{0.2}{\beta_{18}} \right)}$$

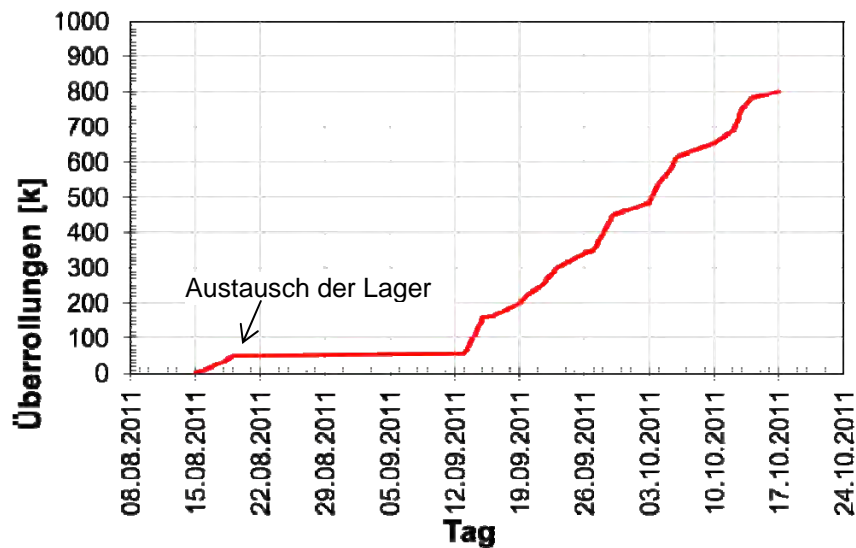
F_i steht dabei für den Achsäquivalenzfaktor, L_x ist die einwirkende Achslast in [kips], A ist die Anzahl Achsen. β_x und β_{18} sind Funktionen die von der Struktur und Last abhängig sind.

Ein Verkehrslastklasse T2 Belag entspricht einer täglichen äquivalenten Verkehrslast $TF_{20>30} \dots 100$. In 20 Jahren akkumulieren sich somit $T2_{20>} > 219'000 \dots 730'000$ äquivalente Verkehrslasten. Ein Verkehrslastklasse T3 Belag entspricht einer täglichen äquivalenten Verkehrslast $TF_{20>100} \dots 300$. In 20 Jahren akkumulieren sich somit $T3_{20>} > 730'000 \dots 2'190'000$ äquivalente Verkehrslasten. Unter Berücksichtigung des Achsäquivalenzfaktors für eine Achslast von 130kN ergibt sich daraus die theoretische Anzahl MLS10 Überrollungen. In Tab. 2 ist die entsprechend berechnete Anzahl an erwarteten MLS10 Überrollungen angegeben um das theoretische Ende der Gebrauchsdauer des Testbelages zu erreichen.

Tab. 2 Theoretische Anzahl MLS10 Überrollungen bis zum Ende der Gebrauchsdauer

Material	Tragfähigkeitswerte a	Schichtdicke [cm]
AC 11 H	4	3.5
AC T 22 H	4	6.5
Ungebundenes Gemisch 0/45	1	35
SN	75	
Belag	T2-S2 / T3-S3	
MLS10 Überrollungen	30'900...102'900 / 102'900...308'700	

Die Belastung des Belags durch den MLS10 wurde von Mitte August bis Mitte Oktober 2011 durchgeführt (siehe Abb. 25). Kurz nach Beginn des Tests musste dieser aufgrund grösserer Wartungsarbeiten unterbrochen werden. Die äusseren Lager der Bogies mussten ersetzt werden da sie beträchtliche Schäden aufwiesen. Dies ergab insgesamt eine Verzögerung von rund drei Wochen (zweite Hälfte August bis erste Hälfte September 2011).

**Abb. 25** Verlauf der Anzahl Überrollungen während der Testphase

6 Resultate

6.1 Temperaturprofile

6.1.1 Datenauswertung

Die Temperatur der Thermoelemente wurde alle 5 Sekunden erfasst. Der Durchschnitt aller über einen Zeitraum 5 Minuten erfassten Werte ist mit dem Datum und Zeitstempel in tabellarischer Form im internen Speicher des Datenerfassungsgeräts gespeichert. Die Daten wurden in regelmässigen Abständen mit einer speziellen Software an einen Computer übertragen und als ASCII-Dateien gespeichert. Die Tabellen zeigen die zeitliche Temperaturentwicklung, womit sich das Temperaturprofil der Fahrbahn ermitteln lässt.

6.1.2 Ergebnisse

Abb. 26 zeigt die gemessenen Temperaturen während des Tests. Thermoelement TH4 hat von Beginn an nicht funktioniert und wurde deswegen in Abb. 26 nicht dargestellt.

Betrachtet man den Temperaturverlauf über die gesamte Testphase, so kann gesagt werden, dass der Belag im Durchschnitt eine Temperatur von ca. 20°C aufwies, mit den typischen Tag- / Nachtschwankungen. Erst gegen Ende der Testphase, als sich auch das Wetter von Spätsommer auf Herbst änderte, nahmen die Temperaturen der Belagsschichten deutlich ab.

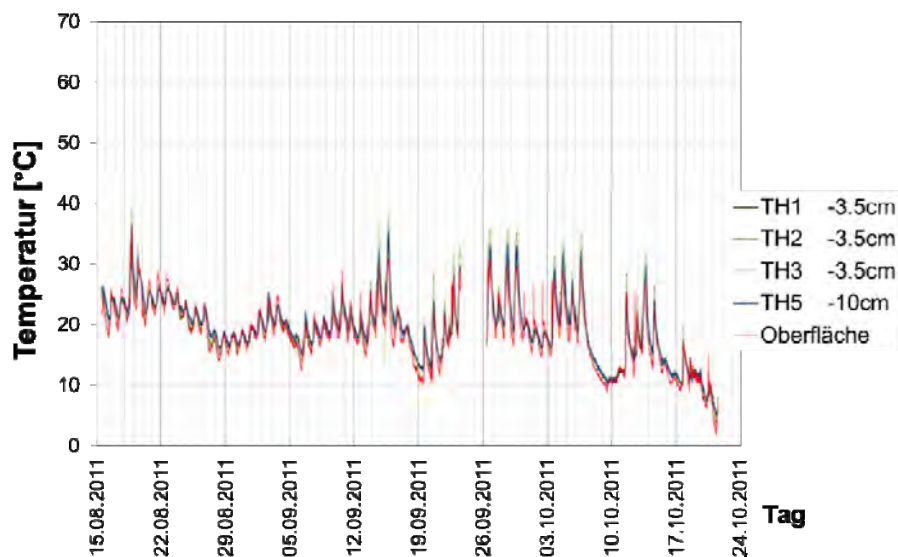


Abb. 26 Temperaturverlauf über die Testdauer von 10 Wochen für die Thermoelemente TH1, TH2, TH3 und TH5 und an der Oberfläche

Die Temperatur während des MLS10 Betriebs spielt eine entscheidende Rolle für das Verhalten des Belags. Daher sind in Tab. 3 die gemittelten Temperaturen während der 10 wöchigen Testphase sowie die gemittelten Temperaturen während der eigentlichen Betriebszeiten mit dem MLS10 dargestellt.

Tab. 3 Gemittelte Temperaturen

Thermoelement	Gemittelte Temperatur [°C]	Gemittelte Temperatur Betrieb [°C]
TH1	19.7	25.2
TH2	19.2	25.3
TH3	19.3	25.2
TH4	Defekt	Defekt
TH5	19.4	23.7
TH6	18.5	23.1
Mittelwert	19.2	24.5

Interessant ist die genauere Betrachtung der einzelnen Betriebswochen inklusive der markierten Betriebszeiten des MLS10. Ein Beispiel ist in Abb. 27 zu finden. Es ist deutlich zu sehen, dass während den Betriebszeiten des MLS10 die Temperaturen in den Belagsschichten massiv zunehmen. Dieser Temperaturanstieg bewegte sich im Bereich von 10°C bis 15°C, je nach Einsatzdauer. Der Ursprung dieser Erhöhung liegt in der Belastung. Die von den Überrollungen eingebrachte Deformationsenergie wird im Belag durch innere Reibung in Wärme umgewandelt, was zu einer messbaren Temperaturänderung führt. Es muss jedoch auch berücksichtigt werden, dass der MLS10 selbst Wärme produziert und einen Einfluss auf die Temperatur an der Belagsoberfläche ausübt.

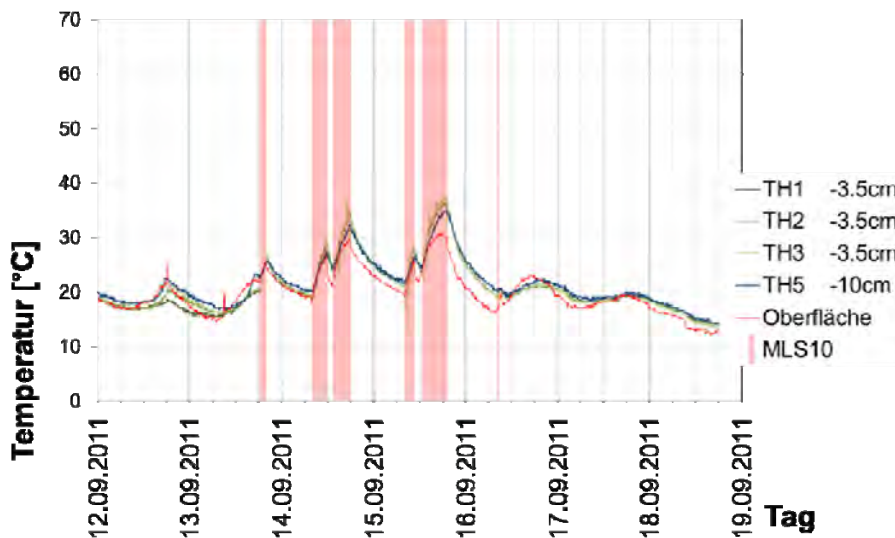


Abb. 27 Temperaturverlauf während einer ausgewählten Testwoche inklusive Betriebsperioden des MLS10

6.2 Querprofilmessung

6.2.1 Datenauswertung

Die Daten des Profilometers werden während der Messung auf dem PC in Form einer ASCII – Datei gespeichert. Die Datei enthält eine Tabelle mit der Position des Messrades entlang des Balkens und des damit gemessenen Abstandes zur Belagsoberfläche. In diesem Fall wurde die Länge des Profils auf 1400mm begrenzt. Eine Messung fand alle 5mm statt. Die Rohdaten wurden zunächst bereinigt, d.h. es wurden Ausreisser entfernt, welche durch eventuelle kleine Steine im Weg des Messrades entstanden sind. Danach wurden die bereinigten Daten unter Berücksichtigung des 5mm Fensters gemittelt. Die erste Messung wird als Referenz gesetzt. Als nächstes wurde jedes weitere gemessene Profil von der Referenz subtrahiert, woraus sich als Resultat das relative Querprofil in Bezug auf das Referenzprofil ergab. Um die maximale Spurrinntentiefe zu berechnen, wurde zuerst die mittlere Verformung der Fahrspur unter dem Reifen berechnet. Aufgrund des allfälligen Materialtransports zu den Seiten der Fahrspur hin kann es sein, dass die Belagsoberfläche an den Fahrspurrändern über das Referenzprofil wanderte. Die maximale Spurrinntentiefe wurde demzufolge berechnet zwischen der maximalen Verformung nach oben an den Fahrspurrändern und der gemittelten Verformung nach unten in der Fahrspur (siehe Abb. 28). Zum Schluss wurde diese berechnete maximale Spurrinntentiefe gegen die Anzahl der Lastanwendungen der MLS10 aufgetragen. Die Entwicklung der Spurrinnenbildung in Bezug auf die Überrollungen können mit Exponentialfunktionen modelliert werden.

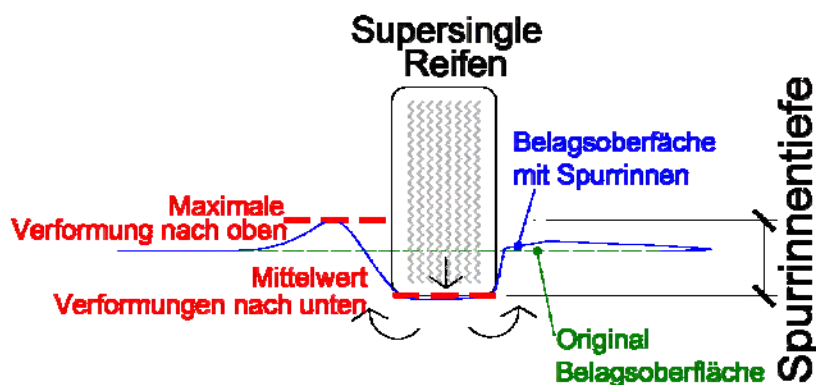


Abb. 28 Auswertung der Spurrinntentiefe

6.2.2 Ergebnisse

Da der getestete Belag für die Verkehrslastklasse T2 ausgelegt worden war, wurden erwartungsgemäss tiefe Spurrinnen gemessen (siehe Abb. 29 bis Abb. 31). Für die Profile P2 und P3 in der Mitte der Belastungsstrecke belaufen sich die maximalen Spurrinntiefen auf etwa 35mm bis 37mm. Am Anfang der Fahrspur betragen sie bei Profil P1 rund 30mm (siehe Abb. 32). Dies ist darauf zurückzuführen, dass am Anfang und am Ende der Fahrspur durch die Konstruktion des MLS10 bedingt noch nicht die volle Last von 65kN pro Rad aufgebracht wird. In diesem Projekt wurde als Vergleich- und Versagenskriterium für die Spurrinntentiefe ein Wert von 20mm gewählt.

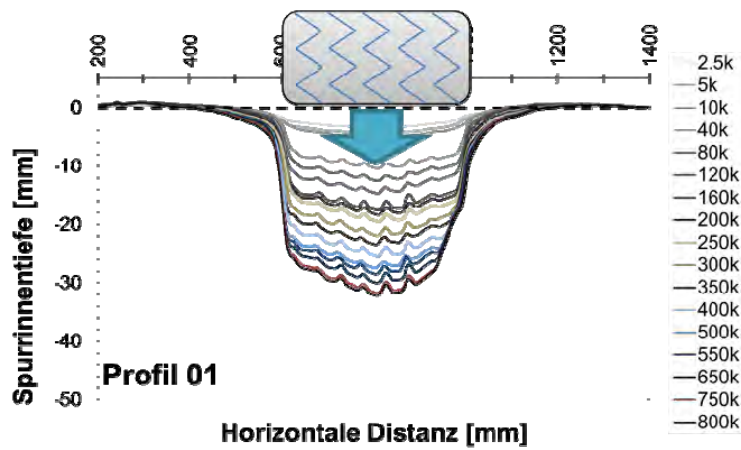


Abb. 29 Querprofil Nummer 1 in Abhängigkeit der MLS10 Überrollungen

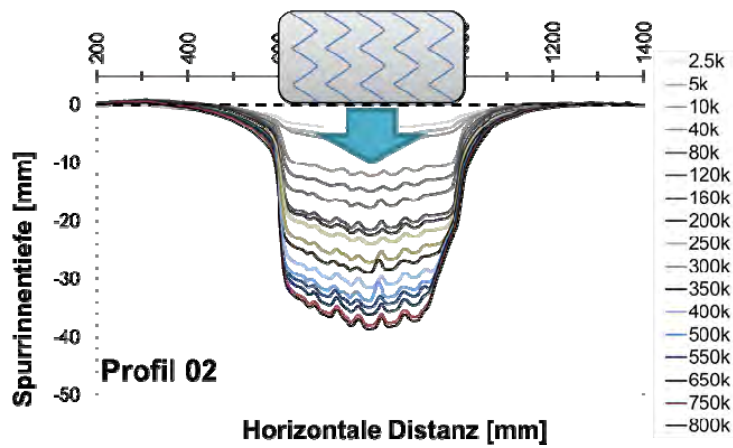


Abb. 30 Querprofil Nummer 2 in Abhängigkeit der MLS10 Überrollungen

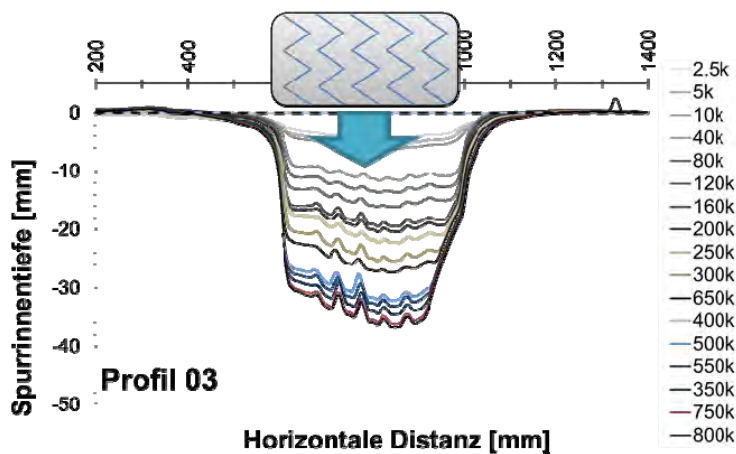


Abb. 31 Querprofil Nummer 3 in Abhängigkeit der MLS10 Überrollungen

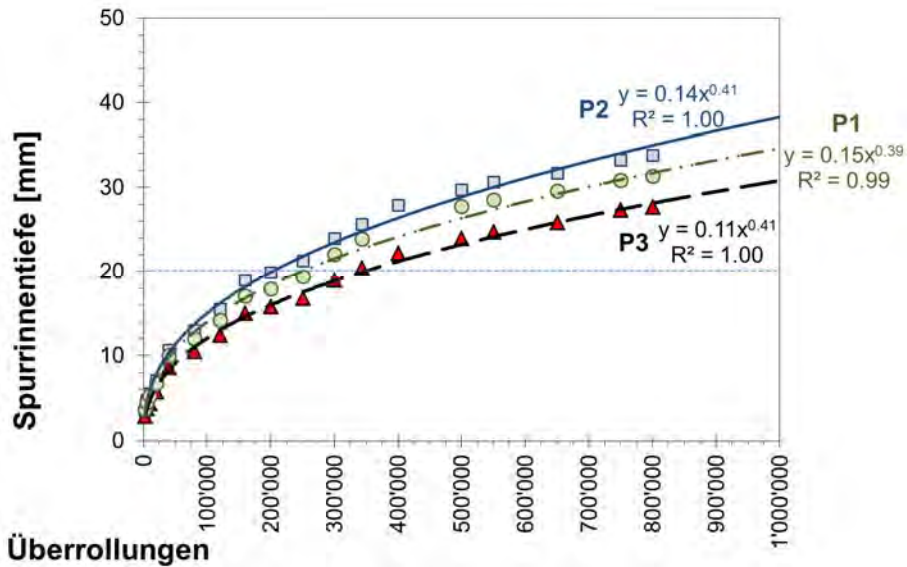


Abb. 32 Maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Überrollungen in den Profilen P1 bis P3 einschliesslich Gleichung der exponentiellen Modellierung und dazugehöriger R^2

- Profil P1: $y = 0.15 * x^{0.39}$ 20mm Spurrinnentiefe bei 280'906 Überrollungen
- Profil P2: $y = 0.14 * x^{0.41}$ 20mm Spurrinnentiefe bei 180'243 Überrollungen
- Profil P1: $y = 0.11 * x^{0.39}$ 20mm Spurrinnentiefe bei 324'572 Überrollungen

Aus den Mittelwerten der maximalen Spurrinnentiefen aller 3 Profile errechnet sich beim untersuchten T2-S2 oder T3-S3 Belag eine Spurrinnentiefe von 20mm nach etwa 260'000 Überrollungen. Dies liegt im Bereich der für die Gebrauchsdauer von 20 Jahren vorgesehenen Anzahl Überrollungen für einen T3-S3 Belag.

6.3 Dehnungen im Belag

Die Abtastrate für die Dehnungsmessungen wurde auf 1200Hz eingestellt. Die Dehnungssignale wurden alle 5 Minuten für eine Zeitdauer von 30 Sekunden gemessen. Somit besitzt jeder Datensatz eine zeitliche Länge von 30 Sekunden. Die gespeicherte ASCII-Datei ist dabei mit dem Zeitstempel der Messung benannt.

Abb. 33 zeigt einen typischen Dehnungsverlauf unter MLS10 Belastung. In diesem Beispiel werden nur 2 Sekunden des Signals gezeigt, welches in dieser Zeitspanne 3 Peakwerte aufweist. Dies sind die einzelnen Überrollungen durch den MLS10. Die Abbildung enthält auch den Zeitstempel der Datei sowie die gemessenen Temperaturen. Zug- und Druckdehnungen sind mit positiven bzw. negativen Werten dargestellt. Aufgrund der unterschiedlichen permanenten (statischen) Dehnungen im Belag ist es schwierig eine gemeinsame Null-Linie aller Sensoren zu definieren. Um dem entgegenzuwirken und wirklich nur die durch die Belastung des MLS10 erzeugten, dynamischen Dehnungen zu messen wurden alle Sensorsignale vor Beginn der Aufzeichnung tariert, d.h. softwaremässig auf null gesetzt. Aufgrund der intensiven, repetitiven Belastung durch den MLS10 ist es nicht auszuschliessen, dass sich im Belag während des Tests kumulierte Dehnungen ergeben, welche zu permanenten Deformationen führen könnten.

Aufgrund der gewählten Messmethode sammelten sich sehr grosse Datenmengen an. Es ist daher kaum möglich einen vollständigen Überblick über alle Daten zu geben. Im Folgenden wurde eine Methode entwickelt um den Zustand des Belags für bestimmte Überrollungszeitpunkte zu beurteilen.

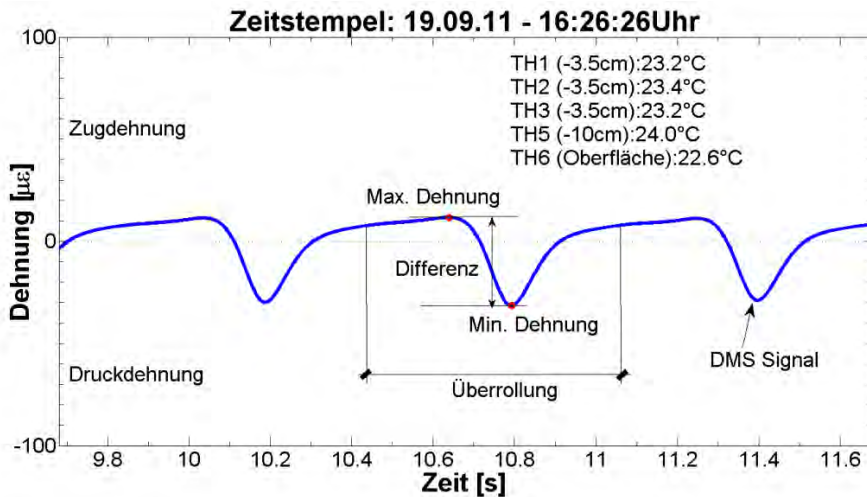


Abb. 33 Beispiel für gemessene Dehnungen im Belag

6.3.1 Datenauswertung

Im Hinblick auf die Datenauswertung ist es wichtig zu berücksichtigen, dass jede Änderung in den gemessenen Dehnungsamplituden über die Zeit (oder der Anzahl der Überrollungen) eine Veränderung der strukturellen Substanz bedeuten könnte. Es wurde daher angenommen, dass die Rissbildung und deren Fortschreiten oder aber auch ein schlechter Schichtverbund einen Einfluss auf die Einsenkungsmulde unter Belastung und somit auf die gemessenen Dehnungen hat.

Allerdings ist nicht nur eine Veränderung der strukturellen Substanz verantwortlich für eine Änderung der Einsenkungsmulde und der daraus folgenden Dehnungen. Auch Temperaturschwankungen während des Tages ändern die Steifigkeit des Asphaltbetons. Normalerweise findet an jedem Tag eine charakteristische Temperaturschwankung statt. Erwärmt sich der Belag im Laufe des Tages, so nehmen gleichzeitig der Modul der Asphaltsschichten ab und die Dehnungen zu. Die Überrollgeschwindigkeit der Radlasten hat ebenfalls einen Effekt auf die Dehnungen, langsame Belastungen erzeugen dabei größere Dehnungen. Der Grund hierfür ist, dass die Steifigkeit der Asphaltsschichten abhängig ist von der Belastungsgeschwindigkeit. Zusammengefasst bedeutet dies, dass die Verformung des Belages nicht nur durch den Verlust der Steifigkeit infolge der verkehrsbedingten Schäden ist, sondern dass auch Änderungen der Temperatur und der Überrollgeschwindigkeit die viskoelastischen und mechanischen Eigenschaften des Asphaltbetons beeinflussen.

Um den Faktor der Überrollgeschwindigkeit bei den gemessenen Dehnungen zu eliminieren wurden mit dem MLS10 nur Messungen mit einer Geschwindigkeit von 22km/h durchgeführt. Ziel der Datenauswertung war die Charakterisierung der Dehnungen im Belag durch einen Wert, der unabhängig von der Temperatur und der Überrollgeschwindigkeit ist. Dafür wurde die im Folgenden beschriebene Kompensations-Methode angewendet.

Die gespeicherten Daten wurden automatisch mit einem Matlab – Skript nachbearbeitet und analysiert. Das Skript arbeitet mit den Dehnungen, den gemessenen Temperaturen und der Anzahl MLS10 Überrollungen. Als Ergebnis liefert es eine Tabelle, welche die Dehnungen in Abhängigkeit von den Anzahl Überrollungen zeigt.

Zuerst wurden die Daten überprüft und bereinigt. Beschädigte Dateien und / oder Dateien mit zu hohem Rauschen, Ausreißern, usw. wurden nicht berücksichtigt. Die gültigen Dateien wurden in einem Ordner mit dem entsprechenden Zeitstempel der Messung gespeichert. Das Skript liest jeden Ordner einzeln aus und führt die folgenden Schritte aus:

- Durchführen einer Tiefpassfilterung der Datensätze mit 20Hz Grenzfrequenz um Hochfrequenzrauschen zu beseitigen.
- Berechnen der absoluten Differenz zwischen der maximalen und minimalen Dehnung jeder Überrollung, unabhängig davon, wo sich die Null-Linie befindet.
- Bestimmung des Durchschnitts aller Differenzen der einzelnen Überrollungen. Dies liefert als Ergebnis einen einzigen Wert, die Dehnungsamplitude. Dies wird für jeden Zeitstempel durchgeführt und mit dem Zeitstempel der jeweiligen Datei verknüpft.
- Die Zeitstempel werden benutzt, um die Werte der Thermoelemente aus der Datei mit den Temperaturen zu erhalten. Die Temperaturen werden danach mit der Dehnungsamplitude kombiniert in einer Tabelle gespeichert.
- Zudem werden die Dehnungsamplituden eines Tages mit der Anzahl der kumulierten Überrollungen bis zu diesem Zeitpunkt verknüpft und in der gleichen Tabelle gespeichert.

Das Verfahren wurde für jeden Tag mit den vorliegenden Messungen durchgeführt, so dass als Ergebnis eine Tabelle mit vier Spalten entstand: in der ersten Spalte befindet sich der Zeitstempel, in der zweiten die Dehnungsamplitude des entsprechenden Tages, in der dritten die Belagstemperatur und in der letzten die kumulierte Anzahl der Überrollungen. Die Anzahl der Zeilen entspricht der Anzahl gültiger Messungen. Danach führt das Skript folgende Berechnungen durch:

- Berechnung der durchschnittlichen Temperatur während der MLS10 Betriebszeiten
- Angleichung der Dehnungsamplituden in Abhängigkeit der Temperatur während eines Tages durch eine Sigmoidalfunktion
- Schätzung der sogenannten äquivalenten Dehnungsamplitude für die durchschnittliche Temperatur mit den Koeffizienten der Sigmoidalfunktion.

Abb. 34 zeigt ein Beispiel, wie die äquivalente Dehnungsamplitude berechnet wird:

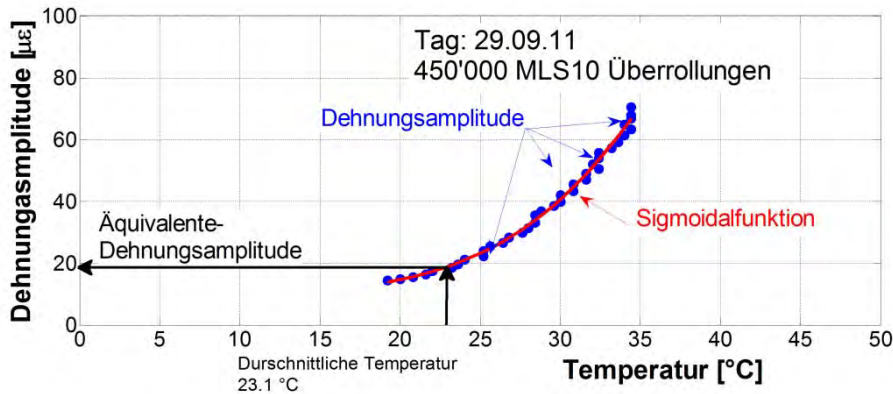


Abb. 34 Beispiel der Berechnungsmethodik

- Speichern der entsprechenden äquivalenten Dehnungsamplitude in einer Übersichtstabelle mit den kumulierten Überrollungen des Tages
- Auswerten der Dehnungen gegen die Anzahl der MLS10 Lastzyklen.

Abb. 35 zeigt ein Beispiel für die Ergebnisse des Sensors TQ3. In der Figur stellen die entsprechenden Dehnungen einen Trend dar, der mit einer linearen Gleichung angenähert werden kann.

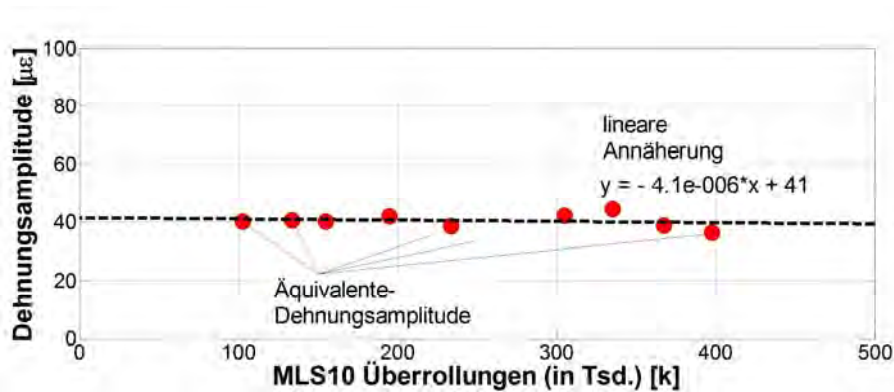


Abb. 35 Beispiel der erhaltenen Dehnungsergebnisse

Zusätzlich wird noch eine Analyse von einzelnen Messungen durchgeführt, die bei ähnlicher Temperatur gemacht wurden. Dabei soll festgestellt werden, ob bei den Dehnungskurven keine grösseren Veränderungen im Laufe des Tests eingetreten sind.

6.3.2 Ergebnisse

In Abb. 36 bis Abb. 39 sind die Dehnungen für einen Lastzyklus der MLS10 von vier der sechs eingebauten Dehnungsmessstreifen (DMS) dargestellt. Die gezeigten Messungen liegen im selben Temperaturbereich (ca. 20°C bis 25°C). In den Abbildungen zeigt die Legende jeder Dehnungskurve an zu welchem Zeitpunkt, bzw. nach wie vielen kumulierten MLS10 Überrollungen und bei welcher Temperatur die Messung stattgefunden hat, sowie den aktuellen Wert der Dehnungsamplitude selber. Tab. 4 stellt eine Zusammenfassung der Dehnungsamplituden jeder Dehnungskurve dar und Abb. 40 zeigt die Dehnungsamplitude in Abhängigkeit von der Anzahl MLS10 Überrollungen.

Aus diesem Vergleich erkennt man, dass die Form der Dehnungskurven im Grunde genommen gleich bleibt:

- Der Sensor D1 registriert zuerst Zug-Dehnungen und darauffolgend Druck-Dehnungen
- Der Sensor D2 zeigt einen Zug-Druck-Zug Dehnungsverlauf
- Die Sensoren D5 und D6 registrieren starke Zug-Dehnungen

Es lässt sich erkennen, dass die Dehnungen des Sensors D1 mit der Anzahl der Überrollungen abnehmen. Besonders stark ist diese Abnahme bis ca. 230'000 Überrollungen. Dieses Verhalten lässt sich anhand der Verdichtung des Untergrundes erklären. Dies führt dazu, dass die Steifigkeit der gesamten Struktur zunimmt. Das Gleiche gilt für den Sensor D2; jedoch nehmen nach 230'000 Überrollungen die Dehnungsamplituden stark zu. Zu beachten ist auch, dass D2 nach ca. 500'000 Überrollungen kein Signal mehr lieferte, was auf einen defekten Sensor schliessen lässt. Kurz vor dem Auftreten des Defekts sind die Dehnungskurven leicht anders: der Peak der ersten Zug-Dehnung nimmt zu. Es kann daher vermutet werden, dass zu diesem Zeitpunkt das Versagen des Belags eingetreten ist.

Ähnliche Ergebnisse sind beim Sensor D5 zu sehen. Die Dehnungen nehmen bis ca. 350'000 Überrollungen ab. Allerdings gibt es eine Änderung in den Kurven (grössere Zugdehnungen) bei 450'000 bis 541'000 Überrollungen. Bei D5 nehmen die Zug-Dehnungen nach 228'000 Überrollungen ab. Bei D6 steigen die Dehnungen anfänglich und nach 230'000 Überrollungen scheinen sie wieder abzunehmen. Dieses Verhalten lässt sich erklären durch eine Zunahme der Verdichtung des ungebundenen Gemisches und des Untergrundes bis 230'000 Überrollungen. Die darauffolgende Abnahme der Dehnungen kann eine Konsequenz der Steifigkeitsänderung der Asphaltsschichten sein, vornehmlich infolge des Auftretens von Ermüdungsrissen.

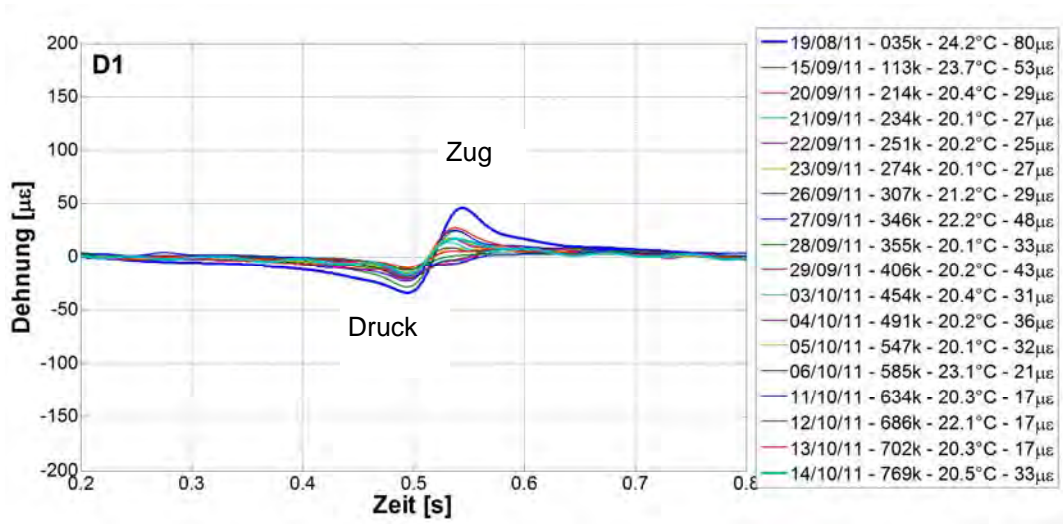


Abb. 36 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS D1 (-3.5cm, Querrichtung), Temperatur.: 20°C bis 25°C

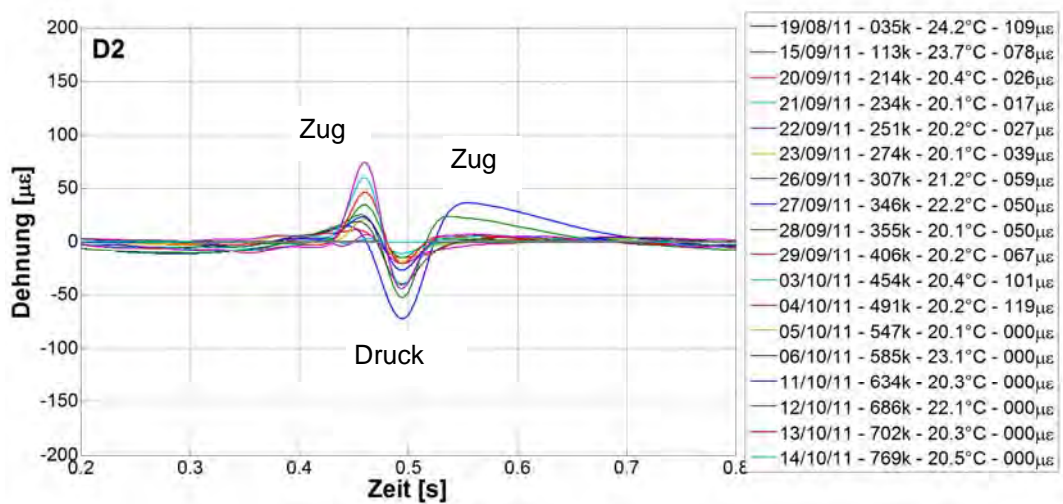


Abb. 37 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS D2 (-3.5cm, Längsrichtung), Temperatur.: 20°C bis 25°C

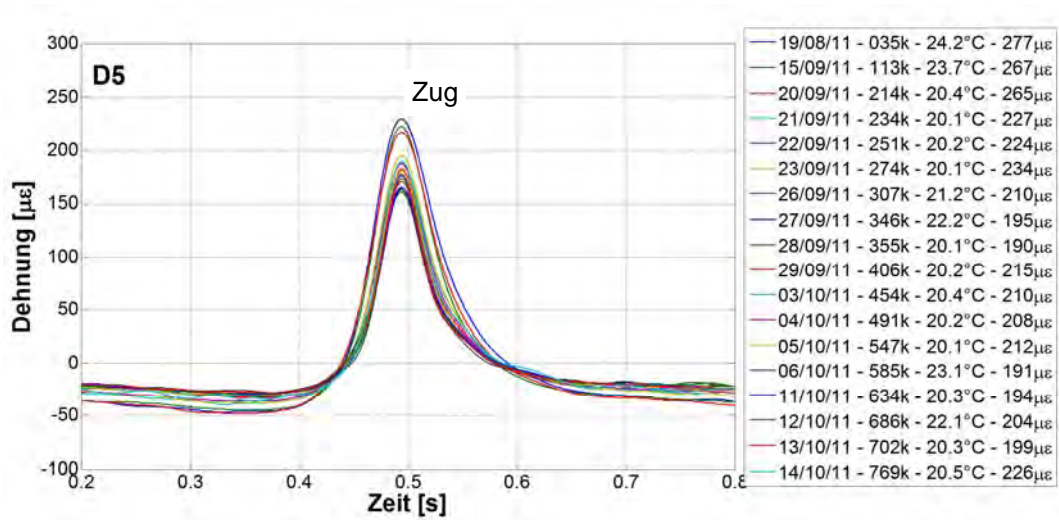


Abb. 38 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS D5 (-10cm, Querrichtung), Temperatur.: 20°C bis 25°C

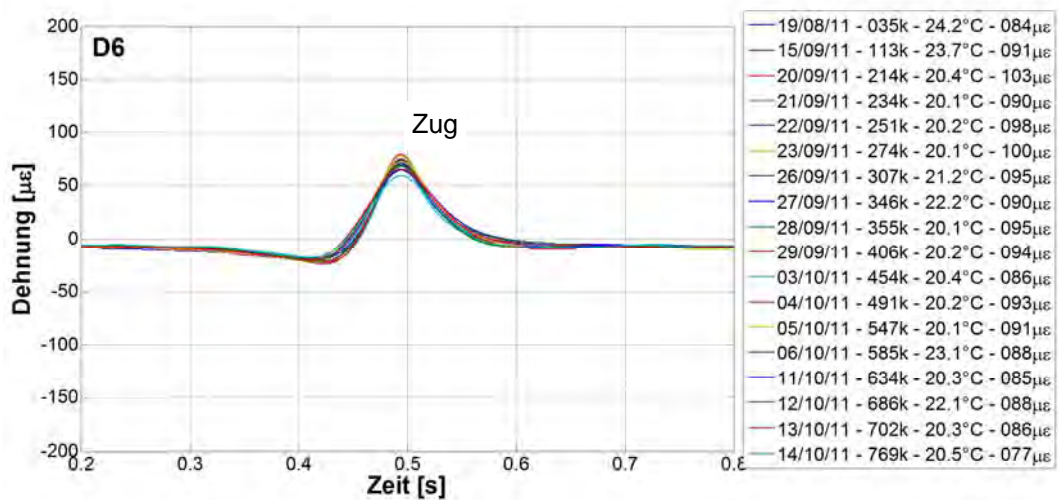
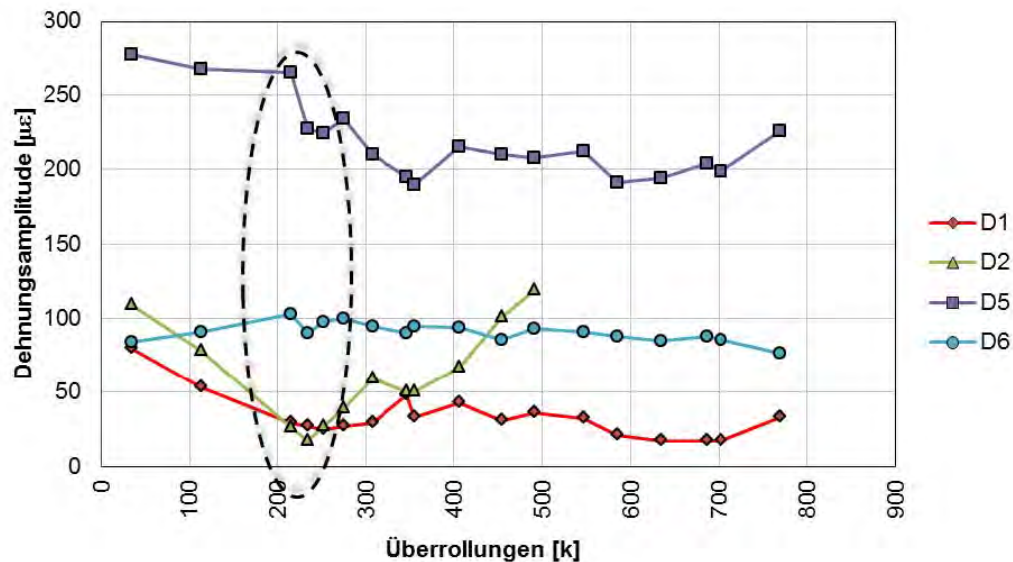


Abb. 39 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS D6 (Oberfläche, Querrichtung), Temperatur.: 20°C bis 25°C

Tab. 4 Dehnungsamplituden nach verschiedenen MLS10 Überrollungen

Tag	Überrollungen [k]	Temperatur [°C]	D1 [µε]	D2 [µε]	D5 [µε]	D6 [µε]
19.08.2011	35	24.2	80	109	277	84
15.09.2011	113	23.7	53	78	267	91
20.09.2011	214	20.4	29	26	265	103
21.09.2011	234	20.1	27	17	227	90
22.09.2011	251	20.2	25	27	224	98
23.09.2011	274	20.1	27	39	234	100
26.09.2011	307	21.2	29	59	210	95
27.09.2011	346	22.2	48	50	195	90
28.09.2011	355	20.1	33	50	190	95
29.09.2011	406	20.2	43	67	215	94
03.10.2011	454	20.4	31	101	210	86
04.10.2011	491	20.2	36	119	208	93
05.10.2011	547	20.1	32	Defekt	212	91
06.10.2011	585	23.1	21	Defekt	191	88
11.10.2011	634	20.3	17	Defekt	194	85
12.10.2011	686	22.1	17	Defekt	204	88
13.10.2011	702	20.3	17	Defekt	199	86
14.10.2011	769	20.5	33	Defekt	226	77

**Abb. 40** Dehnungsamplituden eines Lastzyklus bei verschiedenen Anzahl Überrollungen. Temperatur: 20°C bis 25°C

Die Analyse der Daten gemäss dem Verfahren in Kapitel 6.3.1 zeigt, dass für D1 und D6 mit steigender Temperatur die Dehnungsamplituden in der Regel zunehmen (Abb. 41 bis Abb. 44). Demgegenüber nehmen bei D2 und D5 die Dehnungsamplituden mit steigender

Temperatur zum Teil ab. Der Grund dafür ist, dass die Temperatur die Materialeigenschaften des Asphaltbetons so stark verändert, dass das Dehnungsverhalten im Belag, besonders bei D2, sich komplett ändert. Daher scheint dieses Verfahren zur Datenauswertung für diese Sensoren nicht sehr geeignet.

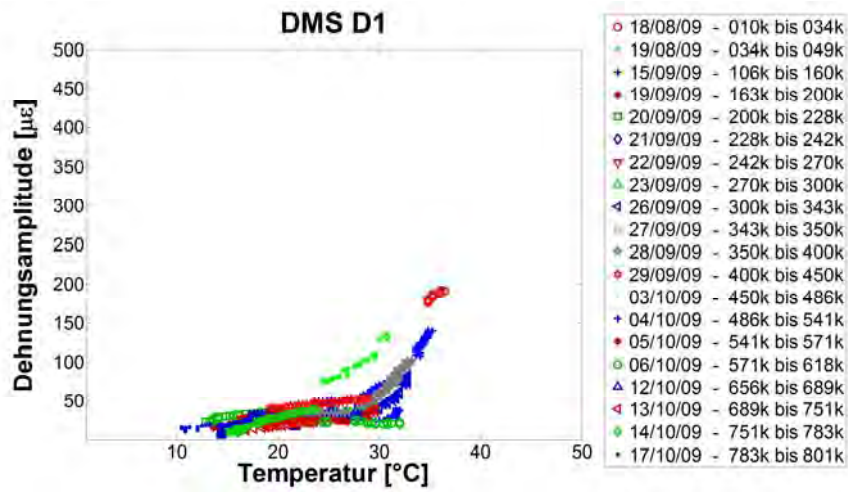


Abb. 41 Dehnungsamplituden von D1 in Abhängigkeit der Belagstemperatur für bestimmte Überrollungsintervalle

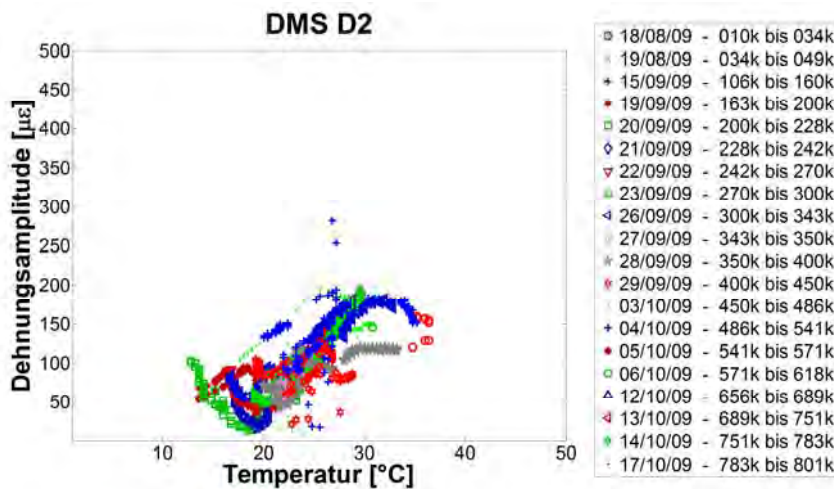


Abb. 42 Dehnungsamplituden von D2 in Abhängigkeit der Belagstemperatur für bestimmte Überrollungsintervalle

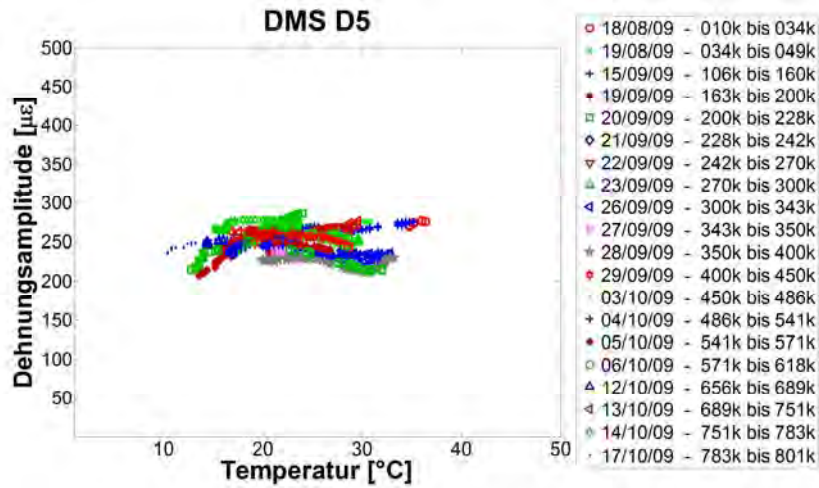


Abb. 43 Dehnungsamplituden von D5 in Abhängigkeit der Belagtemperatur für bestimmte Überrollungsintervalle

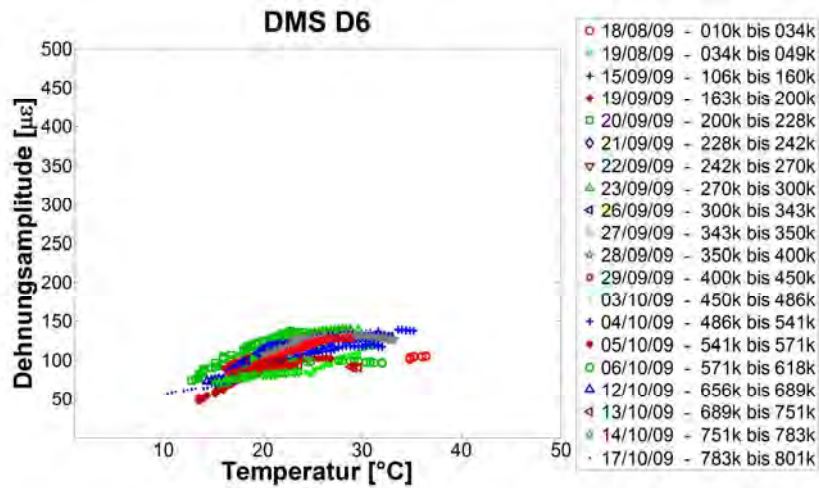


Abb. 44 Dehnungsamplituden von D6 in Abhängigkeit der Belagtemperatur für bestimmte Überrollungsintervalle

In Abb. 45 und Abb. 48 sind die auf eine Referenztemperatur von 24.5°C temperaturkompensierten äquivalenten Dehnungsamplituden für jeden DMS dargestellt. Bei D2 (Abb. 46) ist die Streuung der Ergebnisse gross. D1 und D5 weisen keine Tendenzen für die Dehnungen in Funktion der Überrollungen auf. Wenn man D6 qualitativ betrachtet, so nehmen die Dehnungsamplituden bis 200'000 bzw. 300'000 Überrollungen zu, danach nehmen die Dehnungsamplituden ab. D6 liegt auf der Belagsoberfläche etwa 45cm von der Radspur entfernt.

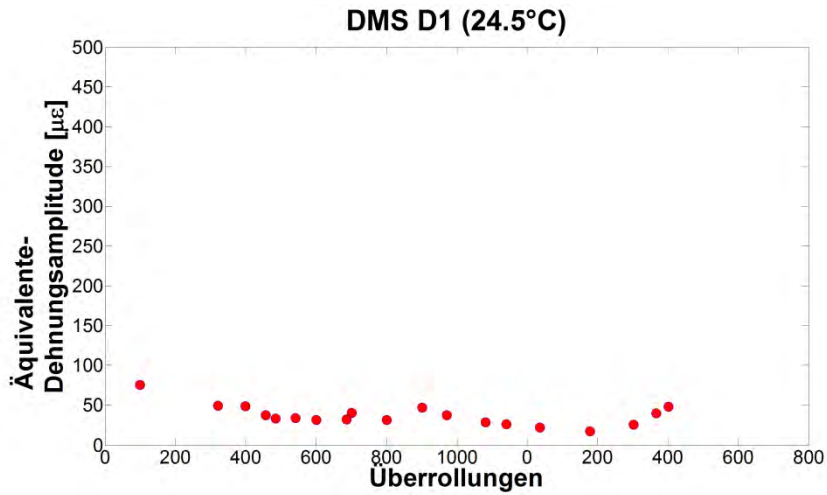


Abb. 45 Auf 24.5°C temperaturkompensierte äquivalente Dehnungsamplituden von D1 in Abhängigkeit der Überrollungen

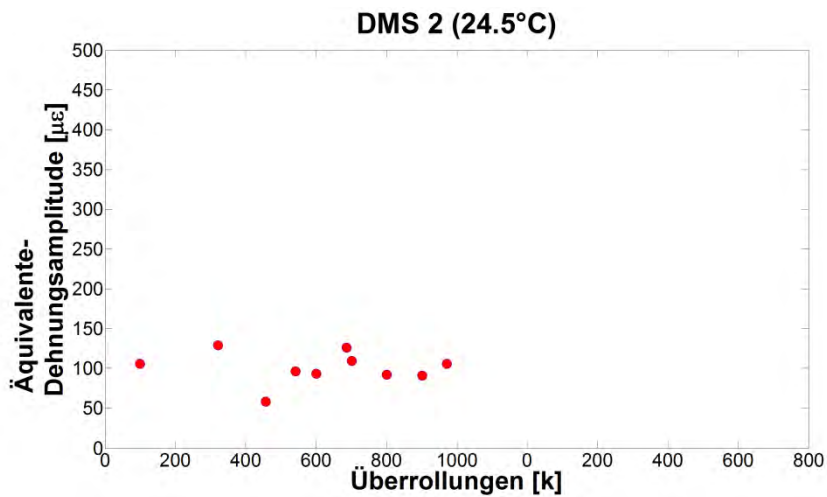


Abb. 46 Auf 24.5°C temperaturkompensierte äquivalente Dehnungsamplituden von D2 in Abhängigkeit der Überrollungen

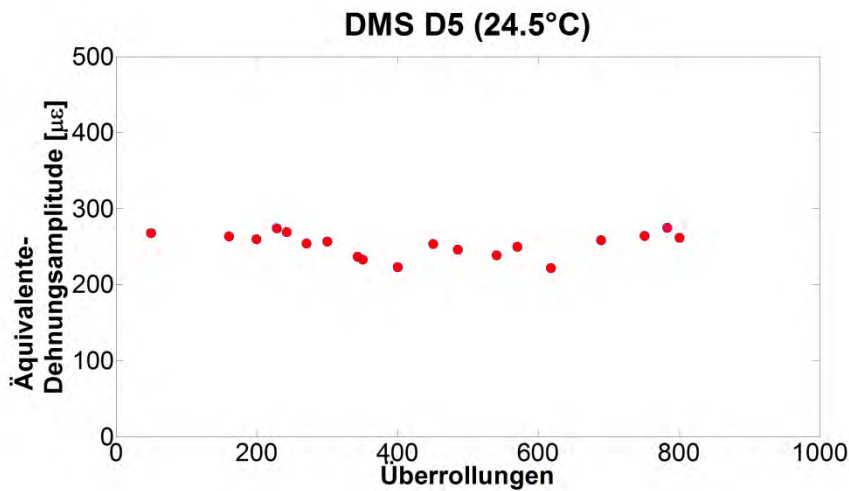


Abb. 47 Auf 24.5°C temperaturkompensierte äquivalente Dehnungsamplituden von D5 in Abhängigkeit der Überrollungen

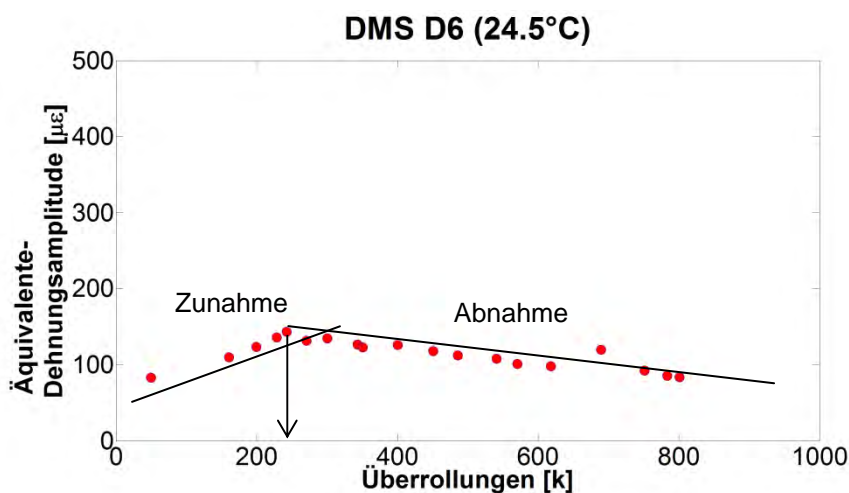


Abb. 48 Auf 24.5°C temperaturkompensierte äquivalente Dehnungsamplituden von D6 in Abhängigkeit der Überrollungen

6.4 Beschleunigungen der Belagsoberfläche

6.4.1 Datenauswertung

Für die Auswertung der Beschleunigungen wurde die gleiche Methode wie bei der Auswertung der Dehnungen benutzt (siehe Kapitel 6.3.1). An Stelle von Dehnungsamplituden und äquivalenten Dehnungsamplituden wurden hier Beschleunigungsamplituden und äquivalente Beschleunigungsamplituden berechnet.

6.4.2 Ergebnisse

Der etwa 45cm von der Fahrspur entfernte Beschleunigungssensor A1 auf der Belagsoberfläche zeigt eine zunehmende Beschleunigungsamplitude mit steigender

Temperatur (siehe Abb. 49). Dieses Verhalten lässt sich auch bei den Dehnungsmessstreifen erkennen. Abb. 50 stellt bis 200'000 bzw. 300'000 Überrollungen eine zunehmende Beschleunigung dar. Danach nehmen die Beschleunigungen wieder ab. Diese Ergebnisse zeigen das gleiche Verhalten wie bei DMS D6, der an der gleichen Stelle liegt.

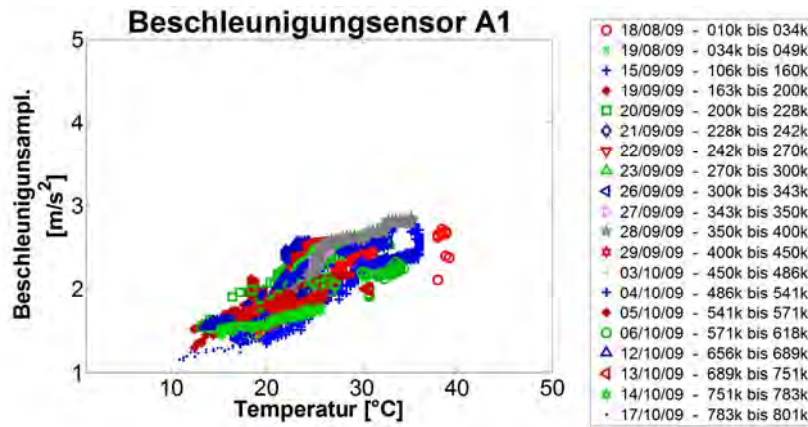


Abb. 49 Beschleunigungsamplituden gemessen mit Beschleunigungssensor A1 in Abhängigkeit der Temperatur für bestimmte Überrollungsintervalle

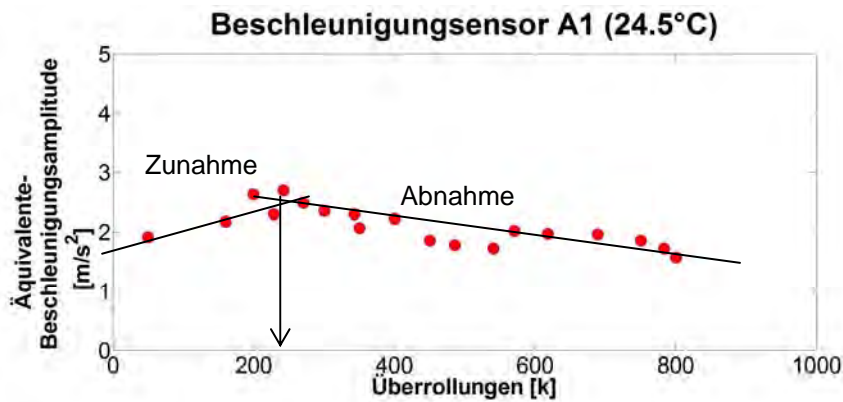


Abb. 50 Auf 24.5°C temperaturkompensierte äquivalente Beschleunigungsamplitude des Sensors A1 in Abhängigkeit der Überrollungen

6.5 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Die Messungen mit dem FWD wurden jeweils am Anfang (1. Messtermin: 0 Überrollungen) und am Ende des Tests (2. Messtermin: 800'000 Überrollungen) durch die Firma Infralab SA aus Romanel (Lausanne) durchgeführt.

6.5.1 Verfahrensbeschreibung

Die Messungen mit dem FWD erfolgen über ein dynamisches Messverfahren, bei dem ein Kraftimpuls auf die Fahrbahnoberfläche aufgebracht wird. Das FWD besitzt eine Masse, die auf einen Gummipuffer fällt, der über einer Grundplatte angeordnet ist. Auf die Strassenoberfläche wirkt so ein Kraftstoss, der für den Messpunkt eine Radüberrollung simuliert. Es wird die kurzzeitige Verformung der Straßenoberfläche im Lastzentrum und in verschiedenen Abständen zu diesem gemessen (Muldenmessung). Wie in Kapitel 4.3 beschrieben, wurden insgesamt 45 Messpunkte mit dem FWD untersucht.

6.5.2 Datenauswertung

Die Bewertung der Tragfähigkeit von Straßenbefestigungen erfolgt anhand der approximierten Deflektionsmulde (Berechnung von Tragfähigkeitskennzahlen, Rückrechnung von Schichtsteifigkeiten). Als Ergebnis der durchgeführten Rückrechnung wird der elastische Modul der verschiedenen Schichten in jedem der 45 Messpunkte bestimmt. Dafür wurden die Messungen gemäss Tab. 5 nach den einzelnen Schichten gegliedert und zusammengefasst.

Tab. 5 Schichtmodel für die Rückrechnung

Bezeichnung	Schichten	Dicke [mm]
E1	Asphaltschichten (Tragschicht und Deckschicht)	100
E2	Fundationsschicht (Ungebundenes Gemisch 0/45)	350
E3	Untergrund	unbekannt

6.5.3 Ergebnisse

Die nachfolgenden Graphiken (Abb. 51 bis Abb. 56) zeigen jeweils die auf den Maximalwert normierten elastischen Module innerhalb der betreffenden Schicht an den verschiedenen Stellen des Testfeldes. Es zeigt sich, dass der Modul der Asphalt-Belagsschichten aufgrund der Verdichtung durch die Überrollungen, vor allem in der Fahrspur, zugenommen hat. Auch das ungebundene Gemisch der Fundationsschicht hat sich unterhalb der Belastungsstrecke verdichtet und deshalb einen höheren Modulwert als am Anfang erreicht. Insgesamt hat auch der Modul neben der Belastungsstrecke zugenommen. Sehr deutlich zu sehen ist, dass sich der Untergrund, namentlich unter der Belastungsstrecke, sehr stark verdichtet hat und dementsprechend nach dem Test einen höheren Modul aufweist als davor. Neben der Belastungsstrecke hat der Modul des Untergrundes eher abgenommen.

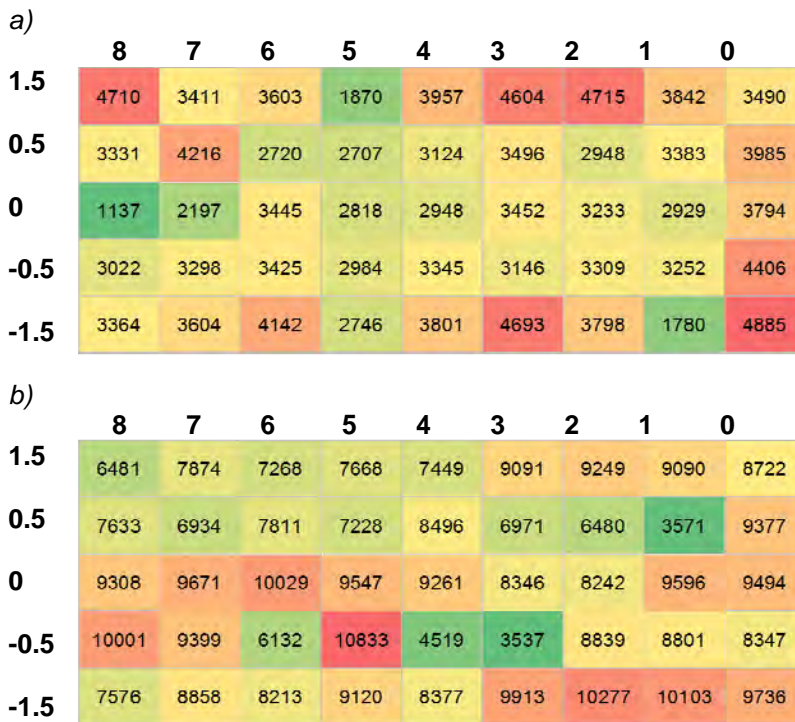


Abb. 51 Elastischer Modul E_1 in MPa der Asphaltsschichten in jedem Messpunkt bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen.
Farbskala: Rot->Höchster E-Modul, Grün->Tiefster E-Modul

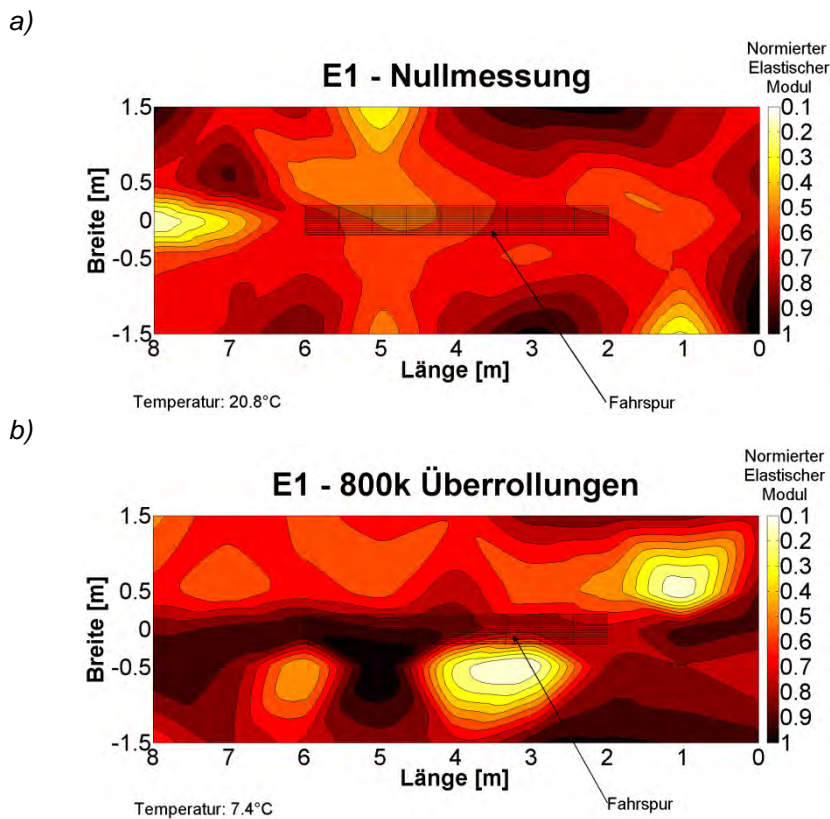


Abb. 52 Normierter elastischer Modul E_1 der Asphaltsschichten bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen

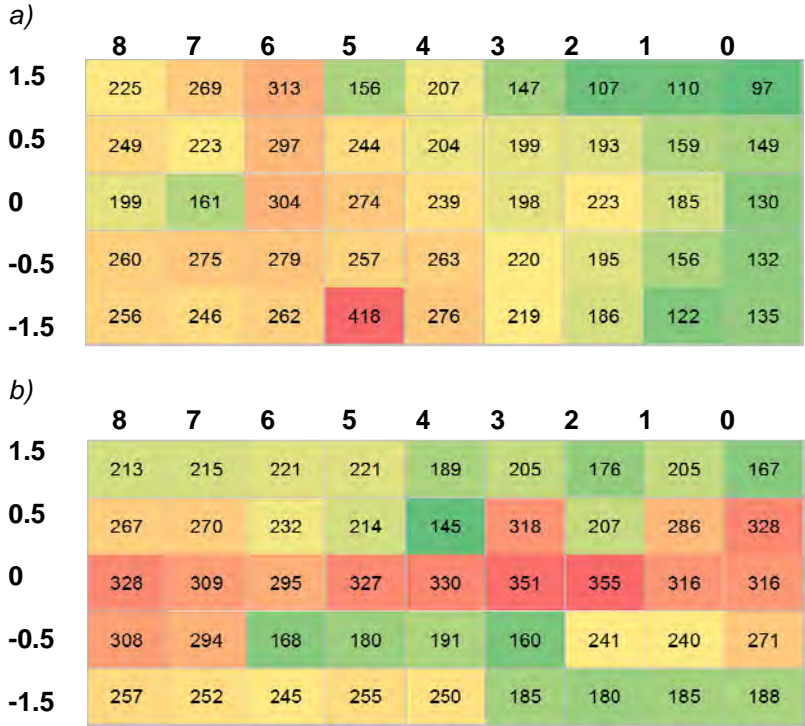


Abb. 53 Elastischer Modul E_2 in MPa des ungebundenen Gemisches in jedem Messpunkt bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen. Farbskala: Rot->Höchster E-Modul, Grün->Tiefster E-Modul

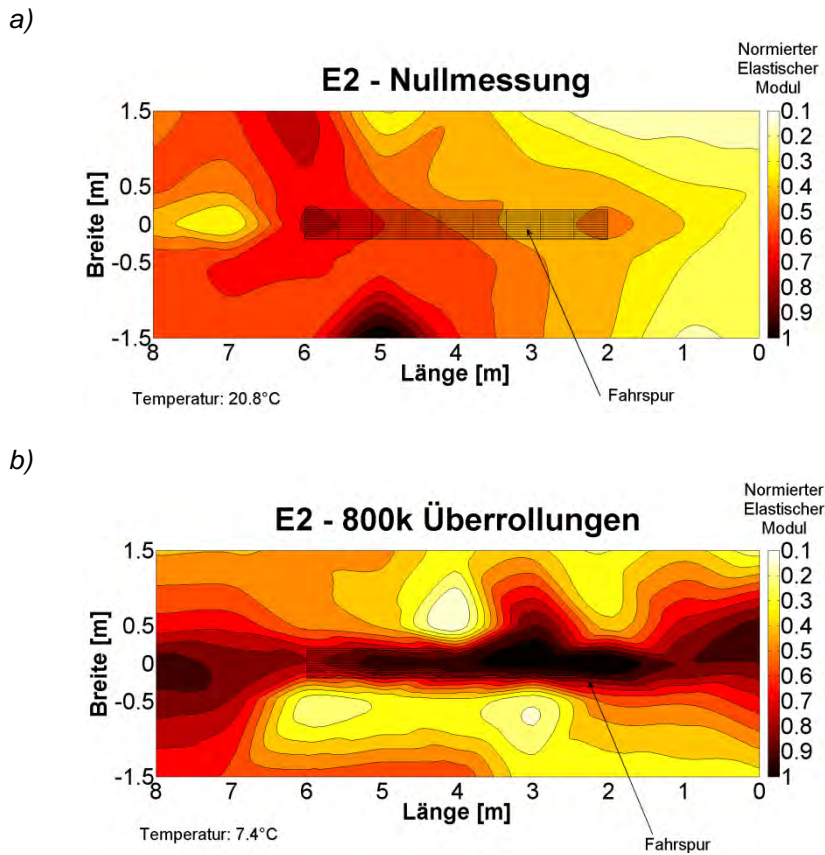


Abb. 54 Normierter elastischer Modul E_2 des ungebundenen Gemisches bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen

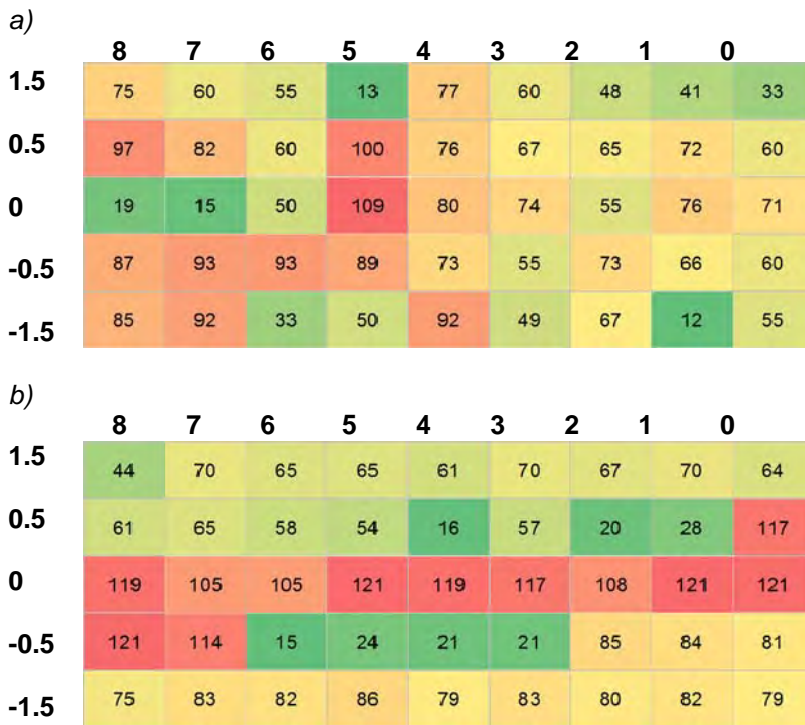


Abb. 55 Elastischer Modul E_3 in MPa des Untergrunds in jedem Messpunkt bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen.
Farbskala: Rot->Höchster E-Modul, Grün->Tiefster E-Modul

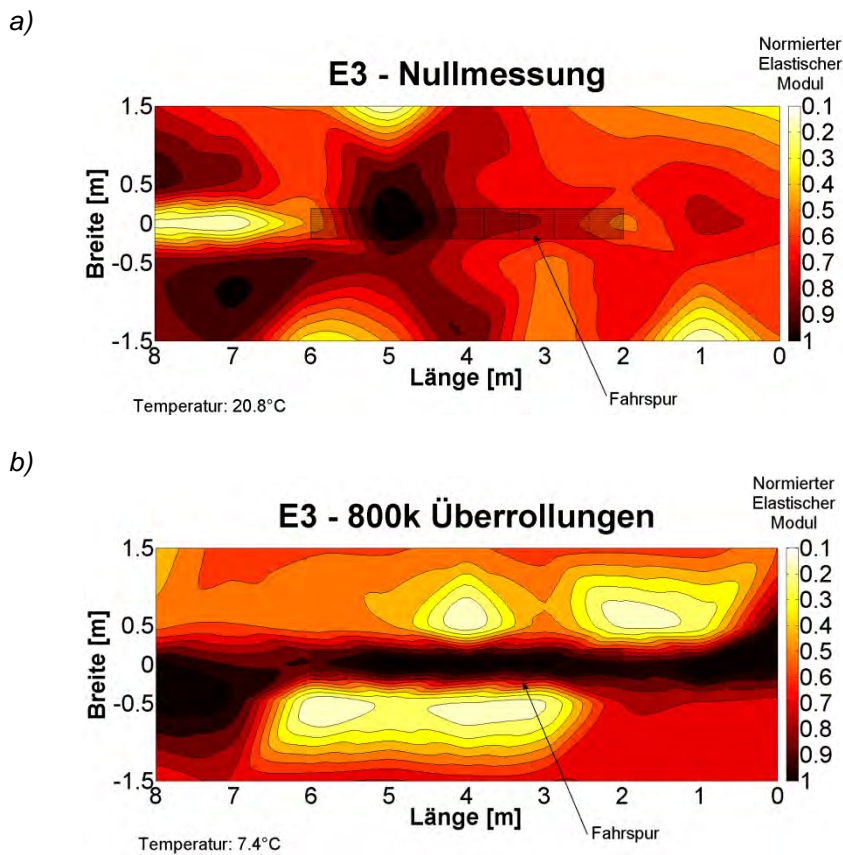


Abb. 56 Normierter elastischer Modul E_3 des Untergrundes bei 0 (a) und 800'000 (b) Überrollungen

6.6 ETH Delta

Die Messungen mit dem ETH Delta Gerät wurden im Auftrag der EMPA von der Firma Basler & Hofmann (Dr. Carlo Rabaiotti) durchgeführt. Für Details und weiterführende Interpretationen wird ebenfalls auf den erstellten Bericht verwiesen (in Anhang III).

Aus den Ergebnissen in Abb. 57 bis Abb. 59 folgt, dass infolge der Belastungen durch den MLS10 die Deflektionen in einzelnen Punkten leicht zugenommen haben.

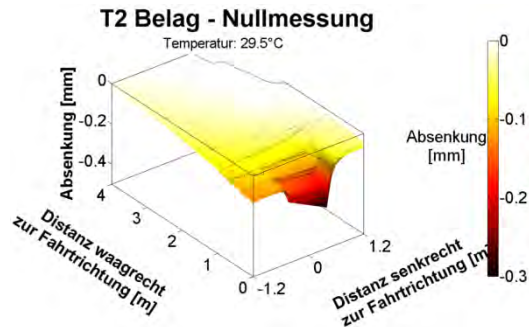


Abb. 57 Messung der Deflektionsmulde mit ETH Delta bei 0 Überrollungen

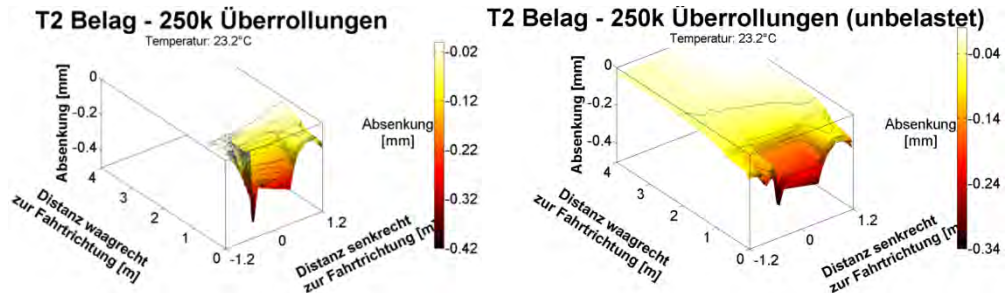


Abb. 58 Messung der Deflektionsmulde mit ETH Delta bei 250'000 Überrollungen

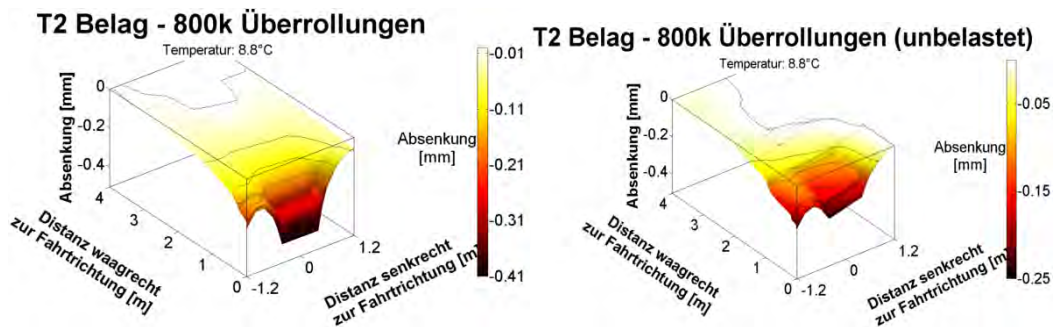


Abb. 59 Messung der Deflektionsmulde mit ETH Delta bei 800'000 Überrollungen

6.7 Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA)

Für die Resultate des Portable Seismic Pavement Analyzers (PSPA) wurden die gemessenen seismischen Modulwerte vor und nach der Belastung für einen Vergleich ausgewählt. Diese beiden Messungen zeigen die Veränderungen des Belagsaufbaus und der darunterliegenden Schichten am besten (Abb. 60). Es wurde zudem eine Temperaturkorrektur durchgeführt. Es fällt auf, dass der Modul innerhalb der Fahrspur bei S1 und S2 im ungebundenen Gemisch abgenommen zu haben scheint, während er ausserhalb der Belastungsstrecke bei S3 zugenommen hat (Abb. 61 und Abb. 62). Dies steht im Widerspruch zu den FWD Messungen. In den Asphaltsschichten hat sich der Modul relativ wenig verändert, ausser wiederum bei S3 wo er zugenommen hat.

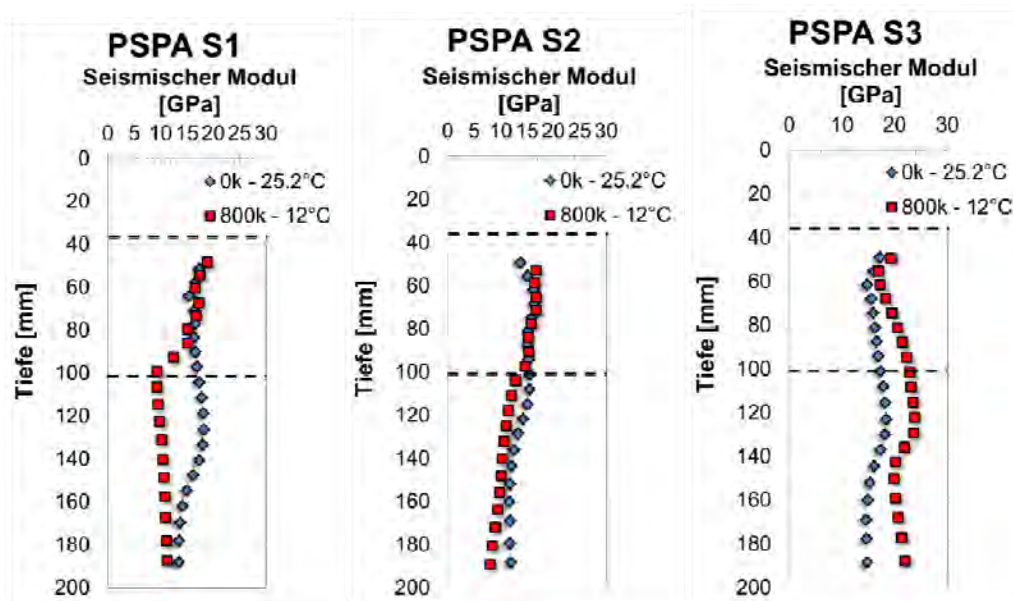


Abb. 60 Vergleich der seismischen Modulmessungen bei S1, S2 und S3 vor (0 Überrollungen) und nach (800'000 Überrollungen) dem Test

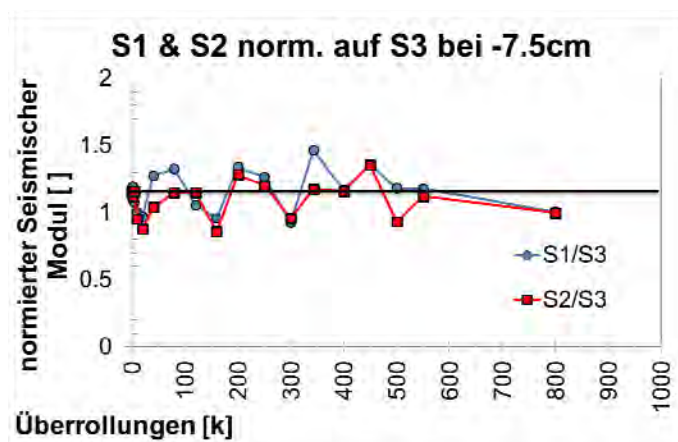


Abb. 61 Normierte Seismische Module von S1 & S2 auf S3 in Abhängigkeit der Überrollungen in einer Tiefe von 7.5 cm

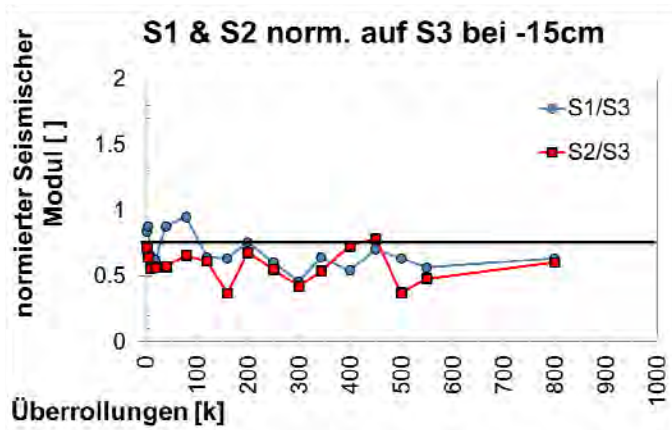


Abb. 62 Normierte Seismische Module von S1 & S2 auf S3 in Abhängigkeit der Überrollungen in einer Tiefe von 15 cm

6.8 Visuelle Inspektion

Der Belag wurde periodisch fotografiert um sichtbare Schäden an der Oberfläche rechtzeitig zu erkennen und zu lokalisieren, bzw. zu dokumentieren wann und wo ein visuell feststellbares Belagsversagen aufgetreten ist. Zudem konnte auch der Prozess der Spurrinnenbildung verfolgt werden.

Aus Abb. 63 bis Abb. 68 wird deutlich, dass mit fortschreitender Belastung sich immer mehr Risse in der Belagsoberfläche bilden (weiss markiert). Insbesondere ist klar zu erkennen, dass die ersten Risse „top-down“ in und am Rand der Fahrspur aufgetreten sind, nach ca. 120'000 Überrollungen.

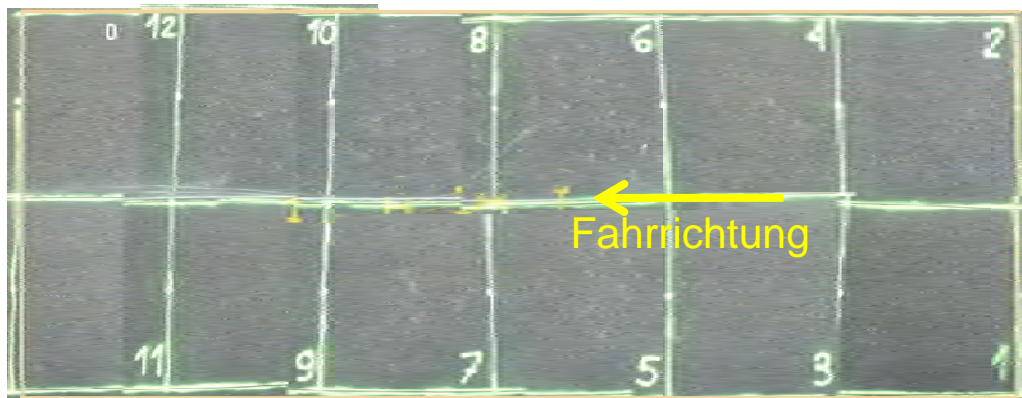


Abb. 63 Visueller Zustand der Belagsoberfläche am Anfang des Tests

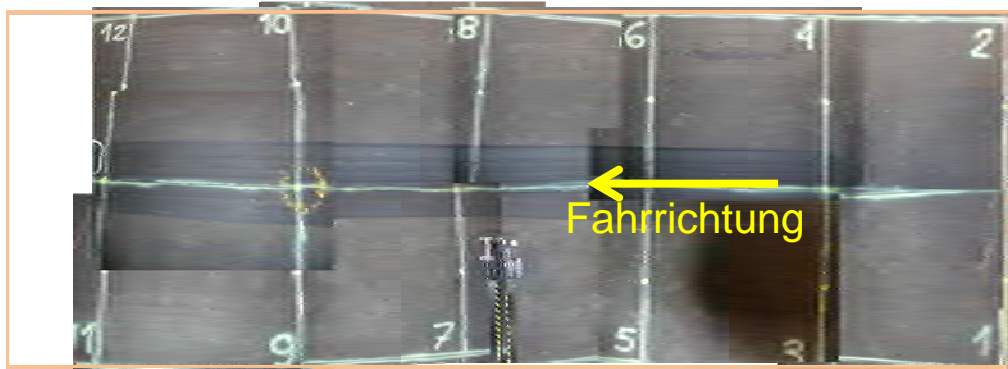


Abb. 64 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 20'000 Überrollungen

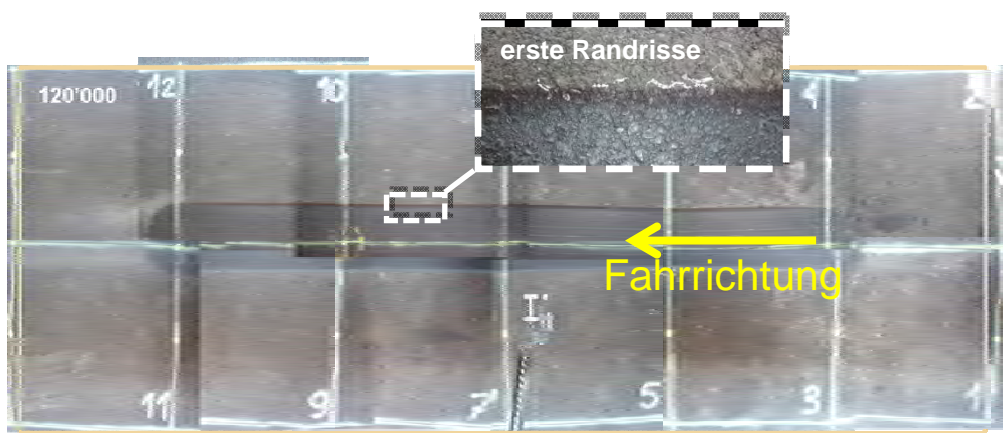


Abb. 65 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 120'000 Überrollungen

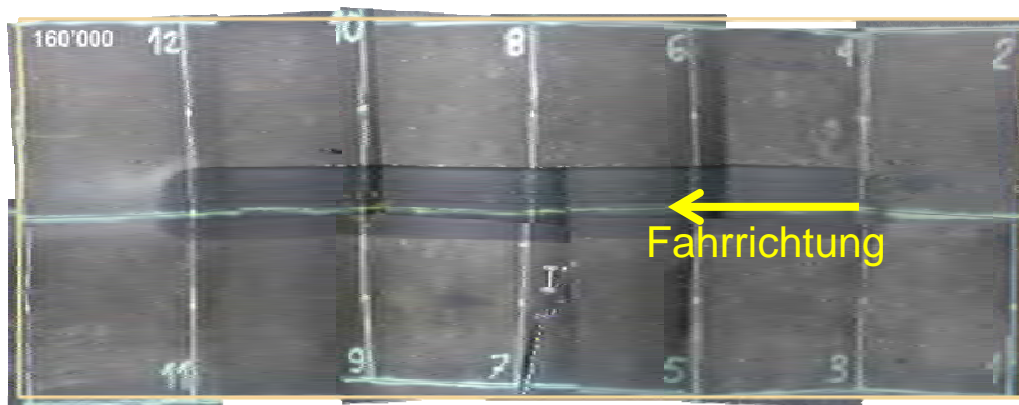


Abb. 66 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 160'000 Überrollungen

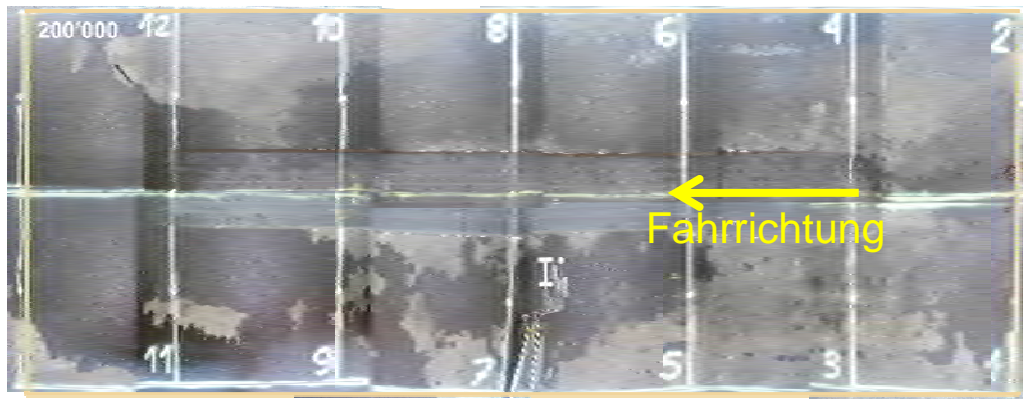


Abb. 67 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 200'000 Überrollungen

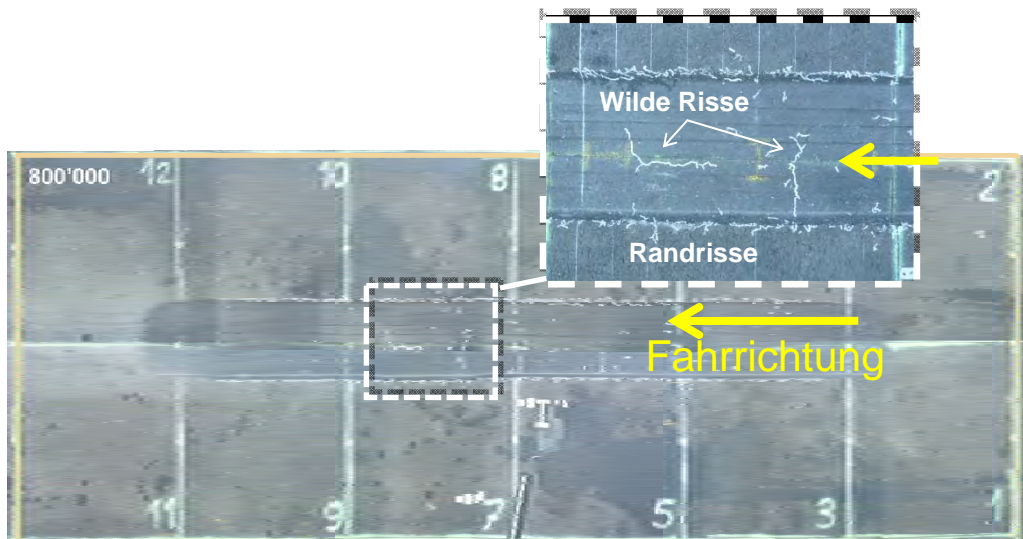


Abb. 68 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 800'000 Überrollungen

6.9 Nachträgliche Untersuchungen

Nach Abschluss des Tests und nach der Durchführung aller zerstörungsfreien Prüfungen wurden mehrere Bohrkern der Durchmesser 100mm und 150 mm in der Fahrspur (befahrener Bereich) und ausserhalb der Fahrspur (unbefahrener Bereich) zwecks Laboruntersuchungen entnommen. Zusätzlich wurde ein Belagsausschnitt für eine visuelle Beurteilung (forensische Untersuchung) entnommen.

6.9.1 Forensische Untersuchung

Die Untersuchung des Belagsausschnittes (Abb. 69) ergab, dass unter der Fahrspur (Pfeile) der gesamte Asphaltbelag ohne grosse Dickenänderung in die erste Schicht der Fundamentalschicht aus ungebundenem Gemisch durchgestanzt wurde. Wie die FWD Messungen zeigen, haben sich das ungebundene Gemisch und der Untergrund direkt unter der Fahrspur verdichtet. Zusätzlich bildete sich zwischen Deckschicht und Binderschicht eine grossflächige, deutliche Schichtentrennung. In der Fahrspur traten über die ganze Belagstiefe Risse auf. Beispielsweise zeigte auch Bohrkern BG2 aus der mittleren Fahrspur einen deutlichen Riss im Belag (Abb. 70).

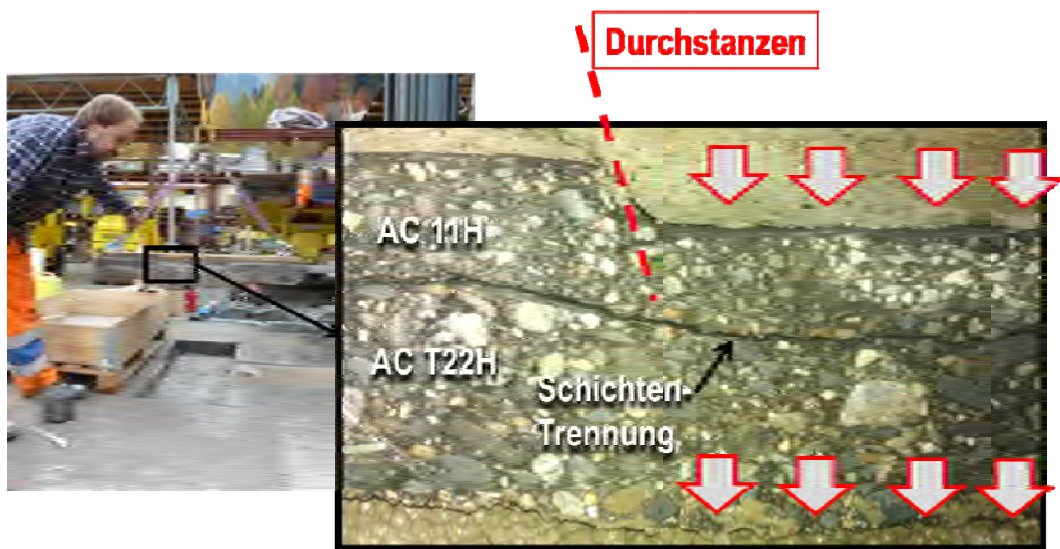


Abb. 69 Entnahme von Belagsausschnitten und Querschnittsdetail mit Durchstanzen und Schichtentrennung

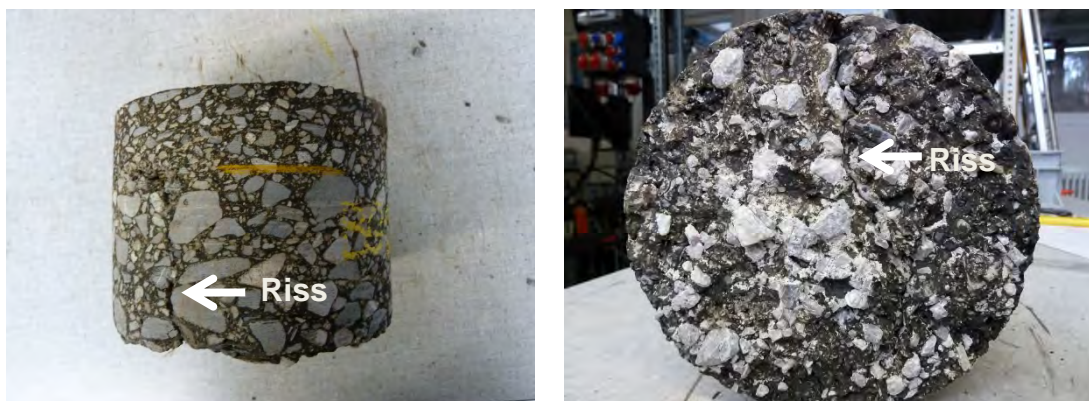


Abb. 70 Riss im Bohrkern BG2; links: Seitenansicht; rechts: Blick von unten

6.9.2 Untersuchungen der Fundationsschicht

Plattendruckversuch

Plattendruckversuche auf dem Planum des Untergrundes und der Planie der Fundationsschicht wurden nur während des Einbaus des Belages als Einbau-Kontrolle durchgeführt. Die Resultate befinden sich in den Anhängen II.1 und II.2. Gemäss diesen Ergebnissen entspricht der Untergrund und Unterbau der Tragfähigkeitsklasse S2.

Leichtes Fallgewichtsgesetz (LFG)

Die Ergebnisse der LFG Messungen in Tab. 6 vor und nach dem MLS10 Test zeigen, dass der Verformungsmodul E_{vd} wegen der Nachverdichtung durch den MLS10 um ca. 28% anstieg. Die Setzungen (S_m) sind gleichzeitig kleiner. Dies wird durch die FWD Ergebnisse bestätigt, da auch die rückgerechneten E-Module bzw. seismische Module in der Fahrspur gestiegen sind.

Tab. 6 Evd - Werte vor und nach dem Test

Zeitpunkt	Versuch Nr.	Sm [mm]	Evd [MN/m ²]	Mittelw. Evd [MN/m ²]
Vor dem Test	1	0.316	71.2	74.5
	2	0.318	70.8	
	3	0.255	88.2	
	4	0.361	62.3	
	5	0.252	89.3	
	6	0.293	76.8	
	7	0.333	67.6	
	8	0.323	69.7	
Nach dem Test	1	0.254	88.6	95.6
	2	0.243	92.6	
	3	0.247	91.1	
	4	0.249	90.4	
	5	0.217	103.7	
	6	0.210	107.1	

Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

Auch die Ergebnisse der DCP Tests (Abb. 71) belegen, dass sich der Unterbau im befahrenen Bereich verdichtet hat. Der DCP-Penetrationsindex ist grösser im unbefahrenen Bereich.

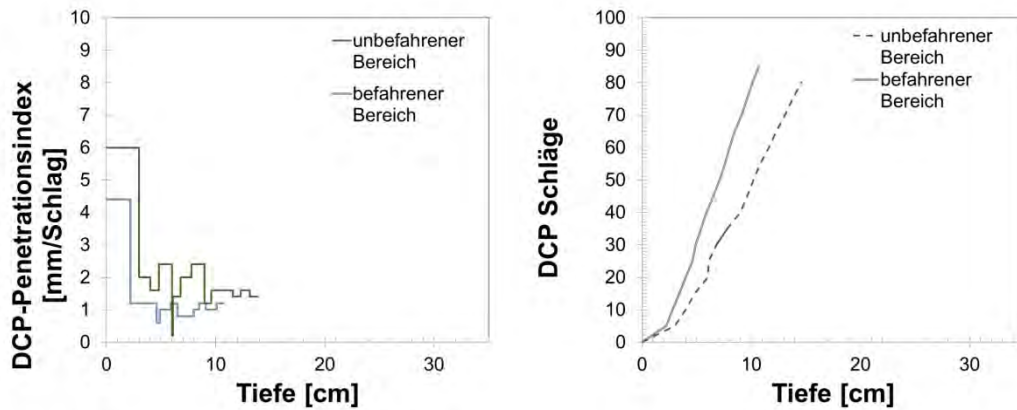


Abb. 71 Resultate DCP Messungen

6.10 Laboruntersuchungen

Es wurden folgende Laboruntersuchungen durchgeführt:

- Bestimmung der Schichtdicken gemäss EN 12697-36 2003
- Bohrkern BG und UG: Schichthaftung nach Leutner gemäss SN 670 461 zwischen Deckschicht AC 11 N und Binderschicht AC T 22 H
- Modulbestimmung mit Spaltzugversuch an BK1, BK6, BK7, BK10 und UK1, UK2, UK3, UK4

6.10.1 Schichtdicken

Die Schichtdicken für eine Auswahl an Bohrkernen sind in Abb. 72 dargestellt. Demzufolge weisen die Bohrkern in der Fahrspur, im Speziellen BG4 und BG5, kleinere Schichtdicken auf als die restlichen Bohrkern.

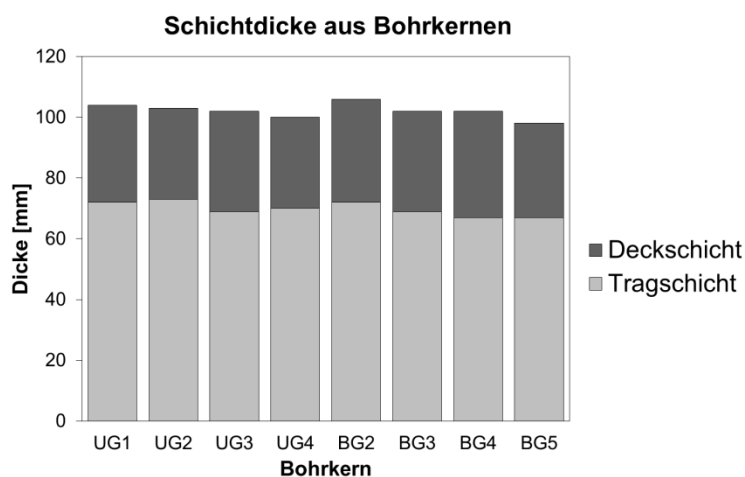


Abb. 72 Schichtdicken der Bohrkern für die Schichthaftung nach Leutner

6.10.2 Untersuchung der Schichthaftung nach Leutner

Es wurden jeweils 3 Leutner-Bohrkerne mit Durchmesser 150mm aus dem unbelasteten und aus dem belasteten Bereich getestet. Da einige Bohrkerne aus dem befahrenen Bereich schon wegen der Bohrarbeiten getrennt wurden, sind nur die unbeschädigten Bohrkerne in den Test miteinbezogen worden. Die Tab. 7 fasst die Ergebnisse der einzelnen Prüfkörper zusammen. Abb. 73 stellt die Kurven von dem befahrenen und unbefahrenen Bereich dar. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schichthaftung mit der Belastung zunimmt. Diese Ergebnisse widersprechen der Forensischen Untersuchung, die zeigt, dass es eine Schichtentrennung gab. Es scheint, dass es vor der eigentlichen Schichttrennung eine Verbesserung der Schichthaftung um ca. 20% gibt, bevor das Versagen eintritt.

Tab. 7 Resultate der Schichthaftung nach Leutner

	Prüfkörper	Weg [mm]	Max-Kraft [kN]
Unbefahren	UG1	3.62	26.67
	UG4	4.28	25.37
	UG3	3.88	25.57
Befahren	BG3	4.14	29.80
	BG4	3.92	30.33
	BG5	4.00	29.97

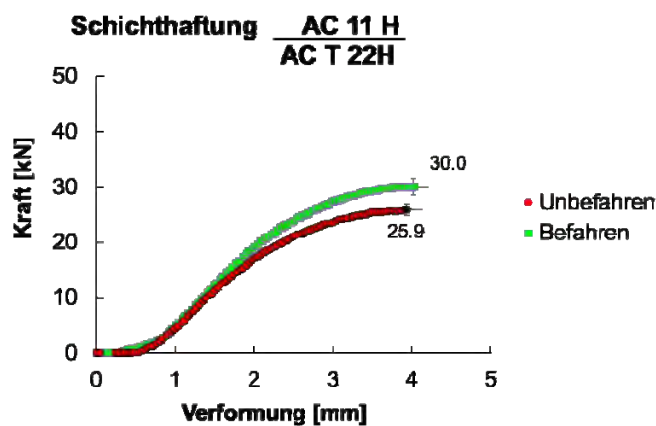


Abb. 73 Ergebnisse der Schichthaftung aus 8 Prüfkörpern

6.10.3 Modulbestimmung im Spaltzugversuch

In Abb. 74 und Abb. 75 sind die einzelnen elastischen Module der Prüfkörper dargestellt. Der Mittelwert ist mit einer schwarzen Linie gekennzeichnet. In Abb. 76 sind die Masterkurven für den befahrenen und unbefahrenen Bereich dargestellt. Ein Vergleich von den Masterkurven der Deckschicht und Binderschicht zeigt, dass der elastische Modul der Prüfkörper im befahrenen Bereich leicht zugenommen hat (Abb. 77). Diese Ergebnisse bestätigen die FWD Messungen.

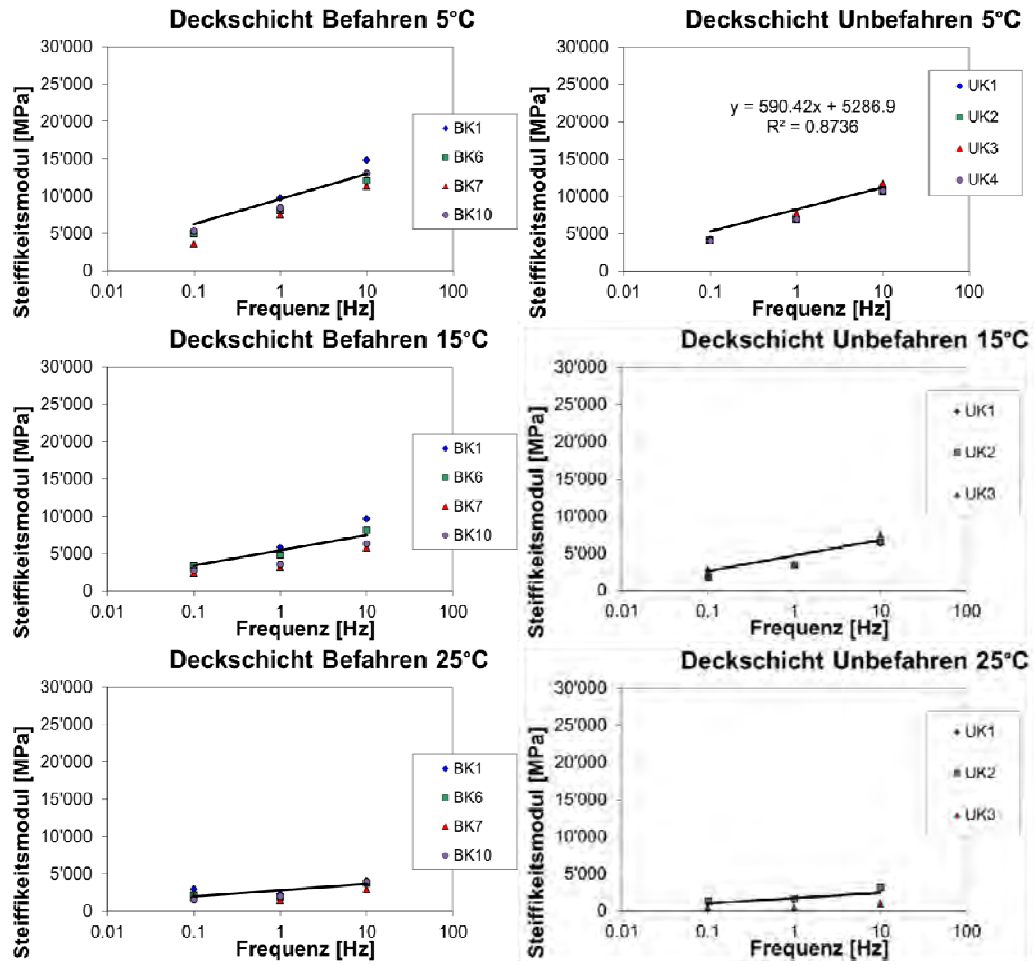


Abb. 74 Gemessene Steifigkeitsmodule der Deckschicht

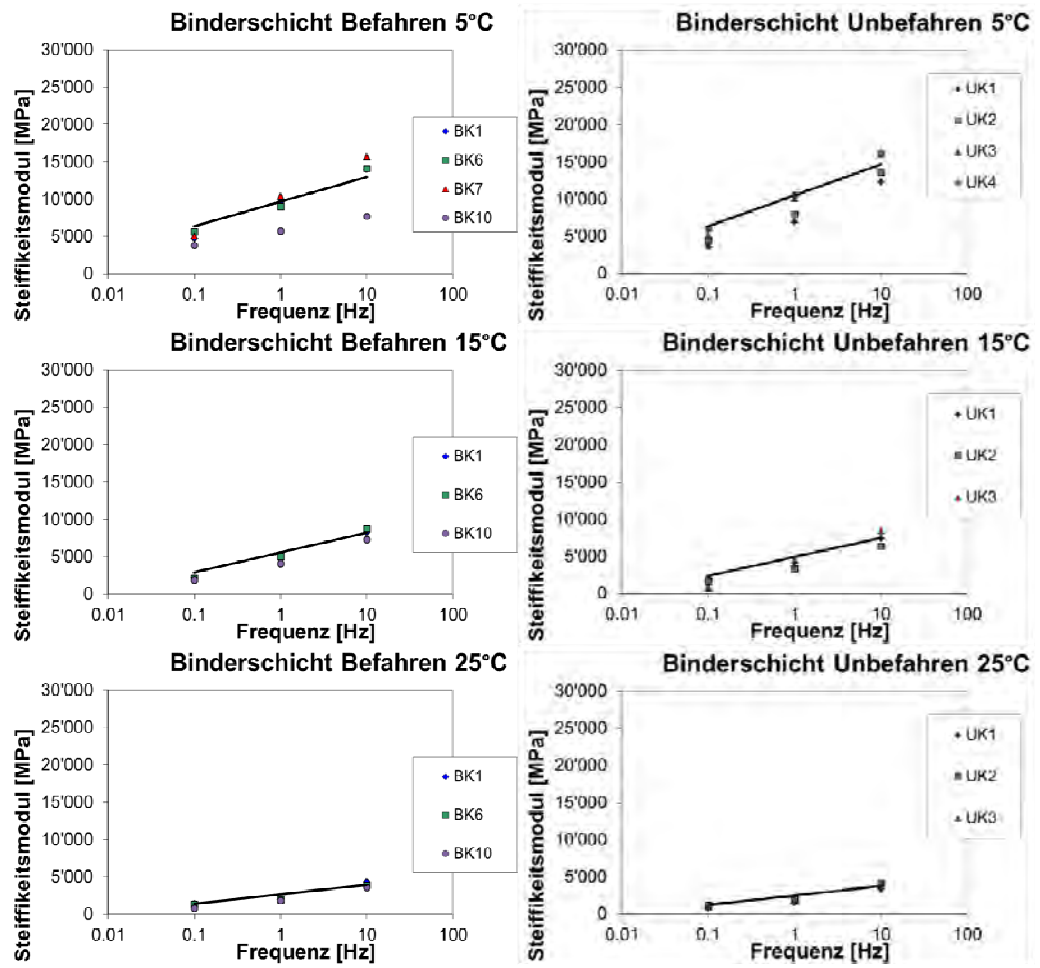


Abb. 75 Gemessene Steifigkeitsmodule der Binderschicht

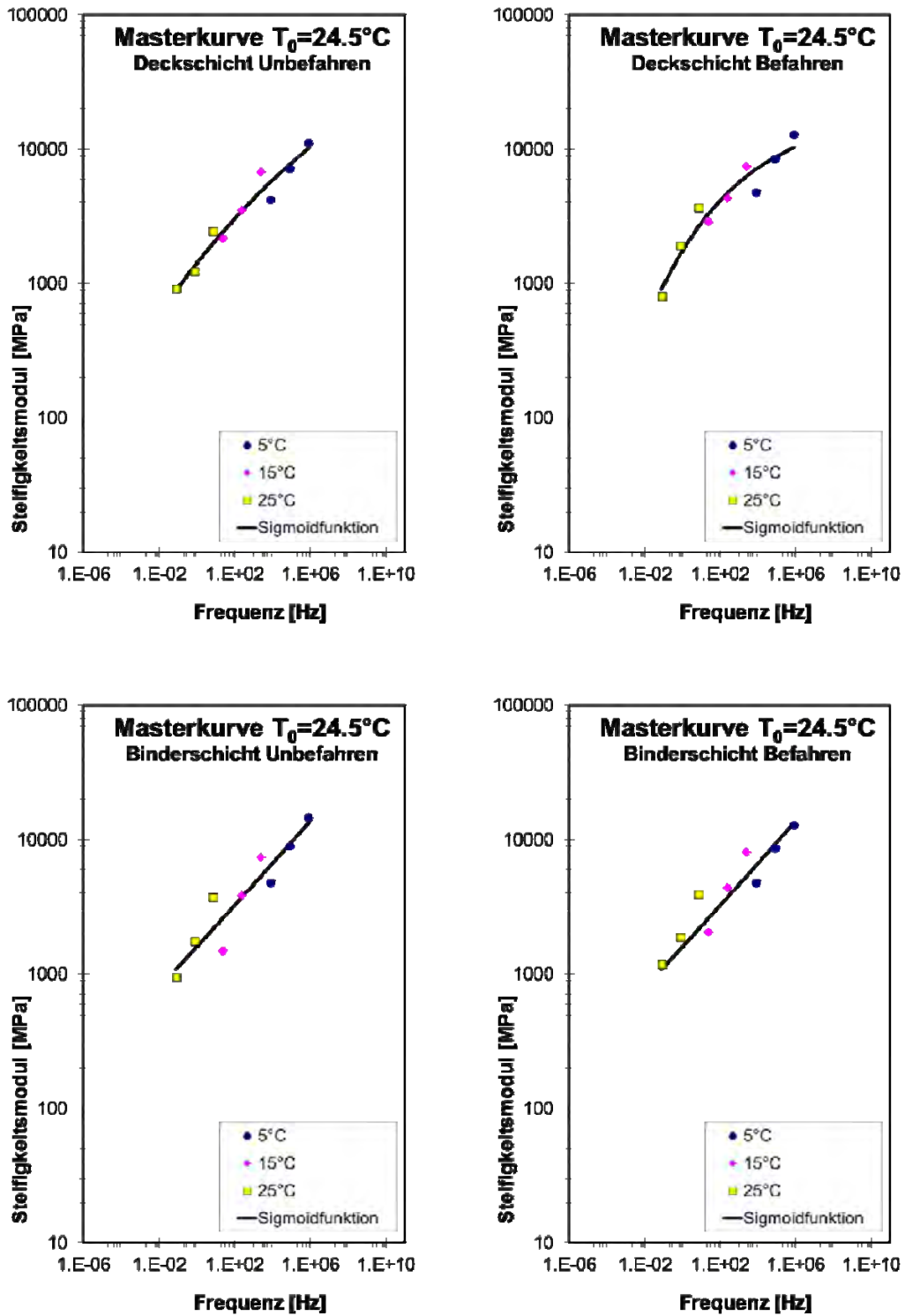


Abb. 76 Masterkurven bei 24.5°C

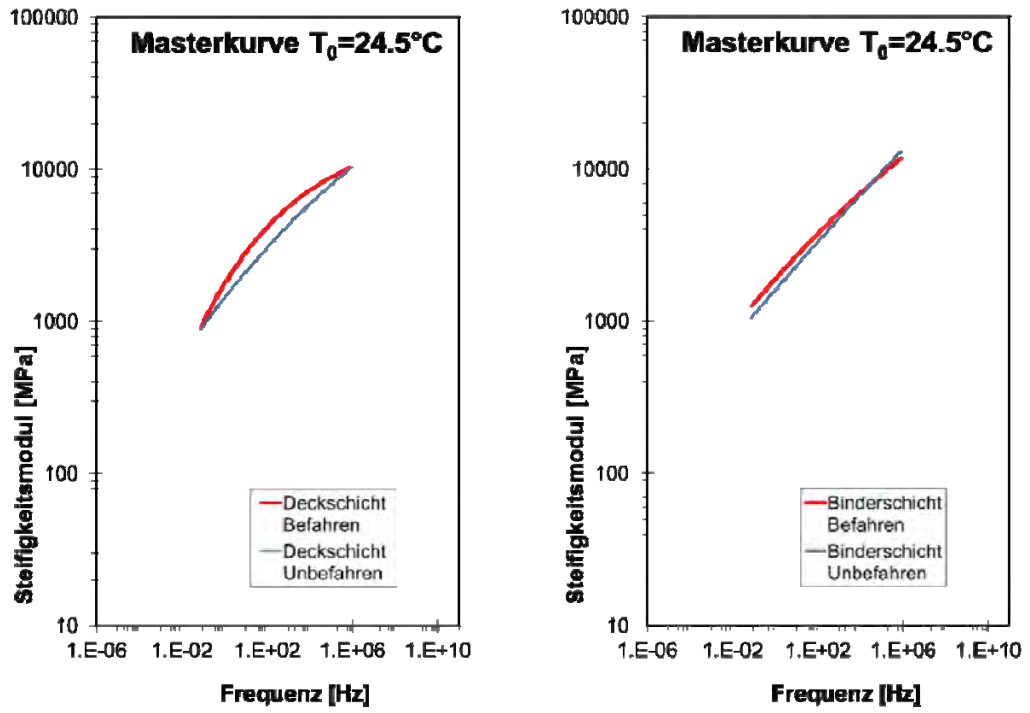


Abb. 77 Vergleich der Masterkurven im befahrenen und unbefahrenen Bereich

7 Schlussfolgerungen

Bei Versuchsbeginn wurden Schätzungen über die erwartete Lebensdauer des Belages prognostiziert (siehe Tab. 2). Dabei wurde festgestellt, dass der eingebaute Belag auch als T3-S3 bezeichnet werden könnte. Die Grossversuchsanlage MLS10 hat mit kanalisierten Überrollungen in erheblich kürzerer Zeit ähnliche strukturelle Schäden unter realen Achslasten erzeugt als im Betrieb während der gesamten theoretischen Lebensdauer eines neuen T2-S2 oder T3-S3 Belag zu erwarten wäre.

Im vorliegenden Fall wäre nach 20 Jahren bei einem normierten Oberbau T2-S2 eine Schädigung nach 30'900...102'900 Überrollungen mit einer Einheitsachslast von 130kN zu erwarten, entsprechend 219'000...730'000 Einheitsachslasten à 8.16t. Falls der Oberbau als T3-S3 definiert wird, so würden bis 308'700 Überrollungen mit einer Einheitsachslast von 130kN erwartet. Die Anzahl Überrollungen für einen T2-S2 kann vom MLS10 theoretisch (d.h. ohne Wartungs- und Messunterbrüche) in maximal 50h Betrieb aufgebracht werden. Nicht simuliert werden kann allerdings der Einfluss des Klimas und der Belagsalterung (z.B. durch Oxidation).

Tatsächlich führte die MLS10 Beanspruchung schon nach relativ kurzer Zeit zu deutlicher Spurrinnenbildung. Bereits nach 46'000 Überrollungen wurden mit dem Profilometer 10mm tiefe Spurrinnen (entsprechen 30% der gesamten Spurrinnenbildung nach 800'000 Überrollungen) gemessen. Nach ca. 260'000 Überrollungen wurde eine Spurrinnentiefe von 20mm erreicht, was ca. 60 Jahren normaler Verkehrsbelastung entspricht. Das bedeutet, dass der eingebaute Belag besser war, als in den Normen vorgesehen, wobei allerdings auch hier zu beachten ist, dass die MLS10 Prüfung die Einflüsse langzeitiger Klimabeanspruchung und damit einhergehender Alterung nicht zu simulieren vermag.

Messungen der Dehnungen mit eingebauten Dehnungsmessstreifen zeigten, dass ein strukturelles Versagen des Belags bei 200'000...300'000 Überrollungen erfolgte. Dies wird bestätigt durch die Beschleunigungsmessungen an der Oberfläche des Belags, welche ebenfalls auf ein Versagen nach 200'000...300'000 Überrollungen hinweisen. Dieses Versagen kündigte sich bereits in der visuellen Inspektion an, indem nach ca. 120'000 Überrollungen entlang des Randes der Radspur erste Oberflächenrisse und nach ca. 200'000 Überrollungen die ersten sogenannten „wilden Risse“ festgestellt wurden.

Die FWD Untersuchungen des befahrenen Bereichs zeigten im Vergleich zu dem unbefahrenen Bereich einen Anstieg des elastischen Moduls in der Fundationsschicht aus ungebundenem Gemisch unmittelbar unter der Radspur, der auf Nachverdichtung des ungebundenen Gemisches zurückzuführen sein dürfte. Dies bestätigen auch die Messungen mit dem LFG und DCP Gerät. Demgegenüber ergaben die Messungen mit dem PSPA widersprüchliche Resultate. Diese zeigten an zwei Stellen eine Abnahme und an einer dritten Stelle eine Zunahme des seismischen Moduls unter der Radspur. Dies ist vermutlich auf lokale Effekte bei der PSPA Messung zurückzuführen.

Aus den ETH Delta Messungen lässt sich folgern, dass die absoluten Setzungen im Bereich der Belastung zugenommen haben. Wobei die Tatsache, dass die Deflektionsmulde ähnlich geblieben ist darauf hindeutet, dass Schädigungen eher oberflächlich sind. Dies bestätigt den aufgrund der DMS und FWD Messungen vermuteten Nachverdichtungseffekt unter der Radspur im ungebundenen Gemisch. Entsprechende Rückrechnungen aus der rückfedernden Deflektion mittels finiter Elemente zeigten jedoch, dass vor allem in der Fundationsschicht eine generelle Abnahme des E-Moduls stattgefunden hat, wodurch sich bleibende Deformationen in den Asphaltsschichten ergaben. Diese Ergebnisse widersprechen dem was mit dem FWD festgestellt wurde. Der Grund dieses Unterschieds liegt darin, dass eine Nachverdichtung von dem ungebundenen Gemisch direkt unter der Fahrspur passiert. Die Deflektionsmulde die mit FWD gemessen wird ist in Fahrspur –Richtung gelegen und daher homogen ist, während die ETH Delta Deflektionsmulde senkrecht zur Fahrspur gemessen wird und dadurch nicht homogen ist.

Die forensische Untersuchung des Belagsausschnitts aus dem befahrenen Abschnitt liess ausserdem erkennen, dass unter den Supersingle Rädern der gesamte Asphaltbelag ohne wesentliche Dickenänderung und ohne wesentliche Veränderung der Asphalteigenschaften in die Foundationsschicht aus ungebundenem Gemisch durchgestanzt wurde. Dies äusserte sich auch im oberflächlichen Rissbild, sowie im Verlust des Schichtenverbunds. Die Feststellung hinsichtlich der Änderung der Asphalteigenschaften wird dadurch bestätigt, dass bei den Laboruntersuchungen der Belagsausschnitte keine signifikanten Unterschiede zwischen Asphaltprüfkörpern aus unbefahrenen und befahrenen Zonen festgestellt werden konnten.

Insgesamt kann also festgehalten werden, dass im vorliegenden Fall das Versagen vor allem auf bleibende Verformungen und Verdichtungen in der Foundationsschicht aus ungebundenem Gemisch zurückzuführen ist. Dadurch wurde die Bettung der Asphaltsschichten verändert und es konnte Durchstanzen, Rissbildung und Versagen des Schichtenverbundes erfolgen. Das Versagen des Belages erfolgte etwa um einen Faktor drei später als erwartet.

Zu Bedenken ist allerdings, dass die Beanspruchung unter konzentrierter kanalisierter Überrollung ohne das in der Praxis bekannte Spurdriften des Verkehrs sowie ohne gezielte Berücksichtigung klimatischer Effekte erfolgte. Namentlich auch der Einfluss von Wasser kann sich in Zusammenhang mit oberflächlicher Rissbildung und Verlust des Schichtenverbunds negativ auf das strukturelle Verhalten auswirken. Es wird daher dringend empfohlen, in einen weiteren MLS10 Projekt mit einem T2-S2 Belag, diese Effekte gezielt zu untersuchen und auch den Einfluss des Spurdriftens des realen Verkehrs miteinzubeziehen.

Anhänge

I	Technische Spezifikationen	70
I.1	DMS	70
I.2	PCB Beschleunigungssensor	71
II	Untersuchungen auf Planum und Planie	72
II.1	Plattendruckversuche auf dem Planum	72
II.2	Plattendruckversuche auf der Planie	78
III	Bericht ETH Delta Messungen	82

I Technische Spezifikationen

I.1 DMS

Gages for Concrete

KM

- Gage Resistance 120Ω
- Applicable Linear Expansion Coefficient 11
- Self-temperature-compensation Range 0 to 50°C

Operating Temperature Range
 -10 to 70°C

■ Types, lengths and codes of leadwire cables pre-attached to KM gages



Length	Type	KM-30 Vinyl-coated flat 2-wire cable	KM-120 Vinyl-coated flat 3-wire cable
		H1	H2
1 m	Y1M2		W1M3
2	Y2M2		W2M3
3	Y3M2		W3M3
4	Y4M2		W4M3
5	Y5M2		W5M3
6	Y6M2		W6M3
8	Y8M2		W8M3
10	Y10M2		W10M3
15	Y15M2		W15M3
20	Y20M2		W20M3
30 m	Y30M2		W30M3

(Orig. temp. range) -10 to 70°C

■ **Embedded Strain Gages**

The KM gages are designed to be embedded in mortar or concrete for the purpose of measuring the internal stress. To ensure better adhesion to mortar or the like, the KM gages feature a specially treated surface. They also provide suitable waterproofness and elastic modulus for the intended purpose.

KM Gages ● Uniaxial 120Ω

Pattern	Leadwire Cable - Type and Shape	Operating Temp. Range	Leadwire Length	Model
KM-30-120-H1-11  Uniaxial foil strain gage ● Gage Factor Approx. 1.8 ● Base Size 30 x 9 x 3 mm ● Gage Length 30 mm ● Pieces per Pack 1	Vinyl-coated flat 2-wire cable	-10 to 70°C	1m	KM-30-120-H1-11 Y1M2
			3m	KM-30-120-H1-11 Y3M2
			5m	KM-30-120-H1-11 Y5M2
KM-120-120-H2-11  Uniaxial wire strain gage ● Gage Factor Approx. 2.0 ● Base Size 120 x 15 x 5 mm ● Gage Length 120 mm ● Pieces per Pack 1	Vinyl-coated flat 3-wire cable	-10 to 70°C	1m	KM-120-120-H2-11 W1M3
			3m	KM-120-120-H2-11 W3M3
			5m	KM-120-120-H2-11 W5M3

1

Abb. 1 DMS Datenblatt

I.2 PCB Beschleunigungssensor



Model Number 3701G3FB3G		Revision ECR # 18958	
CAPACITIVE ACCELEROMETER			
Performance	ENGLISH	SI	Optional Versions (Optional versions have identical specifications and accessories as listed for standard model except where noted below. More than one option may be used.) HT - High Temperature, extends normal operation temperatures Temperature Range (Operating) -40 to +250 °F -40 to +121 °C notes (1) Offset tolerance is based on manufacturer's supplied cable length. (2) Typical. (3) Valid from 70°F to 185°F (21°C to 65°C) (4) Measured at 30 Hz, g rms. (5) Zero-based, least-squares, straight line method. (6) Transverse sensitivity is typically <= 1 % (7) See PCB Declaration of Conformance PS027 for details. Supplied Accessories 080A152 EasyMount Clip (1) 081A64 Mounting Screw (2) ACS-11 NIST traceable amplitude and phase response from 0.5 Hz to upper 5% frequency (1) M021A64 Mounting Screw (2)
Sensitivity (±5 %)	1000 mV/g	102 mV/(m/s ²)	(4)
Measurement Range	±3.0 g pk	±30 m/s ² pk	(4)
Frequency Range (±5 %)	0 to 100 Hz	0 to 100 Hz	(2)
Frequency Range (±10 %)	0 to 150 Hz	0 to 150 Hz	(2)
Resonant Frequency	>400 Hz	>400 Hz	(2)
Phase Response (±0 Hz)	<3 °	<3 °	(2)
Damping Ratio	85 % Critical	85 % Critical	(2)
Bandwidth Resolution (0.5 to 100 Hz)	30 µg rms	285 µm/s ² rms	(2)
Non-Linearity	±1 %	±1 %	(5)
Transverse Sensitivity	±3 %	±3 %	(6)
Environmental			
Overload Limit (Shock)	±3000 g pk	±3000 m/s ² pk	
Temperature Range (Operating)	-40 to +185 °F	-40 to +85 °C	
Temperature Range (Storage)	-65 to +250 °F	-65 to +121 °C	
Temperature Coefficient of Sensitivity	±0.051 %/°F	±0.091 %/°C	(3)
Zero g Offset Temperature Coefficient	±0.003 g/F	±0.055 m/s ² /°C	(3)
Base Strain Sensitivity	0.0002 g/µε	0.002 (m/s ²)/µε	(2)
Magnetic Sensitivity	25 equiv. µg/gauss	2.4 (m/s ²)/Tesla	(2)
Electrical			
Excitation Voltage	16 to 30 VDC	16 to 30 VDC	
Current Consumption	510 mA	510 mA	
Output Impedance	≤50 ohm	≤50 ohm	
Offset Voltage (0 g)	±200 mVDC	±200 mVDC	(1)
Spectral Noise (1 Hz)	15 µg/√Hz	145 (µm/s ²)/√Hz	(2)
Spectral Noise (10 Hz)	4 µg/√Hz	39 (µm/s ²)/√Hz	(2)
Spectral Noise (100 Hz)	1 µg/√Hz	10 (µm/s ²)/√Hz	(2)
Electrical Isolation (Base)	>10 ⁷ ohm	>10 ⁷ ohm	(2)
Physical			
Housing Material	Titanium	Titanium	
Sealing	Hermatic	Hermatic	
Size (Height x Length x Width)	0.45 in x 0.85 in x 0.85 in	11.4 mm x 21.6 mm x 21.6 mm	
Weight (with cable)	2.74 oz	77.8 gm	
Electrical Connector	Integral Cable	Integral Cable	
Electrical Connection Position	Side	Side	
Cable Type	010 4-cond Shielded	010 4-cond Shielded	
Cable Length	10 ft	3.05 m	
Mounting	Through Hole	Through Hole	
			
<small>All specifications are at room temperature unless otherwise specified. In the interest of constant product improvement, we reserve the right to change specifications without notice. ICP® is a registered trademark of PCB Group, Inc.</small>			
		Address: 3425 Walden Avenue Dayton, NY 14043 United States Phone: 888-684-0013 Fax: 716-683-3880 E-mail: vibration@pcb.com Web site: www.pcb.com	
Entered BLS Date: 11/16/2004	Engineer: JMS Date: 11/16/2004	Sales: WDC Date: 11/16/2004	Approved: JAB Date: 11/24/2004
			Spec Number: 12219

Abb. 2 Beschleunigungssensor Datenblatt

II Untersuchungen auf Planum und Planie

II.1 Plattendruckversuche auf dem Planum

BAUSTOFFLABOR BSL Baustofflabor AG Plattendruckversuch
 3661 Uetendorf
 www.baustofflabor.ch

Untersuchungsergebnisse M_E - Messungen (Vorabzug) Nach SN 670 317b

Auftraggeber: Walo Bertschinger AG, Niederlassung Berner Oberland

Baustelle: Probefläche Werkhof, Walo AG Wimmis

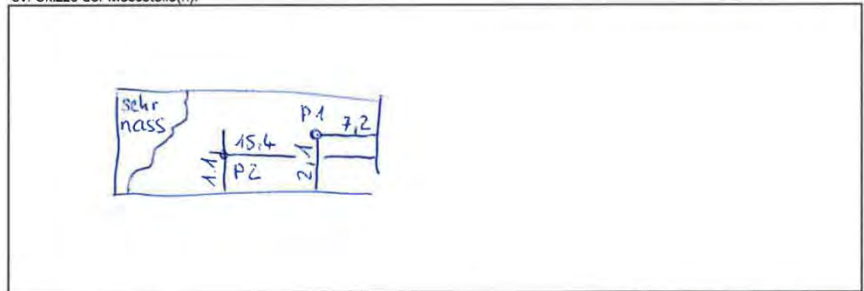
Messdatum: 22.06.2011 Prüfer: BSL, NH

Schicht	Versuch Nr.	Km / Profil	Achse / Rand	M_{E1} (Erstbelastung) [MN / m ²]	M_{E2} (Zweitbelastung) [MN / m ²]	Verhältnis M_{E2}/M_{E1} [-]
Planum	1	1		57,0	125,2	2,2
"	2	2		23,4	26,2	1,12

Witterung und Temperatur am Messtag: leicht bewölkt 18°

Witterung und Temperatur am Vortag: schön, abends Gewitter 22°

ev. Skizze der Messstelle(n):



Im Zweifelsfalle gelten die Prüfatteste, bzw. Untersuchungsberichte. Datum und Visum: 22.06.11

Abb. 3 Untersuchungsergebnisse M_E – Messungen



ERGANG
23. JUNI 2011



Auftraggeber

Walo Bertschinger AG
Niederlassung Berner Oberland
Alte Staatsstrasse 4
3752 Wimmis

Berichtnummer 111-00397 / 2011

Datum 23.05.2011 / NH

PLATTENVERSUCH M_E NACH SN 670 317 b

<i>Auftragseingang</i>	20.06.2011
<i>Auftraggeber</i>	Walo Bertschinger AG / Herr Kernen
<i>Auftrag</i>	Plattendruckversuch M_E SN 670 317b
<i>Unternehmung</i>	Walo Bertschinger AG
<i>Baustelle</i>	Werkhof Wimmis
<i>Bauteil</i>	Probefläche
<i>Messort</i>	Planum Die Lage der Messstellen wurde durch den Auftraggeber festgelegt
<i>Messdatum</i>	22.06.2011 Messung 1 + 2
<i>Messresultate</i>	Seite 2
<i>Atteste</i>	Im Anhang
Total Seiten: 5	(Bericht inkl. Deckblatt 3, Anhang 2)

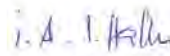
BSL Baustofflabor AG Pf CH-3661 Uetendorf Tel. 033 346 45 55 Fax 033 346 45 51 info@baustofflabor.ch

Abb. 4 Plattenversuch M_E – Messungen (Blatt 1)

Messresultate (Detailresultate im Anhang):

Messung	Messstelle	M_{E1} [MN/m ²]	M_{E2} [MN/m ²]	M_{E2}/M_{E1} [1]
1	Punkt 1	57.0	125.2	2.20
2	Punkt 2	23.4	26.2	1.12

BSL Baustofflabor AG


N. Hochuli
Laborant

Durch das Baustofflabor bereitgestellte Daten: Untersuchungsdaten.
 Die übrigen Daten entsprechen den Angaben des Auftraggebers.
 Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschliesslich auf die oben erwähnten Messstellen.
 Ohne schriftliche Genehmigung von BSL Baustofflabor AG darf dieser Bericht nicht auszugsweise vervielfältigt werden.
 Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen (siehe www.baustofflabor.ch).

Abb. 5 Plattenversuch M_E – Messungen (Blatt 2)

Anhang

Atteste:

Prüfungs-Nr. 11.00397 / 2011 / 1
Prüfungs-Nr. 11.00397 / 2011 / 2

11.00397 ME-Messung Werkhof Waldo Wimmis vom 22.06.2011.docx

Seite 3 von 3

Abb. 6 *Plattenversuch M_E – Messungen (Blatt 3)*

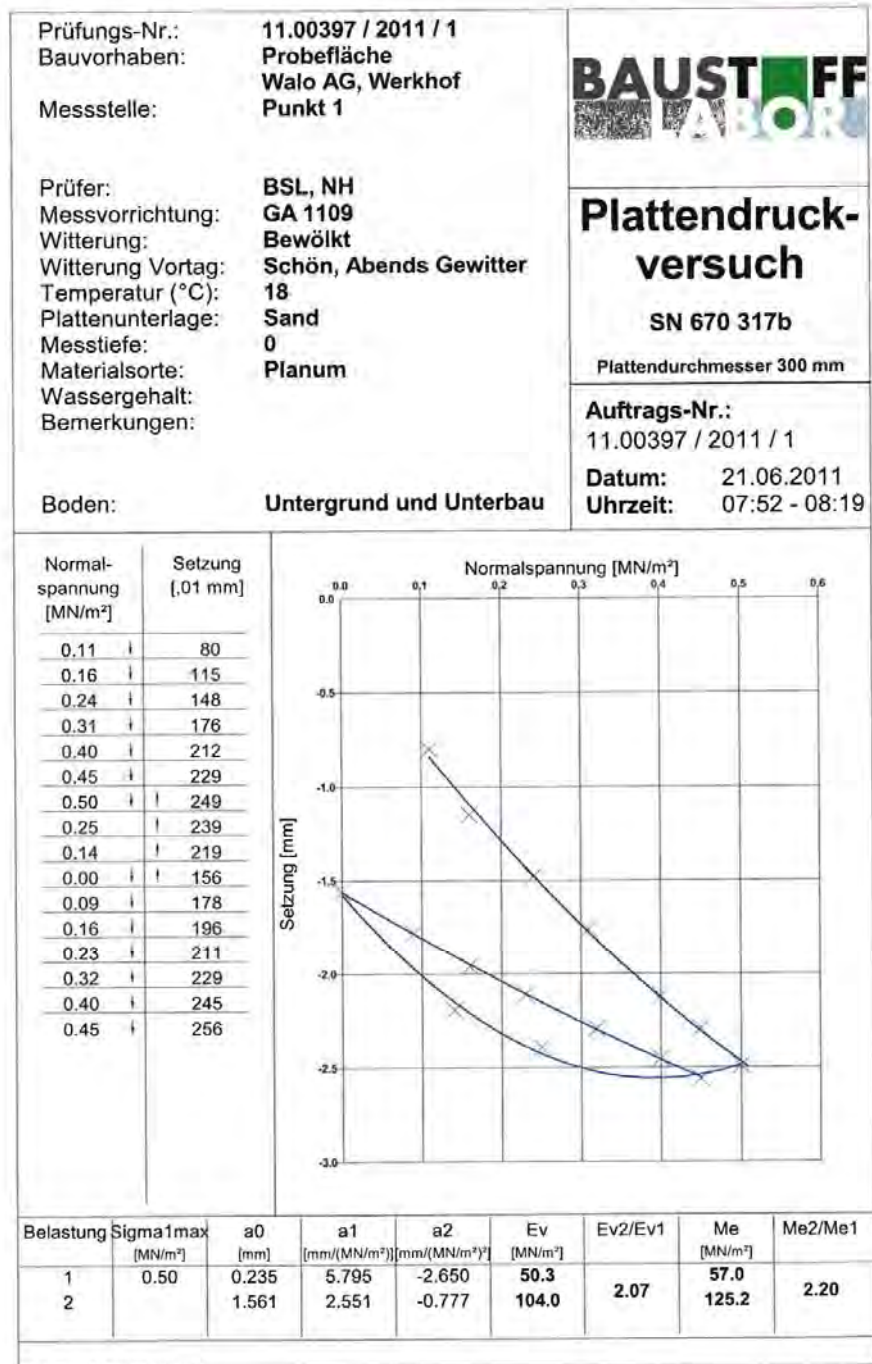


Abb. 7 Plattendruckversuch- Punkt 1

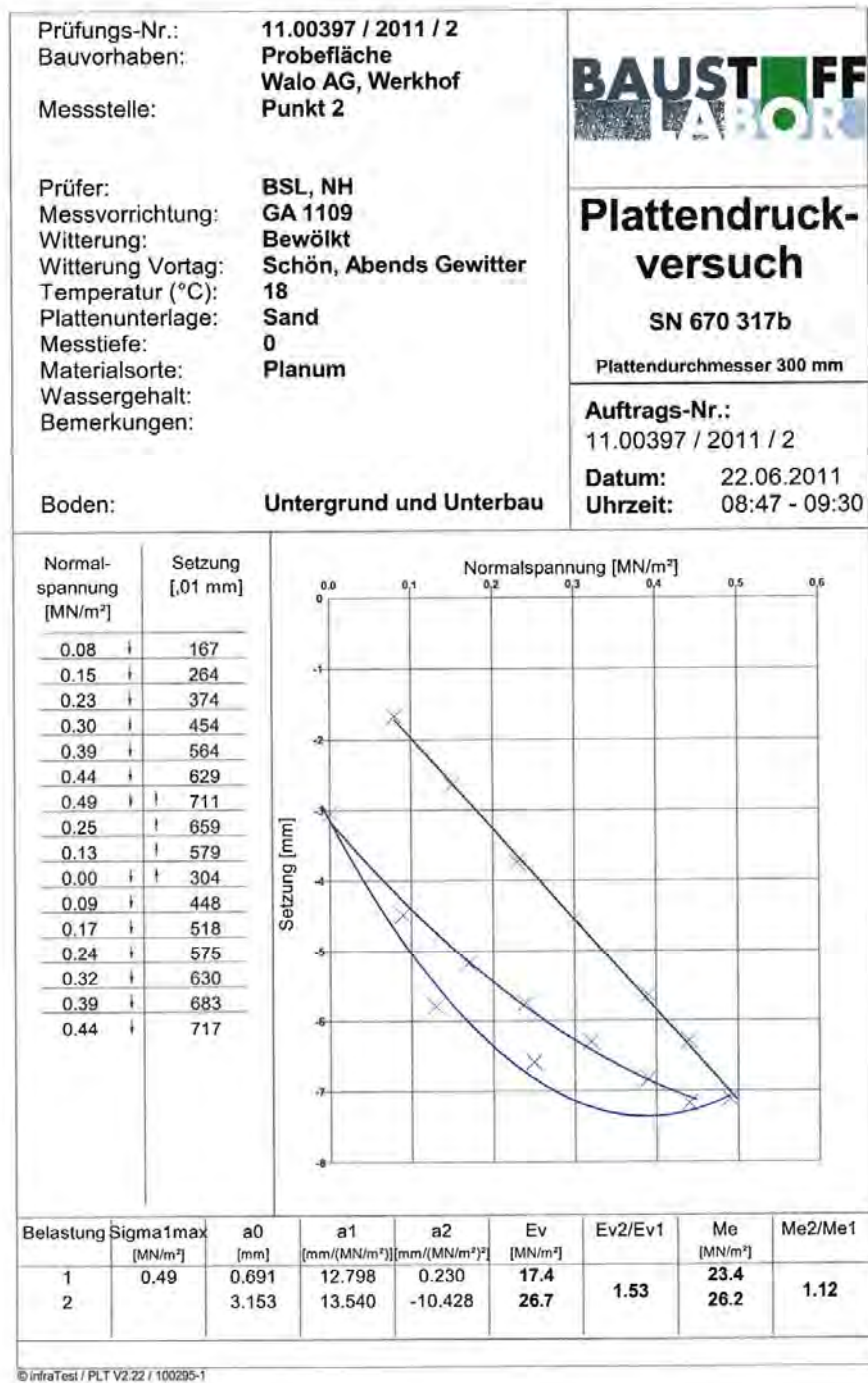


Abb. 8 Plattendruckversuch- Punkt 2

II.2 Plattendruckversuche auf der Planie



Auftraggeber

Walo Bertschinger AG
Niederlassung Berner Oberland
Alte Staatsstrasse 4
3752 Wimmis

Berichtsnummer 11.00435 / 2011

Datum 18.07.2011 / H.St.

PLATTENVERSUCH M_E NACH SN 670 317 b

Auftragseingang 30.06.2011

Auftraggeber Walo Bertschinger AG / Herr Gerhard Bieri

Auftrag Plattendruckversuch M_E SN 670 317b

Unternehmung Walo Bertschinger AG

Baustelle Werkhof Wimmis

Bauteil Probefläche

Messort Planie
Die Lage der Messstellen wurde durch den Auftraggeber festgelegt

Messdatum 15.07.2011 Messung 1 + 2

Messresultate Seite 2

Atteste Im Anhang

Total Seiten: 5 (Bericht inkl. Deckblatt 3, Anhang 2)

BSL Baustofflabor AG Pf CH-3661 Uetendorf Tel. 033 346 45 55 Fax 033 346 45 51 info@baustofflabor.ch

Abb. 9 Plattendruckversuch M_E – Messungen (Blatt 1)

Messresultate (Detailresultate im Anhang):

Messung	Messstelle	M_{E1} [MN/m ²]	M_{E2} [MN/m ²]	M_{E2}/M_{E1} [1]
1	8.50 m ab Seite Wimmis 2.50 m Seite Autobahn	60.6	105.0	1.73
2	21.50 m ab Seite Wimmis 3.50 m Seite Autobahn	93.6	201.2	2.15

BSL Baustofflabor AG


H. Stalder
Laborant

Durch das Baustofflabor bereitgestellte Daten: Untersuchungsdaten.
Die übrigen Daten entsprechen den Angaben des Auftraggebers.
Die Prüfergebnisse beziehen sich ausschliesslich auf die oben erwähnten Messstellen.
Ohne schriftliche Genehmigung von BSL Baustofflabor AG darf dieser Bericht nicht auszugsweise vervielfältigt werden.
Es gelten unsere Allgemeinen Geschäftsbedingungen (siehe www.baustofflabor.ch).

Abb. 10 Plattenversuch ME – Messungen (Blatt 2)

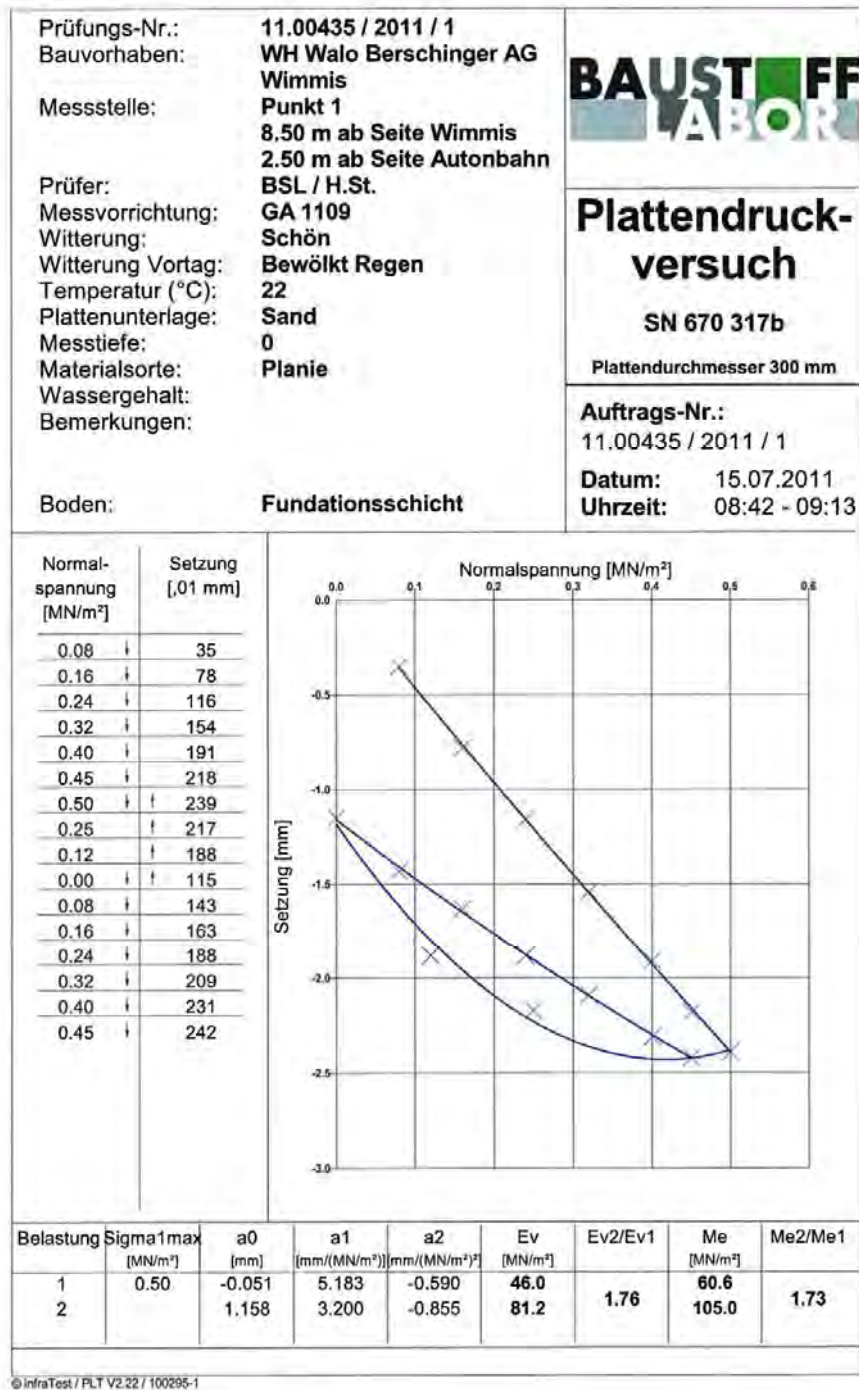


Abb. 11 Plattendruckversuch- Punkt 1

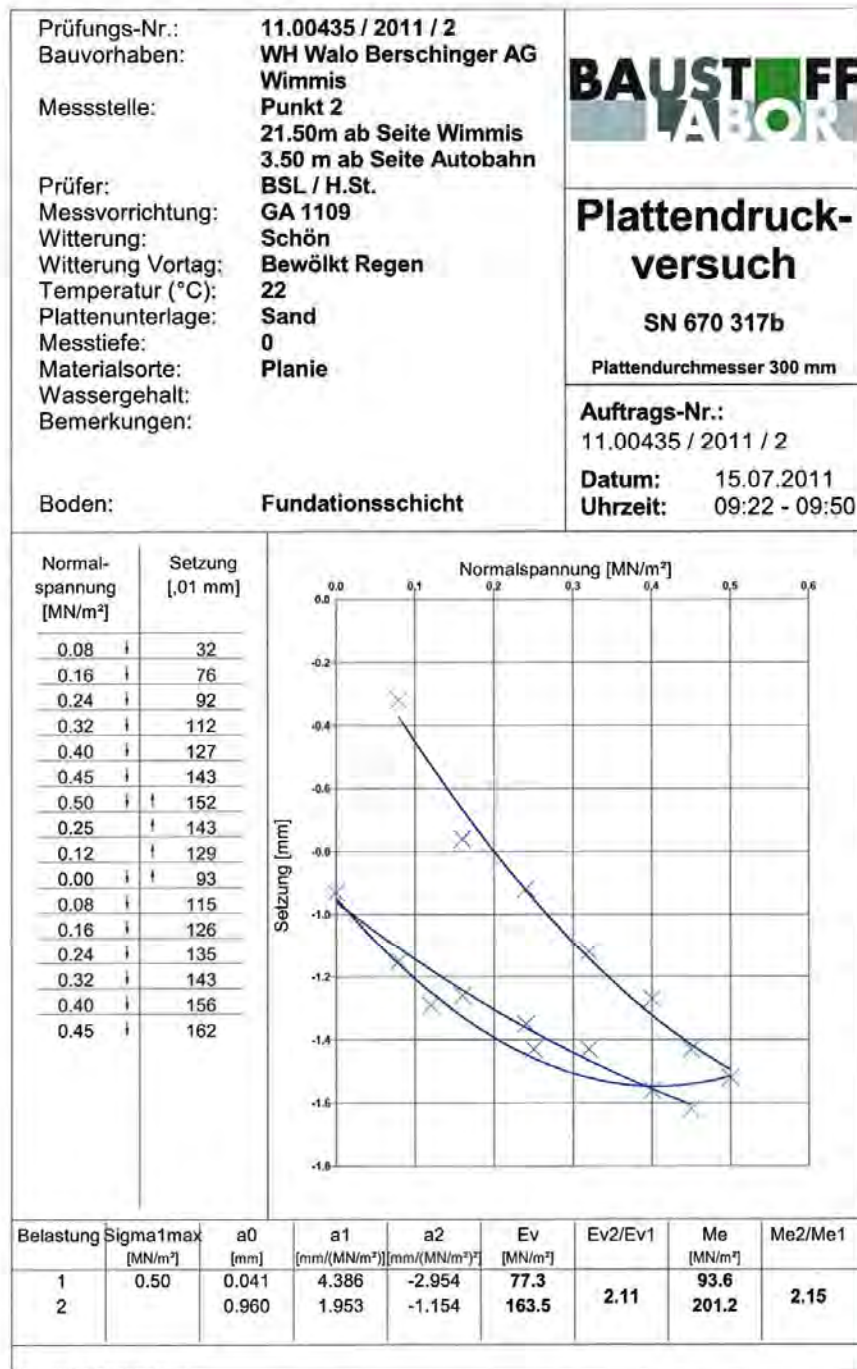


Abb. 12 Plattendruckversuch- Punkt 2

III Bericht ETH Delta Messungen



Versuchstrecke Wimmis

Zustandsuntersuchung mit ETH Delta

Kunde
EMPA ABT 113
Überlandstrasse 129
8800 / Zürich

Datum
4.11.2011



Basler & Hofmann

Impressum

—

Datum

4.11.2011

—

Bericht-Nr.

4821.000 - 02

—

Verfasst von

CRA, BT (Koreferat)

—

Basler & Hofmann AG

Ingenieure, Planer und Berater

Forchstrasse 395

Postfach

CH-8032 Zürich

T +41 44 387 11 22

F +41 44 387 11 00

Bachweg 1

Postfach

CH-8133 Esslingen

T +41 44 387 15 22

F +41 44 387 15 00

—

Verteiler

—

M. Partl, M. Arraigada

1. Auftrag

Basler & Hofmann (Carlo Rabaiotti) wurde von der Abteilung 113 der EMPA beauftragt, 3 dimensionale Deflektionsmessungen auf einer Versuchstrecke in Wimmis (BE) durchzuführen sowie auszuwerten. Die Auswertung beinhaltet die graphische Darstellung der Resultate sowie die Rückrechnung der Steifigkeiten der eingebauten Schichten. Das untersuchte Testfeld wird mit dem Verkehrssimulator MLS10 der EMPA belastet. Die Messungen werden auf einer belasteten sowie auf einer unbelasteten Strecke durchgeführt. Stattgefunden haben insgesamt 3 Messkampagnen: bei 0, 250k und 800k Lastüberrollungen. Alle Versuche wurden mit dem ETH Delta Testgerät und mit einem konventionellen Lastwagen (Achslast 100 kN) als Belastungsapparatur durchgeführt.

2. Zielsetzung

Das Ziel dieser Untersuchung liegt in der Beurteilung der Tragfähigkeit und der Schädigungsentwicklung der eingebauten Beläge unter wiederholter Belastung.

3. Analyse

3.1 Einleitung

Anwendung der Finite Elemente Theorie

Die Beurteilung vom Tragfähigkeitsverlust der eingebauten Beläge kann auf verschiedene Weise durchgeführt werden, meistens wird eine qualitative Aussage gemacht. Die hiermit angewandte Methodologie basiert auf 3 dimensionalen Messungen und einer numerischen Rückanalyse der Versuchsergebnisse mit Finite Elemente (FE) Berechnungen.

Rückrechnung mittels Levenberg Marquardt Optimierungsalgorithmus

Die Geometrie und die Lastbedingungen der Versuchsfelder werden mit einem FE Programm realitätsstreu abgebildet und die Einsenkungen durch die aufgebrachte Last berechnet. Ein Optimierungsalgorithmus (Levenberg-Marquardt) startet die FE Berechnung mit variablen Input Parametern (Steifigkeit der Schichten) bis die Standardabweichung zwischen gemessenen und berechneten Einsenkungen minimal wird. Der Parametersatz, welcher die kleinste Standardabweichung ergibt, ist somit der "genauere". Dieser beschreibt denn die mechanischen Eigenschaften der eingebauten Materialien.

3.2 Aufbau

Der untersuchte Aufbau, mit dazugehörigen Schichtstärken, ist in Abbildung 1 dargestellt.

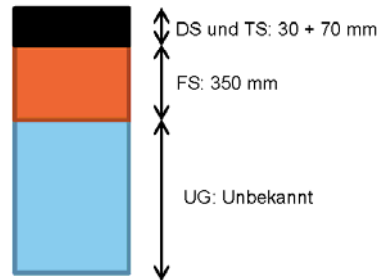


Abbildung 1: Aufbau des Testfeldes: DS = Deckschicht, TS = Tragschicht, UG = Untergrund

3.3 Messungen

Messmethodik

Die ETH Delta Messungen werden nach dem Prinzip des Benkelmanbalkens durchgeführt. Die Einsenkungen beim initialen Belastungspunkt werden nach der Verschiebung der Achslast (Lastwagen) sowie der Abstand zum Lastwagen in Längsrichtung kontinuierlich gemessen, (Abbildung 2). Die Darstellung der Einsenkungen gegenüber dem Lastabstand ergibt die räumliche Darstellung der Deflektionsmulde.

Messgerät

Um die Deflektionsmulde zu messen wurde das ETH Delta Messgerät eingesetzt. Das Messgerät misst mit Lasersensoren die Einsenkungsmulde an 12 verschiedenen Stellen quer zum Belastungspunkt (Abbildung 2). Die Stützpunkte der Apparatur liegen weit ausserhalb der Einflussmulde, bei mindestens 3 Meter hinter der Last. Allfällige Rahmenbewegungen werden von Referenzsensoren aufgenommen, welche mehr als 4 Meter entfernt und damit unabhängig sind. Der Abstand zum Lastwagen wird mittels eines Distanzlasers kontinuierlich aufgenommen.

Belastung

Als Last wird ein Lastwagen verwendet (Abbildung 2). Das Gewicht der Achslast beträgt 100 kN .



Abbildung 2: ETH Delta Messgerät während der Messung

3.4 Messresultate

Rückfedernde Deflektion
massgebend

In den nachfolgenden Abbildungen 3 bis 7 sind die experimentellen Resultate einiger repräsentativen Messungen dargestellt. Es wird nur die rückfedernde Deflektionsmulde dargestellt, da bei der Erstbelastung zum Teil sowohl elastische wie auch teilweise zeitabhängige Verformungen auftreten, welche für die Art der durchzuführenden Rückrechnung eher ungeeignet sind (Vgl. Par. 3.6).

Oberen Schichten werden
beschädigt

Aus den Darstellungen wird klar ersichtlich, dass sich die Form der Deflektionsmulde nicht massgeblich mit der Zunahme der Anzahl Lastüberrollungen ändert. Lokal treten jedoch grössere Setzungen auf, welche auf eine Schädigung der ersten oberen Schichten hindeuten.

Genauere Aussagen werden durch die Rückrechnung gewonnen (Par. 3.6).

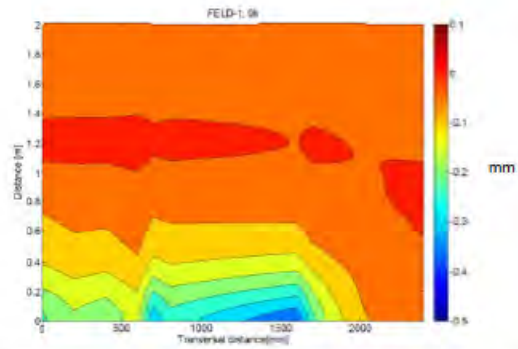


Abbildung 3: Dreidimensionale Einsenkungsmulde nach 0 Überrollungen. Blau = Einsenkung unterhalb eines Zwillingrad.

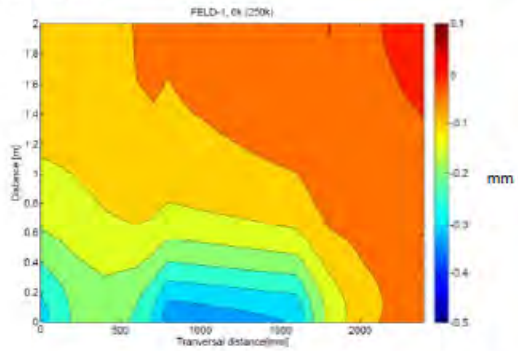


Abbildung 4: Dreidimensionale Einsenkungsmulde nach 0 Überrollungen. Blau = Einsenkung unterhalb eines Zwillingrad. Diese Messung wurde im unbelasteten Teil der Teststrecke durchgeführt, als das Testfeld bereits mit 250'000 Lastüberrollungen belastet wurde.

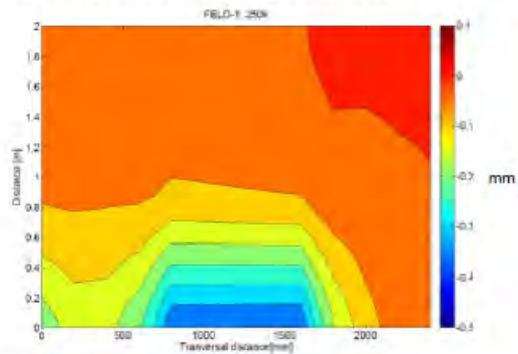


Abbildung 5: Dreidimensionale Einsenkungsmulde nach 250'000 Überrollungen. Blau = Einsenkung unterhalb eines Zwillingrad.

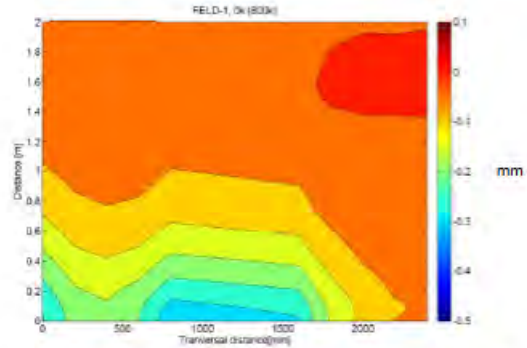


Abbildung 6: Dreidimensionale Einsenkungsmulde nach 0 Überrollungen. Blau = Einsenkung unterhalb eines Zwillingrad. Diese Messung wurde im unbelasteten Teil der Teststrecke durchgeführt, als das Testfeld bereits mit 800'000 Lastüberrollungen belastet wurde.

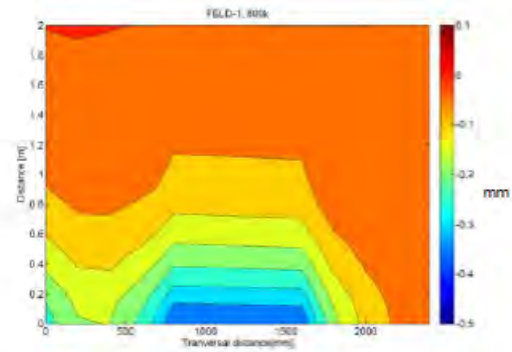


Abbildung 7: Dreidimensionale Einsenkungsmulde nach 800'000 Überrollungen. Blau = Einsenkung unterhalb eines Zwillingrad.

FE Modellbildung

3.5 Vorwärtsrechnung

Das FE Modell besteht aus 1/4 des Testfeldes: Dank der Symmetrie des Problems sind die Resultate auch für die nicht modellierten Teile des Modells gültig (vgl. Abbildung 8).

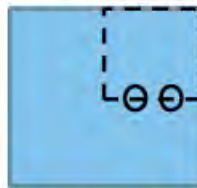


Abbildung 8: Dank der Symmetrie des Boundary Value Problem ist die Modellierung von nur 1/4 der Struktur notwendig.

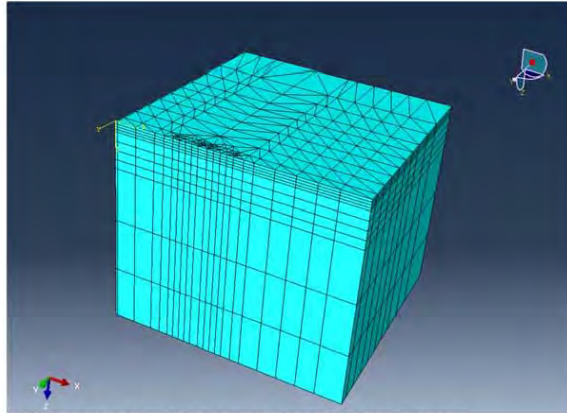


Abbildung 9: Mesh für das abgebildete "Boundary Value Problem".

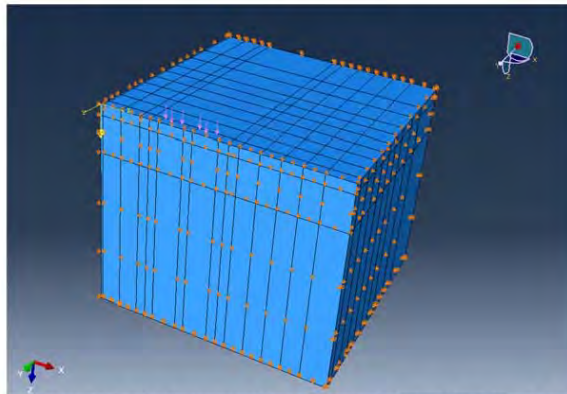


Abbildung 10: Randbedingungen und Lasten: Die Dreiecke symbolisieren die unerlaubten Bewegungsrichtungen

Das FE Modell (Abbildung 9, 10) zur Berechnung der Setzungen besteht aus

Knoten: 2654

Elemente: 3574 C3D6 six node linear triangular prism

Die geometrischen Abmessungen des Modells sind die folgenden (Tabelle 1):

Geometrie	Abmessungen [m]
Höhe	2.5
Länge	2.5
Breite	2.5

Tabelle 1: Geometrie

Es wurden die folgenden Schichten mit den jeweiligen Dicken berücksichtigt (Tabelle 2):

Schicht (Material)	Material	Dicke [mm]
Deck und Tragschicht	AB 11 und 22s	100
Fundationsschicht	Kiessand	350
Untergrund	unbekannt	unbekannt

Tabelle 2: Schichtdicke

Mit diesen Abmessungen wird gewährleistet, dass die rechnerischen Resultate nicht von den Randbedingungen zu stark beeinflusst werden.

Die Last wird mit einem 4-Eckigen Pneuabdruck modelliert, deren Abmessungen die folgenden sind:

- Pneuabdruck A = 2 x 260 x 110 (=220/2) mm
- Abstand zwischen den Zwillingen: 90 mm
- Abstand zwischen den Räder (Innenkante): 1220 mm

Der Druck auf dem Oberbau beträgt somit: 437 kPa (=50 kN / (2*0.26 m*0.22 m))

3.6 Rückrechnung

Lineare elastische Modellierung mit nicht linearem Interface

Die Rückrechnungen werden auf Basis der bei 0, 250'000 und 800'000 Lastüberrollungen aufgenommenen Messungen durchgeführt. Die Schichten werden mit einem linear elastischen Ansatz modelliert. Das Interface zwischen den gebundenen und ungebundenen Schichten wird mit einem Reibungskoeffizient $\mu = 0.7$ ($\phi = 35^\circ$) angenommen. Zwischen den ungebundenen Schichten beträgt der Reibungskoeffizient 0.5 ($\phi = 26.5^\circ$). Die untersuchten Parameter für die Rückrechnung sind die Young Moduli (E-Moduli) der einzelnen Schichten. Die Querdehnungszahlen wurden a priori gewählt:

- _ Asphaltbeton: $\nu = 0.4$;
- _ Kiessand: $\nu = 0.3$
- _ Untergrundmaterial: $\nu = 0.2$

Schicht	Material	E (0k) [MPa]	E (250k) [MPa]	E (800k) [MPa]
DS und TS	AB11 und 22s	4065 (29.5°C)	804 (23.2°C)	1743 (8.85°C)
FS	Kiessand	270	138	142
UG	?	139	128	138

Tabelle 3: Veränderung der Steifigkeiten der Schichte infolge wiederholter Belastung. In Klammer sind die Temperaturen der gebundenen Schichten während der Messung angegeben. ..

Für die Rückrechnung der E-Moduli wird nur die rückfedernde Deflektion berücksichtigt. Dies hat den Vorteil, dass der grösste Teil der auftretenden Verformungen elastisch ist.

Eine Rückrechnung der Deflektion während der Erstbelastung konvergiert eher schlecht, da das für die Modellierung der Schichten angewandte linear elastische Stoffgesetz, die zum Teil leicht auftretende zeitabhängige Deformationen nicht berücksichtigen kann.

In den nächsten Abbildungen sind die Ergebnisse der Rückrechnungen bei optimalem Parametersatz gegenüber den Messresultaten dargestellt (Abb. 11 bis 18).

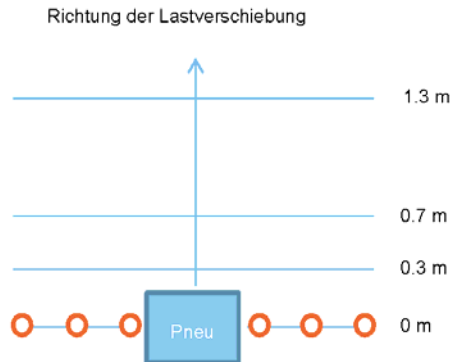


Abbildung 11: Schema der Messmethodik. orange Punkte: Messstellen. blaue Balken: evaluierte Abstände für die Rückrechnung

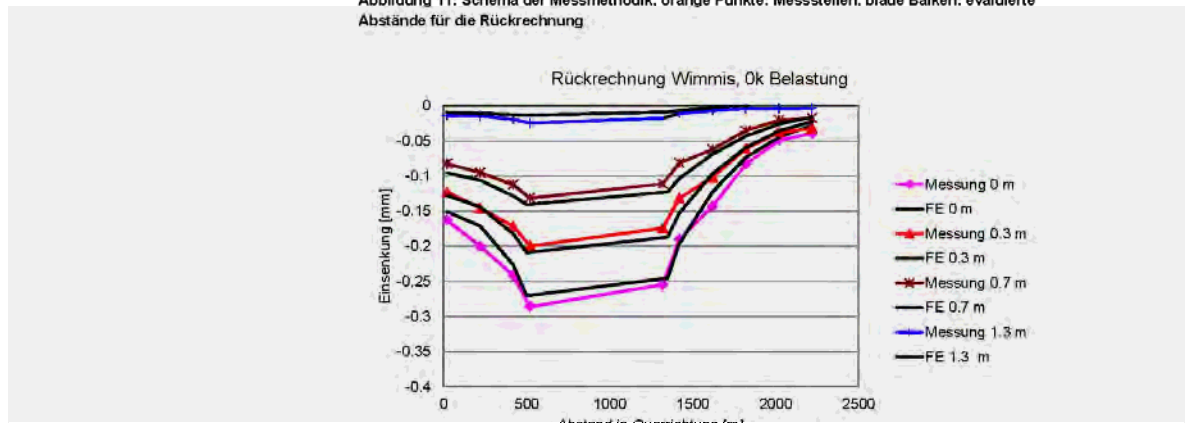


Abbildung 12: Rückgerechnete und gemessene Einsenkung vor der MLS10 Belastung

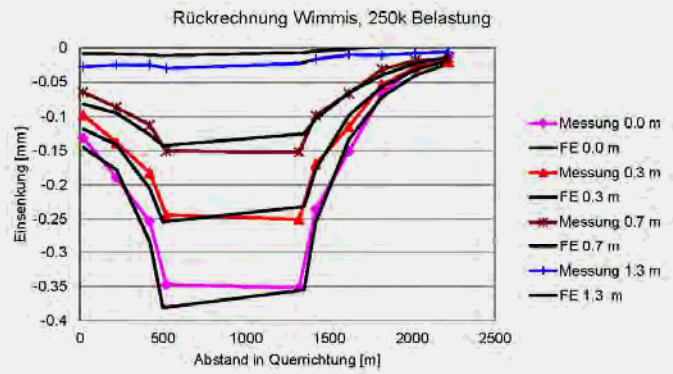


Abbildung 13: Rückgerechnete und gemessene Einsenkung bei 250'000 Lastüberrollungen

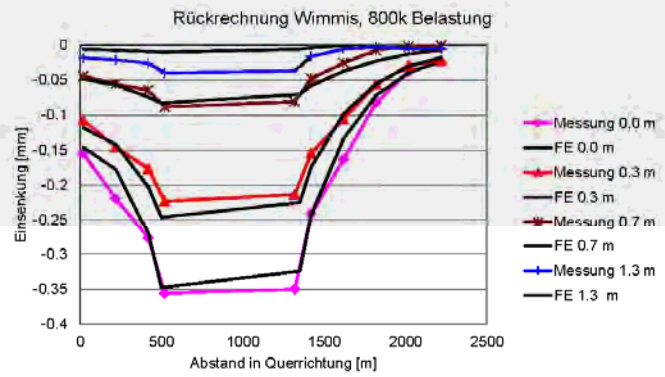


Abbildung 14: Rückgerechnete und gemessene Einsenkung bei 800'000 Lastüberrollungen

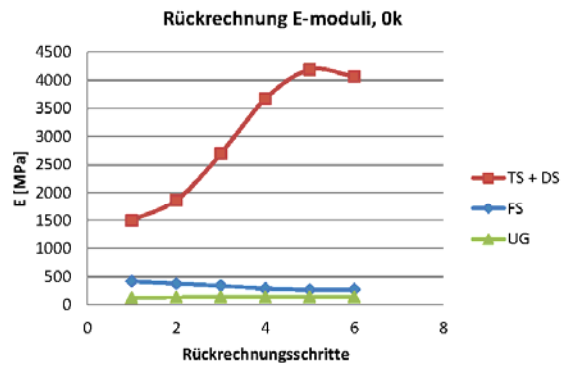


Abbildung 15: Rückrechnungsschritte gegenüber E-Moduli bei der Ermittlung des "Best Fit" der Deflektionsmulde, 0 Lastüberrollungen.

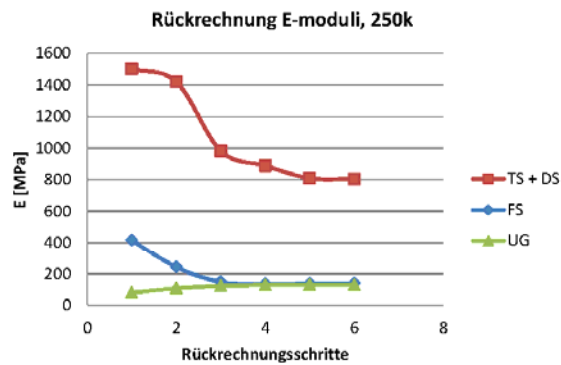


Abbildung 16: Rückrechnungsschritte gegenüber E-Moduli bei der Ermittlung des "Best Fit" der Deflektionsmulde, 250'000 Lastüberrollungen.

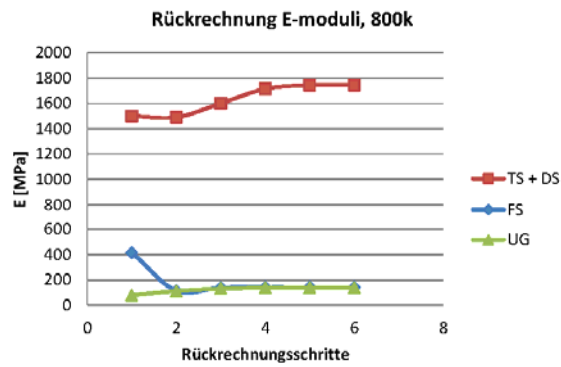


Abbildung 17: Rückrechnungsschritte gegenüber E-Moduli bei der Ermittlung des "Best Fit" der Deflektionsmulde, 800'000 Lastüberrollungen.

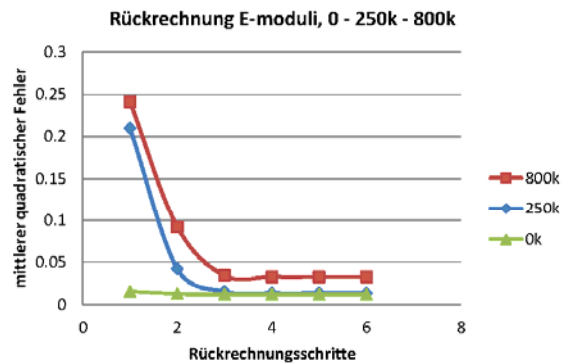


Abbildung 18: Änderung des mittleren quadratischen Fehlers zwischen berechneten und gemessenen Deflektionen.

Die rückgerechneten Werte der E-Moduli der Schichten zeigen, dass im Oberbau eine deutliche Abnahme der Schichtensteifigkeit stattgefunden hat. Dies wurde schon nach 250'000 Überrollungen nachgewiesen. Nach 800'000 Überrollungen steigt die Steifigkeit der Asphaltschichten wieder: Dies ist aber auf die viel tiefere Temperatur zurückzuführen.

Die Fundationsschicht erfuhr somit eine relevante Abminderung der Tragfähigkeit, welche nach 250'000 Überrollungen deren des Untergrundes gleicht.

4. Schlussfolgerungen

Interpretation der experimentellen Ergebnisse

Die graphische Darstellung der gemessenen Deflektionsmulden zeigt, dass infolge der wiederholten Belastung des MLS10, die absoluten Setzungen im Bereich des Belastungspunktes zugenommen haben. Die Form der Deflektionsmulde bleibt hingegen ähnlich. Dies deutet drauf hin, dass die verursachten Schäden eher oberflächlich sind.

FE Modell: Schäden in Tragschicht und Fundation

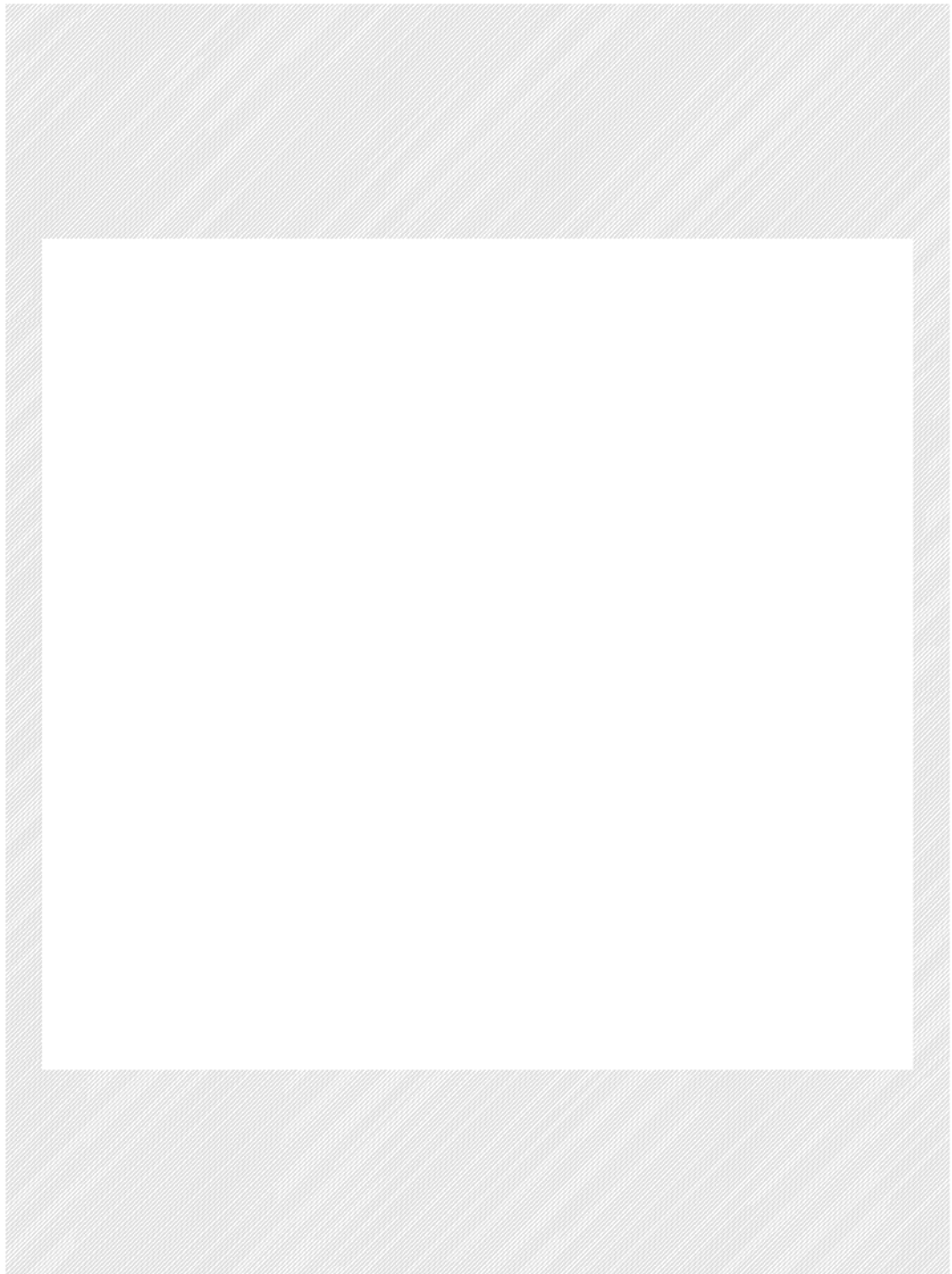
Die Rückrechnung mittels finiter Elemente zeigt, dass eine Änderung der Steifigkeit vor allem in der Tragschicht und in der Fundationsschicht stattgefunden hat.



Abbildung 19: Spurrinnenbildung nach 800'00 Lastüberrollungen. "Durchstanzversagen" der Fahrbahn (hellblaue Linie=Interpretation).

Interpretation des Schädigungsprozess

Nach Meinung von Basler&Hofmann ist das Auftreten von Rissen und Spurrinnen vor allem auf die relevante Abminderung der Steifigkeit der Fundationsschicht zurückzuführen: Die in der Folge aufgetretene Reduktion der Bettung für die Tragschicht, verursachte dann eine erhöhte Spannungsdehnungsbelastung im Asphalt. Dies führte zu plastischen Verformungen (Spurrinnen) in den gebundenen Schichten (vgl. Abbildung 18).



www.baslerhofmann.ch

Glossar

Begriff	Bedeutung
APT	Accelerated Pavement Testing
ASTRA OFROU	Bundesamt für Strassen <i>Office fédéral des routes</i>
DCP	Dynamic Cone Penetrometer
Empa	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
FWD	Falling Weight Deflectometer
IGT	Institute for Geotechnical Engineering
LFG	Leichtes Fallgewichtsgerät
LIM	Lineare Induktions Motoren
LWD	Light Weight Deflectometer
MLS10	Mobile Load Simulator
PSPA	Portable Seismic Pavement Analyzer

Literaturverzeichnis

-
- [1] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2011), „**Dimensionierung Strassenaufbaus, Unterbau und Oberbau**“, SN 640324.
-
- [2] H.W. Fritz, M. Seeberger und M.N. Partl (1992), « **Untersuchung stark beanspruchter bituminöser Autobahnbeläge** », UVEK/ASTRA Bericht Nr. 256.
-
- [3] M.N. Partl, T.S. Vinson und R.B. Leahy (1996), „**Performance-related Testing of Heavy Loaded Swiss Asphalt Concrete Surface Courses**“, 76th Annual Meeting AAPT, Baltimore, Vol65 of AAPT Journal
-
- [4] H.P. Rossner und I. Scazziga (1982), „**Verhalten des Strassenoberbaus unter wiederholter Belastung Versuch Nr.1 auf der ISETH-Rundlaufanlage**“, Schlussbericht zu Forschungsaufträge 13/77 und 34/80. Mitteilung Nr. 48.
-
- [5] A. Jacot und I. Scazziga (1985), „**Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen Versuch Nr. 2 auf der ISETH-Rundlaufanlage**“, Eigenössischen Departements des Innern ; Schlußbericht zu Forschungsauftrag 11/79, 29/82, 8/83.
-
- [6] I.Scazziga und C. Treboux (1994), „**Vergleich von Oberbauvarianten für Kantons- und Gemeindestrassen: Versuch Nr. 3 auf der Rundlaufanlage der ETHZ**“, Schlussbericht zu Forschungsauftrag 35/80 und 17/85, UVEK/ASTRA Report Nr. 316.
-
- [7] J. Perret (2001), „**Evaluation des performances de nouveaux matériaux de revêtement:1ère partie: Enrobés à haut module**“, UVEK/ASTRA Bericht Nr. 1001.
-
- [8] M. Arraigada, A. Kalogeropoulos, J. Hugenschmidt, M.N. Partl, M. Caprez und C. Rabaiotti (2009), „**Pilotstudie Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen**“, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. Forschungsauftrag 2004/018, Bericht Nr. 1261.
-
- [9] M. Arraigada, M.N. Partl, H. Kato, A. Pugliesi und A. Treuholz (2013) „**Praxis-Kalibrierung der neuen mobilen Grossversuchsanlage MLS10 für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen in der Schweiz**“, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. Forschungsauftrag 2007/011, Bericht Nr. 1432.
-
- [10] M. Arraigada (2010), „**Estudio del uso de acelerómetros en la determinación de la deflexión de pavimentos bajo las cargas del tránsito. Su aplicación al análisis estructural de pavimentos flexibles**“, Tesis Doctoral Universidad Nacional de Rosario, Argentina.
-
- [11] A. Pugliesi, M.N. Partl, F. Martinez, M. Arraigada und S. Angelone (2010), „**Utilización de simuladores móviles de carga MMLS3 y MLS10 para el estudio de Pavimentos**“, Proceedings of 36th CAP Conference, Buenos Aires, 30 Nov-3 Dec 2010.
-
- [12] M.N. Partl und M. Arraigada (April 2011) „**Der neue Mobile Load Simulator MLS10**“, Strasse und Autobahn, 62, Nr 4, pp252-257.
-
- [13] C. Karcher, M.N. Partl, P. Plachkova, M. Arraigada und M. Umminger (2010) „**Untersuchungen von Veränderungen der strukturellen Substanz von Asphaltkonstruktionen**“, Strasse und Autobahn, 61/9, pp631-637.
-
- [14] C. Rabaiotti, M.N. Partl, M. Caprez (2008) „**APT device evaluation for road research in Switzerland: test campaign on a Swiss Highway with the MLS10**“, Proceedings of 3rd International Conference on Accelerated Pavement Testing, APT 2008, Madrid.
-
- [15] F. Hugo, E. de Vos, H. Tayob, L. Kannemeyer und M.N. Partl (2008), „**Innovative Applications of the MLS10 for Developing Pavement Design Systems**“. Proceedings of 3rd International Conference on Accelerated Pavement Testing, APT 2008, Madrid.
-

-
- [16] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2006), „**Bestimmung des Schichtenverbunds (nach Leutner)**“ SN 670641.
-
- [17] FGSV Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (2009), „**Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgrösse in die Dimensionierung**“, ISBN 978-3-941790-06-3
-
- [18] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1998), „**Gerät für den Plattendruckversuch EV und ME**“, SN 670312b.
-
- [19] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1998), „**Böden - Plattendruckversuch EV und ME**“, SN 670317b.
-
- [20] J.M. Kindermans (1976), "**Le sonde de battage légère en construction routière**", C.R.R., Bruxelles, CR 5/76.
-
- [21] F. Amini (Sep 2003), "**Potential applications of dynamic and static cone penetrometer in MDOT pavement design and construction**", Report No. FHWA/MS-DOT-RD-03-162.
-
- [22] K. Chua (1988), "**Determination of CBR and elastic modulus of soils using a portable pavement dynamic cone penetrometer**", Penetration Testing, Rotterdam.
-
- [23] R. Gehrig, K. Zeyera, N. Bukowieckia, P. Lienemanna, L.D. Poulidakos, M. Furger und B. Buchmann (Dec 2010), "**Mobile Load Simulators – a tool to distinguish between the emissions due to abrasion and resuspension of PM10 from road surfaces**", Atmospheric Environment, Vol. 44, No 38, pp4937-4943.
-
- [24] S. Nazariann, D. Yuan, V. Tandon und M. Arellano (2002), "**Quality Management of Flexible Pavement Layers with Seismic Methods**", Res. Rep 1735-3F, Univ. of Texas at El Paso.
-
- [25] R.B. Mallick, A. Das und S. Nazarian (2005), "**Fast Nondestructive Field Test Method to Determine Stiffness of Subsurface Layer in This Surface Hot-Mix Asphalt Pavement**", Transp. Res. Record Vol. 1905, pp82-89.
-
- [26] M. Celaya (2006), "**Seismic Testing to Determine Quality of Hot-Mix Asphalt**", Paper 06-2654, CD-Rom Proceedings of 85th Annual TRB Meeting, Washington DC
-
- [27] A. Bohn, P. Ullidtz, R. Stubstad und A. Sørensen (1972), "**Danish Experiments with the French Falling Weight Deflectometer**", Proc. 3rd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements, Univ. of Michigan, Ann Arbor, 1:1119–1128
-
- [28] H. Beckedahl, H. Hürtgen, E. Straube und H-W. Horz (1996), „**Begleitende Forschung zur Einführung des Falling Weight Deflectometer (FWD) in der Bundesrepublik Deutschland**“, Bonn-Bad Godesberg : Bundesministerium für Verkehr, Abteilung Strassenbau. (Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik ; Heft 733.
-
- [30] Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau TP BF – StB (2003): „**Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgerätes. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau**“, T TP BF – StB, Teil B 8.3.
-
- [31] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (2011), „**Dimensionierung des Strassenaufbaus Äquivalente Verkehrslast**“, SN 640320.
-
- [32] M. Shojaati, I. Scazziga, F-L. Yang (2002), „**Tägliche äquivalente Verkehrslast TF verschiedener Strassentypen in der Schweiz**“, Forschungsauftrag VSS 1996/032 (14/96). Bericht Nr. 1017
-

Projektabschluss



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Version vom 09.10.2013

Formular Nr. 3: Projektabschluss

erstellt / geändert am: 2 Dezember 2013

Grunddaten

Projekt-Nr.: ASTRA 2011/004
 Projekttitel: Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10
 Enddatum: Dezember 2013

Texte

Zusammenfassung der Projektresultate:

Der Zweck von beschleunigten Verkehrssimulationen (engl. APT) besteht darin, den Verkehr auf einer Belagsstruktur zu simulieren indem einerseits die Anzahl Belastungen pro Zeit oder andererseits die Last an sich erhöht wird. Das Ziel dabei ist, ein Belagsversagen innerhalb kürzerer Zeit herbeizuführen, um die Versagensmechanismen und den Einfluss verschiedener Last- und Umweltfaktoren auf das Verhalten und die Eigenschaften des Belags zu studieren.

Der in Südafrika durch die Universität Stellenbosch entwickelte MLS10 ist ein mobiler Verkehrslastsimulator für APT und wurde im Jahr 2007 durch die Empa beschafft. Da es sich bei der MLS10 um einen Prototypen handelte, bedurfte es aufwendiger Verbesserungen, die im Jahr 2008 durchgeführt wurden. Für eine Kalibrierung wurde die MLS10 in den Jahren 2009 und 2010 an drei verschiedenen Standorten eingesetzt. Die Hauptziele dieser Kalibrierung waren einerseits die Schadenswirkung der MLS10 auf verschiedene Belagsaufbauten zu korrelieren und andererseits die Bedienung der Maschine zu optimieren.

Der vorliegende Bericht fasst die Resultate eines im Jahr 2011 durchgeführten Tests zur Evaluation der Versagensgrenze eines schweizerischen Normbelags, typischerweise eingesetzt für tiefe Verkehrsaufkommen, zusammen. Das Ziel bestand darin, die Gebrauchsdauer dieses Belags bei Belastung durch den MLS10 zu ermitteln um die Resultate als Referenz in Bezug zu ähnlichen Belägen gleicher Steifigkeit zu verwenden. Aus diesem Grund wurde ein T2-S2 Oberbau, bestehend aus 35cm ungebundenem Gemisch 0/45 und zwei Asphaltschichten zu 6,5cm und 3,5cm aufgebaut und mit verschiedenen Sensoren bestückt um die strukturelle Antwort auf die Belastung mit dem MLS10 zu messen. Zu diskreten Zeitpunkten wurde der Belag durch zerstörungsfreie Prüfungen untersucht. Ebenfalls wurden periodisch das Querprofil mit einem Profilometer und der seismische Modul der Schichten mit dem Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA) gemessen. Die Deflektionsmulde wurde am Anfang und am Ende des Tests mit dem ETH Delta Gerät und dem Falling Weight Deflectometer (FWD) bestimmt. Für Laboruntersuchungen wurden Bohrkern und andere Probekörper entnommen. Der Belag wurde insgesamt mit mehr als 800'000 Überrollungen mit einer Halbachlast von 65kN belastet.

Die Datenanalyse hat ergeben, dass die erstellte Struktur etwa 3-mal mehr Lastzyklen standgehalten hat, als in den Normen vorgegeben wird. Diese schätzen die Lebensdauer eines T2-S2 Oberbaus (Belag plus Kieskoffer) auf etwa 80'000 Lastzyklen bei einer Last von 65kN. Anzeichen des Belagsversagens traten vor allem durch Spurrinnenbildung auf, nach 260'000 Lastzyklen wurde eine permanente Deformation von 20mm gemessen. Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren lassen darauf schliessen, dass sich die Steifigkeit der gesamten Struktur zwischen 200'000 und 300'000 Überrollungen verändert hat. Die ersten Risse im Belag traten bei 120'000 Lastzyklen an den Rändern der Fahrspur auf. Die zerstörungsfreien Prüfungen, speziell FWD Messungen, registrierten einen drastischen Anstieg in der Steifigkeit des Untergrundes, was eine Konsequenz der Verdichtung des Untergrundes durch die Belastung mit dem MLS10 darstellt. Die Laboruntersuchungen zeigten, dass ein Durchstanzen der Belagsschichten in den Untergrund stattgefunden hatte. Ausserdem führte die Belastung zu einer Schichtentrennung im Belag. Dies wurde auch durch Messungen mit dem Light Weight Deflectometer (LWD) bestätigt. Allerdings ist zu beachten, dass die Effekte der Spurdriten des Verkehrs sowie die Jahre lang Einfluss der Witterung nicht simuliert sind.



Schweizerische Eidgenossenschaft
Confédération suisse
Confederazione Svizzera
Confederaziun svizra

Eidgenössisches Departement für
Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK
Bundesamt für Strassen ASTRA

Zielerreichung:

Die Ziele dieses Forschungsprojektes wurden erreicht. Ein neu eingebauter Normbelag der Verkehrlastklasse T2 wurde mit Hilfe der MLS10 innerhalb von zwei Monaten zur Versagensgrenze gebracht. Die Lebensdauer wurde mit zahlreichen Sensoren und Tests ermittelt. Die Ergebnisse wurden mit den Dimensionierungsnormen verglichen.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die ermittelte Gebrauchsdauer dieses Belags bei Belastung durch die MLS10 gilt als Referenz in Bezug zu ähnlichen Belägen gleicher Steifigkeit. Zu Bedenken ist allerdings, dass die Beanspruchung unter konzentrierter kanalisierter Überrollung ohne das in der Praxis bekannte Spurdriften des Verkehrs sowie ohne gezielte Berücksichtigung klimatischer Effekte erfolgte. Namentlich kann sich auch der Einfluss von Wasser in Zusammenhang mit oberflächlicher Rissbildung und Verlust des Schichtenverbunds negativ auf das strukturelle Verhalten auswirken. Es wird daher dringend empfohlen, in einem weiteren MLS10 Projekt mit einem T2-S2 Belag diese Effekte gezielt zu untersuchen und auch den Einfluss des Spurdriftens des realen Verkehrs miteinzubeziehen.

Publikationen:

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: Arrigada

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Empa Dübendorf, Abteilung Strassenbau und Abdichtungen

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:

FORSCHUNG IM STRASSENWESEN DES UVEK

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Forschungsziele wurden im Wesentlichen erreicht. Der Versuch bestätigte das Potential der MLS 10, in relativ kurzer Zeit Aufbauten für Verkehrsflächen einer hohen Belastung auszusetzen und das Verhalten mit zahlreichen Messverfahren zu erfassen. Der Versuch und der dazugehörige Bericht zeigen auch auf, dass die gewonnenen Ergebnisse differenziert zu analysieren und zu interpretieren sind. So liegt es etwa in der Natur der Versuchsanordnung, dass die zeitliche Alterung von Asphaltsschichten und allfällige Langzeitsetzungen der Fundationsschicht oder des Untergrundes nicht berücksichtigt werden. Zudem wurde etwa aufgezeigt, dass der als T2-S2 konzipierte Aufbau auch als T3-S3 Aufbau interpretiert werden kann.

Umsetzung:

Die gewonnenen Erkenntnisse können für weitere Analysen benutzt werden und dienen als Datensatz zu Vergleichszwecken mit anderen Forschungsvorhaben. Die Ergebnisse wurden an Fachanlässen und in Publikationen vorgestellt. Es bestehen auch Kontakte zum Austausch mit der BAST in Deutschland, die ein MLS 10 Gerät der jüngeren Generation angeschafft hat.

weitergehender Forschungsbedarf:

Weitere Forschungsaufträge und Folgeprojekte sind bereits am laufen oder sind initiiert. Das betrifft beispielsweise ein direktes Folgeprojekt, mit welchem der Einfluss einer kanalisierten nicht kanalisierten Verkehrsbelastung untersucht werden soll.

Einfluss auf Normenwerk:

Zusammen mit weiteren Forschungsvorhaben kann das vorliegende Projekt Grundlagen für eine Überarbeitung der Dimensionierungsnormen liefern.

Der Präsident/die Präsidentin der Begleitkommission:

Name: Horat

Vorname: Martin

Amt, Firma, Institut: Stadt Zürich Tiefbauamt

Unterschrift des Präsidenten/der Präsidentin der Begleitkommission:



Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1422	ASTRA 2011/006_OBF	Fracture processes and in-situ fracture observations in Gipskeuper	2013
1421	VSS 2009/901	Experimenteller Nachweis des vorgeschlagenen Raum- und Topologiemodells für die VM-Anwendungen in der Schweiz (MDATrafo)	2013
1420	SVI 2008/003	Projektierungsfreiräume bei Strassen und Plätzen	2013
1419	VSS 2001/452	Stabilität der Polymere beim Heisseinbau von PmB-haltigen Strassenbelägen	2013
1416	FGU 2010/001	Sulfatwiderstand von Beton: verbessertes Verfahren basierend auf der Prüfung nach SIA 262/1, Anhang D	2013
1415	VSS 2010/A01	Wissenslücken im Infrastrukturmanagementprozess "Strasse" im Siedlungsgebiet	2013
1414	VSS 2010/201	Passive Sicherheit von Tragkonstruktionen der Strassenausstattung	2013
1413	SVI 2009/003	Güterverkehrsintensive Branchen und Güterverkehrsströme in der Schweiz Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz Teilprojekt B1	2013
1412	ASTRA 2010/020	Werkzeug zur aktuellen Gangliniennorm	2013
1411	VSS 2009/902	Verkehrstelematik für die Unterstützung des Verkehrsmanagements in ausserordentlichen Lagen	2013
1410	VSS 2010/202_OBF	Reduktion von Unfallfolgen bei Bränden in Strassentunneln durch Abschnittsbildung	2013
1409	ASTRA 2010/017_OBF	Regelung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2013
1408	VSS 2000/434	Viellissement thermique des enrobés bitumineux en laboratoire	2012
1407	ASTRA 2006/014	Fusion des indicateurs de sécurité routière : FUSAIN	2012
1406	ASTRA 2004/015	Amélioration du modèle de comportement individuel du Conducteur pour évaluer la sécurité d'un flux de trafic par simulation	2012
1405	ASTRA 2010/009	Potential von Photovoltaik an Schallschutzmassnahmen entlang der Nationalstrassen	2012
1404	VSS 2009/707	Validierung der Kosten-Nutzen-Bewertung von Fahrbahn-	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		Erhaltungsmassnahmen	
1403	SVI 2007/018	Vernetzung von HLS- und HVS-Steuerungen	2012
1402	VSS 2008/403	Witterungsbeständigkeit und Durchdrückverhalten von Geokunststoffen	2012
1401	SVI 2006/003	Akzeptanz von Verkehrsmanagementmassnahmen-Vorstudie	2012
1400	VSS 2009/601	Begrünte Stützgitterböschungssysteme	2012
1399	VSS 2011/901	Erhöhung der Verkehrssicherheit durch Incentivierung	2012
1398	ASTRA 2010/019	Environmental Footprint of Heavy Vehicles Phase III: Comparison of Footprint and Heavy Vehicle Fee (LSVA) Criteria	2012
1397	FGU 2008/003_OBF	Brandschutz im Tunnel: Schutzziele und Brandbemessung Phase 1: Stand der Technik	2012
1396	VSS 1999/128	Einfluss des Umhüllungsgrades der Mineralstoffe auf die mechanischen Eigenschaften von Mischgut	2012
1395	FGU 2009/003	KarstALEA: Wegleitung zur Prognose von karstspezifischen Gefahren im Untertagbau	2012
1394	VSS 2010/102	Grundlagen Betriebskonzepte	2012
1393	VSS 2010/702	Aktualisierung SN 640 907, Kostengrundlage im Erhaltungsmanagement	2012
1392	ASTRA 2008/008_009	FEHRL Institutes WIM Initiative (Fiwi)	2012
1391	ASTRA 2011/003	Leitbild ITS-CH Landverkehr 2025/30	2012
1390	FGU 2008/004_OBF	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Belchentunnel	2012
1389	FGU 2003/002	Long Term Behaviour of the Swiss National Road Tunnels	2012
1388	SVI 2007/022	Möglichkeiten und Grenzen von elektronischen Busspuren	2012
1387	VSS 2010/205_OBF	Ablage der Prozessdaten bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1386	VSS 2006/204	Schallreflexionen an Kunstbauten im Strassenbereich	2012
1385	VSS 2004/703	Bases pour la révision des normes sur la mesure et l'évaluation de la planéité des chaussées	2012
1384	VSS 1999/249	Konzeptuelle Schnittstellen zwischen der Basisdatenbank und EMF-, EMK- und EMT-DB	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1383	FGU 2008/005	Einfluss der Grundwasserströmung auf das Quellverhalten des Gipskeupers im Chienbergtunnel	2012
1382	VSS 2001/504	Optimierung der statischen Eindringtiefe zur Beurteilung von harten Gussasphaltsorten	2012
1381	SVI 2004/055	Nutzen von Reisezeiteinsparungen im Personenverkehr	2012
1380	ASTRA 2007/009	Wirkungsweise und Potential von kombinierter Mobilität	2012
1379	VSS 2010/206_OBF	Harmonisierung der Abläufe und Benutzeroberflächen bei Tunnel-Prozessleitsystemen	2012
1378	SVI 2004/053	Mehr Sicherheit dank Kernfahrbahnen?	2012
1377	VSS 2009/302	Verkehrssicherheitsbeurteilung bestehender Verkehrsanlagen (Road Safety Inspection)	2012
1376	ASTRA 2011/008_004	Erfahrungen im Schweizer Betonbrückenbau	2012
1375	VSS 2008/304	Dynamische Signalisierungen auf Hauptverkehrsstrassen	2012
1374	FGU 2004/003	Entwicklung eines zerstörungsfreien Prüfverfahrens für Schweissnähte von KDB	2012
1373	VSS 2008/204	Vereinheitlichung der Tunnelbeleuchtung	2012
1372	SVI 2011/001	Verkehrssicherheitsgewinne aus Erkenntnissen aus Datapooling und strukturierten Datenanalysen	2012
1371	ASTRA 2008/017	Potenzial von Fahrgemeinschaften	2011
1370	VSS 2008/404	Dauerhaftigkeit von Betonfahrbahnen aus Betongranulat	2011
1369	VSS 2003/204	Rétention et traitement des eaux de chaussée	2012
1368	FGU 2008/002	Soll sich der Mensch dem Tunnel anpassen oder der Tunnel dem Menschen?	2011
1367	VSS 2005/801	Grundlagen betreffend Projektierung, Bau und Nachhaltigkeit von Anschlussgleisen	2011
1366	VSS 2005/702	Überprüfung des Bewertungshintergrundes zur Beurteilung der Strassengriffigkeit	2010
1365	SVI 2004/014	Neue Erkenntnisse zum Mobilitätsverhalten dank Data Mining?	2011
1364	SVI 2009/004	Regulierung des Güterverkehrs Auswirkungen auf die Transportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP D	2012

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1363	VSS 2007/905	Verkehrsprognosen mit Online -Daten	2011
1362	SVI 2004/012	Aktivitätenorientierte Analyse des Neuverkehrs	2012
1361	SVI 2004/043	Innovative Ansätze der Parkraumbewirtschaftung	2012
1360	VSS 2010/203	Akustische Führung im Strassentunnel	2012
1359	SVI 2004/003	Wissens- und Technologietransfer im Verkehrsbereich	2012
1358	SVI 2004/079	Verkehrsanbindung von Freizeitanlagen	2012
1357	SVI 2007/007	Unaufmerksamkeit und Ablenkung: Was macht der Mensch am Steuer?	2012
1356	SVI 2007/014	Kooperation an Bahnhöfen und Haltestellen	2011
1355	FGU 2007/002	Prüfung des Sulfatwiderstandes von Beton nach SIA 262/1, Anhang D: Anwendbarkeit und Relevanz für die Praxis	2011
1354	VSS 2003/203	Anordnung, Gestaltung und Ausführung von Treppen, Rampen und Treppenwegen	2011
1353	VSS 2000/368	Grundlagen für den Fussverkehr	2011
1352	VSS 2008/302	Fussgängerstreifen (Grundlagen)	2011
1351	ASTRA 2009/001	Development of a best practice methodology for risk assessment in road tunnels	2011
1350	VSS 2007/904	IT-Security im Bereich Verkehrstelematik	2011
1349	VSS 2003/205	In-Situ-Abflussversuche zur Untersuchung der Entwässerung von Autobahnen	2011
1348	VSS 2008/801	Sicherheit bei Parallelführung und Zusammentreffen von Strassen mit der Schiene	2011
1347	VSS 2000/455	Leistungsfähigkeit von Parkieranlagen	2010
1346	ASTRA 2007/004	Quantifizierung von Leckagen in Abluftkanälen bei Strassentunneln mit konzentrierter Rauchabsaugung	2010
1345	SVI 2004/039	Einsatzbereiche verschiedener Verkehrsmittel in Agglomerationen	2011
1344	VSS 2009/709	Initialprojekt für das Forschungspaket "Nutzensteigerung für die Anwender des SIS"	2011
1343	VSS 2009/903	Basistechnologien für die intermodale Nutzungserfassung im Personenverkehr	2011
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1341	FGU 2007/005	Design aids for the planning of TBM drives in squeezing ground	2011
1340	SVI 2004/051	Aggressionen im Verkehr	2011
1339	SVI 2005/001	Widerstandsfunktionen für Innerorts-Strassenabschnitte ausserhalb des Einflussbereiches von Knoten	2010
1338	VSS 2006/902	Wirkungsmodelle für fahrzeugseitige Einrichtungen zur Steigerung der Verkehrssicherheit	2009
1337	ASTRA 2006/015	Development of urban network travel time estimation methodology	2011
1336	ASTRA 2007/006	SPIN-ALP: Scanning the Potential of Intermodal Transport on Alpine Corridors	2010
1335	VSS 2007/502	Stripping bei lärmindernden Deckschichten unter Überrollbeanspruchung im Labormassstab	2011
1334	ASTRA 2009/009	Was treibt uns an? Antriebe und Treibstoffe für die Mobilität von Morgen	2011
1333	SVI 2007/001	Standards für die Mobilitätsversorgung im peripheren Raum	2011
1332	VSS 2006/905	Standardisierte Verkehrsdaten für das verkehrsträgerübergreifende Verkehrsmanagement	2011
1331	VSS 2005/501	Rückrechnung im Strassenbau	2011
1330	FGU 2008/006	Energiegewinnung aus städtischen Tunneln: Systemevaluation	2010
1329	SVI 2004/073	Alternativen zu Fussgängerstreifen in Tempo-30-Zonen	2010
1328	VSS 2005/302	Grundlagen zur Quantifizierung der Auswirkungen von Sicherheitsdefiziten	2011
1327	VSS 2006/601	Vorhersage von Frost und Nebel für Strassen	2010
1326	VSS 2006/207	Erfolgskontrolle Fahrzeugrückhaltesysteme	2011
1325	SVI 2000/557	Indices caractéristiques d'une cité-vélo. Méthode d'évaluation des politiques cyclables en 8 indices pour les petites et moyennes communes.	2010
1324	VSS 2004/702	Eigenheiten und Konsequenzen für die Erhaltung der Strassenverkehrsanlagen im überbauten Gebiet	2009
1323	VSS 2008/205	Ereignisdetektion im Strassentunnel	2011
1322	SVI 2005/007	Zeitwerte im Personenverkehr: Wahrnehmungs- und Distanzabhängigkeit	2008
1321	VSS 2008/501	Validation de l'oedomètre CRS sur des échantillons intacts	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1320	VSS 2007/303	Funktionale Anforderungen an Verkehrserfassungssysteme im Zusammenhang mit Lichtsignalanlagen	2010
1319	VSS 2000/467	Auswirkungen von Verkehrsberuhigungsmassnahmen auf die Lärmimmissionen	2010
1318	FGU 2006/001	Langzeitquellversuche an anhydritführenden Gesteinen	2010
1317	VSS 2000/469	Geometrisches Normalprofil für alle Fahrzeugtypen	2010
1316	VSS 2001/701	Objektorientierte Modellierung von Strasseninformationen	2010
1315	VSS 2006/904	Abstimmung zwischen individueller Verkehrsinformation und Verkehrsmanagement	2010
1314	VSS 2005/203	Datenbank für Verkehrsaufkommensraten	2008
1313	VSS 2001/201	Kosten-/Nutzenbetrachtung von Strassenentwässerungssystemen, Ökobilanzierung	2010
1312	SVI 2004/006	Der Verkehr aus Sicht der Kinder: Schulwege von Primarschulkindern in der Schweiz	2010
1311	VSS 2000/543	VIABILITE DES PROJETS ET DES INSTALLATIONS ANNEXES	2010
1310	ASTRA 2007/002	Beeinflussung der Luftströmung in Strassentunneln im Brandfall	2010
1309	VSS 2008/303	Verkehrsregelungssysteme - Modernisierung von Lichtsignalanlagen	2010
1308	VSS 2008/201	Hindernisfreier Verkehrsraum - Anforderungen aus Sicht von Menschen mit Behinderung	2010
1307	ASTRA 2006/002	Entwicklung optimaler Mischgüter und Auswahl geeigneter Bindemittel; D-A-CH - Initialprojekt	2008
1306	ASTRA 2008/002	Strassenglätte-Prognosesystem (SGPS)	2010
1305	VSS 2000/457	Verkehrserzeugung durch Parkieranlagen	2009
1304	VSS 2004/716	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen	2008
1303	ASTRA 2009/010	Geschwindigkeiten in Steigungen und Gefällen; Überprüfung	2010
1302	VSS 1999/131	Zusammenhang zwischen Bindemittleigenschaften und Schadensbildern des Belages?	2010
1301	SVI 2007/006	Optimierung der Strassenverkehrsunfallstatistik durch Berücksichtigung von Daten aus dem Gesundheitswesen	2009
1300	VSS 2003/903	SATELROU Perspectives et applications des méthodes de navigation pour la télématique des transports routiers et pour le système d'information de la route	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1299	VSS 2008/502	Projet initial - Enrobés bitumineux à faibles impacts énergétiques et écologiques	2009
1298	ASTRA 2007/012	Griffigkeit auf winterlichen Fahrbahnen	2010
1297	VSS 2007/702	Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement	2009
1296	ASTRA 2007/008	Swiss contribution to the Heavy-Duty Particle Measurement Programme (HD-PMP)	2010
1295	VSS 2005/305	Entwurfsgrundlagen für Lichtsignalanlagen und Leitfaden	2010
1294	VSS 2007/405	Wiederhol- und Vergleichspräzision der Druckfestigkeit von Gesteinskörnungen am Haufwerk	2010
1293	VSS 2005/402	Détermination de la présence et de l'efficacité de dope dans les bétons bitumineux	2010
1292	ASTRA 2006/004	Entwicklung eines Pflanzenöl-Blockheizkraftwerkes mit eigener Ölmühle	2010
1291	ASTRA 2009/005	Fahrmuster auf überlasteten Autobahnen Simultanes Berechnungsmodell für das Fahrverhalten auf Autobahnen als Grundlage für die Berechnung von Schadstoffemissionen und Fahrzeitgewinnen	2010
1290	VSS 1999/209	Conception et aménagement de passages inférieurs et supérieurs pour piétons et deux-roues légers	2008
1289	VSS 2005/505	Affinität von Gesteinskörnungen und Bitumen, nationale Umsetzung der EN	2010
1288	ASTRA 2006/020	Footprint II - Long Term Pavement Performance and Environmental Monitoring on A1	2010
1287	VSS 2008/301	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von komplexen ungesteuerten Knoten: Analytisches Schätzverfahren	2009
1286	VSS 2000/338	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit auf Strassen ohne Richtungstrennung	2010
1285	VSS 2002/202	In-situ Messung der akustischen Leistungsfähigkeit von Schallschirmen	2009
1284	VSS 2004/203	Evacuation des eaux de chaussée par les bas-cotés	2010
1283	VSS 2000/339	Grundlagen für eine differenzierte Bemessung von Verkehrsanlagen	2008
1282	VSS 2004/715	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Zusatzkosten infolge Vor- und Aufschub von Erhaltungsmaßnahmen	2010
1281	SVI 2004/002	Systematische Wirkungsanalysen von kleinen und mittleren	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		Verkehrsvorhaben	
1280	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit Verkehrspsychologischer Teilbericht	2010
1279	VSS 2005/301	Leistungsfähigkeit zweistreifiger Kreisel	2009
1278	ASTRA 2004/016	Auswirkungen von fahrzeuginternen Informationssystemen auf das Fahrverhalten und die Verkehrssicherheit - Verkehrstechnischer Teilbericht	2009
1277	SVI 2007/005	Multimodale Verkehrsqualitätsstufen für den Strassenverkehr - Vorstudie	2010
1276	VSS 2006/201	Überprüfung der schweizerischen Ganglinien	2008
1275	ASTRA 2006/016	Dynamic Urban Origin - Destination Matrix - Estimation Methodology	2009
1274	SVI 2004/088	Einsatz von Simulationswerkzeugen in der Güterverkehrs- und Transportplanung	2009
1273	ASTRA 2008/006	UNTERHALT 2000 - Massnahme M17, FORSCHUNG: Dauerhafte Materialien und Verfahren SYNTHESE - BERICHT zum Gesamtprojekt "Dauerhafte Beläge" mit den Einzelnen Forschungsprojekten: - ASTRA 200/419: Verhaltensbilanz der Beläge auf Nationalstrassen - ASTRA 2000/420: Dauerhafte Komponenten auf der Basis erfolgreicher Strecken - ASTRA 2000/421: Durabilité des enrobés - ASTRA 2000/422: Dauerhafte Beläge, Rundlaufversuch - ASTRA 2000/423: Griffigkeit der Beläge auf Autobahnen, Vergleich zwischen den Messergebnissen von SRM und SCRIM - ASTRA 2008/005: Vergleichsstrecken mit unterschiedlichen oberen Tragschichten auf einer Nationalstrasse	2008
1272	VSS 2007/304	Verkehrsregelungssysteme - behinderte und ältere Menschen an Lichtsignalanlagen	2010
1271	VSS 2004/201	Unterhalt von Lärmschirmen	2009
1270	VSS 2005/502	Interaktion Strasse Hangstabilität: Monitoring und Rückwärtsrechnung	2009
1269	VSS 2005/201	Evaluation von Fahrzeugrückhaltesystemen im Mittelstreifen von Autobahnen	2009
1268	ASTRA 2005/007	PM10-Emissionsfaktoren von Abriebspartikeln des Strassenverkehrs (APART)	2009
1267	VSS 2007/902	MDAinSVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenverkehrstelematik	2009
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen (Pilotuntersuchung)	2009
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidfindung in der Verkehrsplanung	2009
1263	VSS 2001/503	Phénomène du dégel des sols gélifs dans les infrastructures des voies de communication et les pergélisols alpins	2006
1262	VSS 2003/503	Lärmverhalten von Deckschichten im Vergleich zu Gussasphalt mit strukturierter Oberfläche	2009
1261	ASTRA 2004/018	Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen	2009
1260	FGU 2005/001	Testeinsatz der Methodik "Indirekte Vorauserkundung von wasserführenden Zonen mittels Temperaturdaten anhand der Messdaten des Lötschberg-Basistunnels	2009
1259	VSS 2004/710	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Synthesebericht	2008
1258	VSS 2005/802	Kaphaltestellen Anforderungen und Auswirkungen	2009
1257	SVI 2004/057	Wie Strassenraumbilder den Verkehr beeinflussen Der Durchfahrtswiderstand als Arbeitsinstrument bei der städtebaulichen Gestaltung von Strassenräumen	2009
1256	VSS 2006/903	Qualitätsanforderungen an die digitale Videobild-Bearbeitung zur Verkehrsüberwachung	2009
1255	VSS 2006/901	Neue Methoden zur Erkennung und Durchsetzung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit	2009
1254	VSS 2006/502	Drains verticaux préfabriqués thermiques pour la consolidation in-situ des sols	2009
1253	VSS 2001/203	Rétention des polluants des eaux de chaussées selon le système "infiltrations sur les talus". Vérification in situ et optimisation	2009
1252	SVI 2003/001	Nettoverkehr von verkehrintensiven Einrichtungen (VE)	2009
1251	ASTRA 2002/405	Incidence des granulats arrondis ou partiellement arrondis sur les propriétés d'adhérence des bétons bitumineux	2008
1250	VSS 2005/202	Strassenabwasser Filterschacht	2007
1249	FGU 2003/004	Einflussfaktoren auf den Brandwiderstand von Betonkonstruktionen	2009
1248	VSS 2000/433	Dynamische Eindringtiefe zur Beurteilung von Gussasphalt	2008
1247	VSS 2000/348	Anforderungen an die strassenseitige Ausrüstung bei der Umwidmung von Standstreifen	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1246	VSS 2004/713	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen: Bedeutung Oberflächenzustand und Tragfähigkeit sowie gegenseitige Beziehung für Gebrauchs- und Substanzwert	2009
1245	VSS 2004/701	Verfahren zur Bestimmung des Erhaltungsbedarfs in kommunalen Strassennetzen	2009
1244	VSS 2004/714	Massnahmenplanung im Erhaltungsmanagement von Fahrbahnen - Gesamtnutzen und Nutzen-Kosten-Verhältnis von standardisierten Erhaltungsmassnahmen	2008
1243	VSS 2000/463	Kosten des betrieblichen Unterhalts von Strassenanlagen	2008
1242	VSS 2005/451	Recycling von Ausbauspalt in Heissmischgut	2007
1241	ASTRA 2001/052	Erhöhung der Aussagekraft des LCPC Spurbildungstests	2009
1240	ASTRA 2002/010	L'acceptabilité du péage de congestion : Résultats et analyse de l'enquête en Suisse	2009
1239	VSS 2000/450	Bemessungsgrundlagen für das Bewehren mit Geokunststoffen	2009
1238	VSS 2005/303	Verkehrssicherheit an Tagesbaustellen und bei Anschlüssen im Baustellenbereich von Hochleistungsstrassen	2008
1237	VSS 2007/903	Grundlagen für eCall in der Schweiz	2009
1236	ASTRA 2008/008_07	Analytische Gegenüberstellung der Strategie- und Tätigkeitsschwerpunkte ASTRA-AIPCR	2008
1235	VSS 2004/711	Forschungspaket Massnahmenplanung im EM von Fahrbahnen - Standardisierte Erhaltungsmassnahmen	2008
1234	VSS 2006/504	Expérimentation in situ du nouveau drainomètre européen	2008
1233	ASTRA 2000/420	Unterhalt 2000 Forschungsprojekt FP2 Dauerhafte Komponenten bitumenhaltiger Belagsschichten	2009
651	AGB 2006/006_OBF	Instandsetzung und Monitoring von AAR-geschädigten Stützmauern und Brücken	2013
650	AGB 2005/010	Korrosionsbeständigkeit von nichtrostenden Betonstählen	2012
649	AGB 2008/012	Anforderungen an den Karbonatisierungswiderstand von Betonen	2012
648	AGB 2005/023 + AGB 2006/003	Validierung der AAR-Prüfungen für Neubau und Instandsetzung	2011
647	AGB 2004/010	Quality Control and Monitoring of electrically isolated post-tensioning tendons in bridges	2011
646	AGB 2005/018	Interactin sol-structure : ponts à culées intégrales	2010

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
645	AGB 2005/021	Grundlagen für die Verwendung von Recyclingbeton aus Betongranulat	2010
644	AGB 2005/004	Hochleistungsfähiger Faserfeinkornbeton zur Effizienzsteigerung bei der Erhaltung von Kunstbauten aus Stahlbeton	2010
643	AGB 2005/014	Akustische Überwachung einer stark geschädigten Spannbetonbrücke und Zustandserfassung beim Abbruch	2010
642	AGB 2002/006	Verbund von Spanngliedern	2009
641	AGB 2007/007	Empfehlungen zur Qualitätskontrolle von Beton mit Luftpermeabilitätsmessungen	2009
640	AGB 2003/011	Nouvelle méthode de vérification des ponts mixtes à âme pleine	2010
639	AGB 2008/003	RiskNow-Falling Rocks Excel-basiertes Werkzeug zur Risikoermittlung bei Steinschlagschutzgalerien	2010
638	AGB2003/003	Ursachen der Rissbildung in Stahlbetonbauwerken aus Hochleistungsbeton und neue Wege zu deren Vermeidung	2008
637	AGB 2005/009	Détermination de la présence de chlorures à l'aide du Géoradar	2009
636	AGB 2002/028	Dimensionnement et vérification des dalles de roulement de ponts routiers	2009
635	AGB 2004/002	Applicabilité de l'enrobé drainant sur les ouvrages d'art du réseau des routes nationales	2008
634	AGB 2002/007	Untersuchungen zur Potenzialfeldmessung an Stahlbetonbauten	2008
633	AGB 2002/014	Oberflächenschutzsysteme für Betontragwerke	2008
632	AGB 2008/201	Sicherheit des Verkehrssystem Strasse und dessen Kunstbauten Testregion - Methoden zur Risikobeurteilung Schlussbericht	2010
631	AGB 2000/555	Applications structurales du Béton Fibré à Ultra-hautes Performances aux ponts	2008
630	AGB 2002/016	Korrosionsinhibitoren für die Instandsetzung chloridverseuchter Stahlbetonbauten	2010
629	AGB 2003/001 + AGB 2005/019	Integrale Brücken - Sachstandsbericht	2008
628	AGB 2005/026	Massnahmen gegen chlorid-induzierte Korrosion und zur Erhöhung der Dauerhaftigkeit	2008
627	AGB 2002/002	Eigenschaften von normalbreiten und überbreiten Fahrbahnübergängen aus Polymerbitumen nach starker Verkehrsbelastung	2008

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
626	AGB 2005/110	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Baustellensicherheit bei Kunstbauten	2009
625	AGB 2005/109	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen bei Kunstbauten	2009
624	AGB 2005/108	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Risikobeurteilung für Kunstbauten	2010
623	AGB 2005/107	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Tragsicherheit der bestehenden Kunstbauten	2009
622	AGB 2005/106	Rechtliche Aspekte eines risiko- und effizienzbasierten Sicherheitskonzepts	2009
621	AGB 2005/105	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Szenarien der Gefahrenentwicklung	2009
620	AGB 2005/104	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Effektivität und Effizienz von Massnahmen	2009
619	AGB 2005/103	Sicherheit des Verkehrssystems / Strasse und dessen Kunstbauten / Ermittlung des Netzrisikos	2010
618	AGB 2005/102	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten: Methodik zur vergleichenden Risikobeurteilung	2009
617	AGB 2005/100	Sicherheit des Verkehrssystems Strasse und dessen Kunstbauten Synthesebericht	2010
616	AGB 2002/020	Beurteilung von Risiken und Kriterien zur Festlegung akzeptierter Risiken in Folge aussergewöhnlicher Einwirkungen bei Kunstbauten	2009