



Vergleich verschieden starker Asphalt-Belagsaufbauten: Ermittlung der Versagensgrenze eines T3 Norm- Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10

Comparison of different asphalt pavement structures: determination of the endurance limit of a T3 standard pavement with the full-scale mobile load simulator MLS10

Comparaison des différentes structures en asphalte: détermination de la limite d'endurance d'une chaussée T3 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 2011/013_OBF 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)



Vergleich verschieden starker Asphalt-Belagsaufbauten: Ermittlung der Versagensgrenze eines T3 Norm- Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10

**Comparison of different asphalt pavement structures:
determination of the endurance limit of a T3 standard
pavement with the full-scale mobile load simulator MLS10**

**Comparaison des différentes structures en asphalte:
détermination de la limite d'endurance d'une chaussée T3
définie avec l'appareil mobile à vraie grandeur MLS10**

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

**Forschungsprojekt ASTRA 2011/013_OBF auf Antrag des
Bundesamtes für Strassen (ASTRA)**

Impressum

Forschungsstelle und Projektteam

Projektleitung

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

Mitglieder

Martin Arraigada, Dr., Dipl. Ing.
Andreas Treuholz, M. Sc.

Begleitkommission

Präsident

Martin Horat (VSS)

Mitglieder

Hans-Peter Beyeler	(ASTRA)
Luzia Seiler	(ASTRA)
Rolf Meier	(KI)
Thomas Arn	(VSS)
Jürg Siegenthaler	(Infra)
Hanspeter Bucheli	(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 Verkehrslastsimulator MLS10.....	15
3 Ziele	17
4 Teststrecke	19
4.1 Lage und Belagsaufbau	19
4.2 Sensoren und Messsysteme.....	23
4.2.1 In den Belag eingebaute Sensortypen:.....	23
4.2.2 Periodische Messkampagnen:	24
4.2.3 Weitere Beurteilungskriterien:	28
4.2.4 Materialuntersuchungen im Labor und im Feld:.....	28
4.3 Sensorlayout und Messprinzipien	30
4.4 Entnahme von Bohrkernen und einem Belagsausschnitt	35
5 Betrieb MLS10	37
5.1 Testbedingungen	37
5.1.1 Anzahl MLS10 Überrollungen	37
6 Resultate	39
6.1 Temperaturprofile und Niederschlagmessungen	39
6.1.1 Datenauswertung	39
6.1.2 Ergebnisse	39
6.2 Querprofilmessung	41
6.2.1 Datenauswertung	41
6.2.2 Ergebnisse	42
6.3 Dehnungen im Belag.....	45
6.3.1 Datenauswertung	45
6.3.2 Ergebnisse	47
6.4 Falling Weight Deflectometer (FWD)	52
6.4.1 Verfahrensbeschreibung	52
6.4.2 Datenauswertung	52
6.4.3 Ergebnisse	52
6.5 ETH Delta.....	59
6.5.1 Verfahrensbeschreibung	59
6.5.2 Datenauswertung	59
6.5.3 Vorwärtsrechnung	60
6.5.4 Rückrechnung	62
6.5.5 Vertikalspannungen auf dem Planum	65
6.5.6 Vergleich DMS – 3D PLAXIS Modell	65
6.5.7 Schlussfolgerungen.....	65
6.6 Georadar	66
6.6.1 Verfahrensbeschreibung	66
6.6.2 Datenverarbeitung.....	67
6.6.3 Auswertung: Vor MLS10 Belastung	68
6.6.4 Auswertung: Vergleich vor und nach MLS10 Belastung.....	70
6.7 Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA).....	75

6.8	Visuelle Inspektion	78
6.9	Nachträgliche Untersuchungen	81
6.9.1	Forensische Untersuchung	81
6.9.2	Untersuchungen der Foundationsschicht	82
6.10	Laboruntersuchungen	83
6.10.1	Schichtdicken	83
6.10.2	Untersuchung der Schichthaftung nach Leutner	84
6.10.3	Modulbestimmung im Spaltzugversuch	85
7	Schlussfolgerungen	87
	Anhänge	89
	Glossar	95
	Literaturverzeichnis	97
	Projektabschluss	101
	Verzeichnis der Berichte der Forschung im Strassenwesen	105

Zusammenfassung

Der Zweck von beschleunigten Verkehrslastsimulationen (engl. APT) besteht darin, den Verkehr auf eine 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 beim MLS10 um einen Prototypen handelte, bedurfte es aufwendiger Verbesserungen, die im Jahr 2008 durchgeführt wurden. Für eine Kalibration wurde der MLS10 in den Jahren 2009 und 2010 an drei verschiedenen Standorten eingesetzt. Die Hauptziele dieser Kalibration waren einerseits die Auswirkungen der MLS10 Belastung auf verschiedene Belagsaufbauten zu verstehen und andererseits die Bedienung der Maschine zu erlernen und zu optimieren.

Das vorliegende, in den Jahren 2012 und 2013, durchgeführte Projekt ist Teil einer Versuchsreihe zur Bestimmung der Versagensgrenzen von nach Schweizer Norm aufgebauten Belägen. Das Ziel bestand darin die Gebrauchsdauer eines auf Kantonsstrassen einsetzbaren 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 T3-S2 Oberbau, bestehend aus 60cm ungebundenem Gemisch 0/45 und zwei Asphaltschichten zu 6cm und 2cm aufgebaut und mit verschiedenen Sensoren bestückt um die strukturelle Antwort auf die Belastung mit dem MLS10 zu messen. Die Belastung wurde in einer ersten Phase im Spätherbst unter kalten Temperaturen und in einer zweiten Phase im Spätsommer unter warmen Temperaturen durchgeführt. 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 mehrere Bohrkern und ein Riegel entnommen. Der Belag wurde insgesamt mit mehr als 900'000 Überrollungen zu je 65kN belastet, was einer Achslast von ungefähr 13 Tonnen entspricht. Die Datenanalyse hat ergeben, dass die erstellte Struktur mehr Lastzyklen standgehalten hat, als in den Normen vorgegeben wird. Diese schätzen die Lebensdauer eines T3-S2 Oberbaus auf etwa 308'700 Lastzyklen bei einer Last von 65kN. Anzeichen des Belagsversagens traten vor allem durch Spurrinnenbildung auf, nach 550'000 Lastzyklen wurde eine permanente Deformation von 20mm gemessen. Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren liessen darauf schliessen, dass sich die Steifigkeit der gesamten Struktur bei etwa 350'000 Überrollungen verändert hat. Zu diesem Zeitpunkt traten die ersten Risse im Belag an den Rändern der Fahrspur auf. Risse in der Belagsoberfläche wurden nach 500'000 Überrollungen festgestellt. Der Einfluss von Regenwasser in den Rissen führte durch die MLS10 Belastung zu „Pumping-Effekten“, welche Feinanteile des Kieskoffers an die Oberfläche transportierten. Nach 900'000 Überrollungen zeigte der Belag erste Anzeichen zur Bildung von Schlaglöchern. 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. Dies wurde auch durch Messungen mit dem leichten Fallgewichtsgesetz bestätigt. Die Laboruntersuchungen zeigten, dass ein Durchstanzen der Belagsschichten in den Untergrund stattgefunden hatte. Ausserdem führte die Belastung zu einer Schichtentrennung im Belag. Zusammengefasst hielt der Belag den Belastungen aber länger stand als erwartet. Nichtsdestotrotz muss beachtet werden, dass dieser durchgeführte Test weder die klimatischen Bedingungen noch die Alterung des Belags zu simulieren vermag. Ausserdem wurde auch der Einfluss des seitlichen Spurdriftens, wie es in der Realität vorkommt, nicht untersucht.

Résumé

L'objectif de l'essai accéléré de revêtement de chaussée (Accelerated Pavement Testing APT) est de simuler un trafic routier sur une structure de chaussée en mode accéléré soit en intensifiant la vitesse d'application de la charge, soit en augmentant le nombre de cycles de charge. Le but est donc de provoquer la rupture de 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 APT mobile développé par l'Université de Stellenbosch (Afrique du Sud) et fut introduit en Suisse pour une évaluation de ses capacités en 2007. Le MLS10 est la première machine de ce type et nécessite donc des améliorations approfondies pour résoudre des problèmes de démarrage, problèmes typiquement présent sur des prototypes. En 2008, il subit un large travail de rénovation. En 2009 et 2010, le MLS10 fut déployé sur 3 sites différents pour les 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 utiliser cette machine et de l'améliorer.

Ce rapport résume les résultats de l'essai effectué afin de déterminer la limite d'endurance d'un revêtement utilisé pour des trafics peu denses, choisi en accord avec les standards de fabrication suisses. L'objectif de cet essai réalisé en 2012 et 2013 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 de structures ayant une rigidité similaire. Par conséquent, un revêtement de type T3-S2 avec 60 cm de graviers et deux couches d'enrobés de 6 cm et 2 cm d'épaisseur a été construit et équipé de plusieurs capteurs afin d'analyser la réponse structurelle lors du chargement au MLS10. Le chargement fut réalisé sous basses températures puis en Été sous hautes températures. La chaussée fut évaluée à intervalles réguliers en utilisant des méthodes non-destructives. Des mesures du profil transversal et du module élastique sismique des couches ont été périodiquement effectuées avec l'analyseur sismique de chaussée portable (Portable Seismic Pavement Analyzer PSPA). 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 Déflexomètre à masse tombante (Falling Weight Deflectometer FWD). Des échantillons de chaussée ont été prélevés pour être testés en laboratoire et une étude minutieuse fut menée sur une tranchée d'enrobé. La chaussée était chargée avec plus de 900 000 cycles de chargement de 65kN chacun, ce qui correspond à un essieu de 130kN. L'analyse des données obtenues au cours du projet indique que la structure a supporté plus de charge que prévu. En effet les standards de fabrication estiment qu'une structure T3-S2 devrait supporter au maximum 308 700 applications de charge de 65kN. Des indicateurs de détérioration de la structure tels que l'orniérage, ont montré que la chaussée casserait à cause de la déformation permanente de 20 mm après environ 550 000 cycles de chargement. Les jauges de contrainte et les mesures d'accéléromètre laissent penser qu'un changement de la rigidité de la structure s'établit à environ 350 000 cycles de chargement. Des premières fissures apparaissent sur la couche de surface le long de la limite du passage du pneu après 350 000 applications de chargement. Des fissures dues à la fatigue de la chaussée apparaissent après 500 000 cycles de chargement. L'infiltration d'eau dans les fissures et le chargement de la chaussée via le MLS10 engendrent le pompage des granulats fins du sol support vers la couche de surface. Après l'application de 900 000 cycles de charge, il apparaît des nids-de-poule sur la chaussée. Des essais non-destructifs tels que des mesures au FWD, ETH Delta et radar pénétrant indiquent un changement spectaculaire de la rigidité du sol support et donc du compactage des couches non liées. Cela est dû au chargement de la chaussée par le MLS10. Ce changement est confirmé par les mesures au Déflexomètre à masse légère (Light Weight Deflectometer LWD). Des études détaillées ont prouvées que les couches d'enrobés étaient poinçonnées. Les déformations ont également causées une mauvaise adhérence entre les couches d'enrobé. Pour conclure, la chaussée testée a tenu plus longtemps qu'attendu. Cependant, il est important de considérer que ces résultats ne prennent pas en compte l'influence du climat sur les matériaux et la distribution latérale de la charge du trafic 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 behaviour 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 test presented in this report is part of a series of tests to determine the endurance limit of different pavements dimensioned according to the Swiss design standards. Specifically, the objective of this test carried out in 2012 and 2013 was to evaluate the lifespan of a cantonal pavement when loaded with the MLS10. The results obtained will be used as a reference to compare them to the lifespan of structures with similar stiffness.

Therefore, a T3-S2 pavement type of 60cm gravel and two layers of 6cm and 2cm thick asphalt concrete was built and instrumented with several sensors in order to monitor the structural response to MLS10 loading. Loading was performed initially in cold climate and later in summer, with higher temperatures. 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 Analyser (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 analysing an asphalt concrete trench. The pavement was loaded with more than 900'000 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 T3-S2 structure should survive a maximum of 308'700 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 550'000 load applications. Strain gauges and accelerometer measurements suggest that a change in the stiffness of the structure occurred at about 350'000 load applications. First cracks appeared in the pavement surface along the border of the wheel path after 350'000 load applications. Fatigue cracks on the surface were detected after 500'000 load applications. The effect of rain water infiltration in the cracks and MLS10 loading produced the pumping of fine aggregates of the subgrade to the surface. After 900'000 load applications the pavement showed signs of pothole initiation. Non-destructive testing like Falling Weight Deflectometer, ETH Delta and Ground Penetrating Radar indicate a change in the stiffness of the subgrade and as a consequence of the compaction of the unbound layers due to loading. This was also confirmed by measurements carried out with the Light Weight Deflectometer. Forensic studies proved that the asphalt concrete layers punched into the grave layer. The large deformations caused also an interlayer debonding between the asphalt layers. In summary, the pavement lasted 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 (z.B. [2] [3]) und experimentellen Untersuchungen (z.B. [4]), die grösstenteils mit dem mittlerweile abgerissenen Rundlauf der ETH (z.B. [5] [6] [7]) aber auch mit der ebenfalls abgerissenen Anlage der Halle Fosse der ETH Lausanne (z.B. [8]) durchgeführt wurden. Rundlauf und Halle Fosse dienten der beschleunigten Verkehrslastsimulation und damit dem Erzielen rascher reproduzierbarer Aussagen über die Leistungsfähigkeit von Strassenoberbauten. Diese Verkehrslastsimulationen trugen wesentlich dazu bei, notwendige Anpassungen im Rahmen der heutigen Norm SN 640 324 vornehmen zu können.

Für eine weitreichende Revision im Sinne moderner mechanistisch empirischer Ansätze, wie sie beispielsweise in anderen Ländern im Hinblick auf die steigenden Anforderungen und den Einsatz neuer Belagskonzepte entwickelt wurden, fehlt jedoch die Kenntnis der tatsächlichen Versagensgrenzen heutiger Belagssysteme in der Schweiz unter reproduzierbaren Belastungs- und Klimabedingungen. Solche Kenntnisse sind aber unerlässliche Voraussetzung für die vergleichende Leistungs-Beurteilung moderner umweltschonender Belagssysteme und künftiger nachhaltiger Belagsentwicklungen.

Der als Ersatz für den Rundlauf beschaffte neuartige mobile Verkehrslastsimulator MLS10, ein Prototyp aus Südafrika [9], erlaubt ähnlich gezielte Untersuchungen wie mit dem Rundlauf und der Halle Fosse und damit die Erarbeitung dieser noch fehlenden Kenntnisse. Das Gerät besitzt den Vorteil, dass es wegen seiner Mobilität auch auf tatsächlich befahrenen Strassen eingesetzt werden kann, aber auch den Nachteil, dass erst ein entsprechender Erfahrungshintergrund mit konkreten Belägen geschaffen werden muss. Mit den Projekten ASTRA 2007/11 und ASTRA 2010/005 OBF [10] wurden die Kalibrierarbeiten am MLS10 im Jahre 2010 erfolgreich durchgeführt und aufgrund dessen notwendige Anpassungen und technische Verbesserungen vorgenommen (dynamische Verstärkungen und Supersingle Bereifung). Der MLS10 kann nunmehr für Praxistests eingesetzt werden, wie dies z.B. für das Projekt VSS 2008/503 [11] selbst unter extremsten Winterbedingungen bereits bestätigt wurde. Der MLS10 wurde auch im Ausland eingesetzt [12]. Wegen des noch erheblichen betrieblichen und messtechnischen Aufwandes erfolgt ein längerer Einsatz mit Vorteil auf einem speziellen Testgelände. Entsprechend wurde 2011 als Basis für die umfassende Überarbeitung der Dimensionierungsnorm das Projekt (ASTRA 2011/004) mit der Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belags durchgeführt [13].

Das vorliegende Projekt dient der Ermittlung der mechanischen Versagensgrenze und der Schädigungsentwicklung eines für die Verkehrslastklasse T3 auf einem Versuchsfeld (18m x 5m) neu eingebauten Belages infolge beschleunigter MLS10 Verkehrslastsimulation bei realer voralpiner Klimabeanspruchung (Übergang Winter-Sommer), um eine Ausgangsbasis und vergleichende Grundlage für entsprechende Untersuchungen der Versagensgrenze von innovativen neuen Belägen im Rahmen anderer Forschungsprojekte zu erarbeiten. Die Wahl eines Oberbaus für T3 ist einerseits in dessen Bedeutung, speziell auch im kommunalen Bereich, begründet, 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 geringen Tragfähigkeit besonders gut als 1:1 Referenzsysteme für die rasche Bewertung der Leistungsfähigkeit einzelner Belagsmaterialien in den auch bei Hochleistungsstrassen stark beanspruchten oberflächennahen Schichten eignen. Nicht von ungefähr werden neue Belagsmaterialien wegen der geringeren Versagenskonsequenzen in ersten Eignungstests häufig zunächst auf solchen untergeordneten Strassen eingebaut.

Vorgesehen und vom Nutzerbeirat des MLS10 unter der Leitung des ASTRA unterstützt, war die Realisierung und Prüfung eines Versuchsfeldes auf dem ASTRA Testgelände in Lenzburg.

Der Aufbau des Testgeländes bringt Einschränkungen für den Einbau eines typischen T3 Belags gemäss Dimensionierungsnorm SN 640 324b mit sich. Vorhanden ist ein Planum mit einer mittleren Tragfähigkeit S2, worüber eine 600mm dicke ungebundene Schicht mit einer Gesteinskörnung 0/45 eingebaut wurde. Die ungebundene Schicht wurde auf Frostschutz dimensioniert und ist daher dicker als eine typische ungebundene Schicht, welche auf Tragfähigkeit dimensioniert wurde. Beim Bau des Testgeländes und dem Erstellen der ungebundenen Schicht war noch nicht eindeutig klar welche Beläge später eingebaut werden sollten. Es musste deshalb für die ungebundene Schicht ein Kompromiss zwischen Frost- und Tragfähigkeitsdimensionierung gemacht werden da sie als einheitliche Grundlage für verschiedenste Beläge gedacht ist. Diese Einschränkung führt dazu, dass die nach Dimensionierungsnorm SN 640 430 vorgegebenen Oberbau-Schichtdicken angepasst werden mussten um den erforderlichen Strukturwert eines Oberbautyp1 (Asphaltschichten auf ungebundenem Gemisch), Verkehrslastklasse T3 auf Tragfähigkeitsklasse S2 zu erreichen. Der Belagsaufbau wurde daher wie folgt gewählt: AC 8 N, 20mm auf AC T 16 N, 60mm auf ungebundenem Gemisch, 600mm. Die erforderlichen Asphaltschichtdicken gemäss SN 640 430 wurden dadurch jedoch unterschritten und die Biegezugspannungen dürften höher als erwartet ausfallen. Nichtsdestotrotz kann so ein kritischerer bzw. ungünstigerer Fall der Dimensionierung untersucht werden, welcher in dieser Form gemäss Norm nicht zulässig ist und somit früher versagen sollte als ein streng gemäss Norm aufgebauter Belag. Die Belastung mit dem MLS10 erfolgte unmittelbar nach dem Einbau mit 5'000 unidirektionalen Überrollungen pro Stunde ohne Quer-Pendelung (Lateral Wandering) 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, ASTRA 2010/005, ASTRA 2011/004 OBF und ASTRA 2011/004 bewährt hatten. Da das Testfeld eigens für dieses Projekt gebaut wurde, konnten die Sensoren auch zwischen den Belagsschichten eingebaut werden. Zudem wurden, wie bereits in den bisherigen MLS10 Projekten, periodische Zustandsmessungen durchgeführt. Details zu den verschiedenen Messverfahren im Zusammenhang mit dem MLS10 finden sich in [9] [10] [13].

2 Der Verkehrslastsimulator 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 innerhalb der Maschine in eine Richtung umlaufen. Jeder dieser Bogies ist jeweils mit einer hydraulisch gelagerten, doppel- oder einzelbereiften Halbachse zum Aufbringen der Verkehrslast bestückt. Die Bereifung der Lasträder kann mit Zwillingsrädern der Grösse 285/70 R19.5 oder mit Supersingles der Dimension 455/40 R22.5 erfolgen. Jeder Bogie wird auf den Umlaufschienen 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.

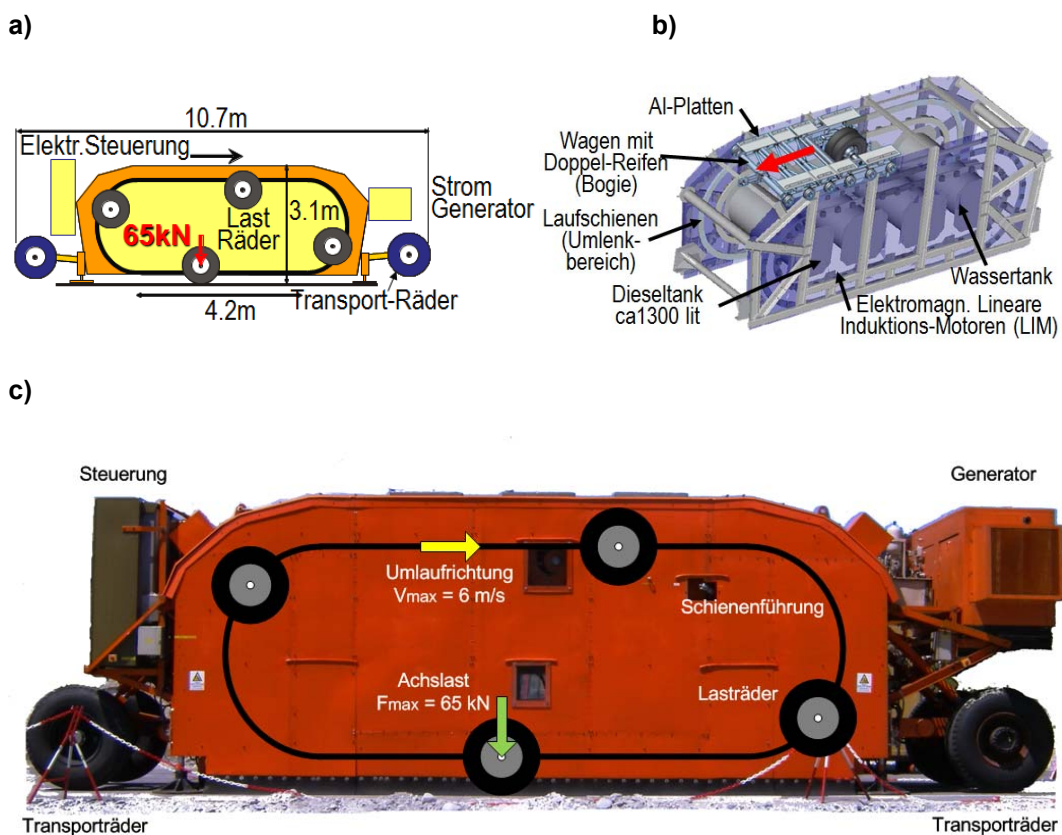


Abb.1 Mobile Load Simulator MLS10: Funktionsprinzip (a); Umlaufsystem mit Bogie (b); reale Ansicht inklusive Schema (c)

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 der Verkehrslastsimulator durch eine hohe Leistungsfähigkeit von 6'000 unidirektionalen Überrollungen pro Stunde aus.

Der MLS10 ist ca. 11m lang, 3m hoch und 2,5m breit. Er hat ein Gewicht von ca. 34t und kann auf einem Spezialtieflader zur Prüfzelle transportiert werden. Einmal dort angekommen, kann der MLS10 selbstständig mit einem Hydraulikmotor auf seinen Transporträdern im Schrittempo von einer Prüfzelle 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 der 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% zu beschränken.

Der MLS10 kann mit einem Zusatzsystem ausgerüstet werden, welches auch die Simulation des in der Praxis vorkommenden seitlichen Spurdriftens um ± 300 mm erlaubt. Bedingt durch das Antriebssystem wird beim Überrollen kein definierter Horizontalschub aufgebracht, weshalb beispielsweise der Effekt des Bremsens nicht simuliert werden kann. 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 T3 auf einem Versuchsfeld neu eingebauten Belages infolge beschleunigter Verkehrslastsimulation mit dem mobilen Verkehrslastsimulator MLS10.

Durch geeignete begleitende Zustandsmessungen am Testfeld und theoretischer Berechnungen soll die Veränderung 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 T3 vorgenommen werden. Dies nicht zuletzt auch als Basis für eine weitreichende Revision der bestehenden Dimensionierungsnorm im Sinne moderner mechanistisch empirischer Ansätze.

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 Bohrkern entnommen und im Labor die notwendigen Materialkennwerte bestimmt. Durch beispielhafte Bewertungen des konkreten Oberbaus wird somit eine Basis für Versagenstests von innovativen, neuartigen Belagsstrukturen der Verkehrslastklasse T3 mit dem MLS10 erarbeitet.

4 Teststrecke

4.1 Lage und Belagsaufbau

Die Teststrecke befand sich auf dem ASTRA Testgelände beim Rastplatz Lenzburg an der A1 im Kanton Aargau, 47 km von der Empa entfernt (Abb. 2).

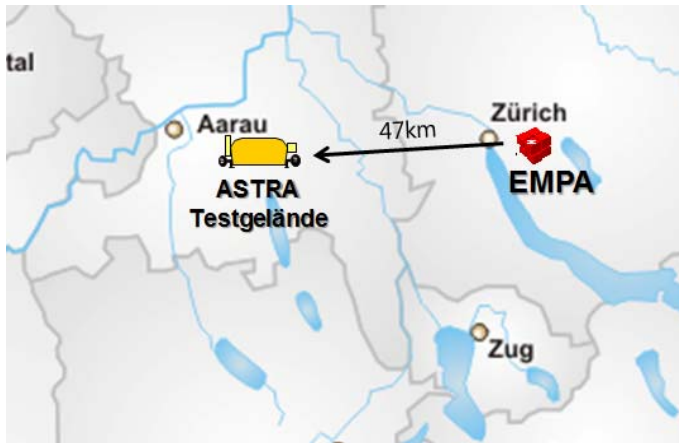


Abb.2 Standort des Testgeländes in Lenzburg

Das ASTRA Testgelände wurde im Jahr 2012 gebaut. Das Ziel dieses fixen Standortes ist es unter möglichst realen Bedingungen Laborwerte zu verifizieren und Beläge mit dem MLS10 zu testen. Das Testgelände hat eine Grösse von ca. 28m x 36m und besteht aus ungebundenem Gemisch definierter Qualität und Geometrie, worauf die temporären Beläge für verschiedene Projekte eingebaut werden. Der Aufbau des Testgeländes besteht aus einem verdichteten Planum worauf ein Kieskoffer aus ca. 50cm frostsicherem, ungebundenen Gemisch 0/45 und einer 5-10cm dicken Planieschicht (Abb. 3) erstellt wurde, welcher als lokal üblicher Aufbau angesehen wird. Dieser Kieskoffer dient als Grundlage für alle einzubauenden Beläge und es musste deshalb ein Kompromiss zwischen Frost- und Tragfähigkeitsdimensionierung gefunden werden, was sich wiederum auf die Dimensionierung der Asphaltsschichten auswirkt. Die Entwässerung geschieht über einen Sickerleitungsgraben. Die Infrastruktur umfasst alle nötigen Einrichtungen und Materialien wie Mess- und Supportcontainer, Strom, Wasseranschluss, mobiler Lärmschutz, usw.



Abb.3 Erstellte Planie des Testgeländes

Nach dem Aushub von 96 m^3 Mergel und vor dem Einbau des ungebundenen Gemischs wurden Messungen zur Überprüfung der Tragfähigkeit des Planums durchgeführt. Verwendet wurde das Leichte Fallgewichtsgesetz (LFG). Im Gegensatz zu einem Plattendruckversuch ist dieses Verfahren einfacher, da es kein Fahrzeug als Gegengewicht benötigt. Mit diesem Verfahren werden Messstöße auf das Planum durchgeführt und nach jedem Stoß die Setzung in Millimetern aufgezeichnet. Nach dem dritten Stoss werden automatisch der Mittelwert der Setzung und der Wert des dynamischen Verformungsmoduls E_{vd} in MN/m^2 angegeben. Mit dem E_{v1} -Wert, der beim statischen Plattendruckversuch ermittelt wird, kann der Wert des dynamischen Plattendruckversuchs mit einem Faktor zwischen 1 bis 2 verglichen werden.

Im Anhang I.1 sind die Ergebnisse und Positionen der LFG-Messungen dargestellt. Insgesamt wurden neun Messungen durchgeführt, sechs davon in dem Bereich wo später die Beläge eingebaut werden. Tab. 1 stellt den dynamischen Verformungsmodul E_{vd} des LFG versuche an diesen sechs Messpunkten dar.

Tab. 1 LFG Messungen

Position	E_{vd} [MN/m^2]
ZU3	13.0
ZU4	15.5
ZU5	29.2
ZU6	36.0
ZUA	27.2
ZUB	22.9
Mittelwert	23.9

Die Dimensionierungsnorm SN 640 324 fordert einen E_{v1} - Referenzwert für die verschiedenen Tragfähigkeiten des Planums. Die durch die dynamische Fallplatte ermittelten E_{vd} -Werte müssen daher umgerechnet werden. Gemäss [14] gibt es verschiedene Korrelationen zwischen M_{E1} und E_{vd} . Die Bezeichnung M_{E1} bedeutet das Verformungsmodul des Bodens bei Erstbelastung. Aufgrund der Regressionsgleichungen aus [14] die in den Formeln (1) und (2) dargestellt sind

$$M_{E1} = 1.75 \cdot E_{vd} - 20 \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (1)$$

$$\text{bzw. } M_{E1} = k \cdot E_{vd} = 1.25 \cdot E_{vd} \text{ [MN/m}^2\text{]} \quad (2)$$

ist es möglich die M_{E1} -Werte zu berechnen:

$$M_{E1} = 21.9 \text{ MN/m}^2$$

$$\text{bzw. } M_{E1} = 29.9 \text{ MN/m}^2$$

Die Formeln 1 und 2 beruhen auf Messungen von Fundationsschichten aus ungebundenen Gemischen und Kiesgemischen. Es ist somit offen ob diese Formeln auch für andere Bodenarten anwendbar sind. Mit den berechneten Werten und unter Einbezug der Schweizer Norm SN 640 324 [1], Tabelle 1, weist das Planum eine Mittlere Tragfähigkeitsklasse S2 auf.

Nach dem Auffüllen des Aushubs mit 50cm frostsicherem ungebundenem Gemisch 0/45 wurden Plattendruckversuche gemäss Schweizer Norm SN 670 317b [15] durchgeführt. Dies wird später in Kapitel 4.2.4 dargestellt. Der Wert für die Anforderung an die Verdichtung und Tragfähigkeit im Strassenbau gemäss Schweizer Norm SN 640 585b [16], Tabelle 1, beträgt 100 MN/m^2 . Die Ergebnisse für den Kieskoffer des Testgeländes, welche im Anhang I.2 dargestellt sind, weisen einen Durchschnitt von 144 MN/m^2 über 4 Messungen auf.

Auf dem Areal wurde für dieses Projekt ein Testfeld ($18\text{m} \times 5\text{m}$) erstellt (Abb. 4). Es war das Ziel einen Belag der Verkehrslastklasse T3, Oberbautyp 1, S2 mit Aufbau gemäss Abb. 5 einzubauen.



Abb. 4 Fertig eingebaute Teststrecke auf dem Testgelände in Lenzburg

Die Schweizer Norm SN 640 324 [1] verwendet den Strukturwert SN als Kennziffer für die Tragfähigkeit eines Belags. Der SN ist definiert als Summe der Dicken D [cm] multipliziert mit den entsprechenden Tragfähigkeitswerten a der einzelnen Oberbauschichten.

$$SN = a_1 \cdot D_1 + a_2 \cdot D_2 + a_3 \cdot D_3 + \dots + a_n \cdot D_n \quad (3)$$

SN Strukturwert

a_i Wert für die relative Tragfähigkeit einer Oberbauschicht bezogen auf den Basiswert für ungebundenes Gemisch

$a_i \cdot D_i$ Tragfähigkeitswert einer Oberbauschicht der Dicke D [cm]

Bei einer Tragfähigkeitsdimensionierung wird auf Grund der erwarteten Verkehrslastklasse T_{i20} und der anhand von Sondierungen ermittelten

Tragfähigkeitsklasse Si des Untergrundes der erforderliche Strukturwert SN_{erf} aus Tabelle 4 der SN 640 324 bestimmt. Gemäss dieser Tabelle, ein T3-S2 Belag benötigt mindestens ein SN_{erf} von 87. Mit Hilfe der Formel (3) und den a-Werten aus Tabelle 7 der SN 640 324 sind die Schichtdicken so zu berechnen, dass der resultierende Strukturwert SN_{dim} mindestens den Strukturwert SN_{erf} erreicht ($SN_{\text{dim}} \geq SN_{\text{erf}}$). Abb. 5 zeigt die anhand dieser Berechnung vorgeschlagene Oberbau Struktur.

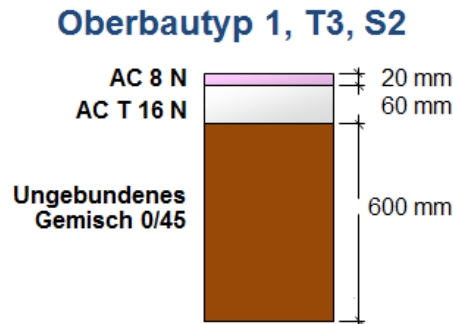


Abb. 5 Gewählter Belagsaufbau T3-S2

Der Strukturwert für diesen Belagsaufbau gemäss Abb. 5 ist $SN_{\text{dim}} = 92$, also grösser als der SN_{erf} für einen T3-S2 Belag. Jedoch muss gesagt werden, dass dieser Aufbau eigentlich nicht normgerecht ist, denn die erforderlichen Mindestdicken der Asphaltsschichten für diesen Aufbau wurden unterschritten. Dies stellt aber somit einen kritischeren Belagsaufbau dar, welcher erwartungsgemäss früher ein Versagen zeigen sollte als die nach Norm aufgebauten Beläge. Die Mischguttypen und Schichtdicken sind so gewählt, dass sie der Schweizer Norm SN 640 430c [17] entsprechen. Gemäss dieser Norm sollte die Deckschicht zwischen 20mm und 35mm AC 8 N und die Tragschicht zwischen 45 mm und 70 mm AC T 16 N sein.

Es war geplant maximal 1.5 Mio. MLS10 Überrollungen bis zum Belagsversagen durchzuführen. Die Anzahl durchgeführter Überrollungen im Test belief sich auf rund 1'000'000 da zu diesem Zeitpunkt die Schädigung des Belags schon zu weit fortgeschritten war. Die Belagsoberfläche wurde der Übersichtlichkeit halber in 12 Bereiche unterteilt, welche alle je 1m² gross gewählt wurden (Abb. 6). Dies erleichterte die Positionierung der Sensoren und Messgeräte und diente auch als Hilfe bei der Orientierung zur Beurteilung des Zustandes der Belagsoberfläche.

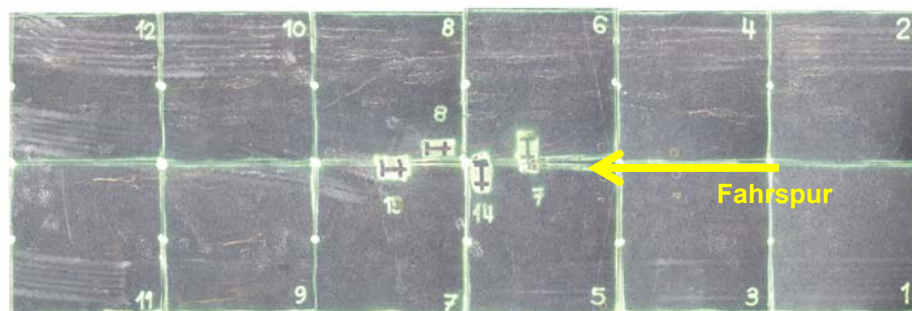


Abb. 6 Zustand der Belagsoberfläche nach Fertigstellung inklusive Unterteilung

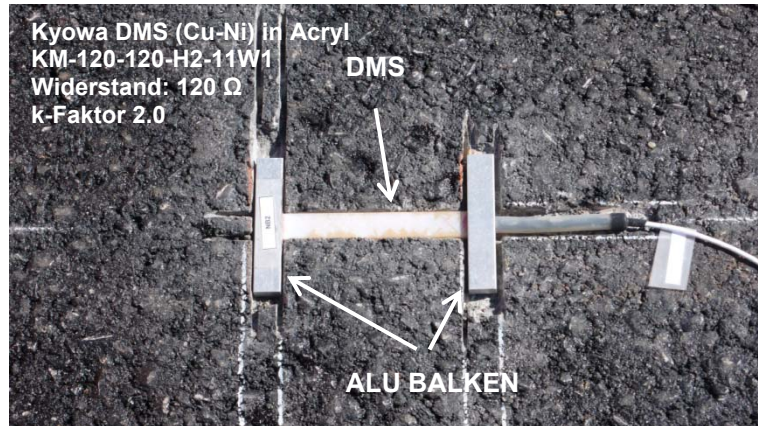
4.2 Sensoren und Messsysteme

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. Die nachfolgenden Kapitel geben einen Überblick über die eingesetzten Sensoren und Systeme.

4.2.1 In den Belag eingebaute Sensortypen:

- Thermoelemente des Typs K,
Gefertigt aus Nickel-Chrom, für Temperaturmessungen in Asphalt, Beton oder Luft. Diese wurden während des Belageinbaus in verschiedenen Tiefen platziert. Sie besitzen eine Teflon Isolation und können so den hohen Temperaturen beim Belageinbau standhalten. Die Kabel wurden nach aussen durch den Belag verlegt und in Kabelkanälen zur Messbox, welche die Hardware zur Datenerfassung beinhaltet, geführt.
- Dehnungsmessstreifen (DMS)
Erfassung der Dehnungen während der Belastung durch den MLS10 in Längs- und Querrichtung. Die Sensoren wurden während des Belageinbaus 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 sind 120mm lang und in Acryl eingebettet. Die technischen Spezifikationen finden sich in [13] (Arraigada et al. 2014). 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. 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 Asphaltschicht wurden aus Holz gefertigte Sensorschablonen an den entsprechenden Stellen im Belag eingearbeitet. Nach dem Erkalten des Belags wurden die Schablonen entfernt, die Alubalken an den Enden des DMS auf den Belag geklebt und mit Kaltmischgut überdeckt. Dieses Verfahren führte zu einer geringen Ausfallquote der Sensoren beim Belageinbau.

a)



b)

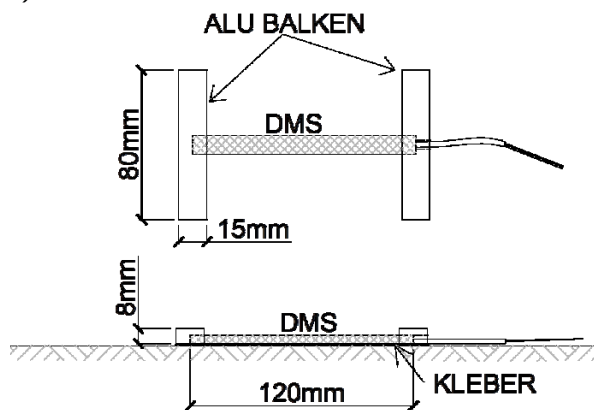


Abb. 7 Dehnungsmessstreifen (DMS) nach Fertigung und Einbau in den Belag (a) und schematische Skizze (b)

4.2.2 Periodische Messkampagnen:

- Querprofile:

Es wurden Querprofilmessungen mit einem Profilometer vorgenommen um Spurrinnenbildung und permanente Deformation des Belags zu erfassen. Das eingesetzte Profilometer besteht aus einem Alubalken 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. Der Balken liegt an seinen Enden auf höhenverstellbaren Füßen auf, welche vor Beginn eines Tests fixiert werden und somit die Auflager bzw. Referenzpunkte der Messung darstellen. 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.

a)



b)

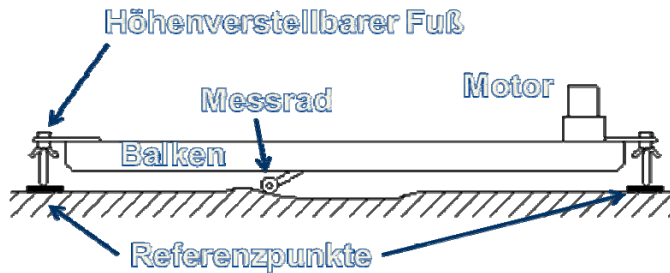


Abb. 8 Foto des Profilometers zur periodischen Querprofilmessung (a) und schematische Skizze der Messanordnung (b)

- Portable Seismic Pavement Analyser (PSPA):

Um eine Änderung in den Materialeigenschaften aufgrund der Verkehrsbelastung zu erfassen wurden mehrere zerstörungsfreie 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 Mallick et al. (2005), Celaya (2006) und Nazarian (2002) [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 wurden 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 jedoch 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 2cm und 8cm Tiefe des Belages in einer beschatteten Zone eingebaut.

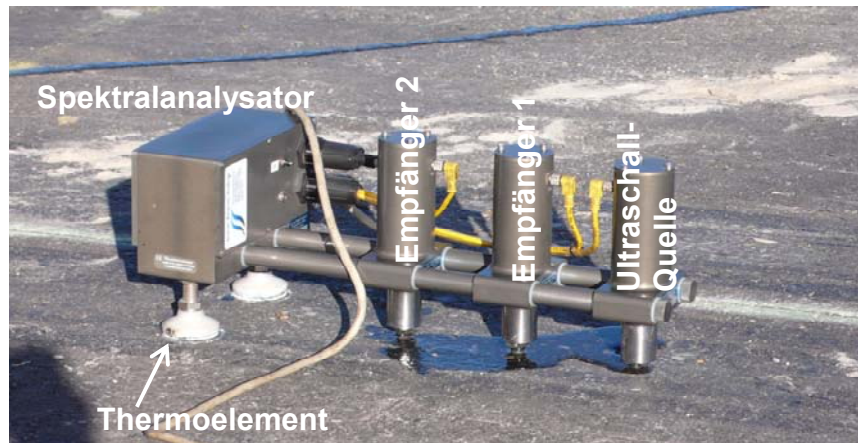


Abb. 9 Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA)

- **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 Bohr et al. (1972), Beckedahl et al.(1996)[27] [28].



Abb. 10 FWD Messung

- **ETH Delta:**
Das Messgerät für die Messung der Deflektionsmulde "ETH Delta" erlaubt es die statische Verformung des Belags unter einer axialen Last zu messen [18] (Rabaiotti et

al. 2008). 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.

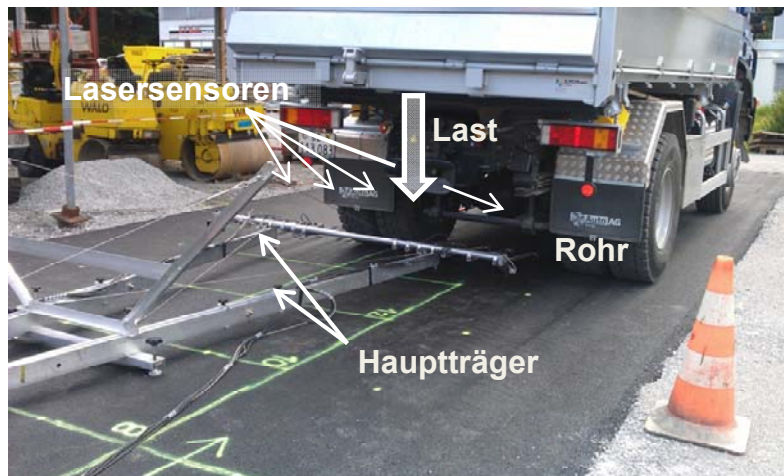


Abb. 11 ETH Delta Messung

- Georadar:
Georadar, kurz GPR („Ground Penetrating Radar“) 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 Art der Datenanalyse liefern verschiedene Auflösungen der Resultate. Es wurde ein Messgitter mit Messlinien im Abstand von 10cm benutzt (Abb. 12). Die Messungen wurden von der Fachhochschule Rapperswil durchgeführt.



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:

Vor und nach Ende des Tests wurden diverse Bohrkerns und Riegel des Belags zwecks Laboruntersuchungen entnommen. Folgende Laboruntersuchungen wurden durchgeführt:

- Bestimmung des Schichtenverbundes zwischen Asphaltsschichten nach Leutner gemäss Schweizer Norm SN 670 641 [19]
- Bestimmung des Steifigkeitsmoduls beider Schichten nach Deutscher Norm AL Sp-Asphalt 09 [30]: „Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgrösse in die Dimensionierung„

Um den Zustand der ungebundenen Fundamentalschicht 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 Verformungsmoduls E_{V1} und M_{E1} bzw. E_{V2} und M_{E2} nach SN 670 317b [15] und SN 670 312b [21] 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.

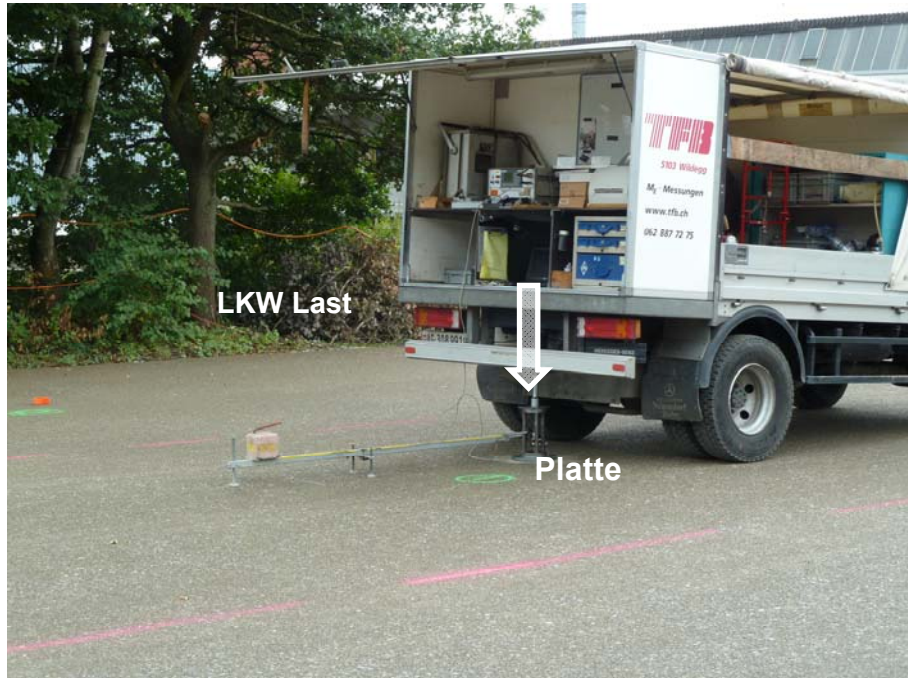


Abb. 13 Plattendruckversuch auf der Planie des Testfeldes

- Leichtes Fallgewichtsgerät (LFG): Das leichte Fallgewichtsgerät besteht aus einer Führungsstange, an deren oberen 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 [22] vor Beginn und nach Ende des Tests durchgeführt.



Abb. 14 LFG Messungen nach dem Test

4.3 Sensorlayout und Messprinzipien

Die Messung der Temperatur an verschiedenen Stellen wurde kontinuierlich über die ganze Projektdauer durchgeführt. Die Messwerte der Thermoelemente wurden alle fünf Minuten gespeichert. Die Messwerte der Dehnungsmessstreifen wurden in einem Intervall von fünf Minuten jeweils für eine Dauer von dreissig Sekunden aufgezeichnet.

Die nachstehenden Grafiken (Abb. 15 und 16) zeigen die Positionen der in den Belag eingebauten Sensoren:

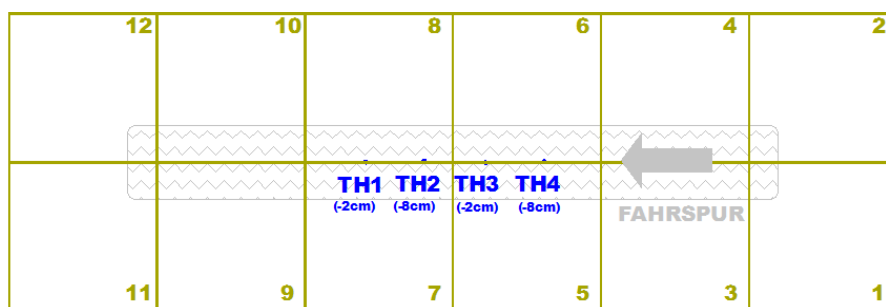


Abb. 15 Positionen der Thermoelemente TH1...TH4 (in Klammern: Einbautiefe)

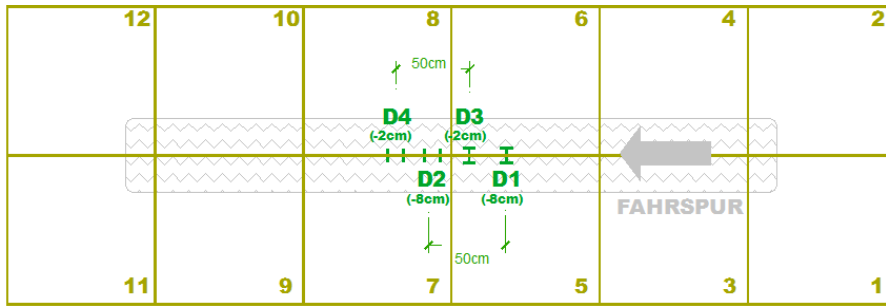


Abb. 16 Positionen der Dehnungsmessstreifen D1...D4 (in Klammern: Einbautiefe)

Die Positionen der Thermoelemente TH1 bis TH4 und Dehnungsmessstreifen D1 bis D4 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. D3 und D4 befinden sich am oberen Ende der Tragschicht, direkt unterhalb der Deckschicht. DMS D1 und D2 befinden sich auf dem ungebundenen Gemisch 0/45 am unteren Ende der Tragschicht. Sie wurden direkt auf die Fundationsschicht 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. 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 des Aufbaus auftreten.

Die periodisch durchgeführten Messungen wurden zu unterschiedlichen Zeitpunkten, bzw. Überrollungszuständen des Belags durchgeführt.

Es wurden drei Quer-Profile definiert, welche je einen Abstand von einem Meter aufweisen. P1 befindet sich am Anfang der Belastungsstrecke, während P2 und P3 sich im letzten Teil befinden (Abb. 17). Das Profil wurde jeweils auf einer Länge von 1400mm um die Fahrspur gemessen. Die Fahrspur hat eine Breite von ca. 450mm. Die einzelnen Messpunkte entlang des Querprofils haben einen Abstand von 5mm.

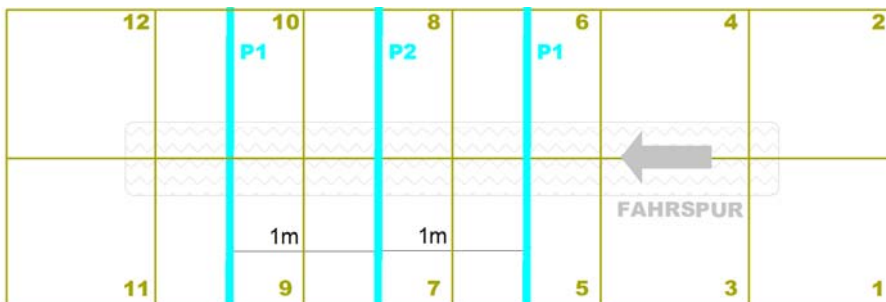


Abb. 17 Positionen der Querprofilmessungen

Die Messungen mit dem Portable Seismic Pavement Analyzer (PSPA) wurden an drei Stellen vorgenommen (Abb. 18). Zwei davon befanden sich in der Fahrspur also im belasteten Bereich. Die S1 und S2 Messungen erfolgten parallel zur Fahrtrichtung. Die Messstellen S3 und S4 waren ausserhalb der Fahrspur und gelten als Referenzmessungen.



Abb. 18 Positionen der PSPA Messungen

FWD (Falling Weight Deflectometer) Messungen wurden an 45 Punkten vorgenommen. Abb. 19 zeigt die Position der Punkte. Punkte 21 bis 25 sind in der Mitte der Fahrspur gelegen. Die Abstände wurden generell auf 1m 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 deshalb für Vergleichszwecke herangezogen werden.



Abb. 19 Positionen der FWD-Messungen

Die zwei Positionen für die ETH Delta Messungen wurden in Absprache mit Basler & Hofmann festgelegt (Abb. 20). An beiden Stellen befanden sich die Lasersensoren senkrecht zur Fahrspur. Die erste Position, ETH Delta 1, ist 0.25m von der Mitte der Fahrspur entfernt. Sie befindet sich innerhalb der Belastungsstrecke. Die Position ETH Delta 2 ist 5m von der Mitte der Fahrspur entfernt und ausserhalb der Belastungsstrecke und gilt als Referenzmessung.

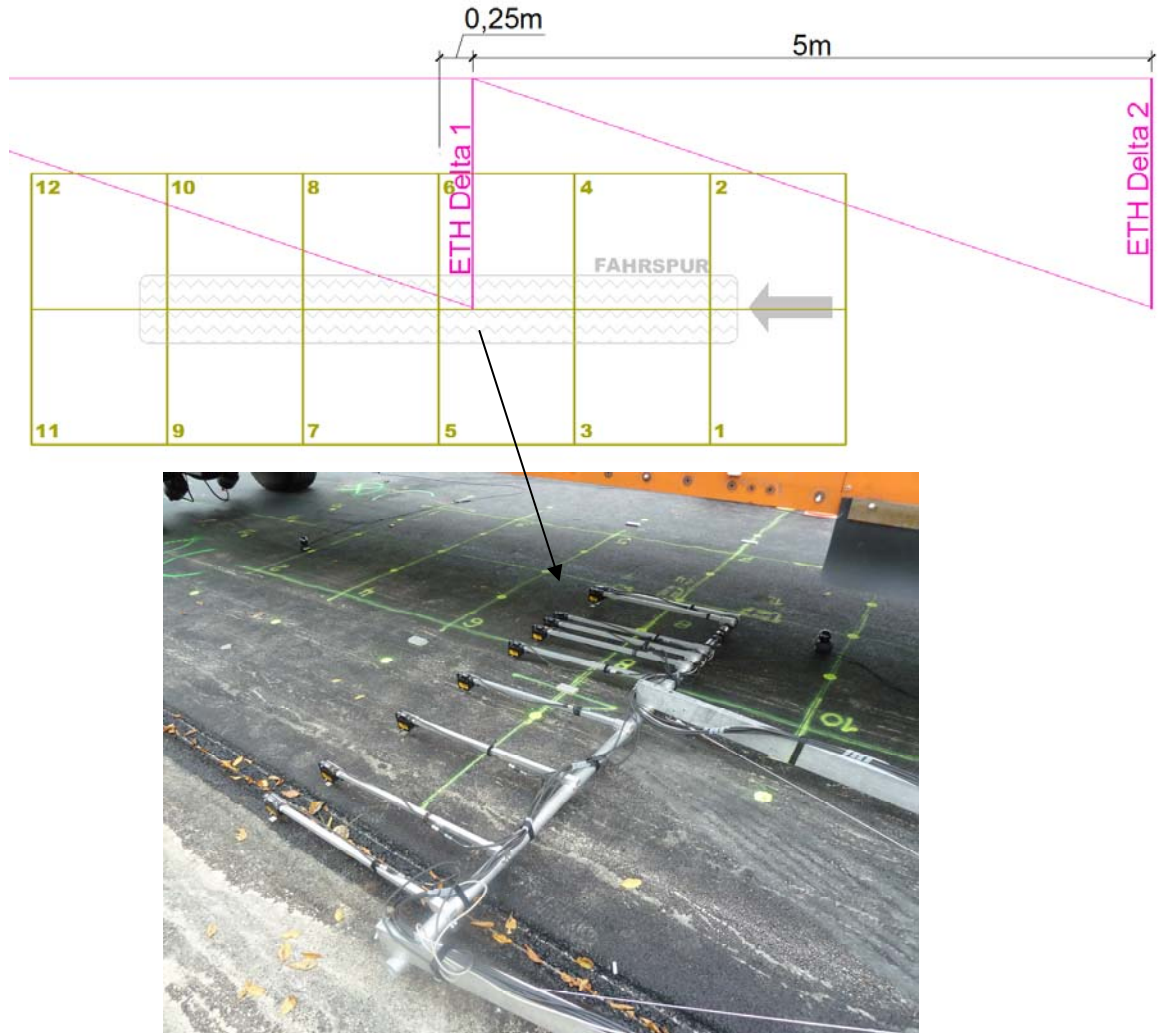


Abb. 20 Positionen ETH Delta-Messungen

GPR Messungen (Abb. 21) wurden auf dem ganzen Feld im Abstand von 10cm durchgeführt.

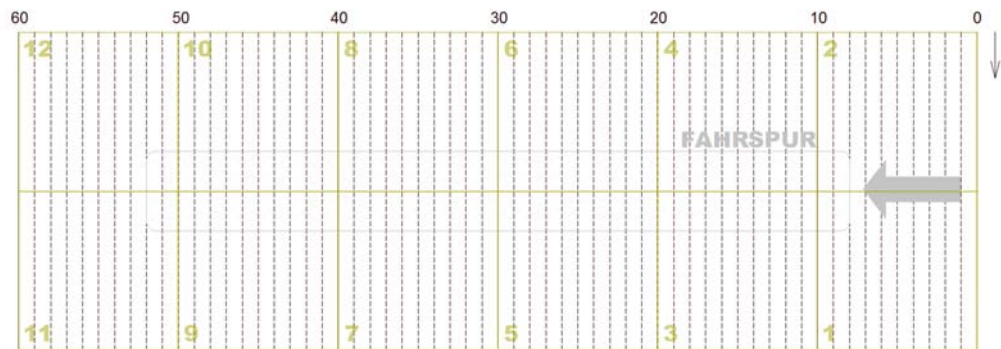


Abb. 21 Positionen der GPR-Messungen

Die nachfolgende Tabelle (Tab. 2) gibt eine Übersicht der Messzeitpunkte bzw. der bis dahin getätigten Anzahl an Überrollungen. Sie wurden an den Positionen gemäss Abb. 18 bis Abb. 21 vorgenommen.

Tab. 2 Messzeitpunkte der periodischen Messungen

Überrollungen	Datum	Querprofil	PSPA	ETH Delta	FWD	GPR
Nullmessung	Fr 26.10.12			x		
	Mi 31.10.12					x
	Do 01.11.12	x	x			
	Fr 02.11.12				x	
5'400	Mo 05.11.12	x	x			
10'000	Mo 05.11.12	x	x			
20'000	Mo 05.11.12	x	x			
50'000	Mi 07.11.12	x	x			
100'000	Fr 09.11.12	x	x			
150'000	Mi 14.11.12	x	x			
200'000	Do 15.11.12	x	x			
250'000	Mo 19.11.12	x	x			
300'000	Di 27.11.12	x	x			
350'000	Do 29.11.12	x	x			
400'000	Fr 30.11.12	x	x			
450'000	Mi 05.12.12			x		
500'000	Fr 07.12.12	x	x			
	Mi 26.06.13				x	
	Di 02.07.13	x	x			
600'000	Di 16.07.13	x	x			
700'000	Mo 22.07.13	x	x			
800'000	Mi 24.07.13	x	x			
900'000	Fr 26.07.13	x	x			
900'000	Di 30.07.13			x		
	Do 21.10.13					x
	Fr 08.11.13				x	

4.4 Entnahme von Bohrkernen und einem Belagsausschnitt

Nach Abschluss des Tests im Jahr 2014 wurden ein Belagsausschnitt (1.2m x 0.4m) in Querrichtung in der Mitte der Fahrspur und verschiedene Bohrkern entnommen (siehe Abb. 22). Mit Blick auf die Prüfung von Schichtverbund und Modul im Spaltzugversuch wurden zwei unterschiedliche Durchmesser gebohrt. Für Schichtverbund nach Leutner gemäss Schweizer Norm SN 670 641 [29] sind Bohrkern des Durchmessers 150 mm nötig. Für den Spaltzugversuch gemäss AL Sp Asphalt 09 [30] sind Bohrkern vom Durchmesser 100mm nötig.

- LG1 bis LG10: Durchmesser 150 mm, befahrener Bereich
- UG1 bis UG10: Durchmesser 150 mm, unbefahrener Bereich
- LK1 bis LK6: Durchmesser 100 mm, befahrener Bereich
- UK1 bis UK6: Durchmesser 100 mm, unbefahrener Bereich

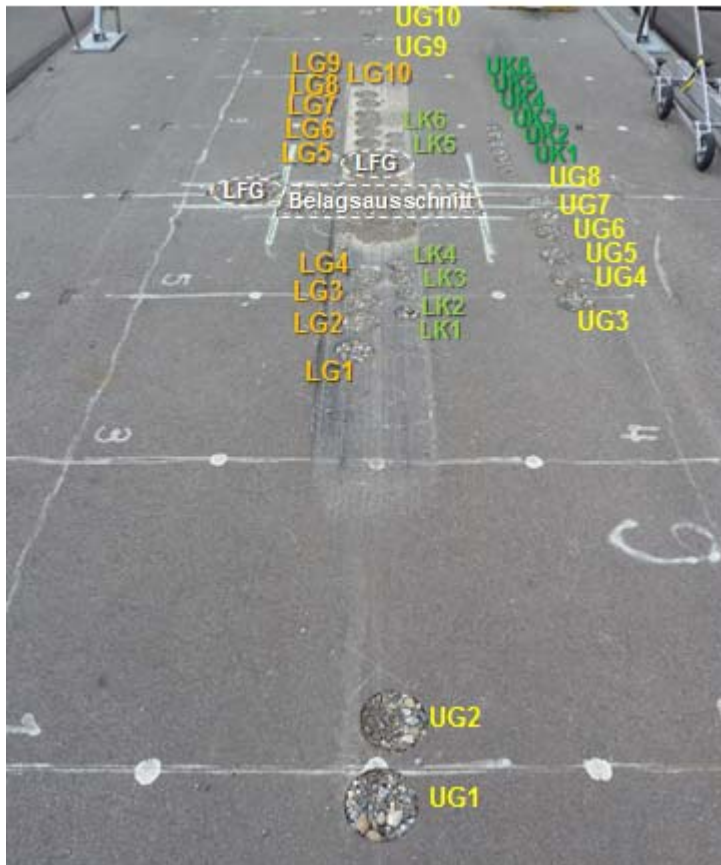


Abb. 22 Bezeichnungen und Entnahmestellen der Bohrkörner

Die Prüfkörper sind mit 3 Ziffern bezeichnet.

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

L: Befahrener Bereich

U: Unbefahrener Bereich

Die zweite Ziffer bezeichnet den Durchmesser:

G: Gross (150mm Durchmesser)

K: Klein (100mm Durchmesser)

Die dritte Ziffer ist die fortlaufende Nummerierung des Prüfkörpers.

Beispiel: Prüfkörper LG2 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 je 65kN festgelegt. Dies entspricht einer totalen Achslast von 130kN. Diese Last wurde in regelmässigen Zeitabständen mit einer statischen LKW Waage der Firma Hänni Instrumente AG überprüft. Der Reifendruck wurde auf 10.5bar eingestellt. Zum Einsatz kam die Super Single Bereifung von Goodyear der Dimension 455/40 R22.5. Die Überrollgeschwindigkeit wurde auf 5m/s, d.h. etwa 18km/h, festgelegt.

5.1.1 Anzahl MLS10 Überrollungen

Die Dimensionierung des Strassenoberbaus nach der 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 lässt sich der geprüfte Belag mit einem Strukturwert SN (Structural Number) beschreiben, der sich aus den einzelnen Schichtdicken und den Tragfähigkeitswerten der einzelnen Materialien ergibt. Der Strukturwert für den eingebauten Belag beträgt 92 (siehe Kapitel 4.1 Lage und Belagsaufbau). Gemäss Norm lassen sich die Oberbautypen in 6 Verkehrslastklassen T1 bis T6 unterteilen, in Abhängigkeit der SN und der Tragfähigkeit des Unterbaus. Wie in Kapitel 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, T3-S2 Belag.

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

$$F_i = \left[\frac{L_x + A}{19} \right]^{4.79} A^{-4.33} 10^{\left(\frac{0.2}{\beta_x} - \frac{0.2}{\beta_{18}} \right)} \quad (4)$$

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

Ein Belag der Verkehrslastklasse T3 entspricht einer täglichen äquivalenten Verkehrslast von $TF_{20} > 100 \dots 300$ Einheitsachslasten. 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. 3 ist die entsprechend berechnete Anzahl an erwarteten MLS10 Überrollungen angegeben um das theoretische Ende der Gebrauchsdauer des Testbelages zu erreichen.

Tab. 3 Theoretische Anzahl MLS10 Überrollungen bis zum Ende der Gebrauchsdauer

Material	Tragfähigkeitswerte a	Schichtdicke [cm]
AC 8 N	4	2.0
AC T 16 N	4	6.0
Ungebundenes Gemisch 0/45	1	60
SN	92	
Belag	T3-S2	
MLS10 Überrollungen	102'900...308'700	

Die Belastung des Belags durch den MLS10 wurde in 2 Phasen, von Mitte Oktober 2012 bis Mitte August 2013 durchgeführt (siehe Abb. 23 und Abb. 24). Dies entspricht einer ersten Belastungsphase mit Wintertemperaturen und einer zweiten Phase mit Sommertemperaturen.

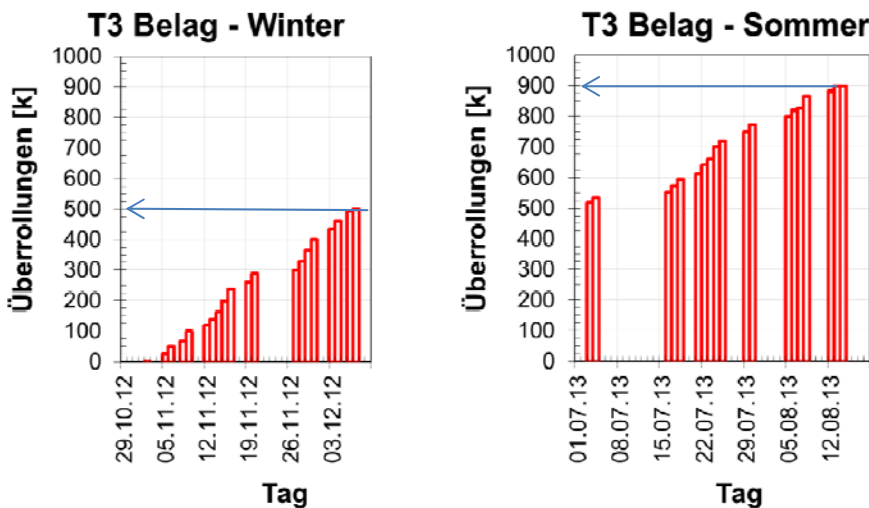


Abb. 23 Verlauf der kumulierten Anzahl Überrollungen während der Testphasen in den Jahren 2012 und 2013



Abb. 24 MLS10 Belastung im Winter (Links) und im Sommer (Rechts)

6 Resultate

6.1 Temperaturprofile und Niederschlagsmessungen

6.1.1 Datenauswertung

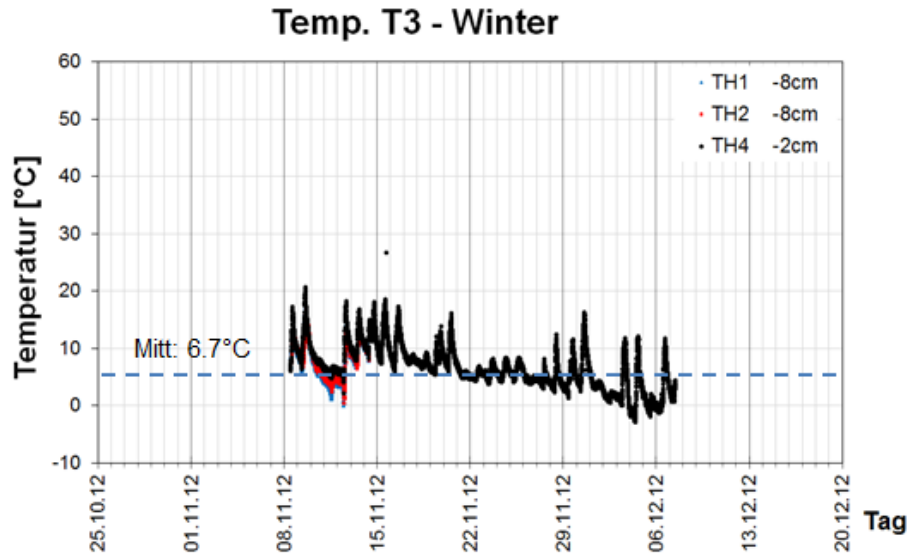
Der Durchschnitt aller über einen Zeitraum von 5 Minuten erfassten Werte ist mit dem Datum und Zeitstempel in tabellarischer Form im internen Speicher des Datenerfassungsgeräts gespeichert. Die Daten wurden in regelmässigen Abständen mit einer speziellen Software an einen Computer übertragen und als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

6.1.2 Ergebnisse

Abb. 25 zeigt die gemessenen Temperaturen während der zwei Testphasen.. Thermoelement TH3 wurde während des Belagseinbaus beschädigt und hat von Anfang an nicht funktioniert. Die Thermoelemente TH1 und TH 2 haben nur bis ca. eine Woche nach Testbeginn funktioniert. TH4 ist das einzige Thermoelement, welches längere Zeit funktioniert hat und ist deswegen auch das Einzige, das in der Sommerphase in Abb. 25 dargestellt ist.

Betrachtet man den Temperaturverlauf über die erste Testphase im Winter, so kann gesagt werden, dass der Belag im Durchschnitt eine Temperatur von ca. 6.7°C aufwies, mit den typischen Tag- / Nachtschwankungen. In der zweiten Testphase nahmen die Temperaturen der Belagsschichten deutlich zu und betrugen im Durchschnitt 24.6°C. Die höchste gemessene Temperatur im Belag betrug 43.1°C.

a)



b)

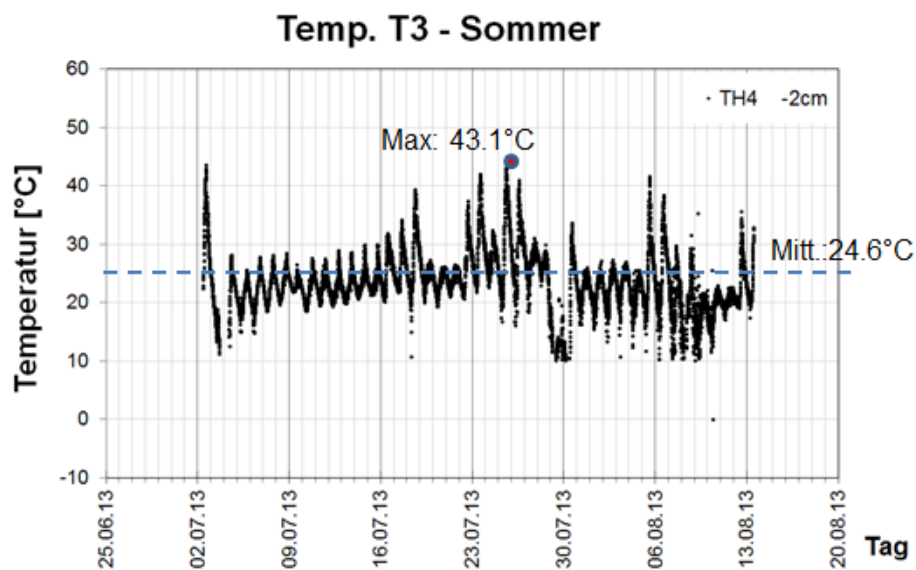


Abb. 25 Temperaturverlauf während der a) Winter- und b) Sommerphase

Die Temperatur während des MLS10 Betriebs spielt eine entscheidende Rolle für das Verhalten des Belags. Daher sind in Tab. 4 die gemittelten Temperaturen der Winter und Sommerphase sowie die gemittelten Temperaturen während der eigentlichen Betriebszeiten des MLS10 dargestellt.

Tab. 4 Gemittelte Temperaturen

Thermoelement	Gemittelte Temperatur Winter [°C]	Gemittelte Temperatur Betrieb Winter [°C]	Gemittelte Temperatur Sommer [°C]	Gemittelte Temperatur Betrieb Sommer [°C]
TH1	Defekt			
TH2	Defekt			
TH3	Defekt			
TH4	6.7	9.9	24.6	27.1

Abb. 26 zeigt die gemessenen Niederschläge in der Sommerphase. Die Ergebnisse zeigen dass der erste Teil des Versuchs im Sommer relativ feucht war.

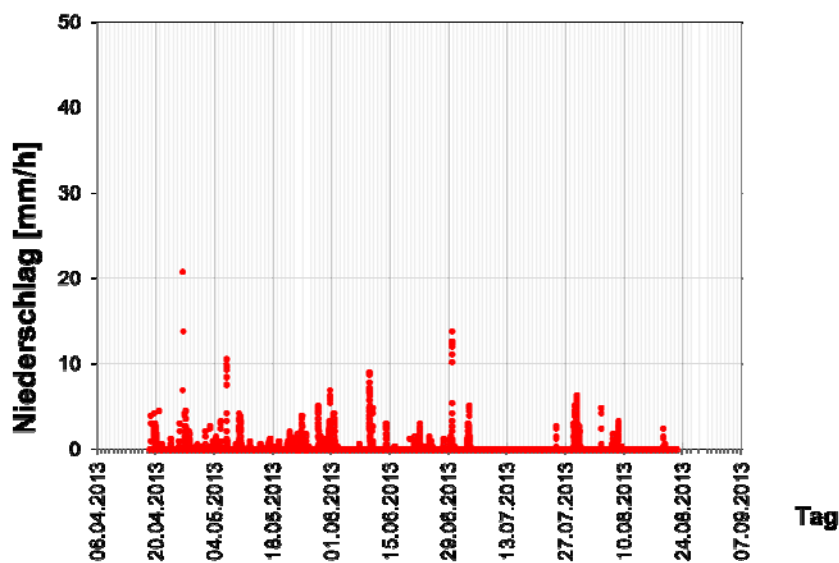


Abb. 26 Niederschlagverlauf während der Sommerphase

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, welche durch Unebenheiten wie beispielsweise kleine Steine im Weg des Messrades entstanden sind, entfernt. Danach wurden die bereinigten Daten unter Berücksichtigung des 5mm Fensters gemittelt. Die erste Messung, welche die Nullmessung und daher den unbelasteten Belag darstellt, wurde jeweils als Referenz gesetzt. Jedes weitere gemessene Profil wurde von der Referenz subtrahiert, woraus sich als Resultat das relative Querprofil in Bezug auf das Referenzprofil ergab. Um die maximale Spurrinnentiefe 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 Spurrinnentiefe wurde demzufolge berechnet

zwischen der maximalen Verformung nach oben an den Fahrspurrändern und der gemittelten Verformung nach unten in der Fahrspur (siehe Abb. 27). Zum Schluss wurde diese berechnete maximale Spurrinnentiefe gegen die Anzahl der Lastanwendungen des MLS10 aufgetragen. Die Entwicklung der Spurrinnenbildung in Abhängigkeit der Anzahl Überrollungen können mit Exponentialfunktionen modelliert werden.

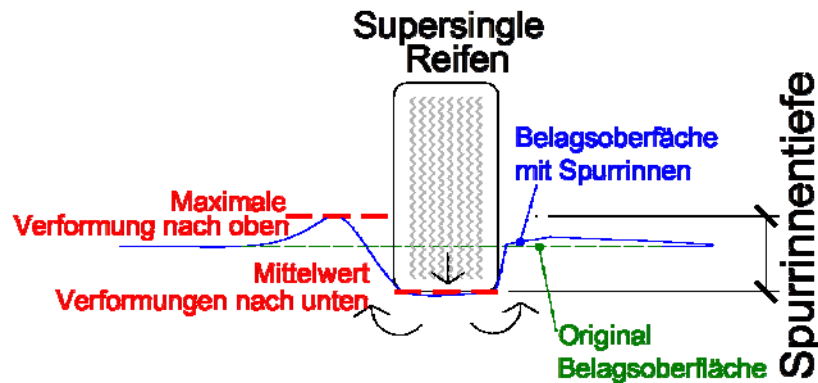


Abb. 27 Auswertung der Spurrinnentiefe

6.2.2 Ergebnisse

Da der getestete Belag für die Verkehrslastklasse T3 ausgelegt worden war, wurden erwartungsgemäss tiefe Spurrinnen gemessen (siehe Abb. 28). Für die Profile P1 und P2 in der Mitte der Belastungsstrecke belaufen sich die maximalen Spurrinnentiefen auf etwa 30mm. Am Anfang der Fahrspur betragen sie bei Profil P3 rund 22mm (siehe Abb. 29). Dies ist darauf zurückzuführen, dass am Anfang und am Ende der Fahrspur, bedingt durch die Konstruktion des MLS10, noch nicht die volle Last von 65kN pro Rad aufgebracht wird. In diesem Projekt wurde als Vergleich- bzw. Versagenskriterium eine Spurrinnentiefe von 20mm gewählt. Es ist zu beachten, dass die Temperatur einen signifikanten Einfluss auf die Spurrinnenentwicklung hat.

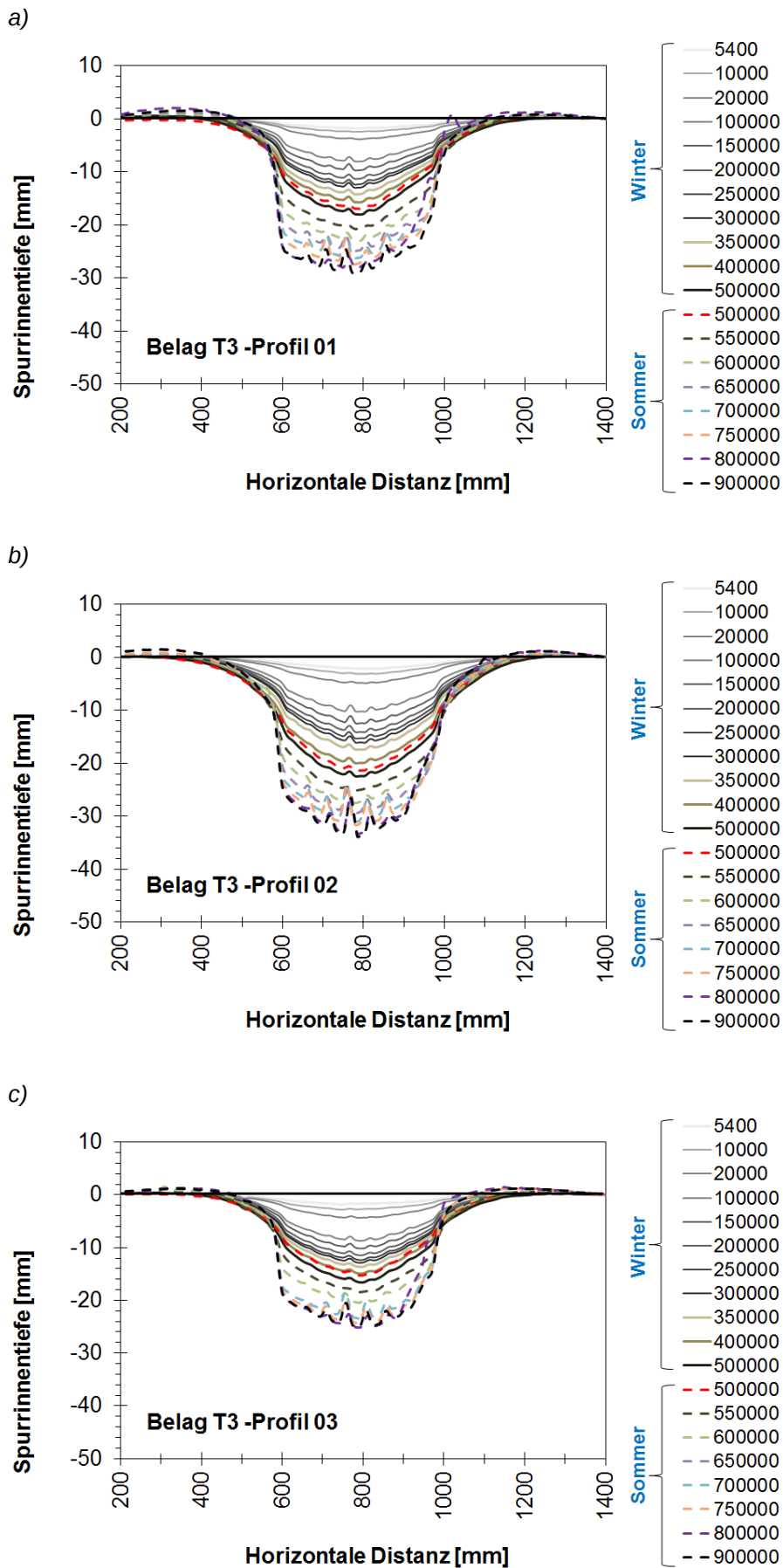
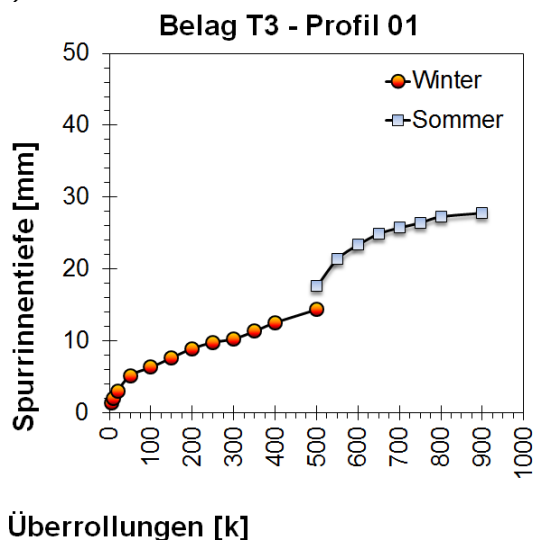
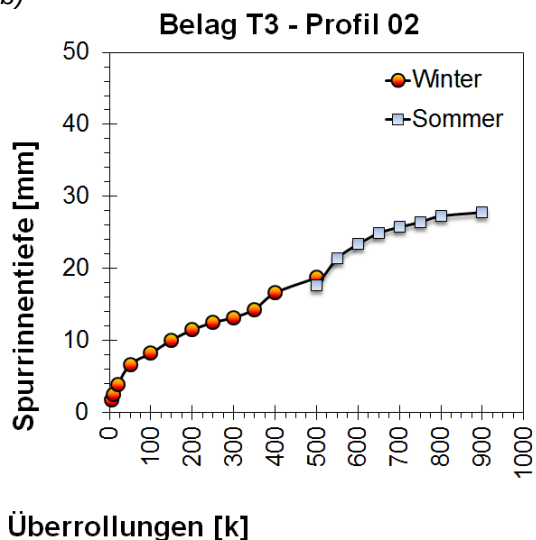


Abb. 28 Querprofile in Abhängigkeit der MLS10 Überrollungen

a)



b)



c)

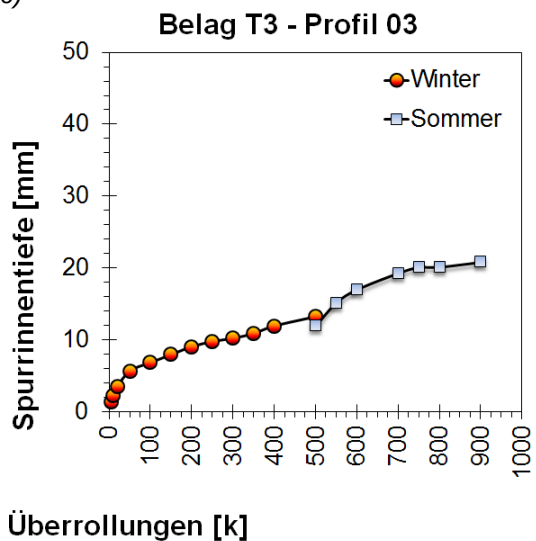


Abb. 29 Maximale Spurrinnentiefe in Abhängigkeit der Überrollungen

Aus den Mittelwerten der maximalen Spurrinnentiefen aller 3 Profile errechnet sich beim untersuchten T3-S2 Belag eine Spurrinnentiefe von 20mm nach etwa 550'000 Überrollungen. Dies liegt über der für die Gebrauchsdauer von 20 Jahren vorgesehenen Anzahl Überrollungen für einen T3-S2 Belag.

6.3 Dehnungen im Belag

Die Abtastrate für die Dehnungsmessungen wurde auf 1200Hz eingestellt um die erwarteten Belastungsspitzen sauber erfassen zu können. Die Dehnungssignale wurden alle 5 Minuten für eine Zeitdauer von 30 Sekunden gemessen und gespeichert. Somit besitzt jeder Datensatz eine zeitliche Länge von 30 Sekunden. Die gespeicherte ASCII-Datei ist dabei mit dem Zeitstempel der Messung benannt. Die Messungen wurden bei normaler MLS10 Geschwindigkeit (5m/s) durchgeführt.

Abb. 30 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 aber so, dass sich im Belag die Dehnungen während des Tests kumulieren und zu permanenten Deformationen führen können. Die anhaltende, relativ langsame, repetitive Belastung durch den MLS10 könnte eine verminderte Rückfederung bzw. Erholung des Belags zur Folge haben, was zu stärkeren permanenten Deformationen führt als üblich. Es bleibt die Frage offen ob dies ein allfälliger Grund für das Durchstanzen des Belags (siehe Kapitel 6.9.1) sein könnte.

Aufgrund der gewählten Messmethode sammelten sich sehr grosse Datenmengen an. Es ist daher kaum möglich einen vollständigen Überblick aller Daten zu geben. Aus diesem Grund wurde eine Methode entwickelt um den Zustand des Belags für eine bestimmte Anzahl Überrollungen zu bestimmten Zeitpunkten beurteilen zu können.

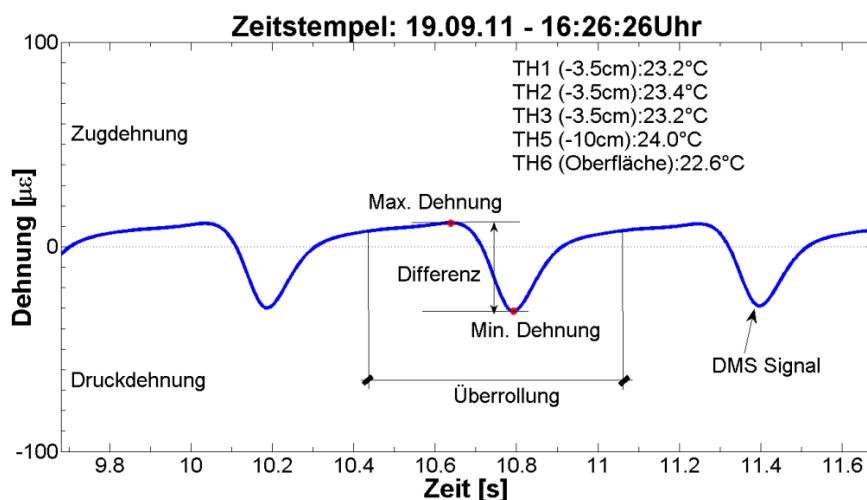


Abb. 30 Beispiel für gemessene Dehnungen im Belag

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 Schichtenverbund einen Einfluss auf die Einsenkungsmulde unter Belastung und somit auf die gemessenen Dehnungen hat.

Allerdings ist nicht nur eine Veränderung der strukturellen Substanz allein 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 gemessenen Dehnungen zu. Die Überrollgeschwindigkeit der Radlasten hat ebenfalls einen Effekt auf die Dehnungen, langsame Belastungen erzeugen dabei aufgrund der Viskoelastizität des Asphalts 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 und die 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 18km/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 durch:

- Durchführen einer Tiefpassfilterung der einzelnen 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 bis zu diesem Zeitpunkt kumulierten Überrollungen verknüpft und in der gleichen Tabelle gespeichert.

Das Verfahren wird für jeden Tag, an welchem Messungen stattgefunden haben durchgeführt, so dass als Ergebnis eine Tabelle mit vier Spalten entsteht: 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. Die Analyse wurde jeweils von einzelnen Messungen durchgeführt, die bei ähnlicher Temperatur aufgezeichnet wurden. Dies sollte helfen festzustellen, ob bei den

Dehnungskurven massgebende Veränderungen in der Struktur im Verlaufe des Tests eingetreten sind. Dazu führt das Skript zusätzlich die folgenden Berechnungen durch:

- Berechnung der durchschnittlichen Temperatur während der MLS10 Betriebszeit
- Speichern der entsprechenden Dehnungsamplitude und der durchschnittlichen Temperatur $\pm 0.5^\circ\text{C}$ in einer Übersichtstabelle mit den Anzahl der Überrollungen
- Auswerten der Dehnungen in Abhängigkeit der Anzahl MLS10 Lastzyklen.

6.3.2 Ergebnisse

In Abb. 31 bis Abb. 34 sind die Dehnungen für einen Lastzyklus des MLS10 von den vier eingebauten Dehnungsmessstreifen (DMS) dargestellt. Die gezeigten Messungen liegen im selben Temperaturbereich, ca. bei 10.5°C ($\pm 0.5^\circ\text{C}$). 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. Abb. 35 bis Abb. 38 zeigen die berechneten Werte für die Dehnungsamplituden in Abhängigkeit der Anzahl MLS10 Überrollungen. Die Einbauposition der jeweiligen DMS ist der Deutlichkeit halber in der Abbildungsbeschriftung gegeben.

Anhand eines Vergleichs der Signale der einzelnen DMS erkennt man, dass die Form der Dehnungskurven im Verlaufe des Tests mehr oder weniger gleich bleibt:

- Der Sensor D1 registriert starke Zug-Dehnungen
- Der Sensor D2 zeigt einen Druck-Zug-Druck Dehnungsverlauf
- Der Sensor D3 registriert kleine Druck-Dehnungen
- Der Sensor D4 zeigt zuerst Druck-Dehnungen und darauffolgend Zug-Dehnungen

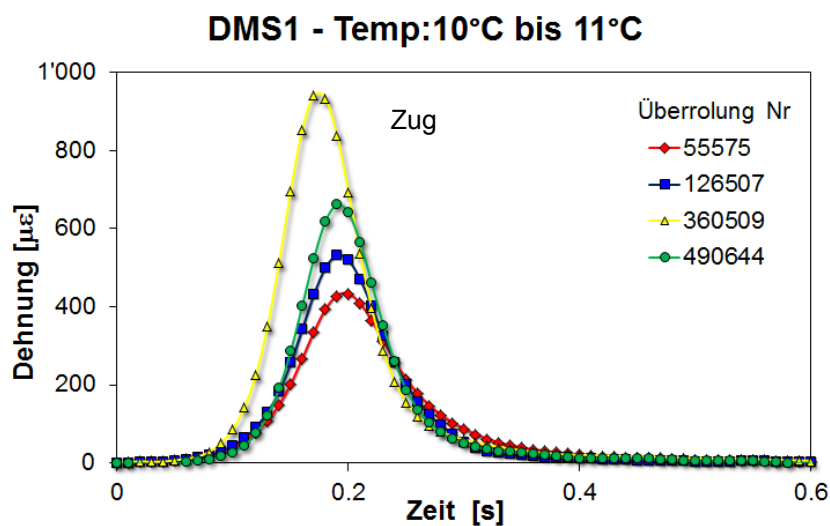


Abb. 31 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS1 (-8cm, Querrichtung), Temperatur: 10°C

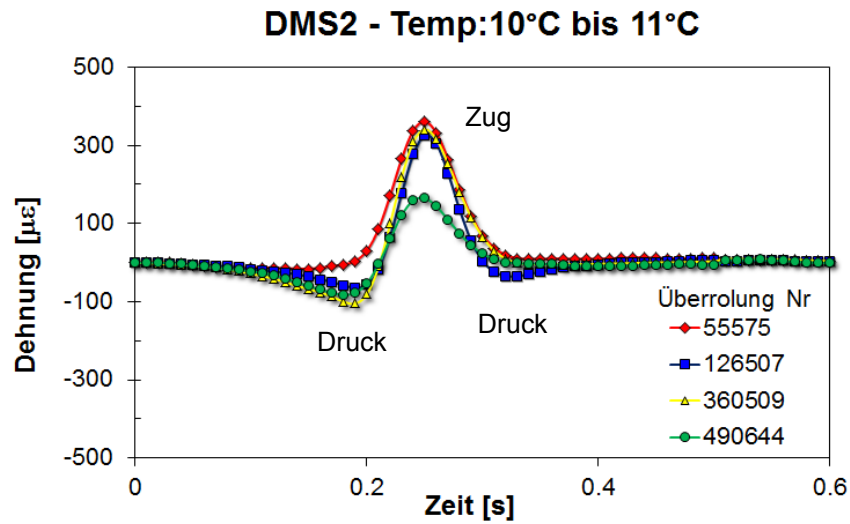


Abb. 32 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS2 (-8cm, Längsrichtung), Temperatur: 10°C bis 11°C

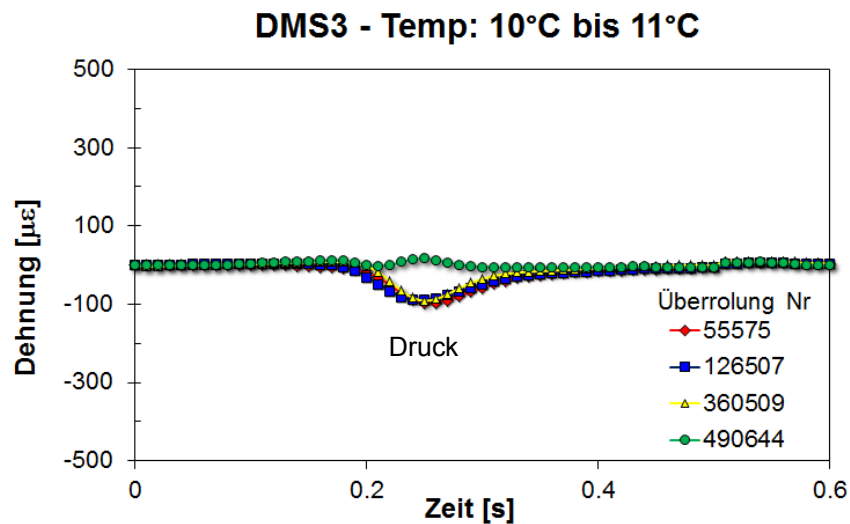


Abb. 33 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS3 (-2cm, Querrichtung), Temperatur: 10°C bis 11°C

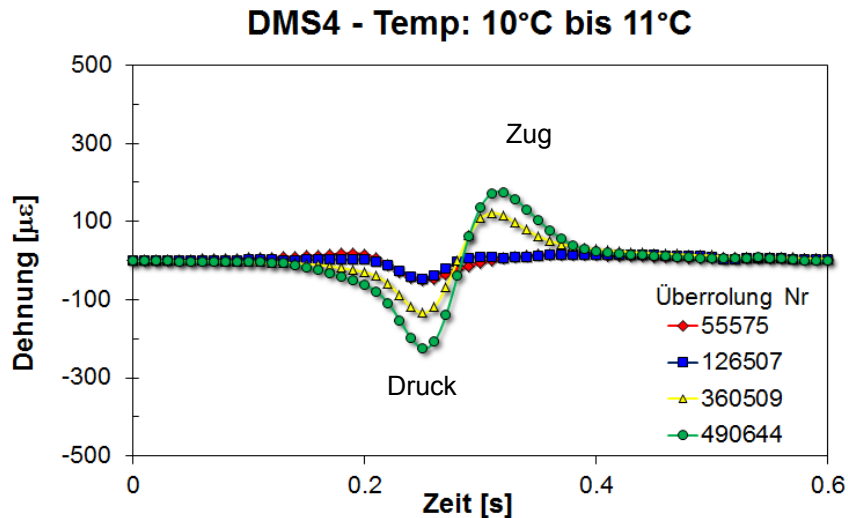


Abb. 34 Dehnungen eines Lastzyklus, DMS4 (-2cm, Längsrichtung), Temperatur: 10°C bis 11°C

Es ist erkennbar, dass sich die Werte der Dehnungsamplituden bei verschiedenen Anzahl Überrollungen (Abb. 35) des Sensors D1 mit zwei Geraden annähern lassen. Diese Annäherungen zeigen, dass die Dehnungen mit der Anzahl Überrollungen zunehmen. Besonders stark ist diese Zunahme bis ca. 360'000 Überrollungen. Danach nehmen die Dehnungsamplituden stark ab. Dieses Verhalten lässt sich anhand einer Ermüdungsprozess erklären. Dies führt dazu, dass die Steifigkeit der gesamten Struktur bis eine gewisse Anzahl Überrollungen zunimmt. Wenn die erste Ermüdungsrisse bis zu den Bruch des Struktur führt. Danach nehmen die Dehnungen dann wieder ab, da eine Unstetigkeit (Riss) im Belag auftritt n die Steifigkeit der gesamten Struktur nimmt ab. Zu beachten ist auch, dass D1 nach ca. 500'000 Überrollungen (kurz vor dem Abschluss der ersten Testphase) kein Signal mehr lieferte, was auf einen defekten Sensor schliessen lässt.

Ähnliche Ergebnisse sind beim Sensor D2 zu sehen (Abb. 36). Die Dehnungen nehmen bis ca. 350'000 Überrollungen leicht zu. Danach nehmen die Dehnungsamplituden bis 500'000 Überrollungen stark ab.. In der zweiten Testphase im Sommer, nehmen die Dehnungen wieder stark zu obwohl der Sensor eigentlich schon defekt war. Nach 700'000 Überrollungen liefert der Sensor kein Signal mehr.

Bei D3 (Abb. 37) nehmen die Druck-Dehnungen konstant ab und sind generell relativ gering. Nach 500'000 Überrollungen bleiben sie relativ stabil bis zum Ende des Tests.

Bei D4 nehmen anfänglich die Druck-Zug Dehnungen leicht zu (Abb. 38). Nach ca. 320'000 Überrollungen steigen die Dehnungen stärker an. Die darauffolgende Abnahme der Dehnungen kann eine Konsequenz der Steifigkeitsänderung der Asphaltsschichten sein, vornehmlich infolge des Auftretens von Ermüdungsrisen. Im der zweiten Testphase im Sommer, also nach 500'000 Überrollungen, hat der Sensor nur noch sporadisch funktioniert. Bei ca. 700'000 Überrollungen ist der Sensor definitiv kaputt gegangen und es wurde kein Signal mehr aufgenommen.

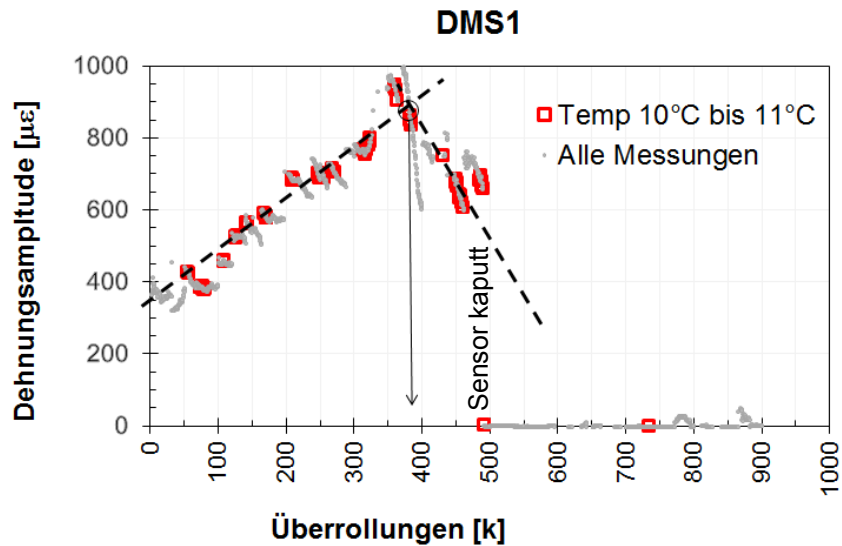


Abb. 35 Dehnungsamplituden, DMS1 (-8cm, Querrichtung), eines Lastzyklus bei verschiedenen Anzahl Überrollungen. In Rot, Ergebnisse nur für Temperatur 10°C bis 11°C

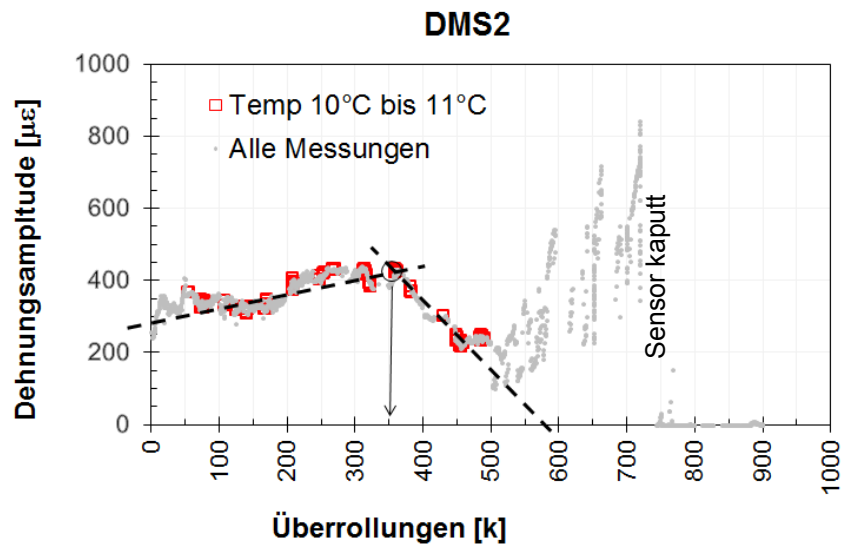


Abb. 36 Dehnungsamplituden, DMS2 (-8cm, Längsrichtung), eines Lastzyklus bei verschiedenen Anzahl Überrollungen. In Rot, Ergebnisse nur für Temperatur 10°C bis 11°C.

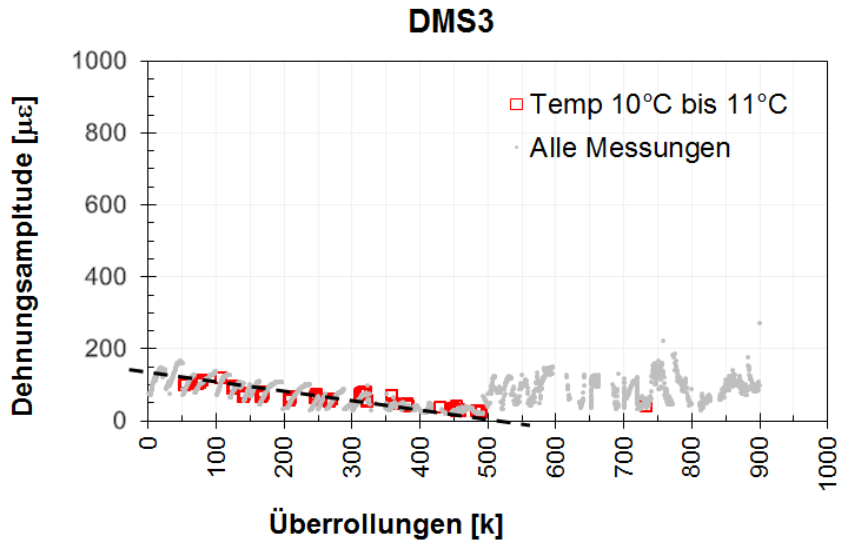


Abb. 37 Dehnungsamplituden, DMS3 (-8cm, Querrichtung), eines Lastzyklus bei verschiedenen Anzahl Überrollungen. In Rot, Ergebnisse nur für Temperatur 10°C bis 11°C.

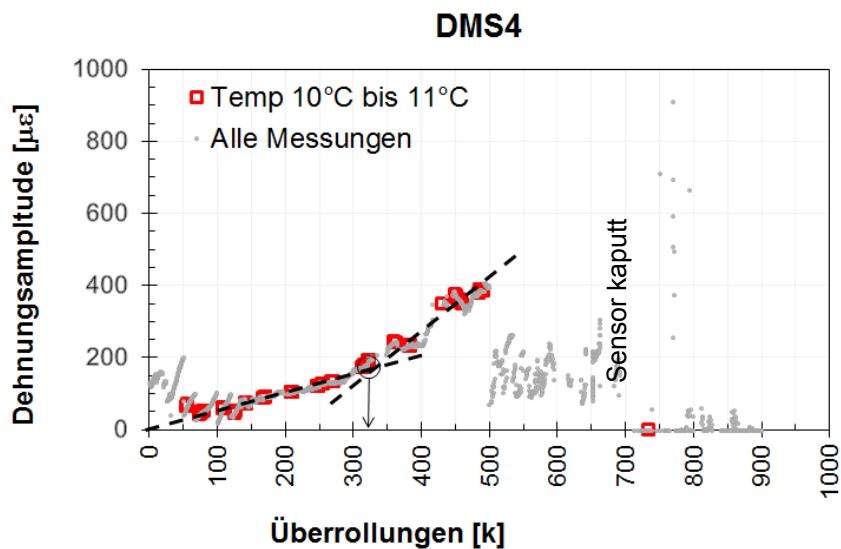


Abb. 38 Dehnungsamplituden, DMS4 (-2cm, Längsrichtung), eines Lastzyklus bei verschiedenen Anzahl Überrollungen. In Rot, Ergebnisse nur für Temperatur 10°C bis 11°C.

6.4 Falling Weight Deflectometer (FWD)

Die Messungen mit dem FWD wurden jeweils am Anfang (1. Messtermin: 0 Überrollungen) in der Mitte (2. Messtermin: 500'000 Überrollungen) und am Ende des Tests (3. Messtermin: 900'000 Überrollungen) durch die Firma Infralab SA aus Romanel (Lausanne) durchgeführt.

6.4.1 Verfahrensbeschreibung

Die Messungen mit dem FWD erfolgen über ein dynamisches Messverfahren bei dem ein Kraftimpuls auf die Fahrbahnoberfläche eingebracht wird. Das FWD besitzt eine Masse, die auf einen Gummipuffer fällt, welcher 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.

6.4.2 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 wurde der Aufbau gemäss Tab. 5 nach den einzelnen Schichten gegliedert und zusammengefasst.

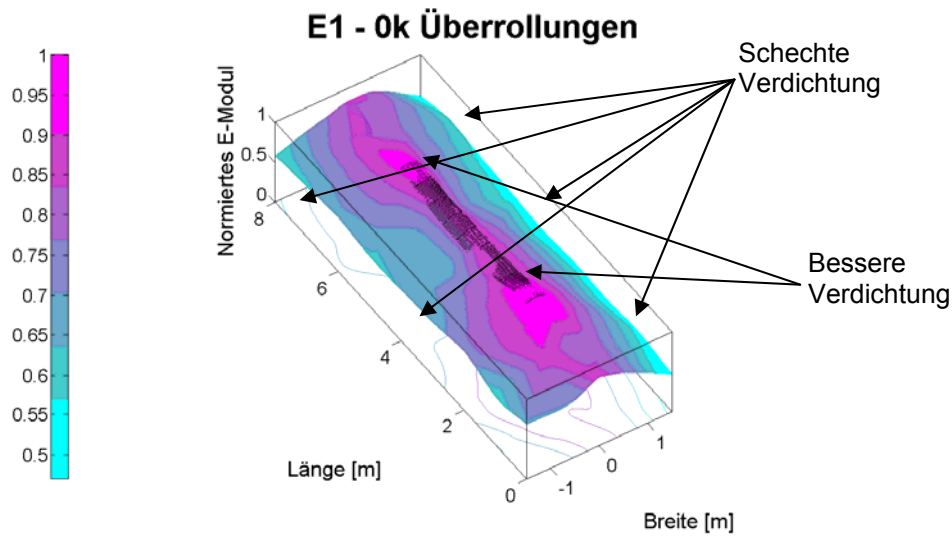
Tab. 5: Schichtmodell für die Rückrechnung

Bezeichnung	Schichten	Dicke [mm]
E1	Asphaltschichten (Tragschicht und Deckschicht)	80
E2	Foundationsschicht (Ungebundenes Gemisch 0/45)	600
E3	Untergrund	unbekannt

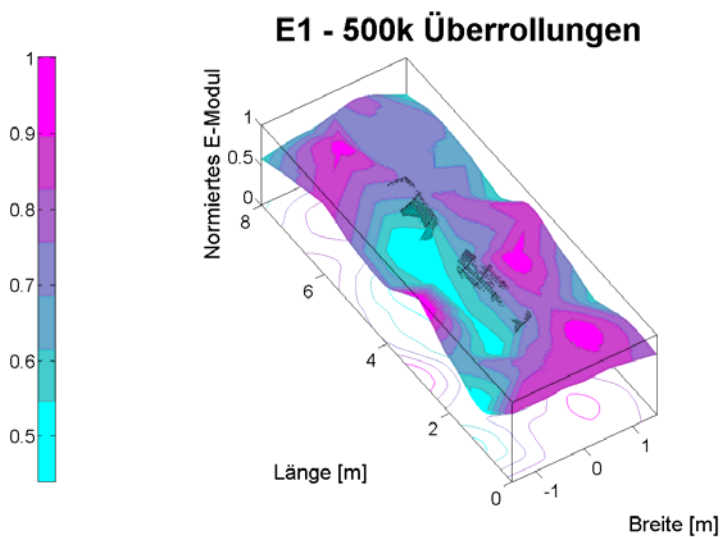
6.4.3 Ergebnisse

Die nachfolgenden Graphiken (Abb. 39 bis Abb. 44) 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 vor der Belastung in der Mitte der Strecke am Grössten ist. Der Grund dafür liegt darin, dass die Verdichtung der Asphalt-Belagsschichten am Rande des Belag schlechter ist. Dort gibt es nämlich während den Verdichtungsarbeiten keine laterale Beschränkung. Deutlich zu sehen ist auch, dass die Module aufgrund der Risse in der Fahrspur abgenommen haben. Auch das ungebundene Gemisch der Foundationsschicht hat sich unterhalb der Belastungsstrecke leicht verdichtet und deshalb einen höheren Modulwert als am Anfang erreicht. Insgesamt hat auch der Modul neben der Belastungsstrecke zugenommen. Deutlich zu sehen ist, dass sich der Untergrund, namentlich unter der Belastungsstrecke, stark verdichtet hat und dementsprechend nach dem Test einen höheren Modul aufweist als davor.

a)



b)



c)

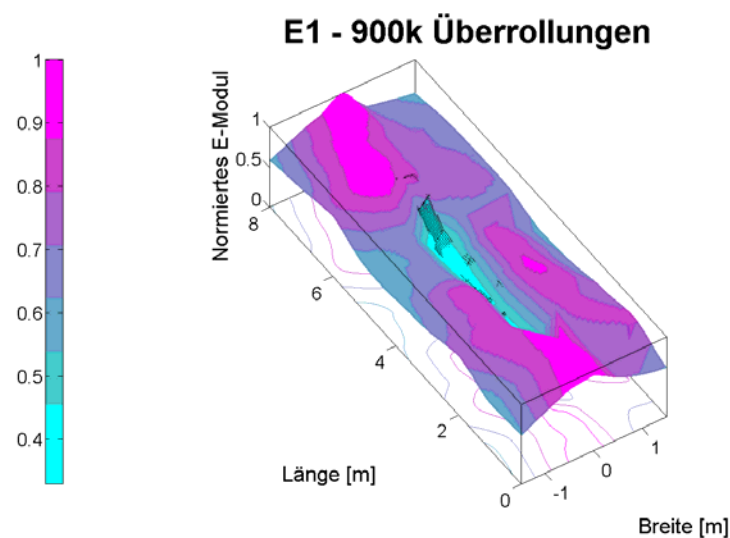
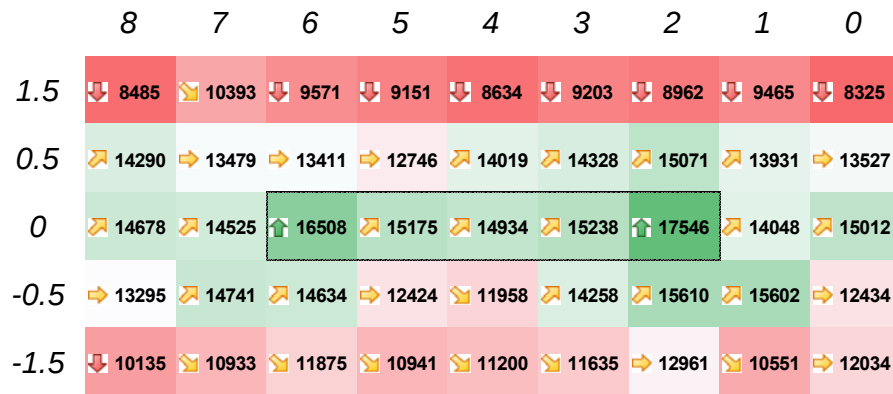
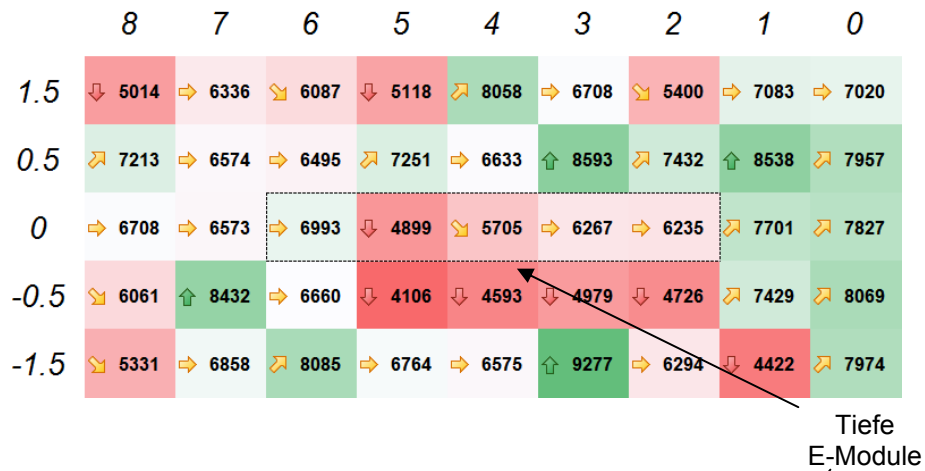


Abb. 39 Auf höchstes gemessenes Modul E1 normierter elastischer Modul E1 der Asphalt-schichten bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen

a)



b)



c)

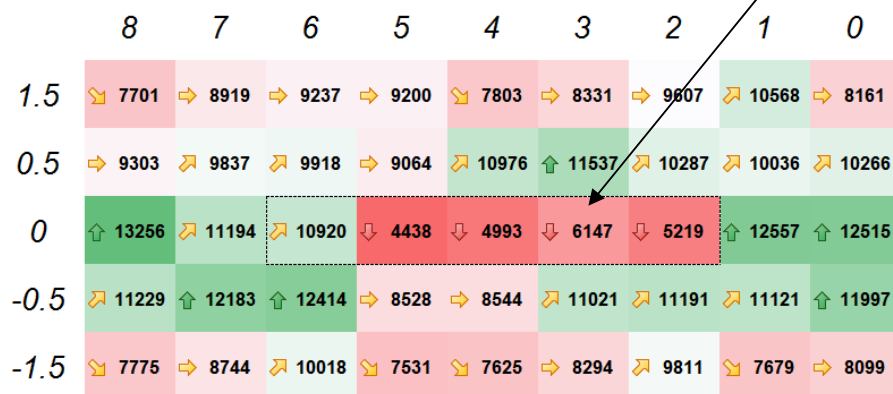
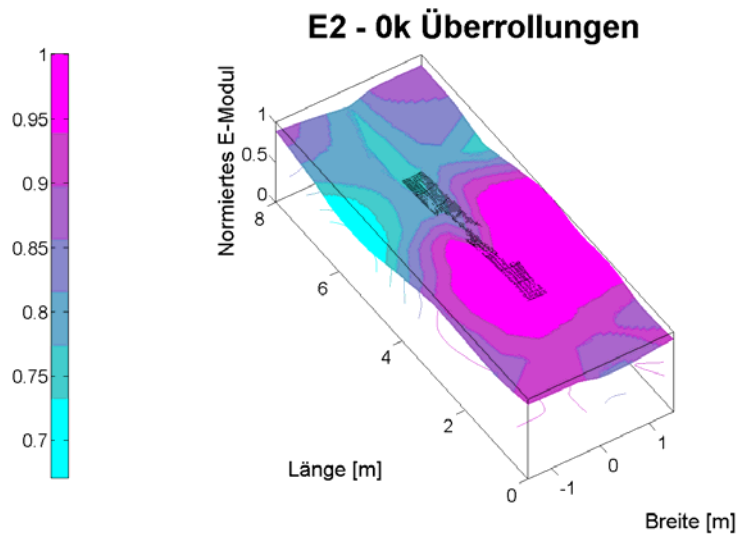
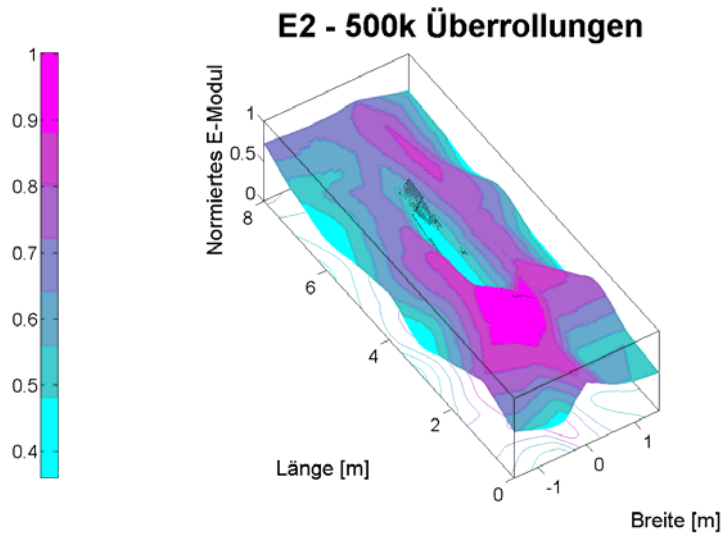


Abb. 40 Elastischer Modul E_1 in MPa der Asphaltschichten in jedem Messpunkt bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen.
Farbskala: Rot-> Tiefster E-Modul, Grün-> Höchster E-Modul

a)



b)



c)

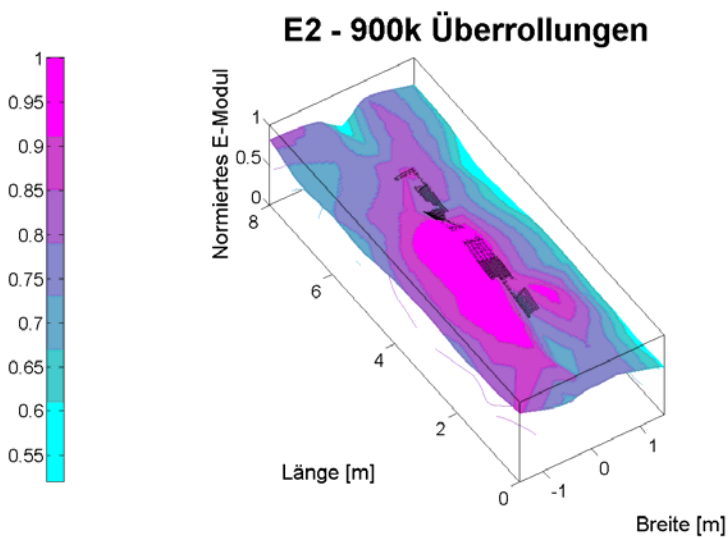


Abb. 41 Auf höchstes gemessenes Modul E2 normierter elastischer Modul E2 des Ungebundenen Gemischs bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen

a)

	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	⇒ 167	⇒ 163	↓ 143	⇒ 170	↑ 192	↑ 181	↑ 186	⇒ 169	⇒ 174
0.5	⇒ 166	⇒ 159	⇒ 154	⇒ 174	↑ 189	↑ 191	↑ 187	⇒ 174	⇒ 163
0	⇒ 149	⇒ 146	⇒ 145	⇒ 153	⇒ 168	↑ 187	↑ 192	⇒ 175	⇒ 164
-0.5	⇒ 157	⇒ 151	⇒ 151	⇒ 155	↑ 181	↑ 192	↑ 190	⇒ 177	⇒ 177
-1.5	⇒ 170	⇒ 153	↓ 130	↓ 131	⇒ 152	⇒ 170	⇒ 167	⇒ 164	⇒ 179

b)

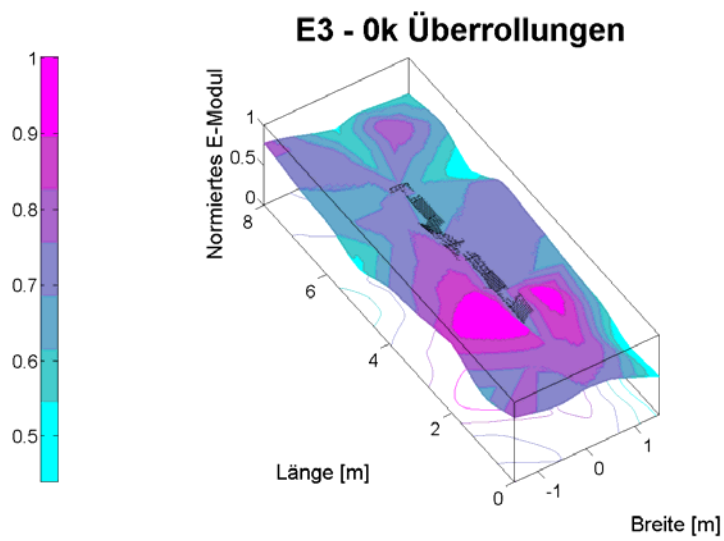
	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	⇒ 146	⇒ 135	↓ 114	⇒ 165	↓ 126	↓ 122	⇒ 204	⇒ 148	↓ 131
0.5	⇒ 192	⇒ 216	⇒ 222	⇒ 209	⇒ 215	⇒ 219	⇒ 214	⇒ 145	⇒ 166
0	⇒ 186	⇒ 192	⇒ 147	↓ 103	↓ 103	↓ 114	↑ 272	⇒ 222	⇒ 210
-0.5	⇒ 184	⇒ 154	⇒ 185	⇒ 195	⇒ 218	⇒ 232	↑ 266	⇒ 231	↓ 115
-1.5	⇒ 195	⇒ 136	↓ 103	↓ 133	⇒ 156	↓ 100	⇒ 155	⇒ 211	⇒ 157

c)

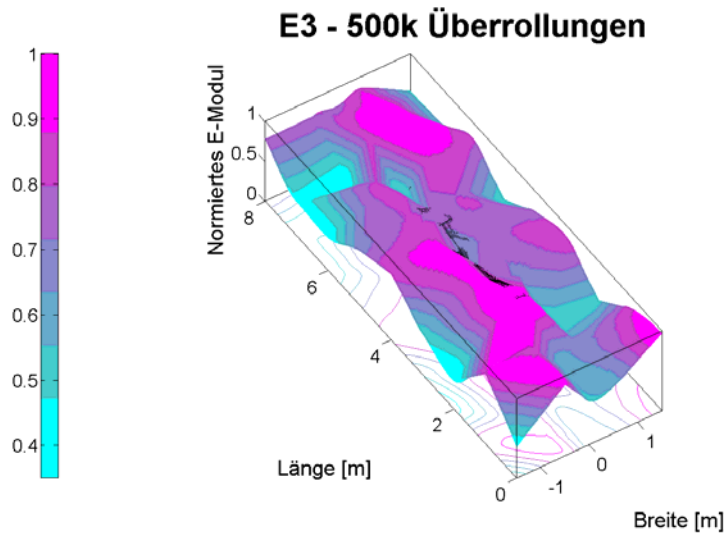
	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	⇒ 150	⇒ 147	↓ 118	↓ 127	⇒ 142	⇒ 143	↓ 138	↓ 132	↓ 136
0.5	⇒ 178	⇒ 184	⇒ 185	⇒ 175	⇒ 187	⇒ 184	↑ 208	⇒ 179	⇒ 175
0	↓ 127	⇒ 159	⇒ 193	⇒ 177	↑ 219	⇒ 200	⇒ 175	⇒ 153	⇒ 173
-0.5	⇒ 171	⇒ 167	⇒ 179	⇒ 197	↑ 226	↑ 217	↑ 224	⇒ 202	⇒ 160
-1.5	⇒ 184	⇒ 153	⇒ 164	⇒ 159	⇒ 176	⇒ 182	⇒ 173	⇒ 180	⇒ 195

Abb. 42 Elastischer Modul E_2 in MPa des Ungebundenen Gemischs in jedem Messpunkt bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen.
Farbskala: Rot-> Tiefster E-Modul, Grün-> Höchster E-Modul

a)



b)



c)

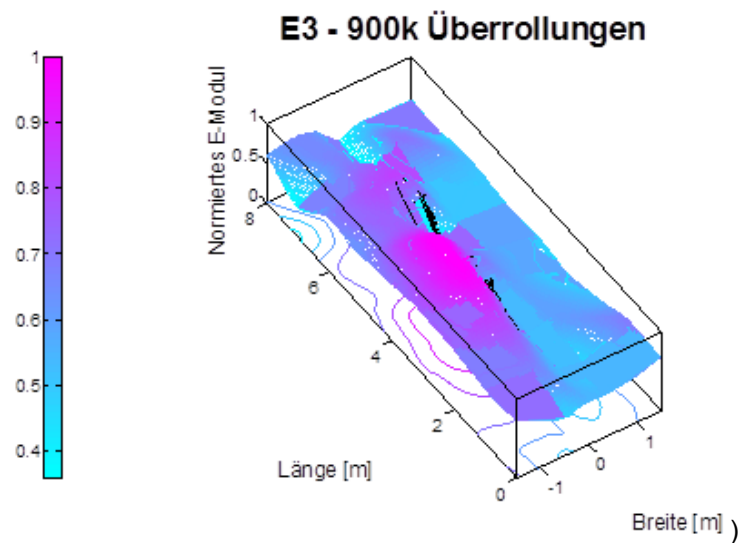


Abb. 43 Auf höchstes gemessenes Modul E3 normierter elastischer Modul E3 des Untergrundes bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen

a)

	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	↓ 70	↘ 82	↓ 57	→ 94	→ 89	↘ 82	↘ 77	↓ 57	↓ 61
0.5	↘ 77	↘ 102	↘ 78	→ 86	→ 93	→ 90	↑ 119	↘ 106	→ 92
0	↓ 68	↘ 74	→ 88	↘ 82	→ 94	→ 91	→ 89	↘ 101	→ 95
-0.5	↘ 78	→ 91	→ 85	→ 95	↘ 101	↘ 110	↑ 127	→ 97	→ 89
-1.5	→ 98	→ 88	↘ 83	↓ 66	→ 88	→ 97	↘ 109	↘ 83	↘ 102

b)

	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	↘ 65	↘ 68	↘ 98	↓ 58	→ 92	↘ 105	↘ 63	↘ 104	↑ 118
0.5	↘ 104	↑ 120	↘ 107	↘ 97	→ 93	→ 83	↓ 57	→ 83	↘ 71
0	↘ 94	↑ 107	↓ 47	↘ 92	→ 79	↘ 97	↑ 122	↘ 72	↘ 66
-0.5	↘ 96	↓ 45	↘ 99	↘ 98	↑ 109	↑ 108	↑ 115	↘ 105	↑ 108
-1.5	↘ 95	↓ 52	↓ 50	→ 83	↘ 100	↘ 62	↓ 43	↘ 106	↓ 48

c)

	8	7	6	5	4	3	2	1	0
1.5	↓ 57	↓ 57	↘ 65	↓ 58	↓ 61	↓ 55	↘ 68	→ 87	→ 86
0.5	↓ 59	→ 88	↘ 69	↘ 63	↘ 75	↘ 74	↘ 75	↓ 59	↘ 69
0	↓ 46	↓ 47	↘ 103	↓ 50	→ 94	↘ 71	↘ 68	↘ 66	↘ 69
-0.5	↘ 77	→ 86	↘ 102	↘ 95	↑ 126	↑ 124	↘ 102	→ 85	↓ 61
-1.5	↘ 75	↓ 48	→ 85	→ 80	→ 90	↘ 97	→ 94	→ 86	→ 91

Abb. 44 Elastischer Modul E_3 in MPa des Ungebundenen Gemischs in jedem Messpunkt bei a) 0, b) 500'000 und c) 900'000 Überrollungen.
Farbskala: Rot-> Tiefster E-Modul, Grün-> Höchster E-Modul

6.5 ETH Delta

Die Messungen mit dem ETH Delta Gerät wurden im Auftrag der EMPA von der Firma Basler & Hofmann durchgeführt. Das Ziel dieser Untersuchung liegt in der Beurteilung der Tragfähigkeit und der Schädigungsentwicklung der eingebauten Beläge unter wiederholter Belastung.

6.5.1 Verfahrensbeschreibung

Die Auswertung beinhaltet die graphische Darstellung der Resultate sowie die Rückrechnung von den Steifigkeiten der eingebauten Schichten. Die Messungen haben insgesamt aus 3 Messkampagnen bestanden:

26.10.12: 0 Überrollungen

06.11.12: 45'000 Überrollungen

06.12.12: 495'000 Überrollungen

Alle Versuche wurden mit dem ETH Delta Testgerät und mit dem MLS10 als Belastungsapparatur durchgeführt.

Die Konfiguration des ETH Delta Messgerätes wurde geändert um unterhalb des MLS10 direkt dynamisch messen zu können. Insgesamt wurden 6 Lasersensoren mit unterschiedlichen lateralen Abständen zur Fahrspur, angewendet: 8 / 15 / 53 / 63 / 73 / 94 cm.

6.5.2 Datenauswertung

In Abb. 45 sind die Resultate der Messungen dargestellt. Die Graphiken zeigen die gemessene Hälfte der Deflektionsmulde welche durch Belastung mit dem MLS10 entstand. Der Abstand in Längsrichtung wurde als Produkt der Geschwindigkeit und der Zeit ermittelt.

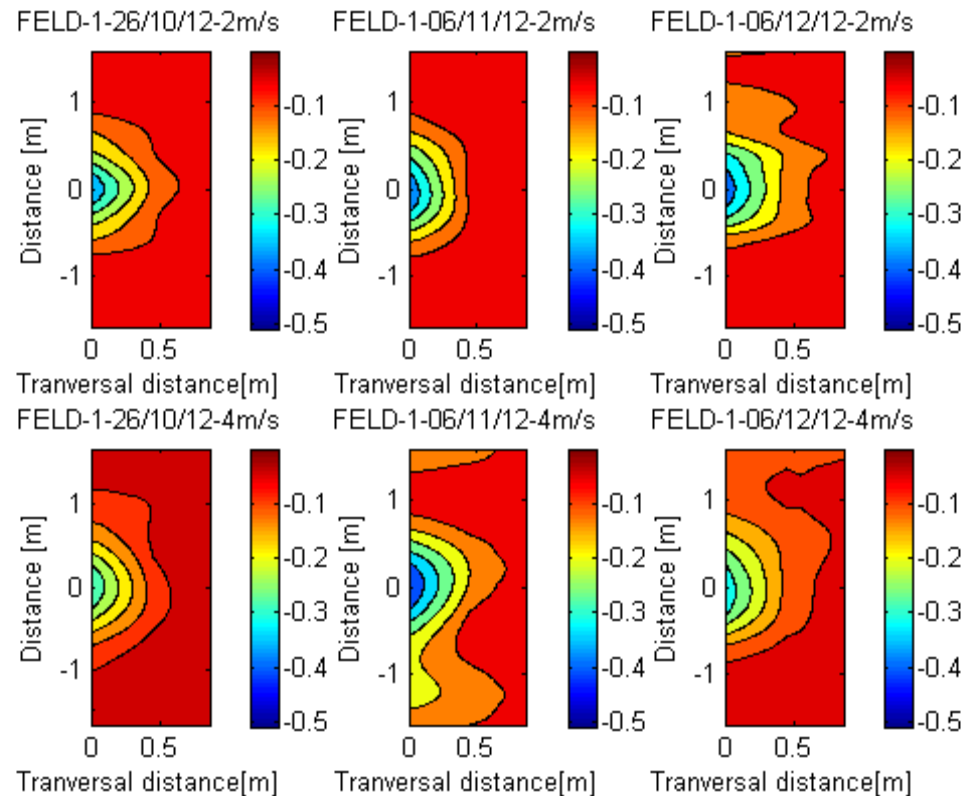


Abb. 45 Messung der Deflektionsmulde mit ETH Delta mit 2 und 4 m/s MLS10 Belastung

Die Resultate, insbesondere bei 2m/s, zeigen eine kleine Zunahme der Deflektionen im Nahbereich des Rades.

6.5.3 Vorwärtsrechnung

FE Modellbildung

Das Testfeld wurde in einem 3D PLAXIS Modell modelliert. 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.

Die geometrischen Abmessungen des Modells sowie die Schichtdicken sind in Abb. 46 dargestellt. Mit diesen Abmessungen wurde gewährleistet, dass die rechnerischen Resultate nicht von den Randbedingungen beeinflusst werden.

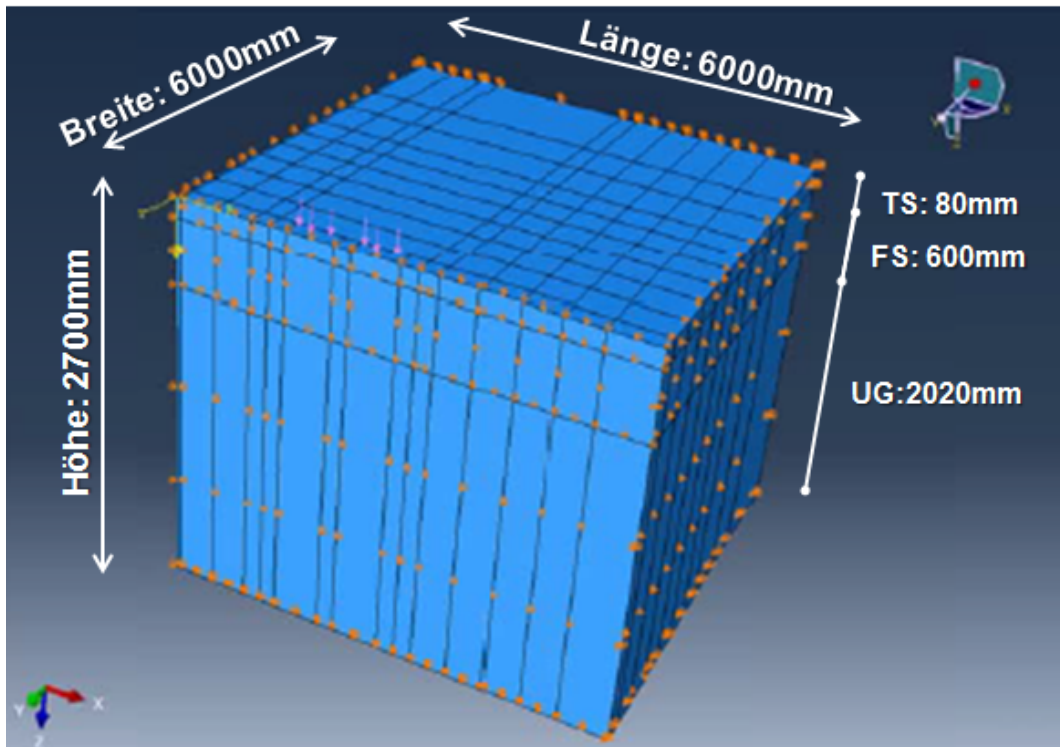


Abb. 46: Abmessungen und Schichtdicke des 3D Plaxis Modells, wobei: TS: Deck und Tragschicht; FS: Foundationsschicht und UG: Untergrund

Belastung

Die Last wurde mit einem 4-Eckigen Reifenabdruck mit nachfolgenden Abmessungen modelliert:

$$\text{Reifenabdruckfläche } A = 0.40\text{m} \times 0.25\text{m} = 0.1 \text{ m}^2$$

$$\text{Der Druck auf den Oberbau beträgt somit: } 65\text{kN} / 0.1\text{m}^2 = 650\text{kPa}$$

Dies ist ein äquivalenter Druck, da der Luftdruck im Reifen bekanntlich 1050kPa ist. Die Nettoaufstandsfläche wäre real dementsprechend 0.062m^2 statt 0.1m^2 . Modelliert wurde der Reifenabdruck 0.1 m^2 mit Reifendruck 650 kPa.

Temperatur

Die Luft- und Belagstemperaturen wurden direkt mit Thermoelementen gemessen, aber auch mit dem Verfahren nach Collop et al. (1995) [22] geschätzt. Die temperaturabhängigen Steifigkeiten des Asphaltes für eine Referenztemperatur können somit berechnet werden. Die gemessenen und ermittelten Werte sind in Tab. 6 und Tab.7 dargestellt.

Tab. 6: gemessene Belagstemperaturen

Tag der Messung	MLS10 Geschwindigkeit [m/s]	Start	Stop	Temp			
				Mittelwert [°C]	Max [°C]	Min [°C]	Std [°C]
26.10.12	2	15:20:36	15:27:25	11.4	11.5	11.3	0.1
	4	16:16:09	16:27:25	11.2	11.3	11.2	0.0
06.11.12	2	12:02:43	12:04:41	7.6	7.7	0.0	0.3
	4	12:08:29	12:10:38	7.6	7.7	0.0	0.3
06.12.12	2	11:04:03	11:05:37	0.0	0.1	-0.1	0.0
	4	11:01:13	11:01:32	0.1	0.2	0.0	0.1

Tab. 7: Ermittelte Belagstemperaturen. h_{asp} ist die Belagstiefe und T_{asp} ist die ermittelte Temperatur

Tag Messung	Temp. Luft [°C]	h_{asp} [m]	T_{asp} [°C]
26.10.12	9.4	0.08	11.5
06.11.12	6.4	0.08	7.7
06.12.12	0.2	0.08	0.0
25.04.13	18.4	0.12	22.7
31.07.13	23.8	0.12	29.47

Stoffgesetze

Die gebundenen Schichten wurden anhand eines elastischen Stoffgesetzes modelliert. Die ungebundenen Schichten werden mit einem elastischen Stoffgesetz und dem Mohr Coulomb Bruchkriterium modelliert. Zugspannungen sind dabei nicht möglich. Dies entspricht der Realität. Sind Zugspannungen in den ungebundenen Schichten möglich, werden die rückgerechneten Module bei Abnahme der Steifigkeit (durch wiederholte Belastung) kleiner als die der gebundenen Schichten. Dies widerspricht der Realität, da durch wiederholte Belastung die ungebundenen Schichten eher steifer werden.

6.5.4 Rückrechnung

Rückrechnungsmethode

Die rückgerechneten Steifigkeiten nach [23] beziehen sich auf die vor Ort herrschenden Temperaturen während der ETH Delta Messung. Die Rückrechnung der Asphaltsteifigkeit wurde manuell durchgeführt. Für die Ermittlung der Steifigkeiten wurden nicht nur die Deflektionen, sondern auch die Dehnungen im FE Modell (=Vergleich mit DMS) und "vernünftige" Werte aus der Abschätzungsformel von Collop verwendet. Dies war notwendig da die Sensitivität der Parameter, insbesondere vom Asphalt, für eine

Rückrechnung zu tief war, d.h. im Bereich der Messgenauigkeit ist ein grosser Streubereich der Werte möglich. Gleichzeitig, wurden die temperaturabhängigen Steifigkeiten der Asphaltschichten im intakten Zustand nach [22] abgeschätzt. Der Hohlraumgehalt und der Bindemittelgehalt wurden geschätzt, da die erforderlichen Bohrkernuntersuchungen zum Zeitpunkt der ETH Delta Auswertungen noch nicht durchgeführt wurden. In Tab. 8 sind die Ergebnisse der Steifigkeiten dargestellt.

Tab. 8: Veränderung der Steifigkeiten der einzelnen Schichten infolge wiederholter Belastung im 3D Plaxis Modell. In Klammern die E-Module der Asphaltschichten nach Collop et al.

	Erster E-Modul [MPa]	Zweiter E-Modul [MPa]	Dritter E-Modul [MPa]
Tag	26.10.12	06.11.12	06.12.12
Überrollungen [k]	0	300	495
Temp. [°C]	11.5°C	7.7°C	0°C
DS und TS	7'560 (7'713)	4'200 (9'646)	8'400 (14'159)
FS	299 (	299	286
UG	240	240	144

In der nachfolgenden Abb. 47 sind die Gegenüberstellungen der gerechneten und gemessenen Deformationen ersichtlich.

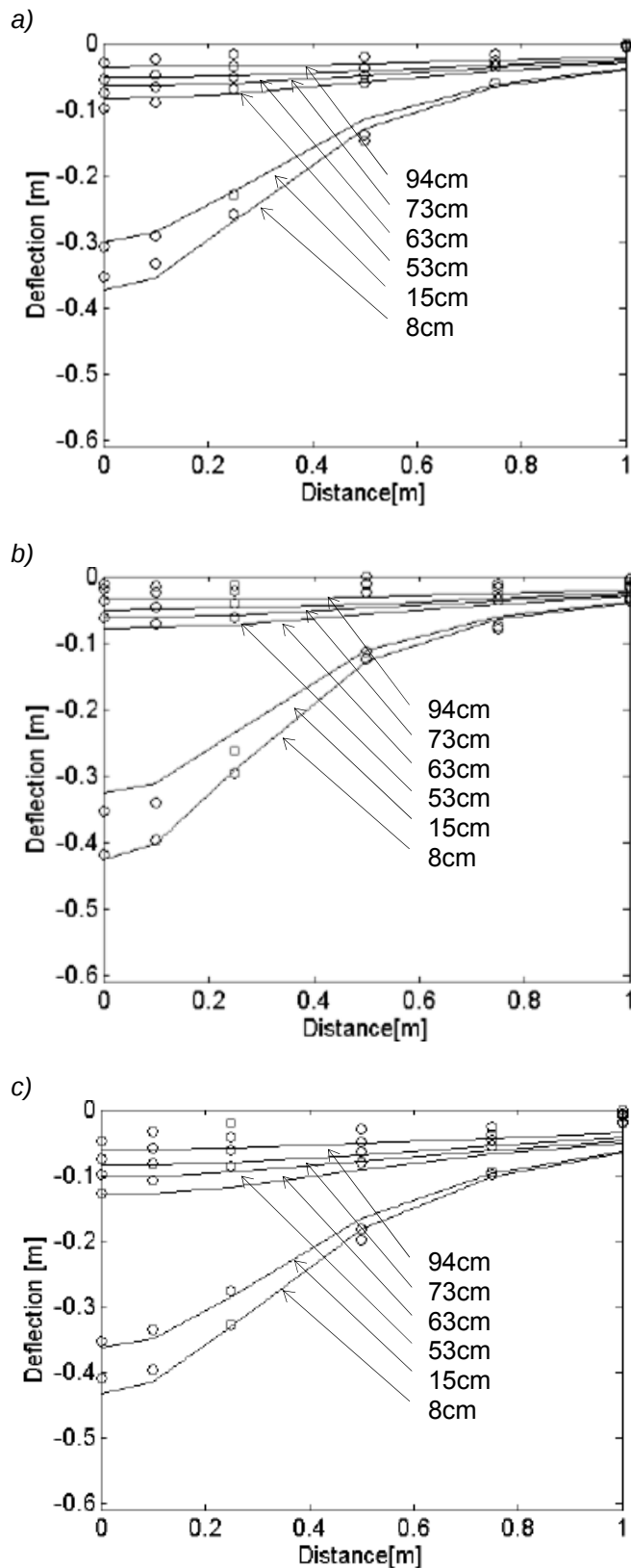


Abb. 47: Rückgerechnete (Linie) und gemessene (Punkte) Deflektionen bei verschiedenen Radabständen zur Last, für a) 0k, b) 350k und c) 495k Überrollungen

6.5.5 Vertikalspannungen auf dem Planum

Um die unterschiedlichen Steifigkeiten des Untergrundes teilweise erklären zu können, müssen die Vertikalspannungen auf dem Planum (Untergrund) betrachtet werden (Abb. 48).

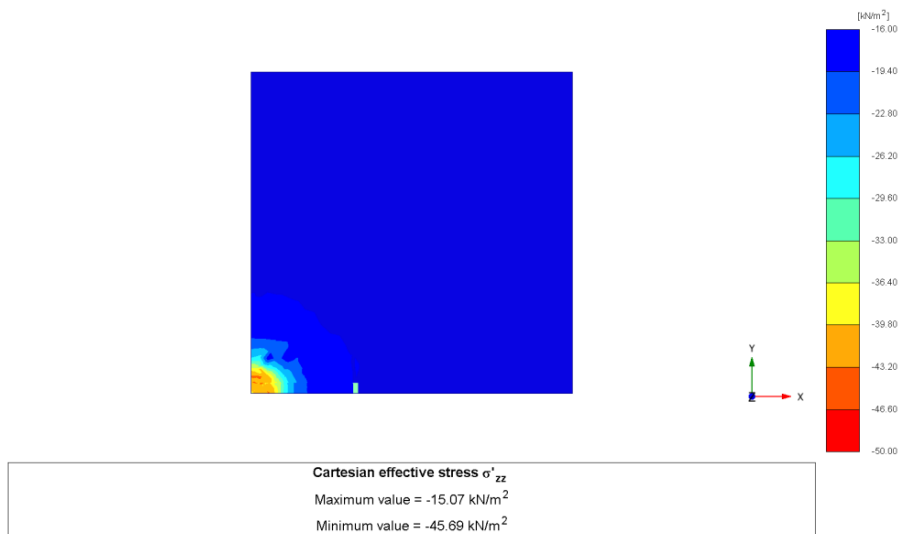


Abb. 48: Vertikalspannungen auf dem Untergrund. E-Modul Asphalt: 8000MPa, E-Modul FS: 300MPa, E-Modul UG: 80MPa

6.5.6 Vergleich DMS – 3D PLAXIS Modell

Während den ETH Delta Messungen wurden gleichzeitig die Dehnungen im Belag mit den eingebauten DMS aufgenommen. Diese Dehnungen wurden mit den im 3d Plaxis Modell kalkulierten Dehnungen verglichen. Die gemessenen und kalkulierten maximalen Dehnungen (in Klammern) sind in Tab. 9 dargestellt.

Tab. 9: Zusammenfassung gemessene Dehnungen

Tag der Messung	Geschwindigkeit [m/s]	Überrollungen [k]	DMS 1 [µε]	DMS 2 [µε]	DMS 3 [µε]	DMS 4 [µε]
26.10.12	2	0	415 (240)	320 (345)	-95	40
26.10.12	4	0	373 (240)	270 (345)	-87	40
06.11.12	2	300	360 (330)	330 (500)	-110	25
06.11.12	4	300	337 (330)	365 (500)	-161	34

Der Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen Dehnungen zeigt, dass insbesondere in Anbetracht der Vereinfachungen bezüglich Radabdruck und Laststellung sowie Lage der Messsensoren, eine gute Übereinstimmung gefunden werden kann

6.5.7 Schlussfolgerungen

Die Resultate der Untersuchung zeigen, dass sich die Asphaltschichten während der Belastung deutlich verschlechtert haben. Es muss erwähnt werden, dass die quantitative Beurteilung der Asphaltsteifigkeit aufgrund der geringen Sensitivität der Parameter nicht sehr genau ist.

Die rückgerechnete Fundationssteifigkeit, welche die gemessenen widerbelastungswerte entspricht, kann als zuverlässiger Wert betrachtet werden. Die hohe Steifigkeit des Untergrundes muss teilweise auf eine Nachverdichtung durch die MLS10 Belastung zurückgeführt werden. Der Grund liegt an der geringen Tragwirkung der Asphaltsschicht (dünner und weicher), welche zu einer Überbeanspruchung des Untergrundes geführt hat.

Es ist aber noch zu erwähnen, dass die Steifigkeit des Untergrundes massgeblich durch die vorhandene Verdichtung beeinflusst wird. Dies erklärt vermutlich den rückgerechnet eher tiefen Wert der Steifigkeit des Untergrundes bei 495k Überrollungen

6.6 Georadar

Ziel der Georadar Messungen war eine zweimalige flächige Datenaufnahme auf dem T3-S2 Versuchsfeld bei Lenzburg sowie ein Vergleich der Ergebnisse vor und nach der Belastung mit dem Verkehrslastsimulator MLS10. Die Versuche wurden von Dr. Johannes Hugenschmidt von der Hochschule für Technik Rapperswil (HSR) durchgeführt.

6.6.1 Verfahrensbeschreibung

Die erste Messkampagne (vor der MLS10 Belastung) wurde am 31.10.2012 durchgeführt. Eine Fläche von 3 m x 8 m wurde entlang von parallelen Linien mit einem Abstand von jeweils 0.1 m ausgemessen. Die Antenne wurde dabei in einem Wägelchen mit Messrad über die Oberfläche bewegt. Die Tab. 10 gibt einen Überblick über die dabei eingesetzten Geräte. Die Aufzeichnungsparameter sind in Tab. 11 aufgelistet. Das mit Markierungen versehene Messfeld und die Radarantenne zeigen Abb. 49.

Tab. 10: Eingesetzte Geräte

GSSI SIR-20	Radargerät
Modell 5260	Antenne, Mittelfrequenz nominal 2.6 GHz
	Diverses Zubehör

Tab. 11: Aufzeichnungsparameter

Spuren pro Meter	200
Samples pro Spur	1024
Spurlänge	20 ns
Linienabstand	0.1 m
Linienlänge	3 m

Die zweite Messkampagne auf dem Belag T3-S2 (nach MLS10 Belastung) wurde am 21.10.13 durchgeführt. Die Anordnung der Messungen, die Aufzeichnungsparameter und die eingesetzten Georadar Geräte waren gleich wie bei der ersten Messkampagne. Aufgrund der tiefen Spurrinnen musste die Art der Antennenbewegung über die Messfläche angepasst werden. Die Antenne wurde in einem Kasten aus Kunststoff an einem Band über das Messfeld gezogen. Das Messrad lief dabei nicht über die Asphaltoberfläche sondern war fest installiert und das Band, mit dem der Antennenkasten gezogen wurde, lief über das Messrad (Abb. 49). Damit konnte die Antenne trotz der Unebenheiten der Belagsoberfläche kontrolliert über die Oberfläche geführt werden.



Abb. 49 Radarantenne auf dem Messfeld, Messkampagne vom 31.10.12 (links) und angepasste Messapparatur der Messkampagne vom 21.10.13 (rechts)

6.6.2 Datenverarbeitung

Im Anschluss an die Messung wurden die Daten der folgenden Verarbeitungssequenz unterzogen (Tab. 12). Die Abb. 50 und die Abb. 51 zeigen die auf einer Messlinie aufgezeichneten Daten vor und nach der Datenverarbeitung. In Abb. 52 und Abb. 53 ist ein vergrösserter Ausschnitt dargestellt. Hier sind einige der Effekte der Datenverarbeitung wie beispielsweise die Korrektur der Reflexion an der Belagsoberfläche oder das verbesserte Verhältnis zwischen Signal und Rauschen deutlich erkennbar. Für die 3-D Darstellungen wurden die einzelnen Messlinien anschliessend in Datenkuben zusammengestellt. Die Datenverarbeitung der beiden Messkampagnen vor und nach dem Belastungsversuch war identisch.

Tab. 12: Datenverarbeitung

file: D:\Reflexdaten\Lenzburg-1\PROCADATA\LE1HUG52600103.07T

remove zero traces / 0 / 0 / 0 / 0 // 0 / 0 / 1 / 623

bandpassfrequency / 200 / 400 / 2700 / 2900 // 0 / 1 / 1 / 620

correct picked phase / 0 / 0 / 0 / 0 // 0 / 0 / 1 / 614

Kirchhoff migration / 300 / 0.11 / 0 / 12 // 0 / 45 / 1 / 596

markerinterpol / 0.005 / 2 / 0 / 0 // 0 / 0 / 2 / 4

move starttime / -1.425781 / 0 / 0 / 0 // 0 / 0 / 2 / 401

time cut / 12 / 0 / 0 / 0 // 0 / 0 / 2 / 401

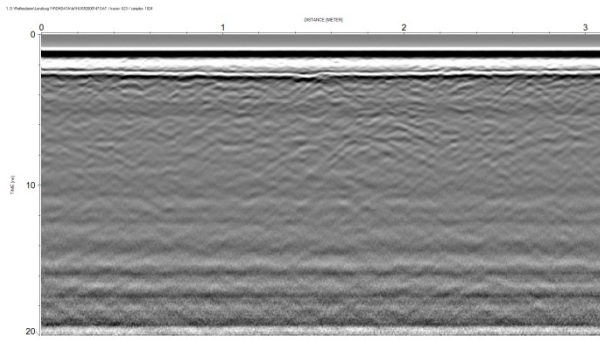


Abb. 50: Daten der Linie 3.5m vor Datenverarbeitung vor Belastung

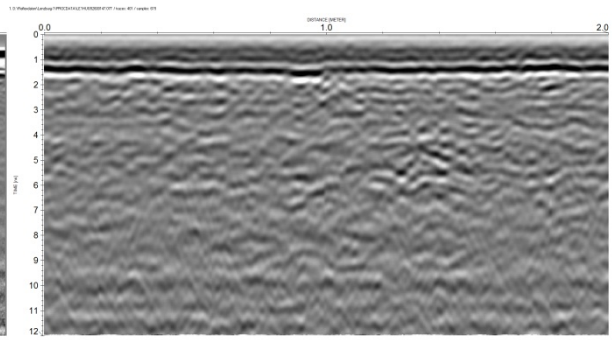


Abb. 51: Daten der Linie 3.5m nach Datenverarbeitung vor Belastung

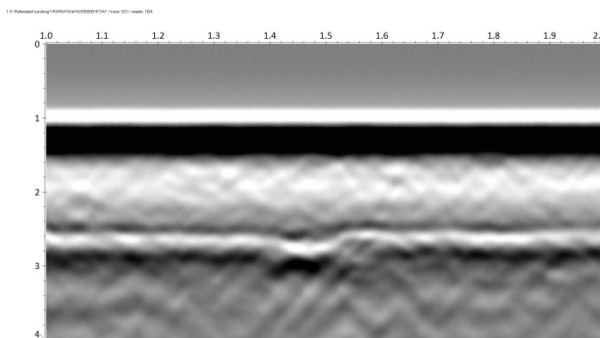


Abb. 52: Daten der Linie 3.5m vor Datenverarbeitung, Ausschnitt 1m Länge und 4ns

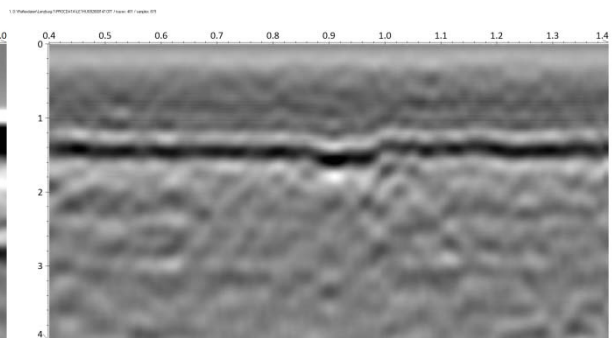


Abb. 53: Daten der Linie 3.5m nach Datenverarbeitung, Daten der Linie 3.5 m vor Datenverarbeitung, Ausschnitt 1m Länge und 4ns

6.6.3 Auswertung: Vor MLS10 Belastung

Die Belagsdicke wurde beispielhaft auf der Messlinie 4.2m ausgewertet. Die Abb. 54 zeigt den entsprechenden Datensatz vor MLS10 Belastung (oben) zusammen mit der berechneten Belagsdicke (unten). Die Belagsdicke beträgt ca. 0.08 m und schwankt nur um wenige Millimeter. Auf den anderen Messlinien wurde ein ähnliches Ergebnis festgestellt.

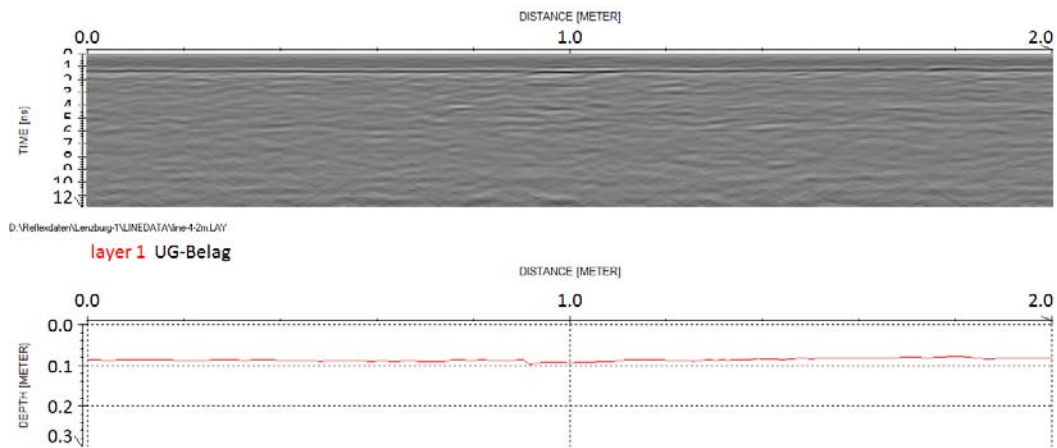


Abb. 54: Datensatz (oben) und Belagsdicke (unten) auf der Linie bei 4.2m

Die Sensoren zeigen sich erwartungsgemäss sehr deutlich in den Datensätzen. Die Abb. 55 zeigt eine Zeitscheibe aus einer Tiefe von 2.1 cm. Sowohl dort, als auch auf der Messlinie 3.9 m (Abb. 56) sind die Sensoren deutlich zu erkennen.

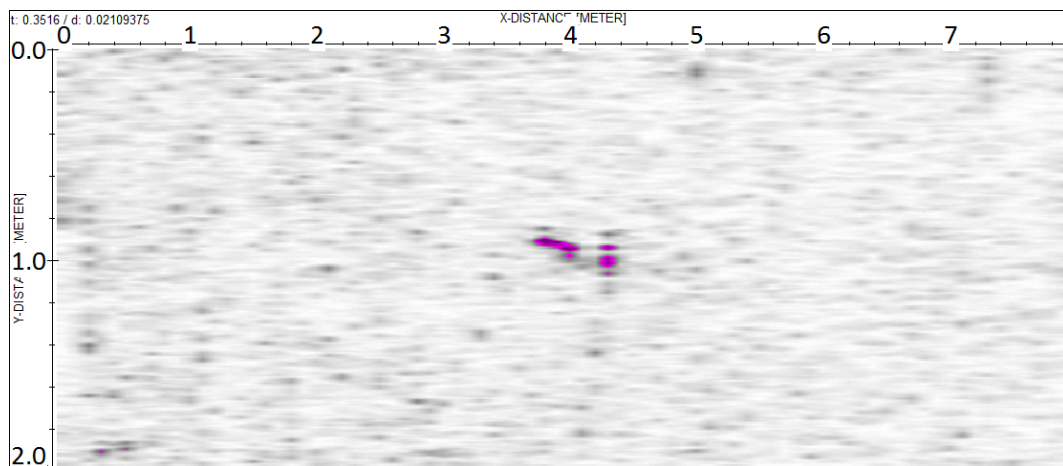


Abb. 55: Zeitscheibe, vor Belastungsversuch, Tiefe 2.1cm

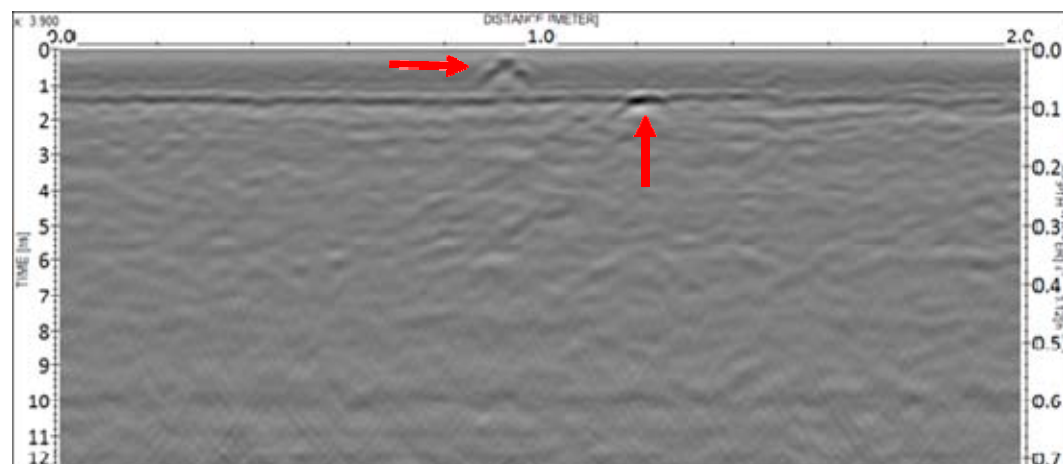


Abb. 56: Daten der Messlinie 3.9m, vor Belastungsversuch, Sensoren mit rotem Pfeil gekennzeichnet, tiefen 2cm und 8cm

6.6.4 Auswertung: Vergleich vor und nach MLS10 Belastung

Positionierung der Messlinien

Die Abb. 57 zeigt die Bezeichnung der Position der Messlinien, wie sie im Folgenden verwendet werden. Zunächst wird Längs- und Querrichtung unterschieden. Der Nullpunkt für alle Längenangaben befindet sich in der Ecke auf der Seite Bahn/Seite Zürich. Abstände werden vom jeweils nächsten Rand angegeben

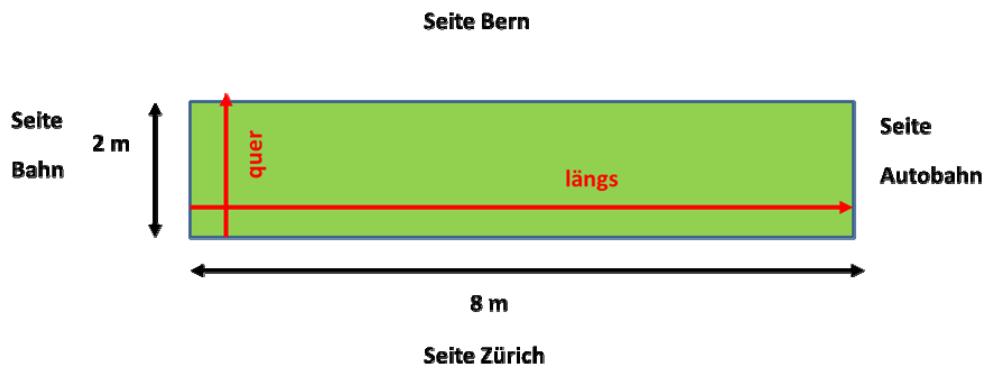


Abb. 57: Positionierung der Messlinien

Zusatzversuch zur Antennenkopplung

Bei dieser, wie auch bei vorangegangenen Georadar-Untersuchungen im Zusammenhang mit Belastungsversuchen zeigte sich in den überrollten Bereichen eine deutliche Veränderung des Signals auf der Höhe der Belagsoberfläche. Ein Beispiel zeigt die Abb. 58 Die Zeitscheibe aus der Tiefe 0.00 cm zeigt eine deutlich veränderte Reflexionsstärke (hellerer Bereich, rote Pfeile). Somit stellt sich die Frage, ob dieser Effekt durch eine Änderung der Asphalteigenschaften verursacht wird oder ob es sich um den Einfluss der Ankopplung der Antenne durch die veränderte Oberflächengeometrie handelt.

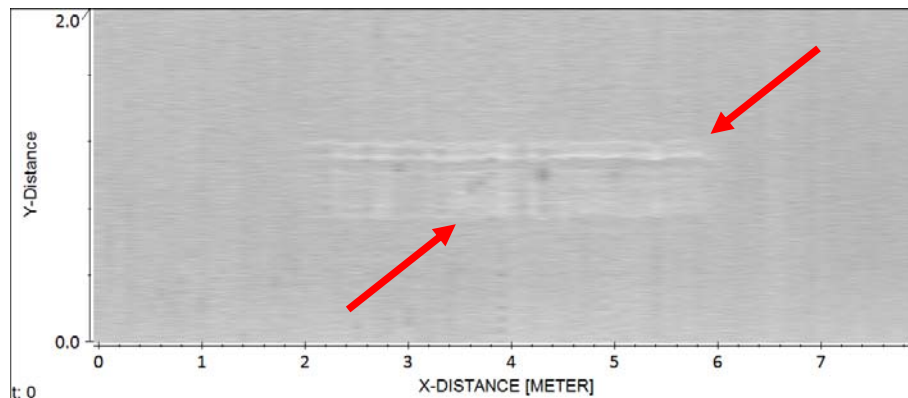


Abb. 58: nach Belastung, Tiefe 0.0cm, scale 1.4

Der durchgeführte Versuch simuliert die Situation beim Überfahren der Spurrinnen. Der Antennenkasten wurde vollflächig auf den Asphalt gestellt und dann einseitig und beidseitig um jeweils 1cm angehoben. Die Abb. 59 zeigt das registrierte Radarsignal bei vollflächig auf dem Asphalt aufliegendem Antennenkasten. In Abb. 59 ist der Antennenkasten einseitig bzw. beidseitig um jeweils 0.01 m angehoben. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Überlagerung aus direkter Welle und Reflexion an der Asphaltoberfläche (blaue Unterlegung) bei vollflächig auf dem Asphalt aufliegender und somit gekoppelter Antenne erheblich geringer ist als ein oder beidseitig angehobenem Antennenkasten. Eine andere Situation ergibt sich für die Reflexion an der Untergrenze des Belages (rote Unterlegung). Hier zeigen sich keine relevanten Unterschiede zwischen gekoppelter und angehobener Antenne. Eine quantitative Betrachtung der

aufgezeichneten Amplituden bestätigte diese Schlussfolgerung. Somit bleibt festzuhalten, dass der Einfluss auf die Zeitscheiben in Tiefe 0.00cm durch die veränderte Kopplung erklärt werden kann, auch ohne eine Veränderung der Asphalteigenschaften. Für veränderte Reflexionen aus grösserer Tiefe liefert die veränderte Kopplung keine Erklärung. Diese müssten also durch eine Änderung der Asphalteigenschaften verursacht sein.

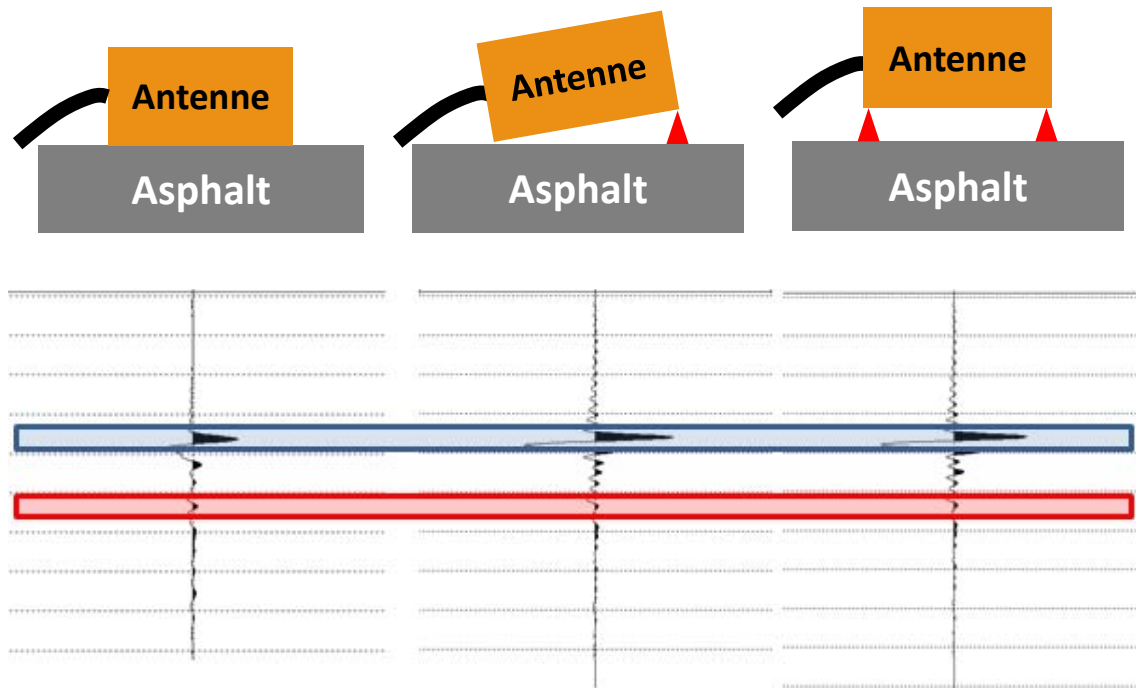


Abb. 59: Antennenkasten auf Asphalt (links), Antennenkasten gekippt auf Asphalt (mitte), Antennenkasten beidseitig 1 cm über Asphalt (rechts)

Die Abb.60 und die Abb.61 zeigen die Messlinie längs, 0.1m ab Seite Zürich nach und vor dem Belastungsversuch. Nicht nur sind visuell keine Unterschiede zu erkennen, sondern auch eine quantitative Analyse der Reflexionsamplituden und Laufzeiten ergibt keine relevanten Unterschiede. Die gezeigte Messlinie liegt am Rande des Messfeldes im unbelasteten Bereich. Der Belastungsversuch hinterlässt dort keine mittels Georadar feststellbaren Spuren. Die Abb.62 zeigt die Messlinie längs, 1.0m ab Seite Zürich. Somit verläuft diese Linie zentral durch den belasteten Bereich. Zwischen 0.0 m und 2.0 m sowie zwischen 6.0 m und 8.0 m, also im belasteten Bereich, ist kaum noch eine Reflexion an der Untergränze des Belages erkennbar. In der Abb.63 ist der entsprechende Bereich weiss unterlegt. Ausserhalb des belasteten Bereiches (0.0m bis 2.0 m sowie 6.0m bis 8.0m, gelbe Unterlegung in Abb.63), ist die Reflexion jedoch deutlich erkennbar. Weiterhin zeigt sich in der belasteten Zone innerhalb des Belages eine schwache Zusatzreflexion von innerhalb des Belages (grüne Unterlegung in Abb.63). Die Tiefe beträgt ca. 0.06m und die Ausdehnung korreliert nicht scharf mit der belasteten Zone sondern reicht darüber hinaus. Zum Vergleich zeigt die Abb.64 noch die Situation an gleicher Stelle vor dem Belastungsversuch. Hier ist die Reflexion an der Belagsuntergränze durchgehend vorhanden und die belagsinterne Reflexion fehlt. Dies deutet darauf hin, dass die Belastung die Ursache für die fehlende Reflexion und die belagsinterne Reflexion nach der Belastung darstellt

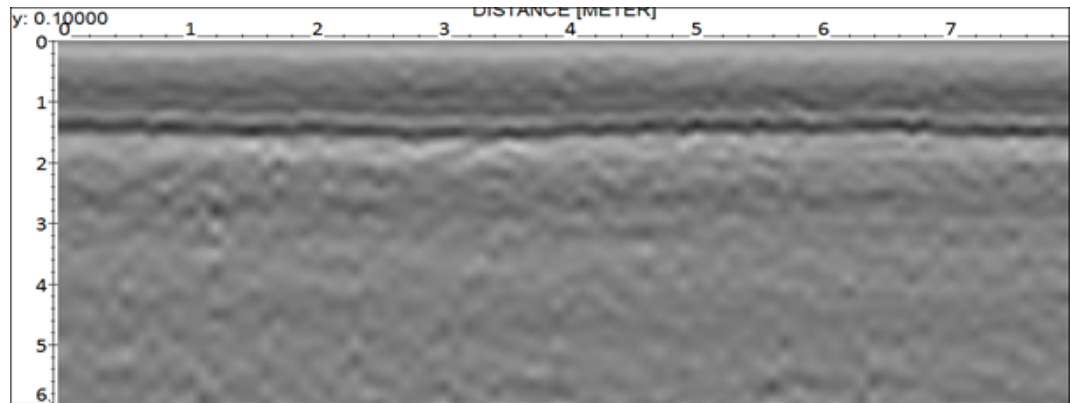


Abb. 60: Nach Belastungsversuch, längs, 0.1 m ab Seite Zürich

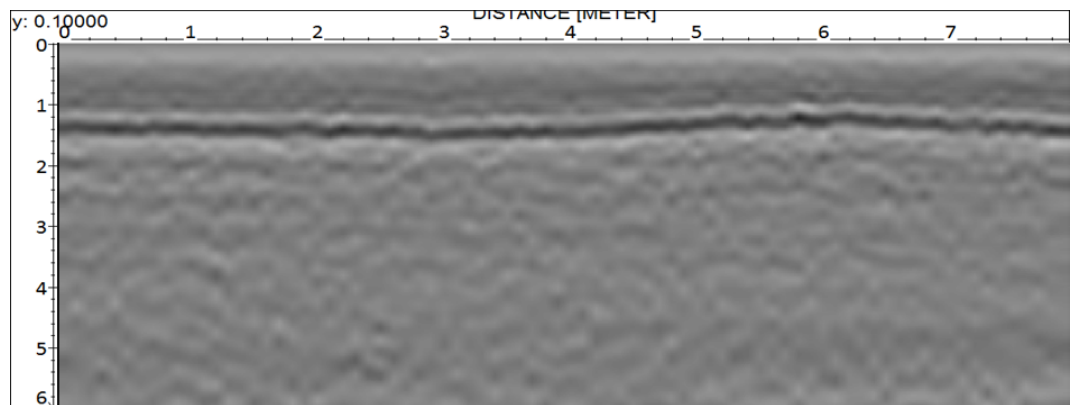


Abb. 61: Vor Belastungsversuch, längs, 0.1 m ab Seite Zürich

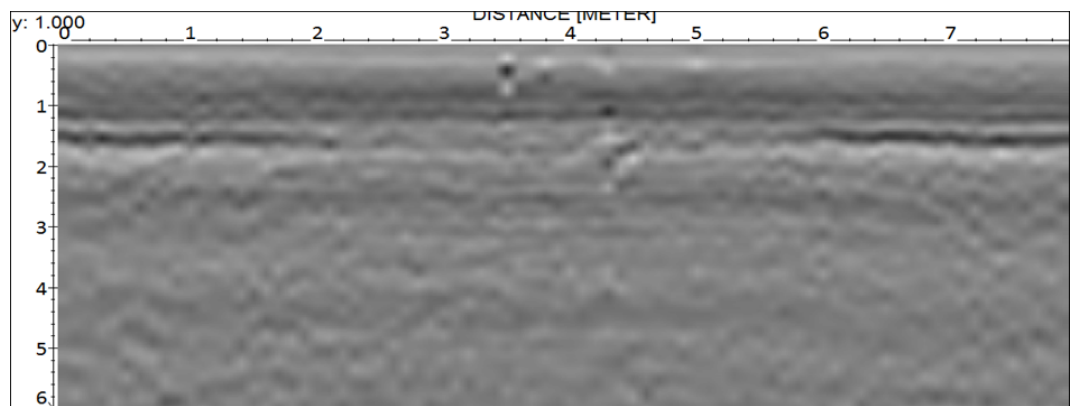


Abb. 62: Nach Belastungsversuch, längs, 1.0 m ab Seite Zürich

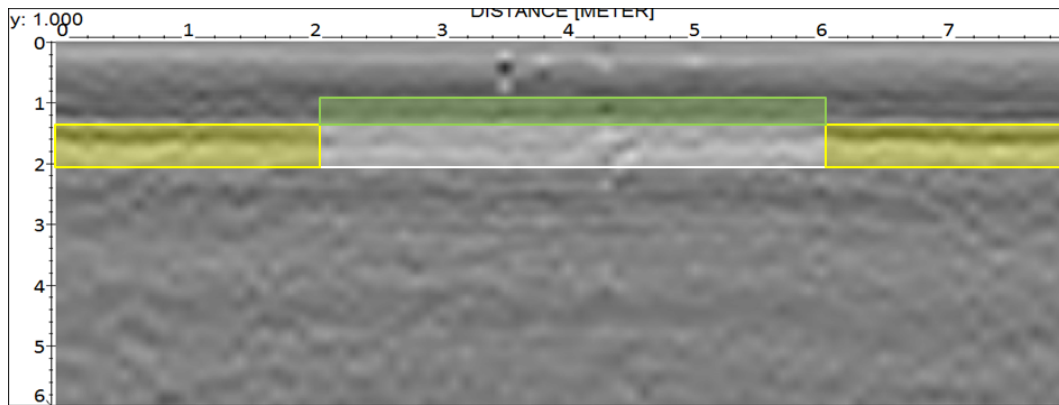


Abb. 63: Nach Belastungsversuch, längs, 1.0 m ab Seite Zürich, mit Interpretationshilfe

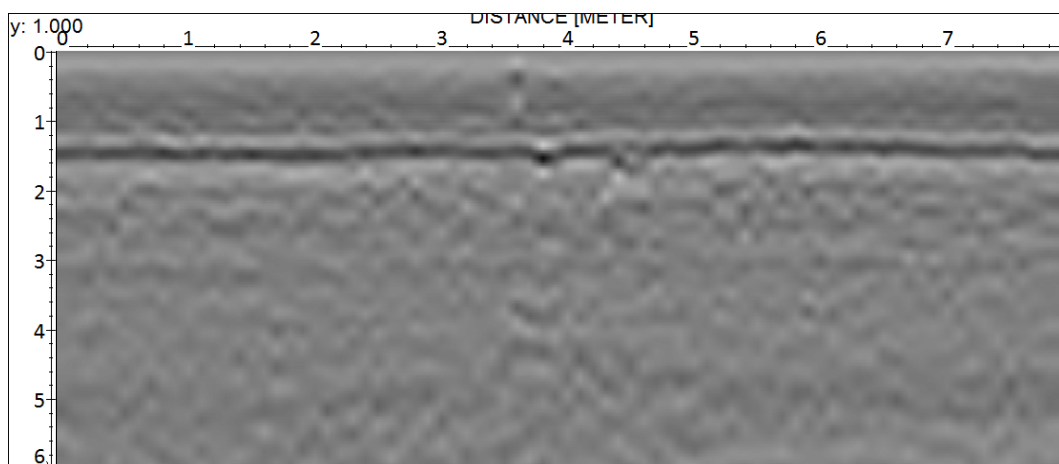


Abb. 64: Vor Belastungsversuch, längs, 1.0m ab Seite Zürich

Die Abb. 65 zeigt die Reflexionsamplituden an der Untergrenze Belag für das ganze Messfeld. Die Amplituden weisen lediglich geringe und zufällige Schwankungen auf. Nach der Belastung (Abb. 66) zeigen sich deutlich reduzierte Reflexionsamplituden vor allem im belasteten Bereich. Die berechnete Differenz zwischen vorher und nachher ist in der Abb. 67 dargestellt. Hier bestätigt sich, dass die Abnahme der Amplituden auf den Bereich der Belastung und dessen unmittelbare Umgebung beschränkt ist. Dieser Effekt könnte prinzipiell durch mehrere Mechanismen erklärt werden. Eine verstärkte Reflexion an der Belagsoberfläche und dadurch weniger zur Verfügung stehende Energie für die Reflexion an der Belagsunterseite kann aufgrund des Zusatzversuches und durch Auswertung der Reflexionen an der Belagsoberfläche mit Sicherheit ausgeschlossen werden. Weitere mögliche Erklärungen bestehen in einer erhöhten Dämpfung des Signals durch eine erhöhte elektrische Leitfähigkeit oder zusätzliche Reflexionen innerhalb des Belages. Diese Effekte können mit den vorliegenden Daten nicht vollständig ausgeschlossen werden, kommen aber als alleinige Ursache nicht in Frage. Ein weiteres Erklärungsmodell besteht in einer Veränderung des Überganges Asphalt-Untergrund mit daraus resultierendem reduziertem Reflexionskoeffizienten. Die Abb. 68 zeigt, gemäss diesem Modell die Situation vor der Belastung. Im Übergangsbereich Asphalt-Untergrund sind durch die Körnung der beiden Materialien kleine Lufteinschlüsse vorhanden. Nach der Belastung und der dadurch verursachten Absenkung des betroffenen Belagsbereiches, könnte sich die Situation wie in Abb. 68 darstellen. Die ursprünglichen Hohlräume sind nun mit Material gefüllt und der Reflexionskoeffizient an der Grenzfläche ist reduziert.

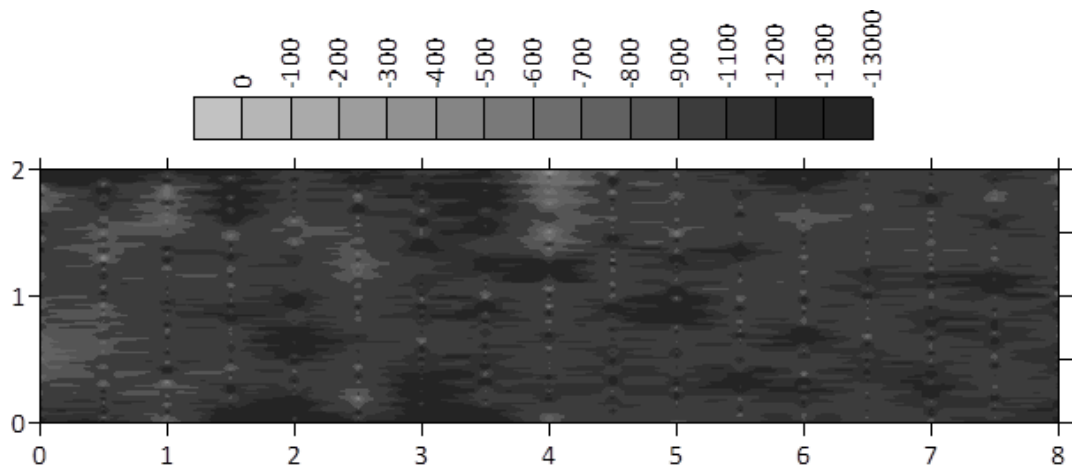


Abb. 65: Reflexionsamplituden an Untergrenze Belag, vor Belastung

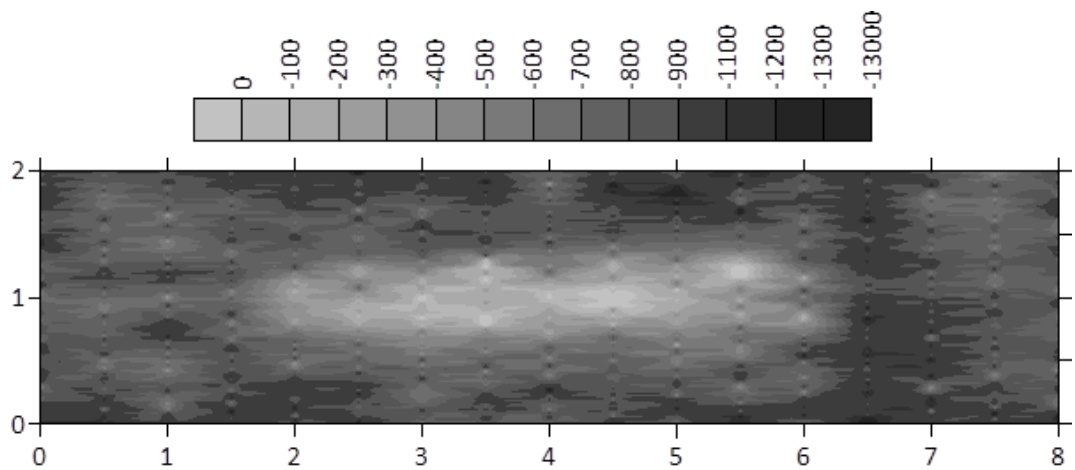


Abb. 66: Reflexionsamplituden an Untergrenze Belag, nach Belastung

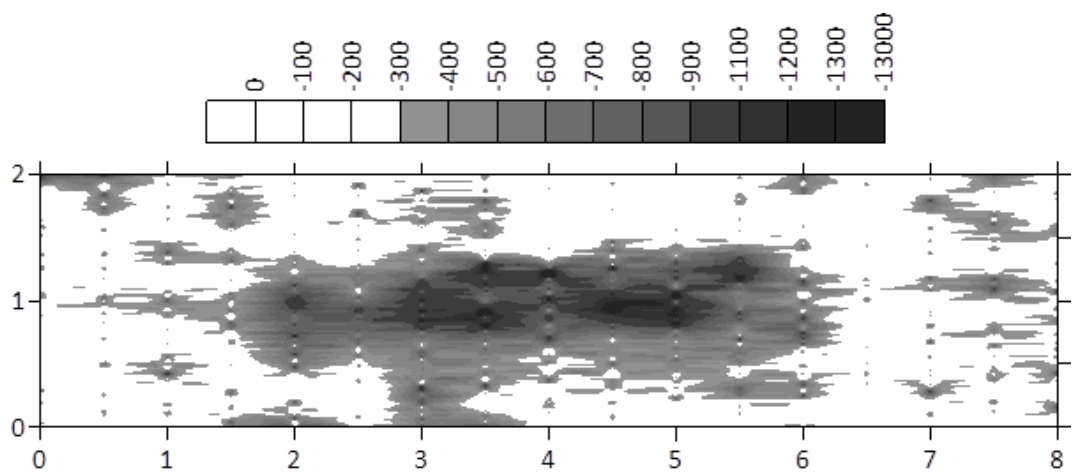


Abb. 67: Reflexionsamplituden an Untergrenze Belag, Differenz vor-nach Belastung

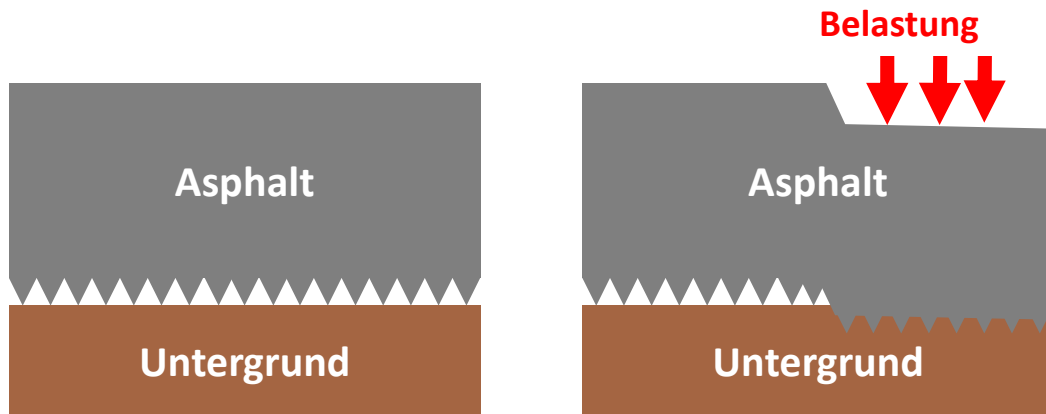


Abb. 68: Übergang Asphalt-Untergrund vor Belastung (links) und nach Belastung (rechts)

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. 69). Die Abbildungen 70 bis 73 zeigen die seismischen Module bei einer Tiefe von 7.5cm, in Abhängigkeit von der Anzahl der Überrollungen. Es fällt auf, dass der Modul innerhalb der Fahrspur bei S1 und S2 im ungebundenen Gemisch abgenommen zu haben scheint. Das gleiche gilt für S3 und S4, aber ausserhalb der Belastungsstrecke. Dies steht im Widerspruch zu den FWD Messungen. In den Asphalt-schichten hat sich der Modul relativ wenig verändert, ausser wiederum bei S3, wo er zugenommen hat.

Zu beachten ist, dass die Temperatur ein enormer Einfluss auf die gemessenen Werte hat. Ausserdem ist der PSPA vom Messverfahren her ein sehr lokales System, welches empfindlich auf kleine Unstetigkeiten oder Störungen im Belagsaufbau reagiert. Dies könnte eine Erklärung für die im Widerspruch zum FWD stehenden Messungen sein.

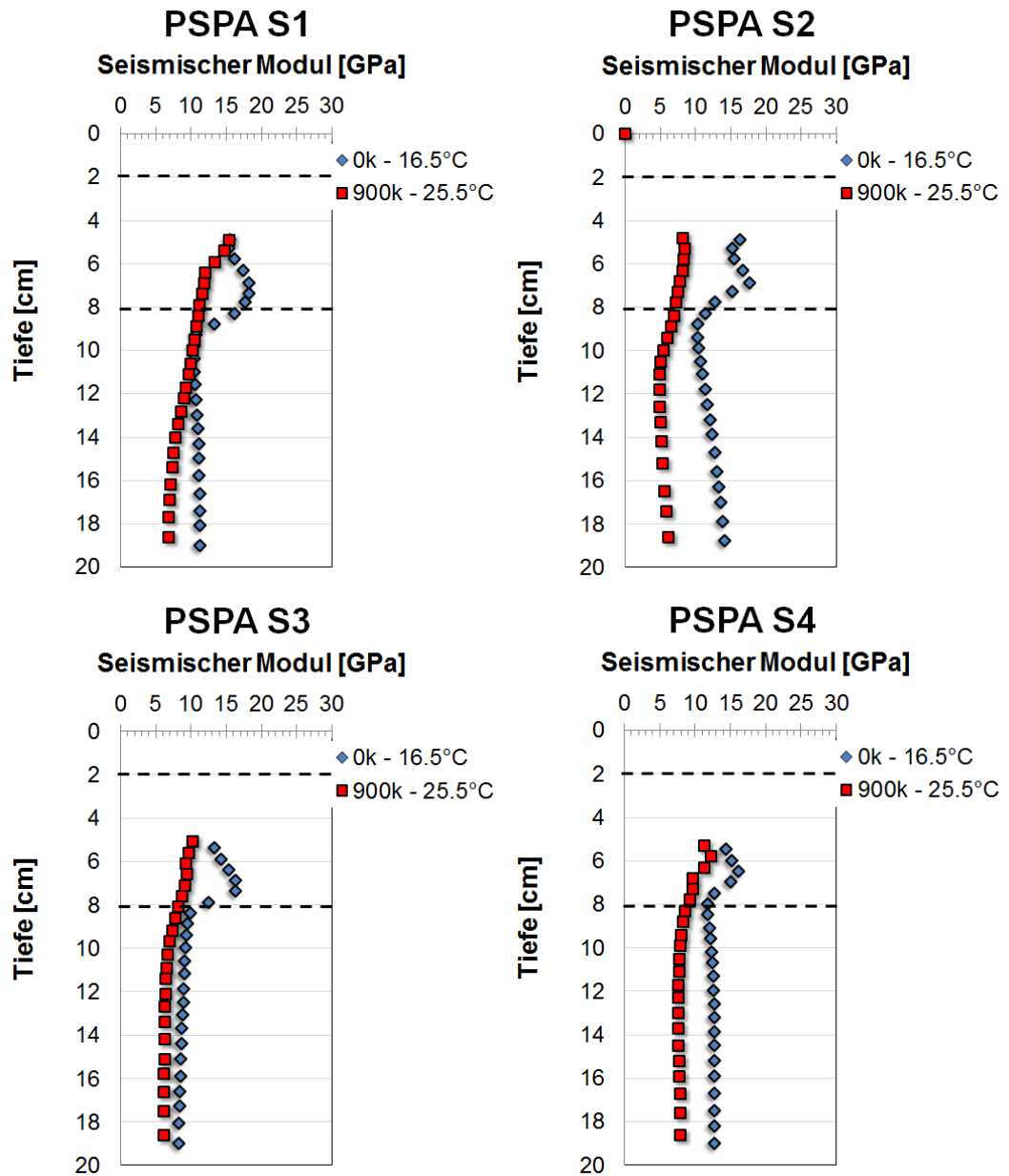


Abb. 69 Vergleich der seismischen Modulmessungen bei S1, S2, S3 und S4 vor (0 Überrollungen) und nach (900'000 Überrollungen) dem Test

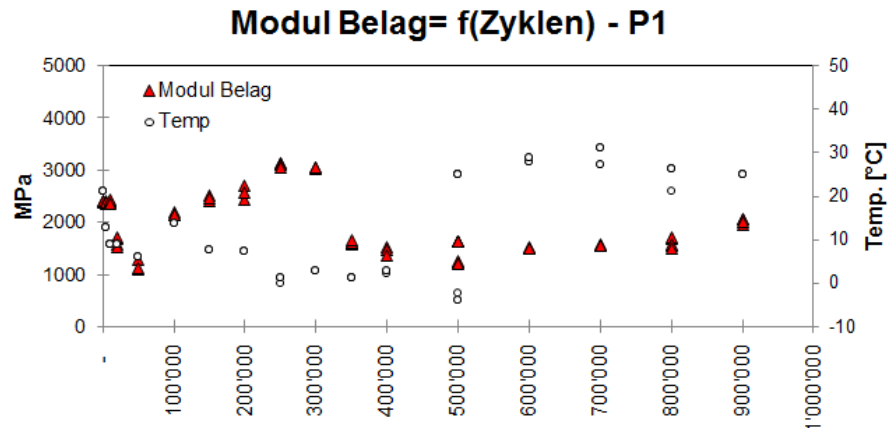


Abb. 70 Gemittelte Seismische Modul von S1 in Abhängigkeit der Überrollungen

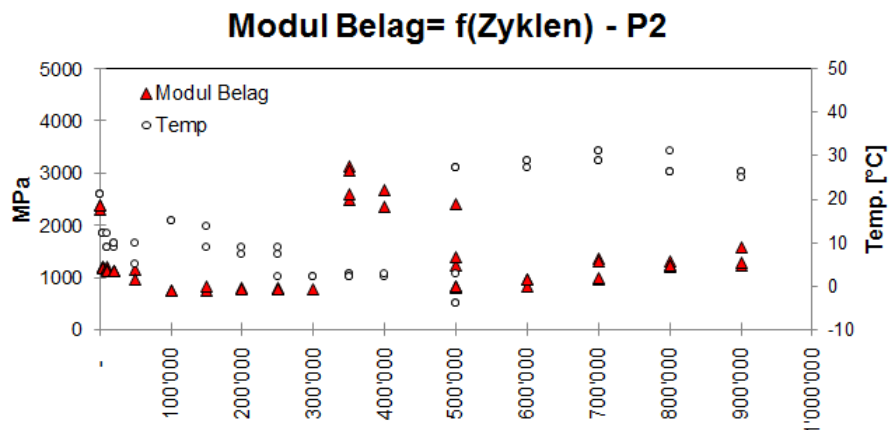


Abb. 71 Gemittelte Seismische Modul von S2 in Abhängigkeit der Überrollungen

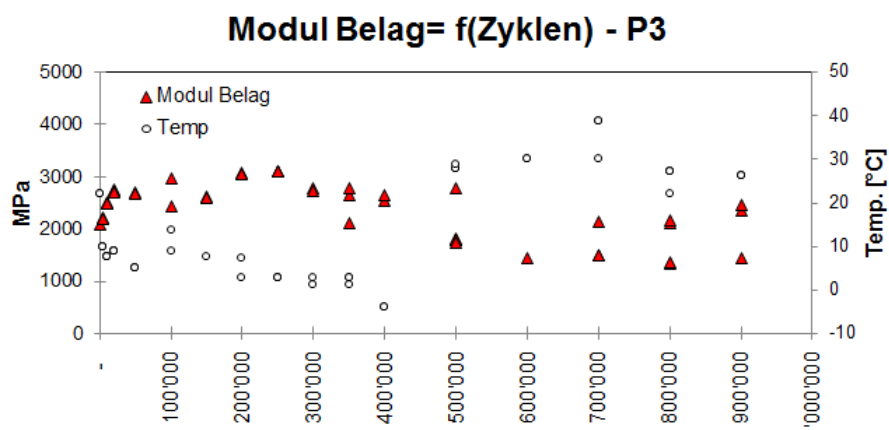


Abb. 72 Gemittelte Seismische Modul von S3 in Abhängigkeit der Überrollungen

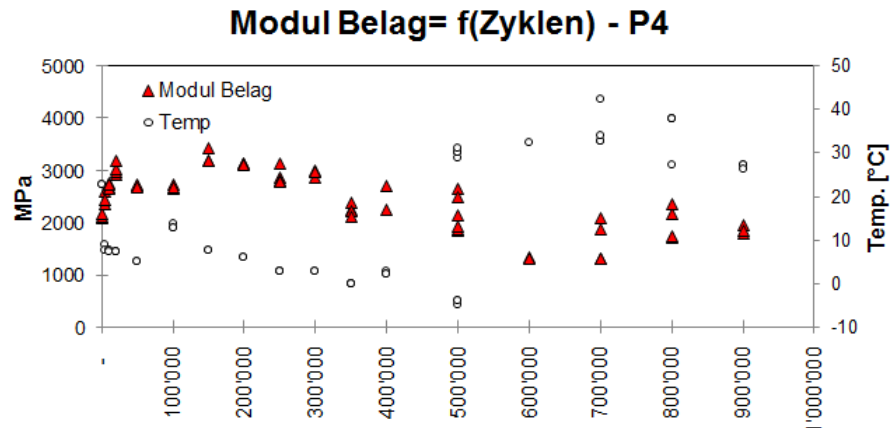


Abb. 73 Gemittelte Seismische Modul von S4 in Abhängigkeit der Überrollungen

6.8 Visuelle Inspektion

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

Aus Abb. 74 bis Abb. 82 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. 350'000 Überrollungen. Bei 400'000 Überrollungen sind die ersten Ermüdungsrisse aufgetreten. Deutlich zu sehen ist auch der sog. Pumpeffekt, welcher feine Anteile des Untergrunds durch die Belagsstruktur an die Oberfläche befördert. Dies bedeutet wiederum, dass die Risse durch den ganzen Belag hindurchgehen. Die Rissbildung könnte durch den dünnen Belagsaufbau und die daraus entstehenden höheren Biegezugspannungen begünstigt worden sein.

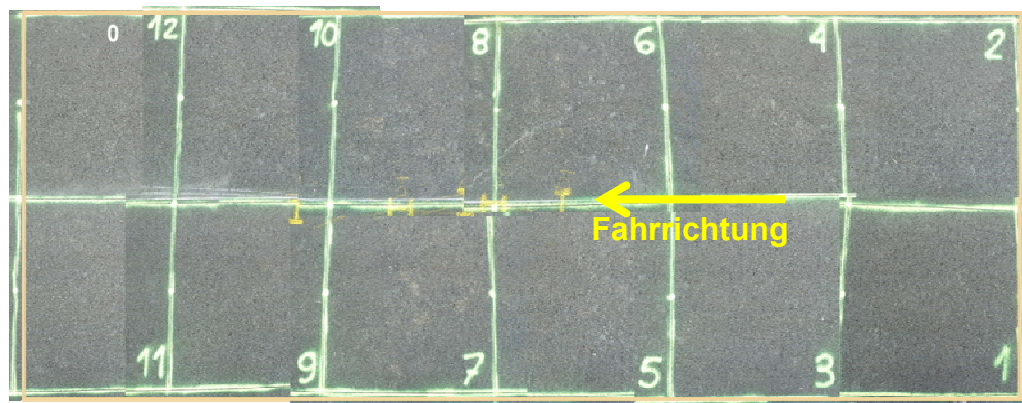


Abb. 74 Visueller Zustand der Belagsoberfläche am Anfang des Tests

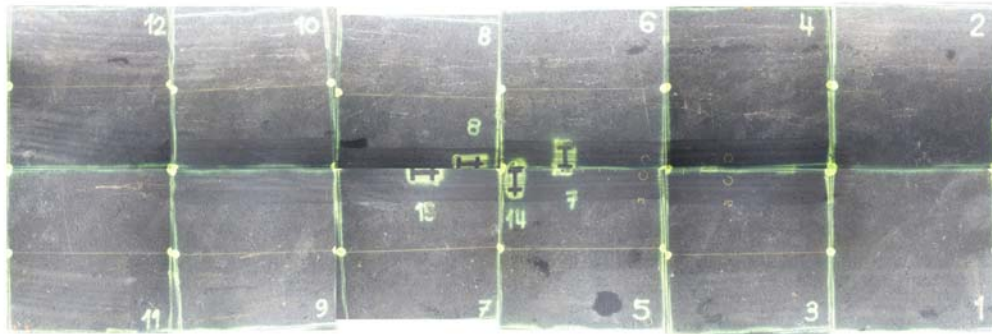


Abb. 75 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 10'000 Überrollungen

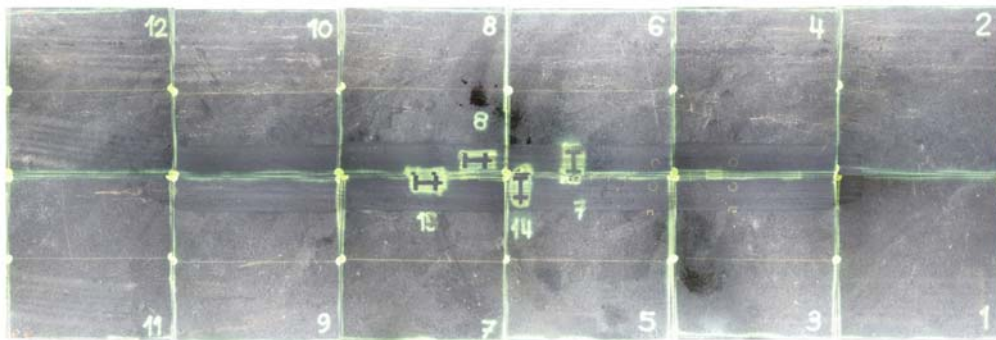


Abb. 76 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 150'000 Überrollungen

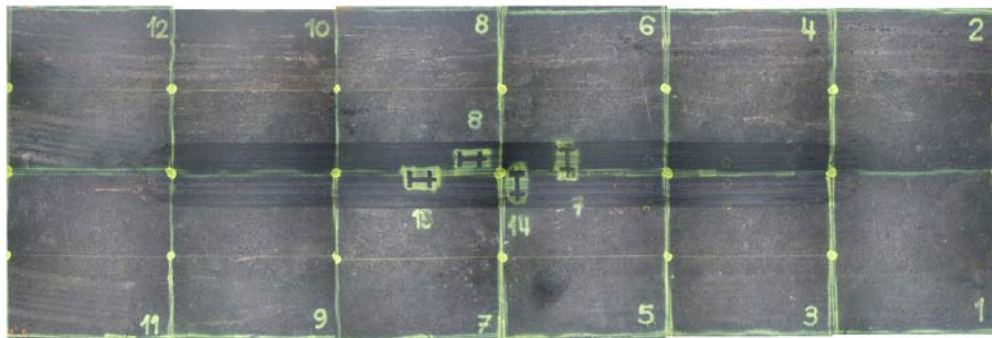


Abb. 77 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 200'000 Überrollungen

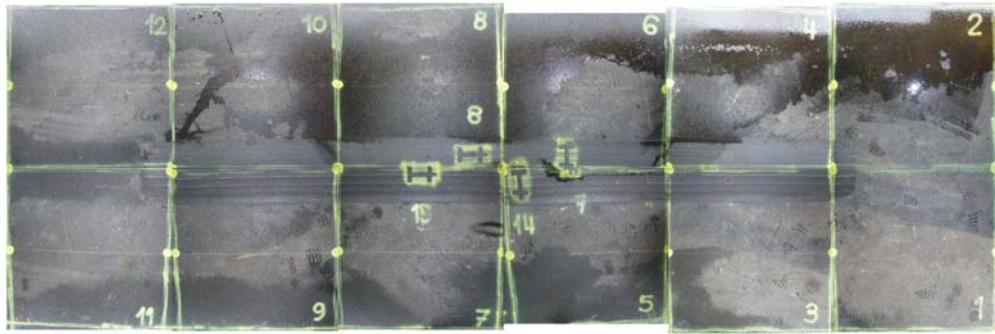


Abb. 78 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 300'000 Überrollungen

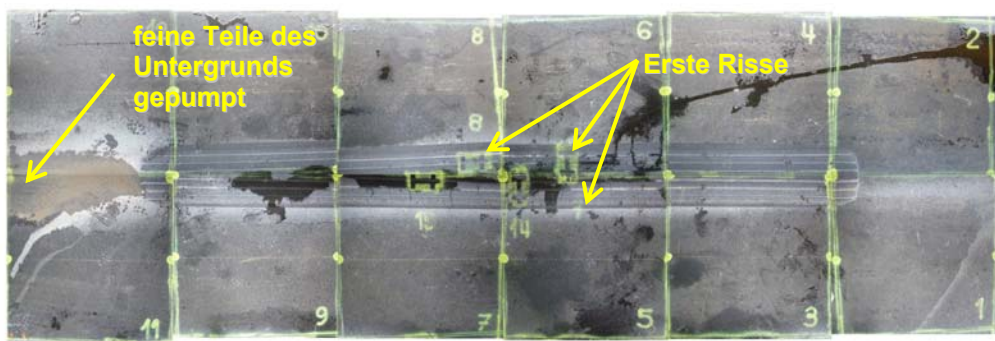


Abb. 79 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 350'000 Überrollungen

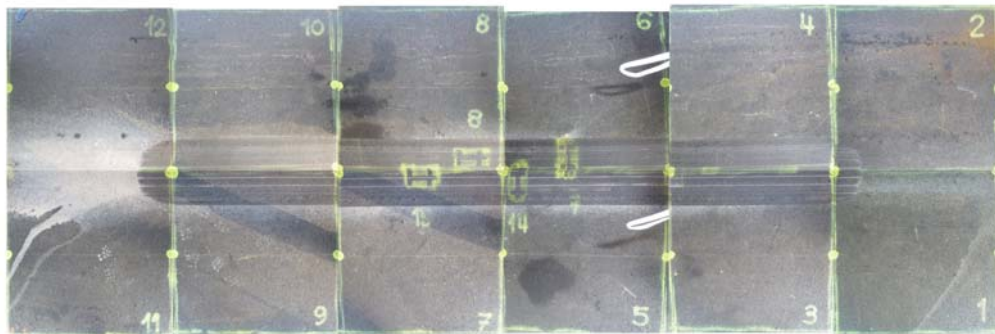


Abb. 80 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 400'000 Überrollungen

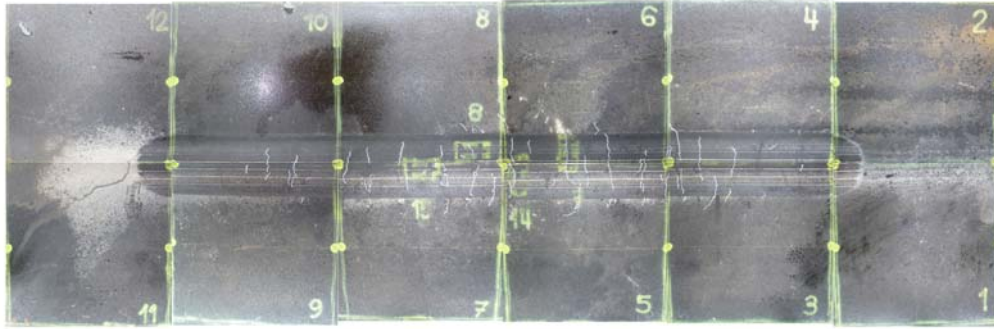


Abb. 81 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 500'000 Überrollungen

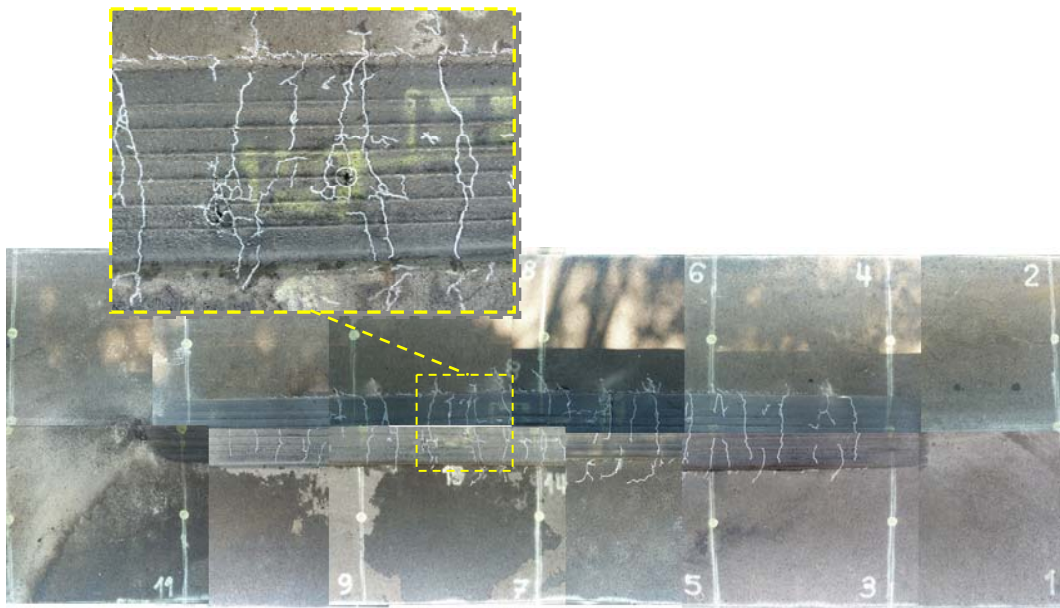


Abb. 82 Visueller Zustand der Belagsoberfläche nach 900'000 Überrollungen

6.9 Nachträgliche Untersuchungen

Nach Abschluss des Tests und nach der Durchführung aller zerstörungsfreien Prüfungen wurden mehrere Bohrkerns der Durchmesser 100mm und 150mm 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. 83) 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. Die grosse Deformation der Asphaltbelag ist für eine Verschlechterung der Schichtverbund in gewisse stellen der Belag verantwortlich. 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 LK1 aus der mittleren Fahrspur einen deutlichen Riss im Belag (Abb. 84).

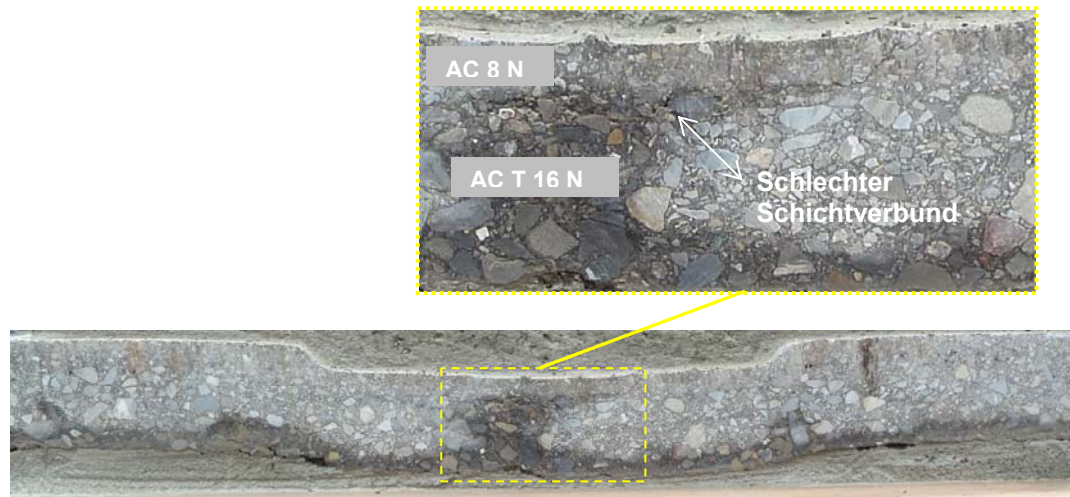


Abb. 83 Entnahme von Belagsausschnitten: Querschnittsdetail mit Durchstanzen und Verschlechterung der Schichtverbund

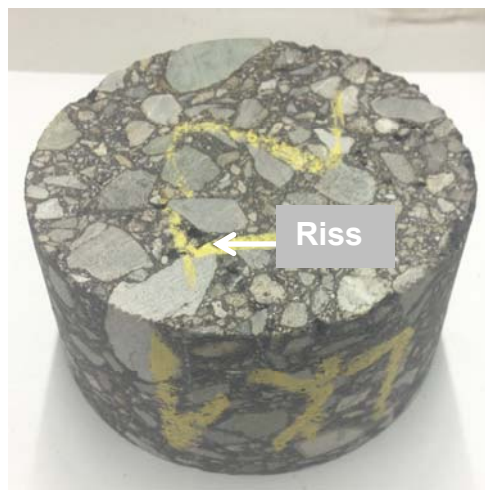


Abb. 84 Riss im Bohrkern LK1

6.9.2 Untersuchungen der Foundationsschicht

Leichtes Fallgewichtsgerät (LFG)

Die Ergebnisse der LFG Messungen in Tab. 13 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. 13 E_{vd} - Werte vor und nach dem Test

Position	Versuch Nr.	Sm [mm]	Evd [MN/m ²]	Mittelw. Evd [MN/m ²]
In Fahrspur	1	0.21	115.38	111.77
	2	0.19		
	3	0.19		
	4	0.24	108.17	
	5	0.20		
	6	0.19		
Neben Fahrspur	1	0.28	81.23	83.55
	2	0.28		
	3	0.28		
	4	0.29	85.88	
	5	0.26		
	6	0.25		

6.10 Laboruntersuchungen

Es wurden folgende Laboruntersuchungen durchgeführt:

- Bestimmung der Schichtdicken gemäss EN 12697-36 (2004) [33]
- Bohrkerne BG und UG: Schichthaftung nach Leutner gemäss Schweizer Norm SN 670 461 (2006) [19] zwischen Deckschicht AC 8 N und Tragschicht 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. 85 dargestellt. Demzufolge weisen die Bohrkerne in der Fahrspur und neben der Fahrspur gleiche Schichtdicken auf.

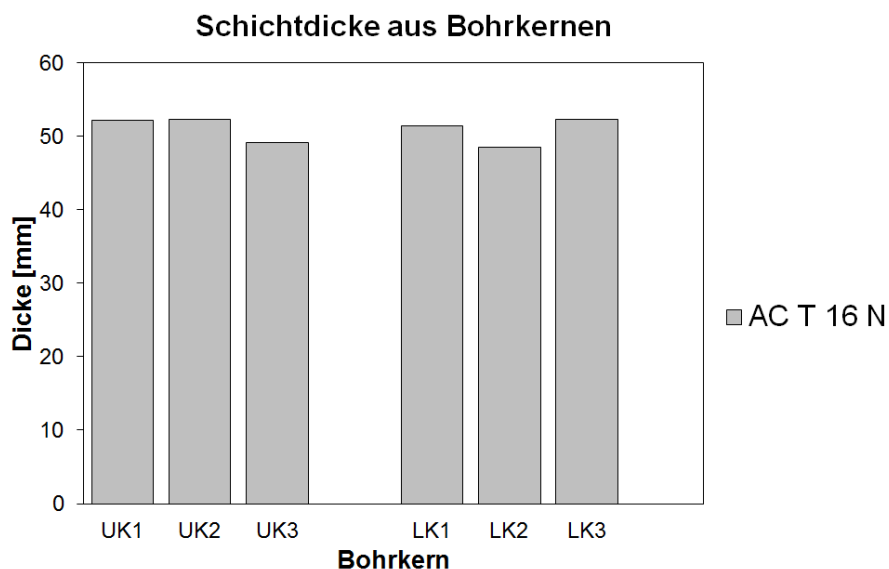


Abb. 85 Schichtdicken der Bohrkern für die Schichthaftung nach Leutner

6.10.2 Untersuchung der Schichthaftung nach Leutner

Es wurden jeweils 4 Leutner-Bohrkerne mit Durchmesser 150mm aus dem unbelasteten und aus dem belasteten Bereich getestet. Die Tab. 14 fasst die Ergebnisse der einzelnen Prüfkörper zusammen. Abb. 86 stellt die Kurven von dem befahrenen und unbefahrenen Bereich dar. Die Ergebnisse zeigen, dass die Schichthaftung mit der Belastung abnimmt. Diese Ergebnisse bestätigen die Forensischen Untersuchungen, die zeigen, dass es eine Verschlechterung der Schichtverbund gab.

Tab. 14 Resultate der Schichthaftung nach Leutner

	Prüfkörper	Weg [mm]	Max-Kraft [kN]
Unbefahren	UG3	4.91	27.37
	UG4	5.94	27.26
	UG5	4.64	28.73
	UG6	4.63	24.31
Befahren	LG3	2.71	17.30
	LG4	3.94	17.44
	LG5	5.14	16.28
	LG6	3.66	9.20

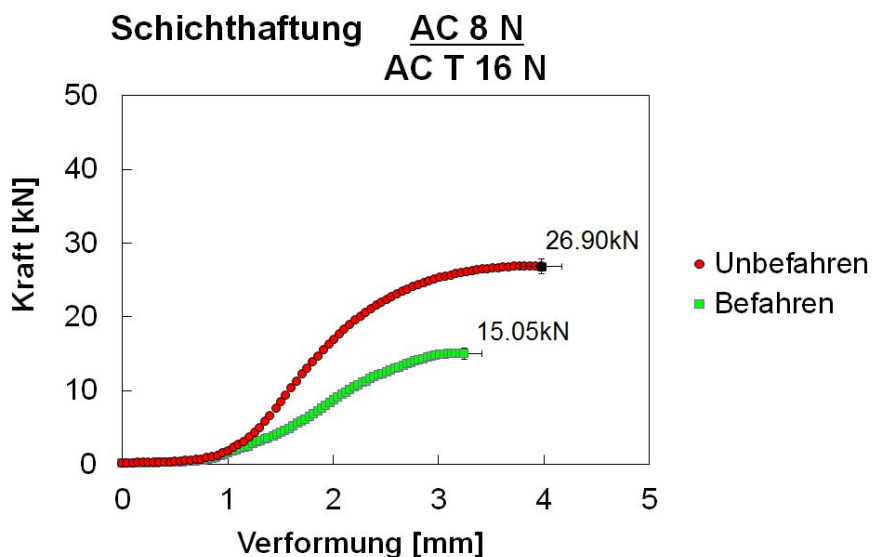


Abb. 86 Ergebnisse der Schichthaftung aus 8 Prüfkörpern

6.10.3 Modulbestimmung im Spaltzugversuch

In Abb. 87 sind die einzelnen elastischen Module der Prüfkörper dargestellt. Der Mittelwert ist mit einer schwarzen Linie gekennzeichnet. In Abb. 88 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 abgenommen hat (Abb. 89). Diese Ergebnisse bestätigen die FWD Messungen.

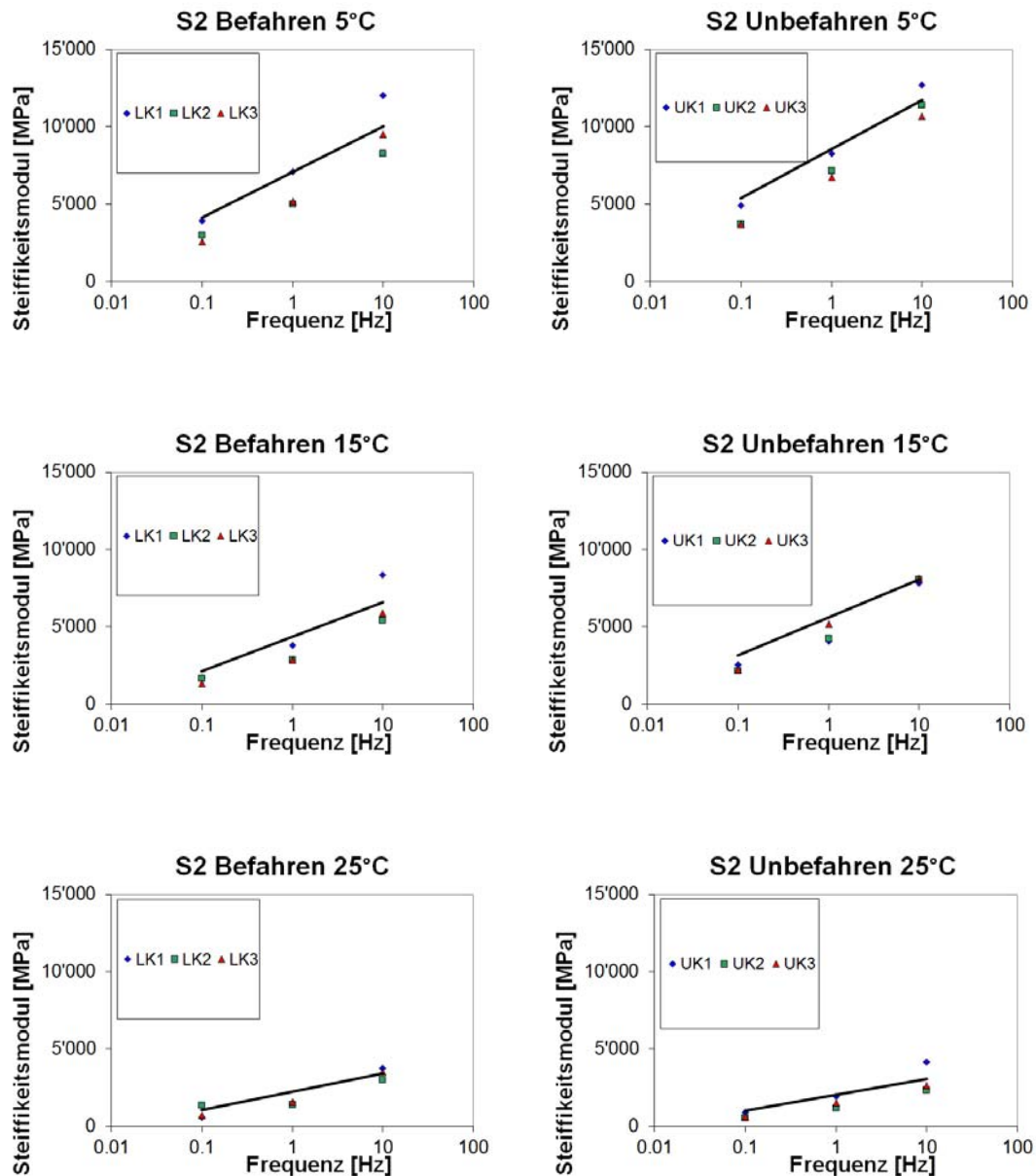


Abb. 87: Gemessene Steifigkeitsmodule der Tragschicht (S2)

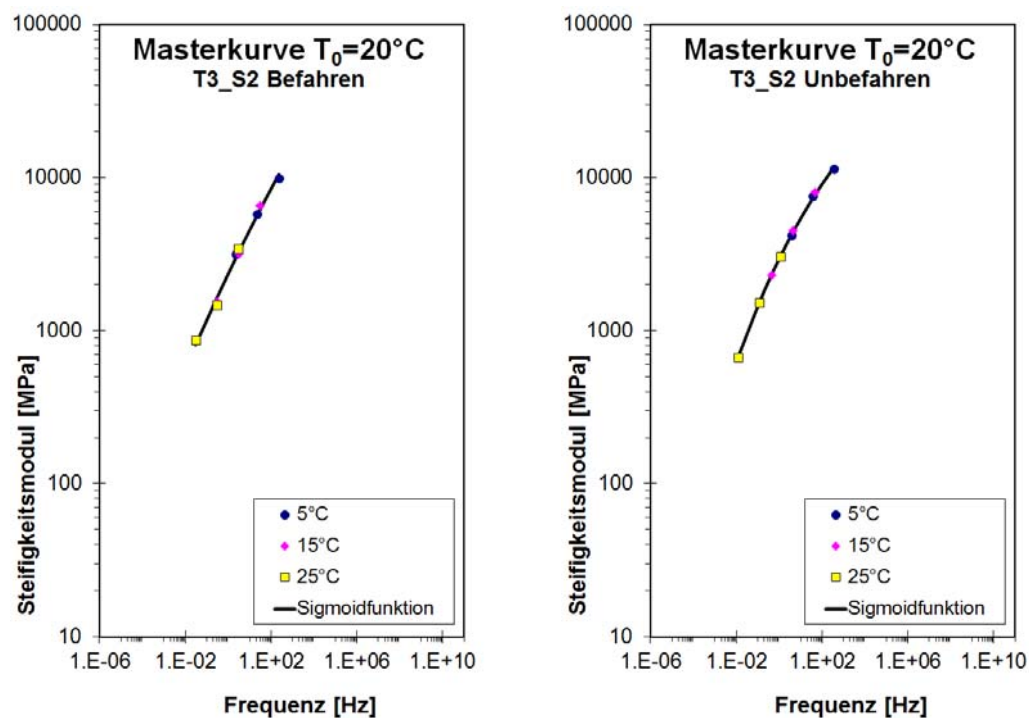


Abb. 88 Masterkurven bei 20°C

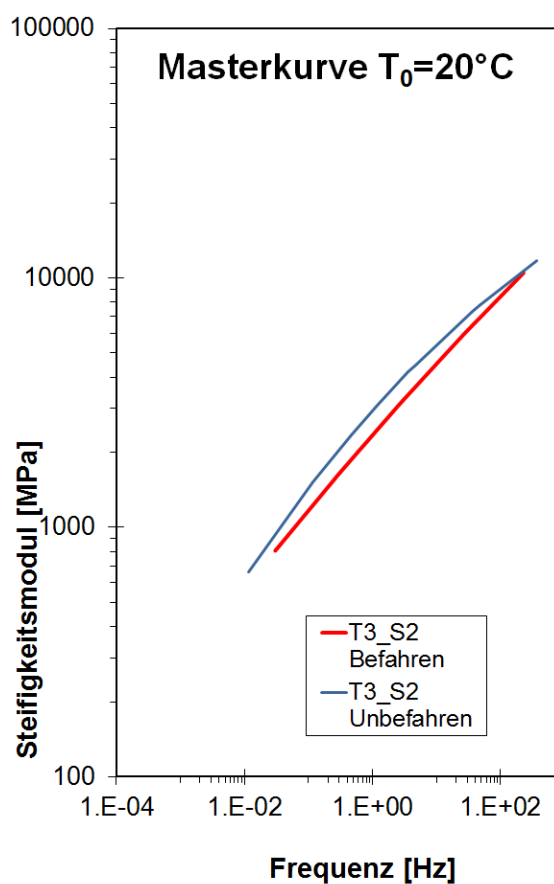


Abb. 89: Vergleich der Masterkurven im befahrenen und unbefahrenen Bereich

7 Schlussfolgerungen

Bei Versuchsbeginn wurden Schätzungen über die erwartete Lebensdauer des Belages prognostiziert (siehe Tab. 2). Der Verkehrslastsimulator 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 T3-S2 Belag zu erwarten wären.

Im vorliegenden Fall wäre nach 20 Jahren bei einem normierten Oberbau T3-S2 eine Schädigung nach 102'900...308'700 Überrollungen mit einer Einheitsachslast von 130kN zu erwarten, entsprechend 730'000...2'190'000 Einheitsachslasten à 8.16t. Die Anzahl Überrollungen für einen T3-S2 kann vom MLS10 theoretisch (d.h. ohne Wartungs- und Messunterbrüche) in maximal 52h 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, obwohl während der ersten Testphase im Winter kalte Temperaturen herrschten. Bereits nach 150'000 Überrollungen wurden mit dem Profilometer 10mm tiefe Spurrinnen (entsprechen ca. 30% der gesamten Spurrinnenbildung nach 900'000 Überrollungen) gemessen. Nach ca. 520'000 Überrollungen wurde eine Spurrinnentiefe von 20mm erreicht, was ca. 34 Jahren normaler Verkehrsbelastung entspricht. Das bedeutet, dass der eingebaute Belag besser war, als in den Normen vorgesehen obwohl der Aufbau gemäss Norm aufgrund der Unterschreitung der Schichtdicken nicht zulässig war. Es ist allerdings auch hier zu beachten, 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 300'000...400'000 Überrollungen erfolgte. Dieses Versagen kündigte sich bereits in der visuellen Inspektion an, indem nach ca. 350'000 Überrollungen entlang des Randes der Radspur erste Oberflächenrisse und nach ca. 450'000 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 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, während die ETH Delta Deflektionsmulde senkrecht zur Fahrspur gemessen wird und dadurch nicht homogen ist.

Die forensische Untersuchung des Belagsausschnitts aus dem befahrenen Bereich 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

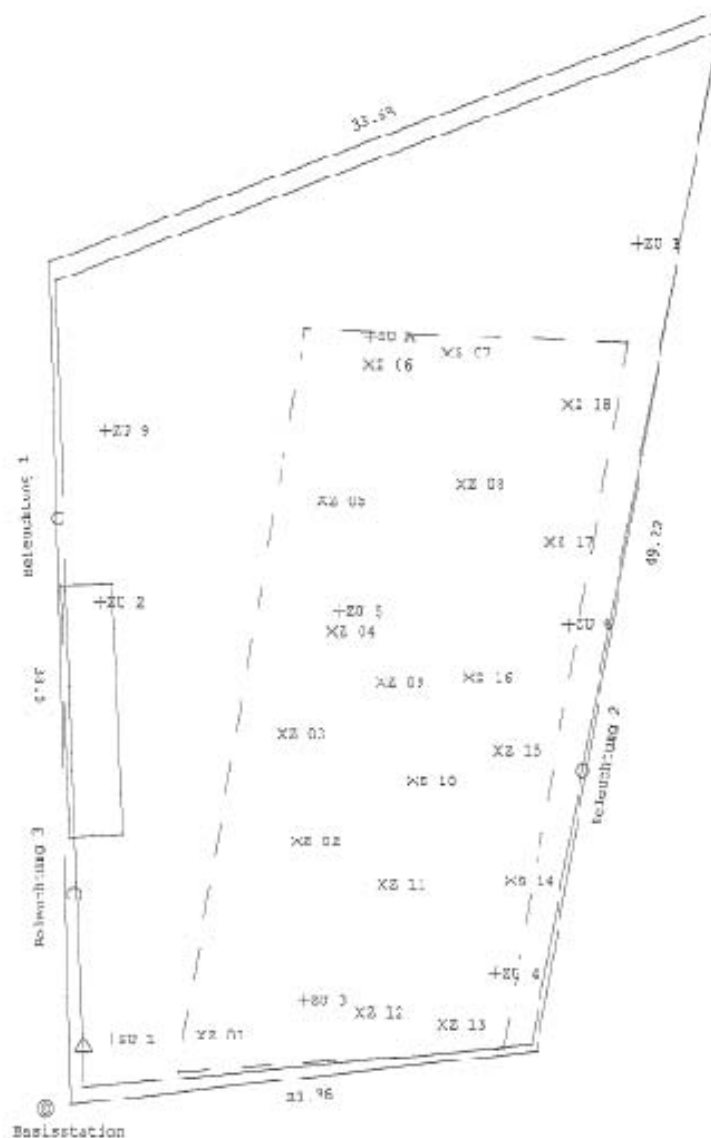
I	Untersuchungen auf Planum und Planie	91
I.1	LFG-Messungen auf dem Planum.....	91
I.2	Plattendruckversuche auf der Planie.....	92

I Untersuchungen auf Planum und Planie

I.1 LFG-Messungen auf dem Planum

Messpunkte im Untergrund nach Aushub

07.- 09.08.2012



Messergebnisse : Punkte sind mit ZU bezeichnet.

ZU1 =

ZU2 = 9.09 / 36.76 MN/m²

ZU3 = 13 MN/m²

ZU4 = 15.5 MN/m²

ZU5 = 11.83 / 29.15 MN/m²

ZU6 = 36 MN/m²

ZU9 = 51.96 MN/m²

ZUA = 27.21 MN/m²

ZUB = 22.87 MN/m²

Abb. 1 Untersuchungsergebnisse – Position und Ergebnisse LFG-Messungen

I.2 Plattendruckversuche auf der Planie



Prüfbericht:

Plattendruckversuch M_E und E_v gemäss SN 670 317b / SOP 3080

Messung mit TFB-LKW als Gegengewicht

Projekt-Nr.: 126213-01
Objekt: Rastplatz A1 (41012021)
Messort/Bauteil: Lenzburg
Messdatum: 24.08.2012
Temperatur: 21 °C
Witterung: starke Bewölkung
Bodenart: Kiessand / UG
gemessene Schicht: Fundationsschicht, Fahrbahn

Messbeginn vor Ort: 14:07
Messende vor Ort: 15:10
Wassergehalt Boden: erdfeucht
Korngrösse max.: 63 mm
Prüfung durchgeführt: ck

Messung 1-6	Erstbelastung						Entlastung			Zweitbelastung				
	1	2	3	4	5	6	E1	E2	E3	1	2	3	4	5
Spannung [MN/m ²]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45		0.25	0.10	0.01	0.05	0.15	0.25	0.35	
Setzung [mm]	0.08	0.38	0.59	0.78	0.94		0.91	0.75	0.50	0.55	0.67	0.79	0.89	
Spannung [MN/m ²]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45		0.25	0.10	0.01	0.05	0.15	0.25	0.35	
Setzung [mm]	0.15	0.38	0.57	0.74	0.85		0.84	0.69	0.44	0.50	0.64	0.74	0.81	
Spannung [MN/m ²]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45		0.25	0.10	0.01	0.05	0.15	0.25	0.35	
Setzung [mm]	0.08	0.38	0.61	0.82	0.97		0.96	0.80	0.47	0.55	0.72	0.85	0.94	
Spannung [MN/m ²]	0.05	0.15	0.25	0.35	0.45		0.25	0.10	0.01	0.05	0.15	0.25	0.35	
Setzung [mm]	0.13	0.36	0.54	0.63	0.77		0.76	0.63	0.35	0.42	0.55	0.65	0.70	
Spannung [MN/m ²]														
Setzung [mm]														
Spannung [MN/m ²]														
Setzung [mm]														

Verlangter M_{E1} -Wert:		nach SN 670'317b		100 MN/m ²		auf Fundationsschicht	
		nach SN 670'317a		(100'000) kN/m ²		im Bereich 0.15 - 0.25 MN/m ²	
Messung	Profil	E_{v1}	E_{v2}	M_{E1}	M_{E2}	M_{E2}/M_{E1}	
Nr.		[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[kN/m ²]
1	Nr. 1	100.6	198.6	127.8 ok	(139'500)	260.9	(263'200)
2	Nr. 2	121.0	235.1	153.6 ok	(162'200)	289.0	(291'300)
3	Nr. 3	96.0	184.3	121.9 ok	(133'300)	226.2	(227'300)
4	Nr. 4	136.3	258.4	171.3 ok	(170'500)	309.4	(312'500)

Beurteilung der Messwerte:

- M_{E1} : ok = verlangter M_{E1} -Wert erreicht; ! = verlangter M_{E1} -Wert nicht erreicht
- $M_{E2}/M_{E1} = f_E$: ok = f_E -Wert erreicht; ! = f_E -Wert nicht erreicht (SN 640 585b, Tab. 1, Strassenbau)
Wenn M_{E1} -Werte deutlich (ca. >40%) über dem Sollwert liegen, ist die Verhältniszahl ($f_E = M_{E2}/M_{E1}$) u. E. nicht mehr relevant.

Bemerkungen:

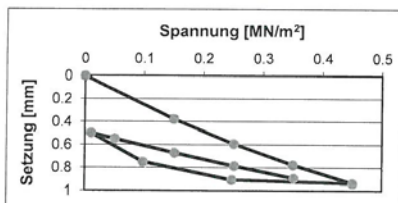
Abb. 2 Plattenversuch M_E – Messungen (Blatt 1)



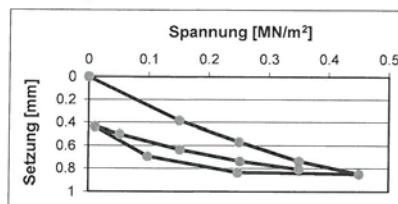
Technik und Forschung im Betonbau

Projekt-Nr.: 126213-01
 Objekt: Rastplatz A1 (41012021)
 Messort: Lenzburg
 Messdatum: 24.08.2012

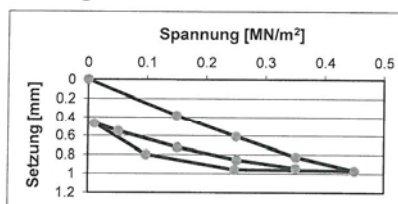
Messung Nr. 1:



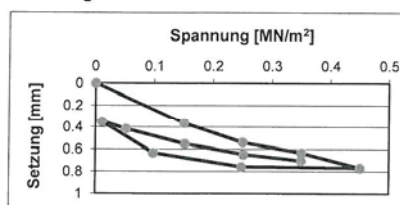
Messung Nr. 2:



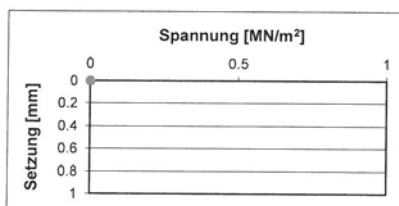
Messung Nr. 3:



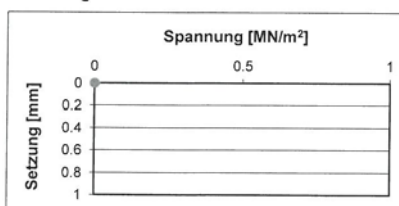
Messung Nr. 4:



Messung Nr. 5:



Messung Nr. 6:



Wildeg, 24. August 2012

ME-Messungen: Sabrina Gumann

S. Gumann

Bei Messungen mit dem TFB-LKW als Gegengewicht erfolgt die Setzungsmessung elektronisch. Bei Handmessungen (Gegengewicht bauseitig) ist die Setzungsmessung mechanisch. Für die Plattenunterlage wird trockener Sand verwendet. Die Prüfergebnisse haben nur Gültigkeit für die untersuchten Stellen am Bauobjekt. Die Laststufen sind der jeweiligen Verwendung der untersuchten Schicht (Fundation, Tragschicht, Planum bzw. Unterbau) angepasst und können auf speziellen Wunsch bei der TFB nachgefragt werden. Dieser Bericht darf nicht auszugsweise kopiert werden. Das Auftragsdossier wird während 13 Jahren archiviert. Der Auftraggeber kann die Dienstleistungen innerhalb von 30 Tagen beanstanden. Bitte beachten Sie die "Allgemeinen Geschäftsbedingungen". Weitere Informationen: www.tfb.ch.



3080aPBd.xls-BPM-09

126213-01 / 24.08.2012

Seite 2 von 2

TFB AG – Lindenstrasse 10 – CH-5103 Wildegg – Tel 062 887 72 72 – Fax 062 887 72 70 – www.tfb.ch

Abb. 3 Plattenversuch M_E – Messungen (Blatt 2)

Glossar

Begriff	Bedeutung
APT	Accelerated Pavement Testing
ASTRA OFROU	Bundesamt für Strassen Office fédéral des routes
VSS	Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute
SN	Schweizer Norm
Empa	Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt
ETH	Eidgenössische Technische Hochschule Zürich
FWD	Falling Weight Deflectometer
IGT	Institute for Geotechnical Engineering
LFG	Leichtes Fallgewichtsgesetz
LIM	Lineare Induktions Motoren
LWD	Light Weight Deflectometer
MLS10	Mobile Load Simulator
PSPA	Portable Seismic Pavement Analyzer
M_E	Verformungsmodul des Bodens
M_{E1}	Verformungsmodul des Bodens bei Erstbelastung
M_{E2}	Verformungsmodul des Bodens bei Zweitbelastung
E_{v1}	statischer Verformungsmodul des Bodens bei Erstbelastung
E_{v2}	statischer Verformungsmodul des Bodens bei Zweitbelastung
E_{vd}	elastischer Verformungsmodul des Bodens

Literaturverzeichnis

-
- [1] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2011), „Dimensionierung Strassenaufbaus, Unterbau und Oberbau“, SN 640 324.
-
- [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] Junker, J. P. (2008), „Unterhalt 2000 - Maßnahme M 17, Forschung: Dauerhafte Materialien und Verfahren : Synthese-Bericht zum Gesamtprojekt Dauerhafte Beläge“ ; UVEK/ASTRA Report Nr.1273
-
- [5] H.P. Rossner und I. Scazziga (1982), „Verhalten des Strassenoberbaus unter wiederholter Belastung Versuch Nr.1 auf der ISETH-Rundlaufanlage“, Schlussbericht zu Forschungsaufträge 13/77und 34/80. Mitteilung Nr. 48.
-
- [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] A. Jacot und I. Scazziga (1985), „Langzeitverhalten und Dimensionierung von Zementstabilisierungen Versuch Nr. 2 auf der ISETH-Rundlaufanlage“, Eidgenössischen Departements des Innern ; Schlußbericht zu Forschungsauftrag 11/79, 29/82, 8/83.
-
- [8] J. Perret (2001), „Evaluation des performances de nouveaux matériaux de revêtement:1ère partie: Enrobés à haut module“, UVEK/ASTRA Bericht Nr. 1001.
-
- [9] M. Arraigada, A. Kalogeropoulos, J. Hugenschmidt, M.N. Partl, M. Caprez, C. Rabaiotti: “Pilotstudie zur Evaluation einer mobilen Grossversuchsanlage für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen” Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. ASTRA 2004/018, Report Nr 1261, Juni (2009)
-
- [10] 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
-
- [11] E. Lanicca, , M.N. Partl, M. Caprez (2014), „Feldversuch mit verschiedenen Pflasterungen und Plattendecken“ Forschungsprojekt VSS 2008/503 auf Antrag des Schweizerischen Verbands der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), 1477, 166 pp., UVEK, Bundesamt für Strassen
-
- [12] R. Blab, W. Kluger-Eigl, J. Füssli, M. Arraigada (2012), “Accelerated Pavement Testing on Slab and Block Pavements using the MLS 10 Mobile Load Simulator”, Advances in Pavement Design through Full-scale Accelerated Pavement Testing - Sep 19-21 2012, Davis, California - Jones, Harvey, Mateos & Al-Qadi (Eds.), 2012 Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-62138-0, pp323-229
-
- [13] M. Arraigada, A. Treuholz., M.N. Partl (2014), „Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10“, Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation, Bundesamt für Strassen. ASTRA 2011/004, Bericht Nr. 1462
-
- [14] P. Bodmer, H. Byland, H. de Witte (2014), „Leichtes Fallgewichtsgesetz für die Verdichtungs-kontrolle von Fundationsschichten“, Forschungsprojekt VSS 2002/501 auf Antrag des Schweizerischen Verbandes der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), Bericht Nr. 1459; März 2014
-
- [15] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1998), „Böden - Plattendruckversuch EV und ME“, SN 670317b.
-

-
- [16] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2007) „Verdichtung und Tragfähigkeit – Anforderungen“, SN 640 585b
-
- [17] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2013) „Walzasphalt - Konzeption, Ausführung und Anforderungen an die eingebauten Schichten“, SN 640 430c
-
- [18] 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.
-
- [19] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2006), „Bestimmung des Schichtenverbunds (nach Leutner)“, SN 670 641
-
- [20] 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
-
- [21] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute (1998), „Gerät für den Plattendruckversuch EV und ME“, SN 670312b.
-
- [22] A. Collop und D. Cebon (1995). “Modelling Wohle-Life Pavement Performance”, Road Transport Technology, 4, pp201–212
-
- [23] C. Rabaiotti (2008). „Inverse Analysis in Road Geotechnics“. PhD Thesis.
-
- [24] 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.
-
- [25] 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
-
- [26] 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.
-
- [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.
-
- [29] Schweizerischer Verband der Strassen- und Verkehrsfachleute VSS (2006), „Bestimmung des Schichtenverbunds (nach Leutner)“ SN 670641.
-
- [30] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Köln FGSV (2009), „Arbeitsanleitung zur Bestimmung , des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als EingangsgröBe in die Dimensionierung, AL Sp-Asphalt 09
-
- [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*

[33] CEN, 2004. European Standard EN 12697-26: Bituminous mixtures - Test methods for hot mix asphalt – Part 26: Stiffness. Ref. No. EN 12697-26:2004

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: 09 September 2015

Grunddaten

Projekt-Nr.: ASTRA 2011/013
Projekttitel: Vergleich verschieden starker Asphalt-Belagsaufbauten: Ermittlung der Versagensgrenze eines T3 Norm-Belages mit der mobilen Grossversuchsanlage MLS10
Enddatum: September 2015

Texte

Zusammenfassung der Projektergebnisse:

Der Zweck von beschleunigten Verkehrslastsimulationen (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 Versagen des Belags 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 beim MLS10 um einen Prototypen handelte, bedurfte es aufwendiger Verbesserungen, die im Jahr 2008 durchgeführt wurden. Für eine Kalibrierung wurde der MLS10 in den Jahren 2009 und 2010 an drei verschiedenen Standorten eingesetzt. Die Hauptziele dieser Kalibrierung waren einerseits die Schadenswirkung des MLS10 auf verschiedene Belagsaufbauten zu korrelieren und andererseits die Bedienung der Maschine zu optimieren. Der vorliegende Bericht fasst die Resultate eines in den Jahren 2012 und 2013 durchgeführten Tests zur Ermittlung der mechanischen Versagensgrenze eines für die Verkehrslastklasse T3 aufgebauten Belags 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 Belag, bestehend aus 60cm ungebundenem Gemisch 0/45 und zwei Asphalttschichten zu 6cm und 2cm aufgebaut. Diese Struktur entspricht einem Belag der Verkehrslastklasse T3. Der Belag wurde 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 zu verschiedenen Zeitpunkten 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 900'000 Überrollungen mit einer Halbachslast von 65kN belastet. Die Datenanalyse hat ergeben, dass die erstellte Struktur etwa 2-mal mehr Lastzyklen standgehalten hat als in den Normen vorgegeben wird. Diese schätzen die Lebensdauer eines T3-S2 Oberbaus (Belag plus Kieskoffer) auf etwa 102'900 bis 308'700 Lastzyklen bei einer Last von 65kN. Anzeichen des Belagsversagens traten vor allem durch Spurrinnenbildung auf. Nach 520'000 Lastzyklen wurde eine permanente Deformation von 20mm gemessen. Die Resultate der Dehnungsmessstreifen und Beschleunigungssensoren lassen darauf schliessen, dass sich die Steifigkeit der gesamten Struktur zwischen 300'000 und 400'000 Überrollungen verändert hat. Die ersten Risse im Belag traten bei 350'000 Lastzyklen an den Rändern der Fahrspur auf. Die zerstörungsfreien Prüfungen, speziell FWD Messungen, registrierten einen Anstieg in der Steifigkeit des Untergrundes im befahrenen Bereich, was eine Konsequenz der Verdichtung des Untergrundes durch die Belastung mit dem MLS10 darstellt. Dies bestätigen auch die Messungen mit dem LFG 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. Die Laboruntersuchungen zeigten, dass ein Durchstanzen der Belagsschichten in den Untergrund stattgefunden hatte. Ausserdem führte die Belastung zu einem oberflächlichen Rissbild, sowie zum Verlust des Schichtenverbunds. Die Feststellung hinsichtlich der Änderung der Asphalteeigenschaften wird dadurch bestätigt, dass bei den Laboruntersuchungen der Belagsausschnitte keine signifikanten Unterschiede zwischen Asphaltprüfkörpern aus unbefahrenen und befahrenen Zonen festgestellt werden konnten.



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 Belag der Verkehrslastklasse T3 wurde mit Hilfe des MLS10 innerhalb von weniger als drei Monaten reiner Betriebszeit in zwei verschiedenen klimatischen Bedingungen (Winter / Sommer) an die Versagensgrenze gebracht. Der Belagszustand wurde dabei ständig mit zahlreichen Sensoren und gängigen Messmethoden ermittelt. Die Ergebnisse wurden mit den Dimensionierungsnormen verglichen. Es wurde festgestellt, dass der Belag der Belastung doppelt so lange stand gehalten hat als in den Normen gefordert wird. Die gewonnenen Resultate sind von enormer Wichtigkeit für die Dimensionierung im Allgemeinen und gelten als Referenz für zukünftige Validierungs-Projekte ähnlicher Belagsaufbauten mit dem MLS10.

Folgerungen und Empfehlungen:

Die ermittelte Gebrauchsdauer dieses Belags bei Belastung durch den MLS10 gilt als Referenz in Bezug zu ähnlichen Belägen gleicher Steifigkeit. Aufgrund der gegenüber der in der Norm geforderten doppelt so langen Lebensdauer stellt sich die Frage nach der Dimensionierung des Belagsaufbaus. Es muss aber auch festgehalten werden, dass der Test mit dem MLS10 weder alterungs- noch witterungsbedingte Belagsveränderungen simulieren kann. Ausserdem wäre eine nicht kanalisierte Belastung eher der Realität entsprechend, da dadurch die seitliche Verschiebung des Verkehrs auf der Fahrspur berücksichtigt werden kann und auch das Schadensbild des Belags entsprechend realitätsnäher sein würde. Das vorliegende Projekt stellt eine gute Ausgangsbasis für folgende Projekte dar und gibt Anstösse sich mit den Dimensionierungsnormen und Bemessungsgrundlagen auseinanderzusetzen.

Publikationen:

Der Projektleiter/die Projektleiterin:

Name: PARTL Vorname: Manfred
Amt, Firma, Institut: Empa

Unterschrift des Projektleiters/der Projektleiterin:



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

Formular Nr. 3: Projektabschluss

Beurteilung der Begleitkommission:

Beurteilung:

Die Forschungsziele wurden mehrheitlich erreicht. Aufgrund der Umstände entsprachen die Dicken einzelner Schichten nicht den Normvorgaben. Dies wurde der Begleitkommission rechtzeitig kommuniziert. Der Versuch bestätigte einmal mehr das Potential der MLS 10, in kurzer Zeit Verkehrsflächen einer intensiven und hohen Belastung auszusetzen und das Verhalten mit zahlreichen Messmethoden zu erfassen. Dadurch können relativ schnell wichtige Informationen zum Verhalten von Materialien unter grosser Belastung gewonnen werden. Der Bericht zeigt aber auch deutlich, dass die gewonnenen Erkenntnisse nicht a priori mit dem Verhalten und Schadensbildern "normaler" Strasse gleichzusetzen sind. Es wird klar dargestellt, dass Resultate aus einer beschleunigten Simulation differenziert zu analysieren und zu interpretieren sind.

Im Hinblick auf leistungsorientierte Anforderungen an Asphaltmaterialien zeigte der Versuch aber auch die Möglichkeiten einer praxisnahen Validierung mit einem Gerät wie der MLS 10.

Umsetzung:

Die zahlreichen Ergebnisse können für weitere Analysen benutzt werden und bilden einen weiteren Datensatz, der zu Vergleichszwecken mit anderen Forschungsvorhaben genutzt werden kann.

Die Ergebnisse und Erfahrungen wurden an Fachanlässen und in Publikationen vorgestellt und es besteht auch ein Austausch mit der BASt in Deutschland, die sich einen MLS 10 der neueren Generation angeschafft hat.

weitergehender Forschungsbedarf:

Weiter Forschungsprojekte sind bereits am Laufen oder stehen kurz vor dem Abschluss. In Arbeit ist etwa das Forschungsprojekt "Recycling von Ausbauphosphat: VP 6 In-situ Validierung (VSS 2005/457)". Die zukünftige Forschung hängt auch davon ab, wie lange der MLS 10 noch betriebsbereit ist und ob ein Nachfolgegerät beschafft 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
1522	VSS 2011/106	Normierte gesamtverkehrliche Erschliessungsqualitäten - Grundlagenbericht	2015
1520	ASTRA 2008/013_OBF	Nächtliche Immissionsprognosen von Strassenlärm (Hochleistungsstrassen)	2015
1519	VSS 2009/201	Lärmimmissionen bei Knoten und Kreiseln	2015
1518	SVI 2011/024	Langsamverkehrsfreundliche Lichtsignalanlagen	2015
1517	VSS 2011/103	Bemessungsverkehrsstärken: Ein neuer Ansatz	2015
1516	VSS 2011/711	Forschungspaket Nutzensteigerung für die Anwender des SIS: EP1: Zeitaspekte und Historisierung	2015
1514	VSS 2006/513_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP3 - Langzeitverhalten des Verbundes	2015
1513	VSS 2005/403	Fliesskoeffizienten von feinen Gesteinskörnungen aus der Schweiz	2015
1512	SVI 2004/069	Veloverkehr in den Agglomerationen - Einflussfaktoren, Massnahmen und Potenziale	2015
1511	VSS 2012/601	Die Physik zwischen Salz, Schnee und Reifen	2015
1510	VSS 2005/453	Forschungspaket Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: EP2: Mehrfachrecycling von Strassenbelägen	2015
1509	ASTRA 2010/022	Markt- und Nutzermonitoring Elektromobilität (MANUEL)	2015
1508	VSS 2011/716	Forschungspaket Nutzensteigerung für die Anwender des SIS: EP6: Schnittstellen aus den Auswertungssystemen SIS (SIS-DWH)	2015
1507	FGU 2007/004	TBM Tunneling in Faulted and Folded Rocks	2015
1506	VSS 2006/512_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP2 - Flüssigkunststoff-Abdichtungen, Erfassen der Verbundproblematik	2015
1505	VSS 2006/509	Abdichtungssysteme und bitumenhaltige Schichten auf Betonbrücken - Initialprojekt	2014
1504	VSS 2005/504	Druckschwellversuch zur Beurteilung des Verformungsverhaltens von Belägen	2014
1503	VSS 2006/515_OBF	Research Package on Bridge Deck Waterproofing Systems: EP5- Mechanisms of Blister Formation	2014
1502	VSS 2010/502	Road – landside interaction : Applications	2014

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1501	VSS 2011/705	Grundlagen zur Anwendung von Lebenszykluskosten im Erhaltungsmanagement von Strassenverkehrsanlagen	2014
1500	ASTRA 2010/007	SURPRICE (Sustainable mobility through road user charging) - Swiss contribution: Equity effects of congestion charges and intra-individual variation in preferences	2015
1499	ASTRA 2011/010	Stauprognoseverfahren und -systeme	2014
1498	VSS 2011/914	Coordinated Ramp Metering Control with Variable Speed Limits for Swiss Freeways	2014
1497	VSS 2009/705	Verfahren zur Bildung von homogenen Abschnitten der Strassenverkehrsanlage für das Erhaltungsmanagement Fahrbahnen	2014
1496	VSS 2010/601	Einfluss von Lärmschutzwänden auf das Raumnutzungsverhalten von Reptilien	2014
1495	VSS 2009/703	Zusammenhang Textur und Griffigkeit von Fahrbahnen und Einflüsse auf die Lärmemission	2014
1494	VSS 2010/704	Erhaltungsmanagement der Strassen - Erarbeiten der Grundlagen und Schadenkataloge zur systematischen Zustandserhebung und -bewertung von zusätzlichen Objekten der Strassen	2014
1493	VSS 2006/001	Neue Methoden zur Beurteilung der Tieftemperatureigenschaften von bitumenhaltigen Bindemitteln	2014
1492	SVI 2004/029	Kombiniertes Verkehrsmittel- und Routenwahlmodell	2014
1491	VSS 2007/704	Gesamtbewertung von Kunstbauten	2014
1490	FGU 2004/002	Langzeit-Beständigkeit von Tunnel-Abdichtungssystemen aus Kunststoffen (Best TASK)	2014
1489	VSS 2006/516_OBF	Forschungspaket Brückenabdichtungen: EP6 - Anschlüsse von Brückenabdichtungen	2014
1488	SVI 2007/020	Methodik zur Nutzenermittlung von Verkehrsdosierungen	2014
1487	SVI 2008/001	Erfahrungsbericht Forschungsbündel	2014
1486	SVI 2004/005	Partizipation in Verkehrsprojekten	2014
1485	VSS 2007/401	Anforderungen an Anschlussfugensysteme in Asphaltdecken - Teil 1: Praxiserfahrung	2014
1484	FGU 2010/003	Misestimating time of collision in the tunnel entrance due to a disturbed adaptation	2014
1483	VSS 2005/452	Forschungspaket Recycling von Ausbauphosphat in Heissmischgut: EP1: Optimaler Anteil an Ausbauphosphat	2014

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1482	ASTRA 2010/018	SURPRICE: Sustainable mobility through road user charges Swiss contribution: Comprehensive road user charging (RUC)	2015
1481	VSS 2001/702	Application des méthodes de représentation aux données routières	2014
1480	ASTRA 2008/004	Prozess- und wirkungsorientiertes Management im betrieblichen Strassenunterhalt Modell eines siedlungsübergreifenden Unterhalts	2014
1479	ASTRA 2005/004	Entscheidungsgrundlagen & Empfehlungen für ein nachhaltiges Baustoffmanagement	2014
1478	VSS 2005/455	Research Package on Recycling of Reclaimed Asphalt in Hot Mixes - EP4: Evaluation of Durability	2014
1477	VSS 2008/503	Feldversuch mit verschiedenen Pflästerungen und Plattendecken	2014
1476	VSS 2011/202	Projet initial pour la conception multi-usagers des carrefours	2014
1475	VSS 1999/125	Ringversuch "Eindringtiefe eines ebenen Stempels, statische Prüfung an Gussasphalt"	2014
1474	VSS 2009/704	Wechselwirkung zwischen Aufgrabungen, Zustand und Alterungsverhalten im kommunalen Strassennetz-Entwicklung eines nachhaltigen Aufgrabungsmanagement	2014
1473	VSS 2011/401	Forschungspaket "POLIGRIP - Einfluss der Polierbarkeit von Gesteinskörnungen auf die Griffbarkeit von Deckschichten - Initialprojekt"	2014
1472	SVI 2010/003	Einfluss der Verlässlichkeit der Verkehrssysteme auf das Verkehrsverhalten	2014
1471	ASTRA 2008/011	Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr Forschungspaket UVEK/ASTRA - Synthese	2014
1470	VSS 2011/907	Initialprojekt für ein Forschungspaket "Kooperative Systeme für Fahrzeug und Strasse"	2014
1469	VSS 2008/902	Untersuchungen zum Einsatz von Bewegungssensoren für fahrzeitbezogene Verkehrstelematik-Anwendungen	2014
1468	VSS 2010/503	Utilisation des géostructures énergétiques pour la régulation thermique et l'optimisation énergétique des infrastructures routières et ouvrages d'art	2014
1467	ASTRA 2010/021	Sekundärer Feinstaub vom Verkehr	2014
1466	VSS 2010/701	Grundlagen zur Revision der Normen über die visuelle Erhebung des Oberflächenzustands	2014
1465	ASTRA 2000/417	Erfahrungen mit der Sanierung und Erhaltung von Betonoberflächen	2014
1462	ASTRA 2011/004	Ermittlung der Versagensgrenze eines T2 Norm-Belages mit der mobiles Grossversuchsanlage MLS10	2014

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1460	SVI 2007/017	Nutzen der Verkehrsinformation für die Verkehrssicherheit	2014
1459	VSS 2002/501	Leichtes Fallgewichtsgesetz für die Verdichtungskontrolle von Foundationsschichten	2014
1458	VSS 2010/703	Umsetzung Erhaltungsmanagement für Strassen in Gemeinden - Arbeitshilfen als Anhang zur Norm 640 980	2014
1457	SVI 2012/006	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 5: Medizinische Folgen des Strassenunfallgeschehens	2014
1456	SVI 2012/005	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 4: Einflüsse des Wetters auf das Strassenunfallgeschehen	2014
1455	SVI 2012/004	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 3: Einflüsse von Fahrzeugeigenschaften auf das Strassenunfallgeschehen	2014
1454	SVI 2012/003	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 2: Einflüsse von Situation und Infrastruktur auf das Strassenunfallgeschehen: Phase 1	2014
1453	SVI 2012/002	Forschungspaket VeSPA Teilprojekt 1: Einflüsse von Mensch und Gesellschaft auf das Strassenunfallgeschehen: Phase 1	2014
1452	SVI 2012/001	Forschungspaket VeSPA: Synthesebericht Phase 1	2014
1451	FGU 2010/006	Gasanalytik zur frühzeitigen Branddetektion in Tunneln	2013
1450	VSS 2002/401	Kaltrecycling von Ausbauasphalt mit bituminösen Bindemitteln	2014
1449	ASTRA 2010/024	E-Scooter - Sozial- und naturwissenschaftliche Beiträge zur Förderung leichter Elektrofahrzeuge in der Schweiz	2013
1448	SVI 2009/008	Anforderungen der Güterlogistik an die Netzinfrastruktur und die langfristige Netzentwicklung in der Schweiz. Forschungspaket UVEK/ASTRA "Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz", Teilprojekt C	2014
1447	SVI 2009/005	Informationstechnologien in der zukünftigen Gütertransportwirtschaft Forschungspaket UVEK/ASTRA "Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz", Teilprojekt E	2013
1446	VSS 2005/454	Forschungspaket Recycling von Ausbauasphalt in Heissmischgut: EP3: Stofffluss- und Nachhaltigkeitsbeurteilung	2013
1445	VSS 2009/301	Öffnung der Busstreifen für weitere Verkehrsteilnehmende	2013
1444	VSS 2007/306	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit von Anlagen des leichten Zweirad- und des Fussgängerverkehrs	2013
1443	VSS 2007/305	Verkehrsqualität und Leistungsfähigkeit des strassengebundenen ÖV	2013
1442	SVI 2010/004	Messen des Nutzens von Massnahmen mit Auswirkungen auf den Langsamverkehr - Vorstudie	2013

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1441_2	SVI 2009/010	Zielsystem im Güterverkehr. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz - Teilprojekt G	2013
1441_1	SVI 2009/010	Effizienzsteigerungspotenziale in der Transportwirtschaft durch integrierte Bewirtschaftungsinstrumente aus Sicht der Infrastrukturbetreiber Synthese der Teilprojekte B3, C, D, E und F des Forschungspakets Güterverkehr anhand eines Zielsystems für den Güterverkehr	2013
1440	SVI 2009/006	Benchmarking-Ansätze im Verkehrswesen	2013
1439	SVI 2009/002	Konzept zur effizienten Erfassung und Analyse der Güterverkehrsdaten Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz von Verkehrsmitteln im Güterverkehr der Schweiz TP A	2013
1438_2	SVI 2009/011	Ortsbezogene Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen des Güterverkehrs - Teil 2. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP H	2013
1438_1	SVI 2009/011	Ortsbezogene Massnahmen zur Reduktion der Auswirkungen des Güterverkehrs - Teil 1. Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP H	2013
1437	VSS 2008/203	Trottoirüberfahrten und punktuelle Querungen ohne Vortritt für den Langsamverkehr	2013
1436	VSS 2010/401	Auswirkungen verschiedener Recyclinganteile in ungebundenen Gemischen	2013
1435	FGU 2008/007_OBF	Schadstoff- und Rauchkurzschlüsse bei Strassentunneln	2013
1434	VSS 2006/503	Performance Oriented Requirements for Bitumainous Mixtures	2013
1433	ASTRA 2010/001	Güterverkehr mit Lieferwagen: Entwicklungen und Massnahmen Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP B3	2013
1432	ASTRA 2007/011	Praxis-Kalibrierung der neuen mobilen Grossversuchsanlage MLS10 für beschleunigte Verkehrslastsimulation auf Strassenbelägen in der Schweiz	2013
1431	ASTRA 2011/015	TeVeNOx - Testing of SCR-Systems on HD-Vehicles	2013
1430	ASTRA 2009/004	Impact des conditions météorologiques extrêmes sur la chaussée	2013
1429	SVI 2009/009	Einschätzungen der Infrastrukturnutzer zur Weiterentwicklung des Regulativs Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP F	2013
1428	SVI 2010/005	Branchenspezifische Logistikkonzepte und Güterverkehrsaufkommen sowie deren Trends Forschungspaket UVEK/ASTRA Strategien zum wesensgerechten	2013

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		Einsatz der Verkehrsmittel im Güterverkehr der Schweiz TP B2	
1427	SVI 2006/002	Begegnungszonen - eine Werkschau mit Empfehlungen für die Realisierung	2013
1426	ASTRA 2010/025_OBF	Luftströmungsmessung in Strassentunneln	2013
1425	VSS 2005/401	Résistance à l'altération des granulats et des roches	2013
1424	ASTRA 2006/007	Optimierung der Baustellenplanung an Autobahnen	2013
1423	ASTRA 2010/012	Forschungspaket: Lärmarmer Beläge innerorts EP3: Betrieb und Unterhalt lärmarmen Beläge	2013
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
1418	VSS 2008/402	Anforderungen an hydraulische Eigenschaften von Geokunststoffen	2012
1417	FGU 2009/002	Heat Exchanger Anchors for Thermo-active Tunnels	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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1408	VSS 2000/434	Vieillissement 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-Erhaltungsmassnahmen	2012
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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
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
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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
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
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 Technologientransfer 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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
1342	FGU 2005/003	Untersuchungen zur Frostkörperbildung und Frosthebung beim Gefrierverfahren	2010
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 Parkierungsanlagen	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	Entwurfgrundlagen 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 Verkehrsvorhaben	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
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: Griffbarkeit 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	MDA in SVT Einsatz modellbasierter Datentransfernormen (INTERLIS) in der Strassenverkehrstelematik	2009
1266	VSS 2000/343	Unfall- und Unfallkostenraten im Strassenverkehr	2009
1265	VSS 2005/701	Zusammenhang zwischen dielektrischen Eigenschaften und Zustandsmerkmalen von bitumenhaltigen Fahrbahnbelägen	2009

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
		(Pilotuntersuchung)	
1264	SVI 2004/004	Verkehrspolitische Entscheidungsfindung 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	Kapitalteststellen 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 verkehrsintensiven 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 Ausbauasphalt 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
667	AGB 2008/004	Résistance au déversement des poutres métalliques de pont	2015
666	AGB 2012/015	Structural Identification for Condition Assessment of Swiss Bridges	2015
665	AGB 2011/001	Wirksamkeit und Prüfung der Nachbehandlungsmethoden von Beton	2014
664	AGB 2009/005	Charges de trafic actualisées pour les dalles de roulement en béton des ponts existants	2014
663	AGB 2003/014	Seismic Safety of Existing Bridges	2014
662	AGB 2008/001	Seismic Safety of Existing Bridges - Cyclic Inelastic Behaviour of Bridge Piers	2014
661	AGB 2010/002	Fatigue limit state of shear studs in steel-concrete composite road bridges	2014

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
660	AGB 2008/002	Indirekt gelagerte Betonbrücken - Sachstandsbericht	2014
659	AGB 2009/014	Suizidprävention bei Brücken: Follow-Up	2014
658	AGB 2006/015_OBF	Querkraftwiderstand vorgespannter Brücken mit ungenügender Querkraftbewehrung	2014
657	AGB 2003/012	Brücken in Holz: Möglichkeiten und Grenzen	2013
656	AGB 2009/015	Experimental verification oif integral bridge abutments	2013
655	AGB 2007/004	Fatigue Life Assessment of Roadway Bridges Based on Actual Traffic Loads	2013
654	AGB 2005-008	Thermophysical and Thermomechanical Behavior of Cold-Curing Structural Adhesives in Bridge Construction	2013
653	AGB 2007/002	Poinçonnement des pontsdalles précontraints	2013
652	AGB 2009/006	Detektion von Betonstahlbrüchen mit der magnetischen Streufeldmethode	2013
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
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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
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
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

Bericht-Nr.	Projekt Nr.	Titel	Jahr
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