

LAST - LÄNGSUNEVENHEITSBEDINGTE STRASSENSCHÄDIGUNG DURCH DYNAMISCHE RADLASTSCHWANKUNGEN

Das Projekt LAST untersuchte die Auswirkungen von dynamischen Radlasterhöhungen aufgrund von Unebenheiten auf die Lebensdauer des Straßenoberbaus. Aus simulierten LKW-Überfahrten auf verschiedenen Oberbaukonstruktionen konnte die Lebensdauer-Reduktion durch dynamische Radlasten ermittelt werden.

Zusammenfassung der Projektergebnisse

Im Projekt LAST wurden die Auswirkungen von dynamischen Radlasterhöhungen aufgrund von Unebenheiten auf die Lebensdauer des Oberbaus untersucht. Radlasterhöhungen wirken sich überproportional stark auf die Schädigung der Oberbaukonstruktion aus (man spricht in grober Näherung von einer Zunahme der Schädigung mit der vierten Potenz der Radlast). Zur Ermittlung der am ASFINAG-Netz auftretenden dynamischen Radlasten wurden LKW-Modelle genutzt, die mit Realdaten parametrisiert wurden. Diese Radlasten waren Eingangsparameter für die Schädigungssimulation von zwei Oberbaukonstruktionen (Asphalt, Beton). Mit Hilfe der Schädigungssimulation konnte die Verkürzung der Lebensdauer der Oberbauten bestimmt werden. Zwischen der Schädigungssimulation und dem sog. „Bewerteten Längsprofil“ (WLP, siehe Abbildung unten), einem Indikator zur Beurteilung der Längsebenheit von Fahrbahnen, konnte ein enger Zusammenhang ermittelt werden. So konnte für das Bewertete Längsprofil ein Beurteilungsschema erstellt werden, das die Bewertung der Ebenheit einer Fahrbahn im Hinblick auf ihre Lebensdauer erlaubt.

Facts:

- Laufzeit: 12/2015-01/2017
- Forschungskonsortium:

AIT Austrian Institute of Technology GmbH

TU Wien, Institut für Verkehrswissenschaften

isac GmbH, Aachen

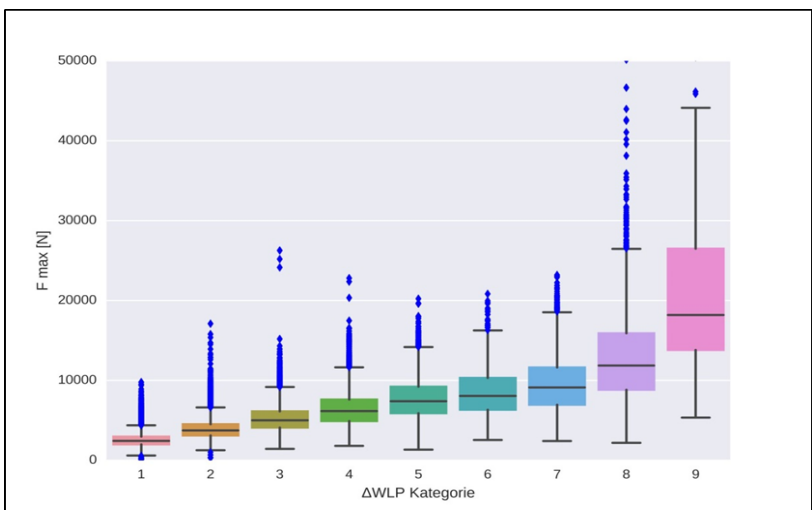


ABB 1. Zunahme der Radlasten mit steigendem ΔWLP

Kurzzusammenfassung

Problem

Längsunebenheiten der Fahrbahn führen zu dynamischen Erhöhungen der einwirkenden Radlast. Das ist insbesondere bei LKWs ein Problem, weil höhere Radlasten eine weit überproportional höhere Schädigung (Schädigung steigt in grober Näherung mit der vierten Potenz der Radlast) und damit eine Verkürzung der Lebensdauer bedingen.

Gewählte Methodik

Aus Mautdaten und Weigh-in-Motion-Daten wurden die am ASFI-NAG-Netz vorkommenden LKW-Typen und ihre Radlasten ermittelt. Damit konnten LKW-Modelle parametrisiert werden, mit denen die real auftretenden Radlasten aufgrund von Unebenheiten berechnet wurden. Mit den berechneten Radlasten konnte eine Simulation der Schädigung des Straßenoberbaus für typische Oberbauten des österreichischen Autobahnnetzes (Asphalt, Beton) durchgeführt werden. Es wurde ein Zusammenhang zwischen Schädigung und dem Ebenheitsparameter „Bewertetes Längsprofil“ (WLP) hergestellt.

Ergebnisse

Es konnte ein direkter Zusammenhang zwischen Schädigung und „Bewertetem Längsprofil“ nachgewiesen werden. Damit wurde ein Bewertungshintergrund erstellt, der die Beurteilung der (Längs-) Ebenheit eines Abschnittes im Hinblick auf die Verkürzung der Lebensdauer erlaubt.

Schlussfolgerungen

Mit dem im Projekt entwickelten Bewertungshintergrund kann eine kostengünstige und frühzeitige Sanierung von besonders belasteten Straßenabschnitten erfolgen, um die wirtschaftliche Ausnutzung der rechnerischen Lebensdauer sicherzustellen.

English Abstract

In the LAST project the impact of dynamic wheel loads due to unevenness on the life span of pavements was investigated. Increased wheel loads have a disproportionate effect on distress (roughly speaking, an increase in the distress with the fourth power of the wheel load). The dynamic wheel loads occurring on the motorway network were determined using truck models parameterized with real data. These wheel loads were used as input parameters for the distress simulation on two pavements (asphalt, concrete). The shortening of the service life of the pavement could be determined with the help of the damage simulation. A close relationship could be established between the distress and the so-called "weighted longitudinal profile", an indicator for assessing the evenness of road surfaces. Thus, an evaluation background could be established which allows the assessment of the evenness of a roadway with regard to its service life.

Impressum:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie

DI Dr. Johann Horvatits
Abt. IV/ST 2 Technik und
Verkehrssicherheit
johann.horvatits@bmvit.gv.at

DI (FH) Andreas Blust
Abt. III/14 Mobilitäts- und
Verkehrstechnologien
andreas.blust@bmvit.gv.at
www.bmvit.gv.at

ÖBB-Infrastruktur AG

Ing. Wolfgang Zottl, SAE
Streckenmanagement und
Anlagenentwicklung
Stab LCM und Innovationen
wolfgang.zottl@oebb.at
www.oebb.at

ASFINAG

DI Eva Hackl
Manager International Relations
und Innovation
eva.hackl@asfinag.at

DI (FH) René Moser
Leiter Strategie, Internationales
und Innovation
rene.moser@asfinag.at
www.asfinag.at

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH

DI Dr. Christian Pecharda
Programtleitung Mobilität
Sensengasse 1, 1090 Wien
christian.pecharda@ffg.at
www.ffg.at

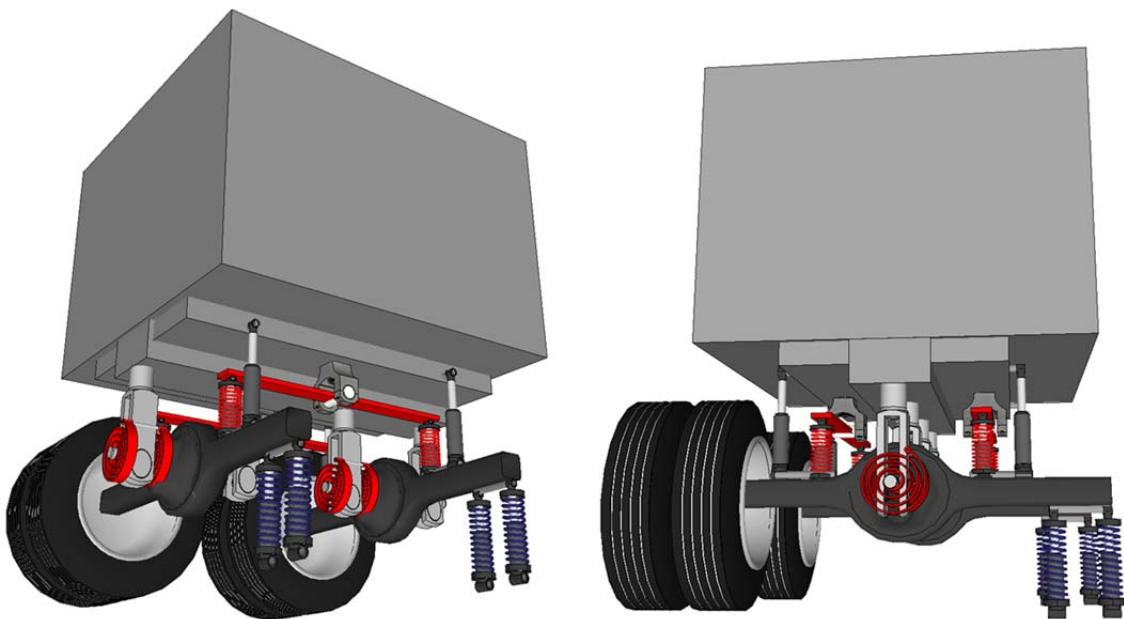
März 2017

Längsunebenheitsbedingte Straßenschädigung durch dynamische Radlastschwankungen

LAST

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung 2013
(VIF2013)

Februar 2017



Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien
Radetzkystraße 2
A - 1030 Wien



ÖBB-Infrastruktur AG
Praterstern 3
A - 1020 Wien



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



Für den Inhalt verantwortlich:

AIT Austrian Institute of Technology GmbH
Donau-City-Straße 1
A - 1220 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH
Bereich Thematische Programme
Sensengasse 1
A – 1090 Wien



Längsunebenheitsbedingte Straßen- schädigung durch dynamische Radlastschwankungen

LAST

Ein Projekt finanziert im Rahmen der
Verkehrsinfrastrukturforschung
(VIF2013)

Autoren:

Roland Spielhofer, Claus Aichinger, Denitsa Osichenko (AIT)
Lukas Eberhardsteiner, Kristina Bayraktarova, Ronald Blab (TU Wien)
Andreas Ueckermann, Pengfei Liu (RWTH Aachen)

Auftraggeber:

Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie
ÖBB-Infrastruktur AG
Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

AIT Austrian Institute of Technology GmbH
TU Wien – Institut für Verkehrswissenschaften

Unterauftragnehmer

isac GmbH, Aachen

Inhalt

1	Einleitung.....	11
1.1	Problemstellung.....	11
1.2	Ziele des Vorhabens	12
1.3	Geplante Ergebnisse.....	12
1.4	Methodik.....	13
2	Ermittlung des Lastkollektivs auf österreichischen Autobahnen.....	16
3	Modellbildung der Maßgeblichen Fahrzeugtypen des Schwerverkehrs	24
3.1	Allgemeine Herangehensweise.....	24
3.2	Modulares Konzept und Achsaggregate	26
3.3	Aufbau der Achsaggregate.....	29
3.4	Parametrisierung der Achsaggregate.....	30
3.4.1	Beispiel: Einzelachsaggregat mit Einzelbereifung	30
3.4.2	Beispiel: Tridem-Achsaggregat mit Einzelbereifung	32
3.5	Nichtlineare Kennlinien.....	33
3.6	Vergleich mit Radlastmessungen und ADAMS-Modell	34
3.7	Vergleich mit Achslastmessungen	36
3.8	Vergleich 2D- und 3D-Ebenheitsmodell	41
3.8.1	Verwendete Daten, Gitterweiten und Lage der Rollspuren für das 3D-Ebenheitsmodell.....	41
3.8.2	Radlastschwankungen für das 3D-Ebenheitsmodell.....	42
3.8.3	Vergleich mit dem 2D-Ebenheitsmodell	45
3.9	Zusammenfassung Modellbildung der maßgeblichen Fahrzeugtypen des Schwerverkehrs	47
4	Berechnung der dynamischen Radlasten und des bewerteten Längsprofils am A+S-Netz	49
4.1	Datengrundlage und -Aufbereitung	49
4.2	Simulationen zur Bestimmung der dynamischen Radlasten	50
4.3	Analyse und Aggregation der Radlasten.....	51
4.3.1	Zusammenhang zwischen Radlastschwankung und dem Bewerteten Längsprofil (WLP).....	54
4.3.2	Einfluss der Bauweise auf die berechneten Radlasten.....	58
4.4	Zusammenfassung Berechnung der dynamischen Radlasten und des bewerteten Längsprofils.....	59
4.5	Exkurs: Grundlagen Bewertetes Längsprofil (WLP).....	60
5	Modellierung des Oberbaus	62
5.1	Allgemeines.....	62

5.2	Modellierung und Simulation der Oberbaukonstruktionen	62
5.2.1	Bemessungsprinzip	62
5.2.2	Verkehrsbelastung	64
5.2.3	Modellierung und Simulation bituminöser Aufbauten	64
5.2.4	Modellierung und Simulation starrer Aufbauten	70
5.3	Ergebnisse	78
5.3.1	Vergleich der resultierenden Verkehrslastspannungen in bituminösen Aufbauten nach der österreichischen Bemessungsmethodik und SAFEM-Methode	78
5.3.2	Ermittlung der strukturellen Lebensdauer eines flexiblen Aufbaus	81
5.3.3	Ermittlung der strukturellen Lebensdauer eines starren Aufbaus	84
5.3.4	Gegenüberstellung der Ergebnisse der untersuchten flexiblen und starren Aufbauten	87
6	Baupraktische Empfehlungen	88
6.1	Typische Unebenheiten am A+S-Netz	88
6.1	Bewertungshintergrund	91
6.1.1	Bewertungshintergrund für flexible Aufbauten	91
6.1.2	Bewertungshintergrund für starre Aufbauten	94
6.2	Sanierungsempfehlungen	97
7	Referenzen	98
8	Zusammenfassung	101
9	Executive Summary	104

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1-1: Schema der Berechnung der technischen Lebensdauer im Projekt LAST.15	
Abbildung 2-1: Mittlerer Anteil der Fahrzeuggruppen 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFINAG-Netz für die Jahre 2008-2014; SV=Schwerverkehr [3].....	16
Abbildung 2-2: Beispiel für ein Achslastmodell als Funktion der Gesamtlast [kN] (für FK4-7 auf der A9); pdf = probability density function, GVW = gross vehicle weight; [4-8].	19
Abbildung 2-3: Bezeichnungen der Radlasten innerhalb eines Achsaggregats.	22
Abbildung 2-4: Gegenüberstellung von Radlasten, Tandemachse.	22
Abbildung 3-1 Schematisches Modell eines Sattelzugs.	25
Abbildung 3-2: Feder-Masse-Dämpfer-Modell des Sattelzugs.	26
Abbildung 3-3: Modulare Darstellung von Fahrzeugklassen.	27
Abbildung 3-4: Vorgangsweise bei der Erstellung der Teilmodelle	28
Abbildung 3-5: Fahrzeugteilsysteme.	29
Abbildung 3-6: Aufbau eines doppelt-bereiften Einzelachs-Aggregates.....	29
Abbildung 3-7: Aufbau des Waagebalken-Aggregates.....	30
Abbildung 3-8: Vergrößerungsfunktion (Hub) des Einzelachsaggregates mit Einzelbereifung.	31
Abbildung 3-9: Parameterset des Einzelachsaggregates mit Einzelbereifung.	31
Abbildung 3-10: Vergrößerungsfunktion (Hub) des Tridem-Achsaggregates mit Einzelbereifung.	32
Abbildung 3-11: Parameterset des Tridem-Achsaggregates mit Einzelbereifung.	33
Abbildung 3-12: Luftfederkennlinie, nicht-angetriebene Vorderachse (7,5 t).....	34
Abbildung 3-13: Luftfederkennlinie, Tridem-Achsaggregat (24 t).	34
Abbildung 3-14: Dämpferkennlinien für die nicht-angetriebene Vorderachse (7,5 t).....	34
Abbildung 3-15: Dämpferkennlinien für Tridem-Achsaggregat (24 t) und Anhängerachsen.	34
Abbildung 3-16: Vergleich der Simulation mit einer Radlastmessung.	36
Abbildung 3-17: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, 11,5 t-Antriebsachse.	37
Abbildung 3-18: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, Tridemachse (Mittelwert der 3 Achsen).....	37
Abbildung 3-19: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, Vorderachse der Zugmaschine...	38

Abbildung 3-20: Vergleich (MAX) zwischen Achsaggregatmodell (linear) und Achsaggregatmodell (nichtlinear), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine.	39
Abbildung 3-21: Vergleich (RMS) zwischen Achsaggregatmodell (linear) und Achsaggregatmodell (nichtlinear), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine.	39
Abbildung 3-22: Zusammenhang von Maximalwert und Standardabweichung der Radlastschwankung für das lineare (rot) und nichtlineare Modell (schwarz), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine	40
Abbildung 3-23: Lage der Rollspuren des 11,5t- Achsaggregates (La,Li,Ri,Ra) im Vergleich zu einem 7,5t- Einzelachsaggregat (L,R).	42
Abbildung 3-24: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche A02R1.	43
Abbildung 3-25: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche A23.	43
Abbildung 3-26: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche S04L1.	44
Abbildung 3-27: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche S31R1.	44
Abbildung 3-28: Standardabweichung der Radlastschwankung – Vergleich 2D mit 3D. ..	46
Abbildung 3-29: Maximale Radlasterhöhung – Vergleich 2D mit 3D.	46
Abbildung 4-1: Korrektur des Profils mittels gleitendem Fenster. Lineare Interpolation in rot.	50
Abbildung 4-2: Zusammenhang zwischen maximaler Radlast eines Abschnitts und zugehörigem Δ_{WLP} (aufgeteilt in 9 Kategorien).	52
Abbildung 4-3: Relative kumulierte Häufigkeiten von σ_{WLP} und Δ_{WLP} am ASFINAG-Netz .53	
Abbildung 4-4: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (σ_{WLP}) und Radlastschwankung für das ebene Sattelzugmodell- 11,5 t-Achse – Standardabweichungen.	55
Abbildung 4-5: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (Δ_{WLP}) und Radlastschwankung für das nichtlineare Achsaggregatmodell - 11,5 t-Achse – Maximalwerte.	55
Abbildung 4-6: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (σ_{WLP}) und gemessener Radlastschwankung an der 11,5t-Antriebsachse – Standardabweichungen.	56

Abbildung 4-7: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (WLP) und gemessener Radlastschwankung an der 11,5 t-Antriebsachse – Maximalwerte.	57
Abbildung 4-8: Vergleich der Differenzen zwischen Beton und Asphalt der dynamischen Radlasten geordnet nach WLP-Kategorien	58
Abbildung 4-9: Berechnungsschema des WLP.	61
Abbildung 5-1: Repräsentative Temperaturprofile im bituminösen Oberbau für die 12 Temperaturperioden (Klimazone I, alpine Bereiche) [3].	66
Abbildung 5-2: Klimaeinflusskarte für Österreich [24].	66
Abbildung 5-3: Leon'sche Parabel: links für Schubbruch ohne Möglichkeit des Trennbruchs.....	69
Abbildung 5-4: Definition von DWZ [22].	72
Abbildung 5-5: Klimazonen und maßgebliche Temperaturgradienten in den sechs Temperaturperioden [22].	73
Abbildung 5-6: Randbedingungen: a) freies Ende b) elastische Randlagerung [22].	74
Abbildung 5-7: Durchbiegungen und Normalspannungen in einer Platte berechnet mit der Kirchhoff'schen Plattentheorie [22].	75
Abbildung 5-8: SMITH'sches Schaubild für die Ermüdung von Beton [35, 37-39].	78
Abbildung 5-9: Automatische Netzgenerierung.	80
Abbildung 5-10: Ermittelte Spannung (oben) in vertikaler Richtung und ermittelte Dehnung (unten) in horizontaler Richtung mit SAFEM.	80
Abbildung 5-11: Untersuchter bituminöser Aufbau, Bautype AS1, Lastklasse LK25 gemäß [40].	82
Abbildung 5-12: Schädigung aufgrund der Variation des Längsprofil ermittelt für den untersuchten flexiblen Aufbau der Lastklasse 25, Bautype AS1.	83
Abbildung 5-13: Zusammenhang zwischen den Normlastwechsel (NLW) und der Spannweite (Δ_{WLP}) für den untersuchten flexiblen Aufbau der Lastklasse 25, Bautype AS1.	84
Abbildung 5-14: Untersuchter starrer Aufbau, Bautype BE1, Lastklasse LK40 gemäß [40].	85
Abbildung 5-15: Schädigung aufgrund der Variation des Längsprofil ermittelt für den untersuchten starren Aufbau der Lastklasse 40, Bautype BE1.	86
Abbildung 5-16: Zusammenhang zwischen den Normlastwechsel (NLW) und der Spannweite (Δ_{WLP}) für den untersuchten starren Aufbau der Lastklasse 24, Bautype BE1.	86

Abbildung 5-17: Gegenüberstellung Ergebnisse der untersuchten flexiblen und starren Aufbauten.	87
Abbildung 6-1: Streckenvideo und Bildextraktion	89
Abbildung 6-2: Festlegung von Noten zur Bewertung des Längsprofil bei flexible Schichten.	92
Abbildung 6-3: Zusammenhang zwischen Reduktionsfaktor und Parameter Δ_{WLP} für flexible Aufbauten.	93
Abbildung 6-4: Kumulierte Summenhäufigkeit von Δ_{WLP} , flexible Aufbauten.	94
Abbildung 6-5: Festlegung von Noten zur Bewertung des Längsprofil bei Betondecken. .	95
Abbildung 6-6: Zusammenhang zwischen Reduktionsfaktor und Parameter Δ_{WLP} für starre Aufbauten.	96
Abbildung 6-7: Kumulierte Summenhäufigkeit von Δ_{WLP} , starre Aufbauten.	97

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1: Einteilung der Fahrzeugklassen nach Achsabständen.....	18
Tabelle 2-2: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen.....	20
Tabelle 2-3: Achslastkoeffizienten zur Ermittlung der Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen.....	21
Tabelle 2-4: Funktionen zur Ermittlung der repräsentativen maßgeblichen Radlasten.	22
Tabelle 2-5: Repräsentativen maßgeblichen Radlasten.....	23
Tabelle 4-1: Exemplarisches Ergebnis der Radlastberechnung für zwei Achsaggregattypen (Einzelache, Tridemachse) auf Asphalt und Beton, sortiert nach aufsteigenden Δ_{WLP} -Kategorien. Der Median der Radlasten (Spalte Q50(F_max)) ist die Eingangsgröße der Schädigungsberechnung.	54
Tabelle 5-1: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrstreifenbreite b_f	63
Tabelle 5-2: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [23].....	65
Tabelle 5-3: Temperaturperioden und deren Anteile p_k an einem Jahr [3].	66
Tabelle 5-4: Parameter a, b, c und d des Wiener Modells in Abhängigkeit des Vertrauensniveaus für Straßenbau- und Polymermodifiziertes Bitumen [3].	68
Tabelle 5-5: Geometrische Daten und Materialeigenschaften der Fahrbahn.....	79
Tabelle 5-6: Definition der Achslasten.....	79
Tabelle 5-7: Ermittelte Ergebnisse an der Unterseite der Asphalttragschicht.	81
Tabelle 5-8: Vergleich der maßgebenden Biegezugspannungen an der Unterseite der Asphaltbefestigung ermittelt Mehrschichtentheorie und SAFEM-Methode.	81
Tabelle 5-9: Materialeigenschaften des untersuchten flexiblen Aufbaus.....	82
Tabelle 5-10: Materialeigenschaften des untersuchten starren Aufbaus.....	85
Tabelle 6-1: Übersicht über die Typen von Problemstellen und ihre Häufigkeit.....	89
Tabelle 6-2: Beispiele für die am häufigsten vorkommenden Problemstellen.	90
Tabelle 6-3: Grenzwerte der festgelegten Noten zur Bewertung des Längsprofils bei flexiblen Aufbauten.	94
Tabelle 6-4: Grenzwerte der festgelegten Noten zur Bewertung des Längsprofils bei Betondecken.....	96

1 EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Eine wesentliche Aufgabe bzw. Funktion des Straßenoberbaus ist der Abtrag von Lasten in den Untergrund. Diese Lasten entstehen durch die Überrollung von Fahrzeugen. Der Schichtaufbau bzw. die Dicke der einzelnen Schichten des Oberbaus ist wesentlich bestimmt durch die Anzahl an Überrollungen, die während der gewünschten Lebensdauer vom Oberbau „ertragen“ werden können. Die Dimensionierung des Oberbaus geht also von einer bestimmten Verkehrsstärke (= Anzahl an Fahrzeugen, die sich während der Lebensdauer über die Straße bewegen) und einem bestimmten Gewicht der Fahrzeuge aus. Höhere Fahrzeuggewichte ergeben eine höhere Belastung des eingebauten Materials. Der übliche Ansatz für die Berücksichtigung des Fahrzeuggewichts ist die Annahme eines standardisierten Achsgewichtes (üblicherweise 10 t). Die Lebensdauer ergibt sich dann über die Anzahl der Achsübergänge, die ein Oberbau aufnehmen kann (sog. äquivalente Normlastwechsel).

Die in Österreich höchste zulässige statische Achslast beträgt 11,5 t und tritt z.B. bei der Aufliegerachse eines Sattelzuges mit voller Beladung auf.

Die statische Radlast tritt nur bei vollkommen ebener Straße auf. Sobald Unebenheiten vorhanden sind, gerät das Fahrzeug in Schwingung und es treten dynamische Erhöhungen der Rad- bzw. Achslasten auf, die zu einer Beschleunigung der Straßenschädigung führen.

Für die Bewertung der Straßenschädigung existieren derzeit mehrere Modelle, die auf Grund des Verhältnisses von dynamischer zu statischer Radlast Schädigungsbeiwerte auf Lastseite berechnen. Die Schwere der Schädigung geht dabei auf das sog. „4.-Potenz-Gesetz“ zurück. Dies besagt, dass eine Erhöhung der Radlast mit der vierten Potenz auf die Schädigung einer Straße wirkt. Eine Verdoppelung der Radlast würde also eine 16-fache (2^4) Schädigungswirkung entfalten. Dieses Gesetz geht auf Großversuche in den USA in den späten 1950er-Jahren zurück (AASHO Road Test, [1]) und verdeutlicht den Einfluss der Radlast auf die Lebensdauer einer Straße. Aus heutigen Untersuchungen ist bekannt, dass das 4.-Potenzgesetz nur eine erste grobe Näherung darstellt. Die tatsächliche Straßenschädigung ist das Resultat zahlreiche Einflussgrößen wie Art und Aufbau des Oberbaus (Widerstandsseite), Aufbauart und Federungssystem der Schwerfahrzeuge (Einwirkungsseite) sowie klimatische Bedingungen.

Eine wesentliche Rolle spielt auch die (Längs-)Ebenheit der Straßenoberfläche als Schnittstelle zwischen Fahrzeug und Oberbau.

Unebenheiten induzieren dynamische Änderungen (u.a. Erhöhungen) der Radlasten. Je nach Fahrbahnzustand kann es so zu deutlichen Erhöhungen der Radlast kommen, die

sich wiederum in einer beschleunigten Straßenschädigung auswirken. Um diese Änderungen zu berücksichtigen, wird das Verhältnis aus statischer Radlast und Standardabweichung der dynamischen Radlasten über einen bestimmten Abschnitt gebildet und – je nach gewähltem Modellansatz – mit unterschiedlichen Potenzfunktionen eine Straßenschädigung abgeleitet. Ausgedrückt wird die Schädigung als Vielfaches eines Überganges mit der Standard-100 kN-Achse (die auch die Grundlage für die Oberbau-Dimensionierung darstellt). Die berechneten Schädigungswerte variieren je nach gewähltem Modellansatz gravierend (bis zum dreifachen). Eine realistische Abschätzung der Auswirkung von Radlastschwankungen auf die strukturelle Lebensdauer des Oberbaus ist daraus jedenfalls nicht möglich.

Zur Beurteilung der Längsebenheit existieren verschiedenste Verfahren; einige wenige zielen auch auf die Straßenschädigung (z.B. Teilwert „Radlast“ des LWI). Die Beurteilung der Ebenheit alleine, ohne Einbeziehung des konkreten Oberbautyps, ist für die Abschätzung von Restlebensdauern jedoch ebenfalls nicht ausreichend. Weitere Faktoren, die sich auf die Straßenschädigung auswirken, wie die Konfiguration der Achsen (räumlicher Abstand und Gewichtsverteilung, Feder-Dämpfer-Abstimmung) sowie die Geschwindigkeit der Überfahrt sind noch nicht ausreichend untersucht. Aus der Ebenheitsbeurteilung ist nur die Tendenz ableitbar, welche Netz-Abschnitte früher das Ende ihrer Lebensdauer erreichen werden, und welche später.

1.2 Ziele des Vorhabens

Ziel des Projektes ist die Entwicklung eines wissenschaftlich fundierten Bewertungsverfahrens von Längsunebenheiten von Fahrbahnaufbauten, welches die strukturelle Schädigung des Oberbaus durch die Einwirkung dynamisch induzierter Radlasten berücksichtigt und damit eine realistische Abschätzung des Einflusses auf die (Rest-)Lebensdauer ermöglicht.

1.3 Geplante Ergebnisse

Nach Abschluss des Projektes liegen folgende Ergebnisse vor:

- Katalog von charakteristischen Unebenheitsphänomenen
- Untersuchung der am ASFINAG-Netz vorkommenden maßgebenden LKW-Typen und der tatsächlich auftretenden Radlasten
- Simulationsmodelle der maßgebenden LKW-Modelle bzw. Teilmodelle, mit denen die Überfahrt über charakteristische Unebenheiten simuliert wird und die daraus resultierenden dynamischen Radlasten abgeleitet werden
- Strukturmodelle der für das ASFINAG-Netz typischen Asphalt-Oberbauten, mit dem die zeitlich fortschreitende Schädigung aufgrund der Variation der dynamischen Radlasten simuliert werden kann

- Strukturmodelle der für das ASFINAG-Netz typischen Beton-Oberbauten, mit dem die zeitlich fortschreitende Schädigung aufgrund der Variation der dynamischen Radlasten simuliert werden kann
- Ein Modell zur Abschätzung der strukturellen Lebensdauer der repräsentativen starren und flexiblen Aufbauten aufgrund vorhandener und zu erwartender Schädigung durch dynamische Radlast-Einwirkungen
- Eine Bewertung der charakteristischen Unebenheitstypen mittels „Bewertetem Längsprofil“ (WLP) und dessen Zusammenhang zur Schädigung des Oberbaus
- Eine Untersuchung des Zusammenhangs zwischen simulierten Radlasten aufgrund von Unebenheiten und der WLP-Werte des betreffenden Abschnittes
- Eine Zusammenstellung von Eingriffsschwellen (Warnwerten) mit Vorschlägen zur rechtzeitigen Sanierung schadensrelevanter Unebenheiten zur optimalen Nutzung der Lebensdauer des Oberbaus

1.4 Methodik

Dieses Kapitel gibt einen Überblick über die die Herangehensweise im Projekt.

Der erste Schritt war die Ermittlung eines Lastkollektivs des Schwerverkehrs am österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßennetzes (vgl. Kapitel 2). Folgende Fragen sollten beantwortet werden:

- Welche LKW-Typen kommen am österreichischen A+S-Netz vor?
- Wie ist die Verteilung der LKW-Typen im Kollektiv? Wie hoch sind die Anteile der einzelnen LKW-Typen an der Gesamtanzahl?
- Wie hoch sind die tatsächlich vorkommenden Radlasten?

Die Fragstellungen wurden mit Hilfe von Mautdaten bzw. Ergebnissen von Weigh-in-Motion-Kampagnen, die am A+S-Netz durchgeführt wurden, beantwortet.

Aufgrund der nun bekannten LKW-Typen und deren Achsgewichten erfolgte die Modellierung von LKWs zur Simulation der auftretenden dynamischen Radlasten während der Überfahrt über das A+S-Netz. Dabei wurde – wie in Kapitel 3 ausgeführt – die LKWs in ihre Achsaggregate zerlegt und die Achsaggregate entsprechend modelliert.

Dazu folgten vertiefende Untersuchungen zum Thema Simulation der LKW-Überfahrt bzw. Einflüsse auf die berechneten Radlasten (vgl. Kapitel 3.7). Hier wurde insbesondere Wert auf die Parametersätze der modellierten Achsaggregate gelegt. Vergleiche zu an LKW gemessenen Radlasten sowie der Einfluss verschiedener Modellierungsansätze (lineare und nicht-lineare Dämpfer-Kennlinien, 2D- und 3D-Modellierung) wurden untersucht. Parallel dazu wurden „straßenseitig“ weitere Untersuchungen durchgeführt.

Um einen Überblick über die am A+S-Netz vorkommenden Unebenheits-Problem zu bekommen, wurden die auftretenden Radlasten mit einem Sattelzugmodell am Gesamtnetz berechnet und die Abschnitte mit den höchsten auftretenden Radlasten extrahiert. An diesen insgesamt 986 Stellen wurde die Fahrbahn mit Hilfe eines netzweit verfügbaren Streckenvideos inspiziert und die sichtbaren Unebenheiten visuell klassifiziert.

Anschließend wurde für das gesamte A+S-Netz die Simulation einer Befahrung mit den Achsaggregaten durchgeführt (vgl. Kapitel 4). Die Datengrundlage dafür waren die netzweit erfassten Längsprofile am ersten (=rechten) Fahrstreifen im Jahr 2014 mit einer Länge von ca. 4200 km. Im Abstand von 10 cm wurden für jedes Achsaggregat die auftretenden Radlasten berechnet. Ebenso wurde für das gesamte Netz das bewertete Längsprofil (WLP) für 50 m lange Abschnitte berechnet.

Das Ergebnis der netzweiten Simulationen sind Verteilungen der berechneten dynamischen Radlasten der einzelnen Achsaggregate und ihre zugeordneten WLP-Werte σ_{WLP} und Δ_{WLP} , getrennt nach Bauweise. Die ermittelten Verteilungen dienen als Eingangsgrößen für die Schädigungssimulation.

Die so ermittelten dynamischen Radlasten dienen – gemeinsam mit den statischen Radlasten aus Kapitel 2 – als Eingangsgröße in Modelle zur Abschätzung der Schädigung bei Überfahrt einzelner Fahrzeuge und ganzer Fahrzeugkollektive für starre und flexible Aufbauten. Auf Grundlage der in Österreich kürzlich eingeführten rechnerischen Dimensionierungsmethoden für Asphalt- und Betonstraßen konnten weitere wichtige Einflussgrößen wie Aufbau der Konstruktion, Achskonfiguration und klimatische Einflüsse berücksichtigt und neben der resultierenden Schädigung die Änderung der technischen Lebensdauer prognostiziert werden.

Diese Ergebnisse dienen als Basis zur Ableitung eines technisch fundierten Bewertungshintergrundes für den Parameter Δ_{WLP} des bewerteten Längsprofils. Daraus können neben der Einteilung von Straßenabschnitten nach dem bekannten Schulnotensystem, sinnvolle Eingriffszeitpunkte für die Sanierung von Längsunebenheiten abgelesen werden.

Abbildung 1-1 zeigt schematisch die Vorgehensweise zur Berechnung der technischen Lebensdauer.

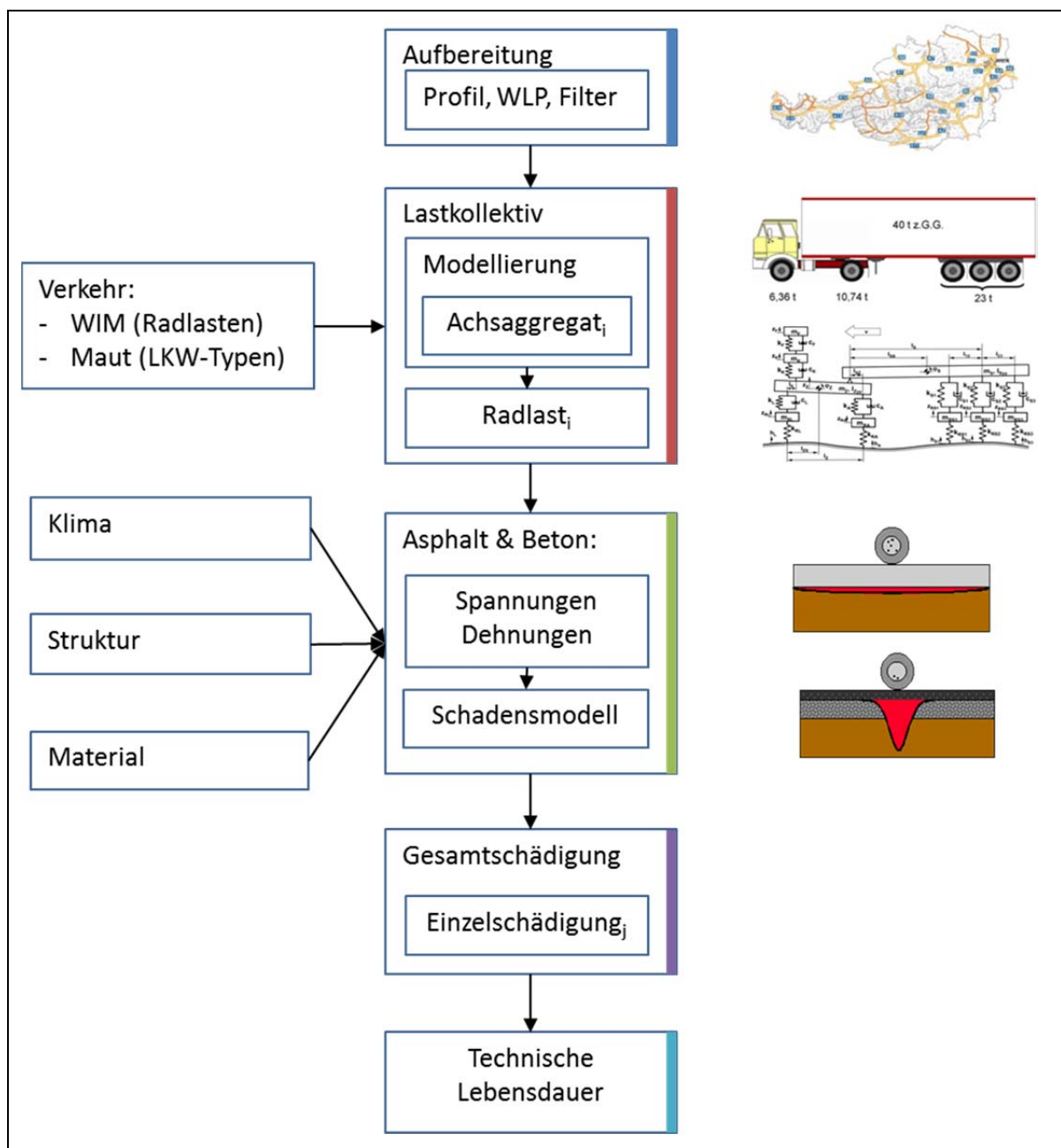


Abbildung 1-1: Schema der Berechnung der technischen Lebensdauer im Projekt LAST.

2 ERMITTLUNG DES LASTKOLLEKTIVS AUF ÖSTERREICHISCHEN AUTOBAHNEN

Die Achslast ist ein wichtiger Eingangsparameter für die Modellierung bzw. Parametrisierung maßgebender LKW-Konfigurationen. Mit den parametrisierten LKW Modellen können die Einwirkungen auf den Oberbau simuliert werden.

Die maßgebende Verkehrsbelastung wurde auf Grundlage von Daten aus der automatischen Mauterfassung am ASFINAG-Netz (gemäß [2]) aus den Jahren 2008 bis 2014 definiert. Diese unterteilen den Schwerververkehr in Fahrzeuge mit 2, 3 bzw. 4 und mehr Achsen und sind flächendeckend am ASFINAG-Netz verfügbar. Hierbei wurden aufgrund der höheren schädigenden Wirkung nur Fahrzeuge mit einem Gesamtgewicht größer als 3,5 t (Schwerverkehr) berücksichtigt. In Abbildung 2-1 sind die Anteile der Fahrzeuggruppen am Gesamtschwerverkehrsaufkommen dargestellt. Die Daten sind absteigend nach dem Anteil der 4(+)-Achser sortiert. Aus Abbildung 2-1 wird ersichtlich, dass die Anteile der Fahrzeuggruppen für verschiedene Autobahnabschnitte deutliche Unterschiede aufweisen. Aus den unterschiedlichen Anteilen der Fahrzeuggruppen ist auf eine Verschiedenartigkeit der Verkehrszusammensetzung zu schließen, da anzunehmen ist, dass sich mit steigendem Transportaufkommen und Transportweite die Charakteristik der auftretenden Kollektive ändert und die Fahrzeuge im Schnitt mehr Achsen mit höheren Achslasten aufweisen.

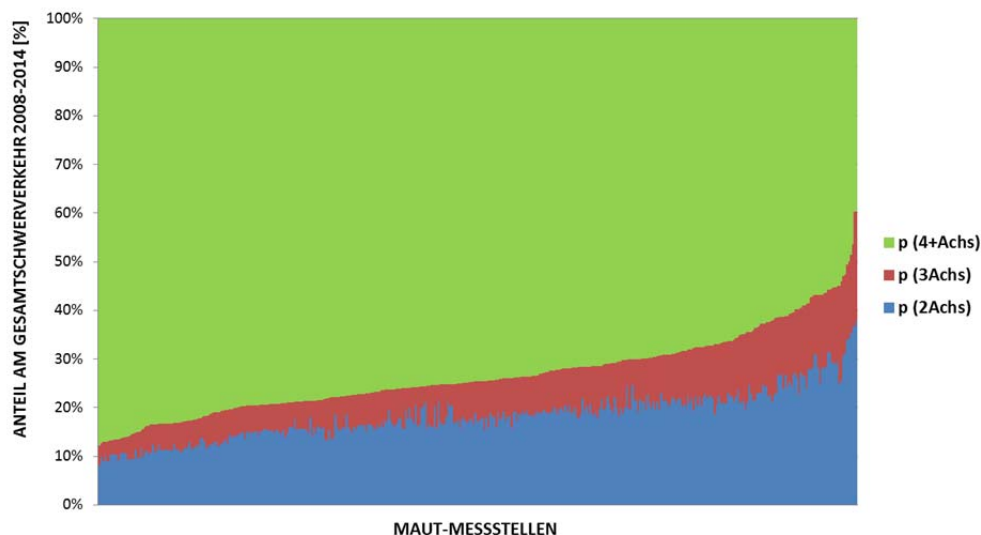


Abbildung 2-1: Mittlerer Anteil der Fahrzeuggruppen 2-, 3- und 4(+)-Achser für 198 Messstellen im ASFINAG-Netz für die Jahre 2008-2014; SV=Schwerverkehr [3].

Als weitere Datengrundlage wurden Messdaten aus Achslastwägungen aus dem Jahr 2008 und 2009 verwendet, die im Rahmen von Bridge-Weigh-in-Motion (BWIM) - LAST - Ergebnisbericht

Messungen erhoben wurden. Diese einmaligen Erhebungen wurden über einen begrenzten Zeitraum an 5 Stellen am ASFINAG-Netz (A9, A10, A12, A13 und A23) durchgeführt [4-8] und geben Aufschluss über die Häufigkeitsverteilung, die Gesamtgewichtsverteilung und die Achslastverteilung definierter Fahrzeugsilhouetten (Fahrzeugklassen).












Auf dieser Datengrundlage wurden in einem ersten Schritt die Fahrzeuge zu Fahrzeuggruppen mit 2-, 3- und 4+-Achsen (gemäß [2]) zusammengefasst.

Eine weitere Differenzierung erfolgte innerhalb der Fahrzeuggruppen zu Fahrzeugklassen gemäß [4-8], für die in [3] charakteristische Gesamtgewichts- und Achslastverteilungen abgeleitet wurden. Eine Auflistung der maßgeblichen Fahrzeugklassen, FK, nach Fahrzeuggruppen und Achsabständen ist in Tabelle 2-1 zu sehen. Außerdem sind in dieser Tabelle die Achsen zu Achsaggregaten zusammengefasst. Die Einteilung in Achsaggregate erfolgt gemäß Kraftfahrzeuggesetz [9] und den BWIM-Berichten [4-8]. Basierend auf dem minimalen Achsabstand werden die Achsen Einzel-, Tandem- oder Tridemachsaggregaten zugeordnet.

Die Auswahl dieser maßgeblichen Fahrzeugklassen geschah in Anlehnung an den BAST Bericht S61 [10]. Aus Gründen der Zweckmäßigkeit werden ausschließlich Fahrzeugklassen mit einem Anteil >1% am Gesamtschwerverkehrsaufkommen berücksichtigt und die verbleibende Rest-Wahrscheinlichkeit diesen Fahrzeugklassen zugeordnet. Die Auftrittshäufigkeiten der Fahrzeugklassen wurden den BWIM-Berichten [4-8] entnommen.

In [3] stehen charakteristische Gesamtgewichtsverteilungen für die Fahrzeugklassen in Tabelle 2-1 in Form bimodal gemischter Normalverteilungen nach Gleichung (2.1) zur Verfügung. Die Anwendung dieses Modells ist am Beispiel des Fahrzeugtyps FK4-7 in Abbildung 2-2 illustriert. Die Abbildung zeigt auch die Achslastkoeffizienten α und β zur Ermittlung der Achslasten aus dem Gesamtgewicht. Die Parameter für die Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen sind in Tabelle 2-2 für alle Fahrzeugtypen des repräsentativen Verkehrskollektiv angegeben.

Tabelle 2-1: Einteilung der Fahrzeugklassen nach Achsabständen.

Einteilung der Fahrzeugklassen			Legende: Einzel Tandem Tridem						
			Achssaggregate und Achsabstände [m]						
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	Achse 1	Achse 2	Achse 3	Achse 4	Achse 5		
2-Achser		FK2-1	Achssaggregat	Einzel	Einzel				
			Minimal		3.10				
			Maximal		5.10				
3-Achser		FK3-1	Achssaggregat	Einzel	Tandem				
			Minimal		2.80	1.25			
	Maximal		4.00	1.75					
		FK3-2	Achssaggregat	Einzel	Tandem				
			Minimal		4.00	1.25			
	Maximal		5.30	1.75					
	FK3-3	Achssaggregat	Einzel	Einzel	Einzel				
		Minimal		2.60	2.40				
Maximal		5.30	10.00						
4+-Achser		FK4-1	Achssaggregat	Tandem		Tandem			
			Minimal		0.90	2.20	0.90		
			Maximal		2.20	6.00	2.40		
		FK4-2	Achssaggregat	Einzel	Einzel	Tandem			
			Minimal		3.00	6.00	0.90		
			Maximal		8.00	10.00	2.40		
		FK4-3	Achssaggregat	Einzel	Einzel	Einzel	Einzel		
			Minimal		3.00	2.40	2.40		
			Maximal		8.00	9.90	9.90		
		FK4-4	Achssaggregat	Einzel	Einzel	Tridem			
			Minimal		3.30	6.00	0.90	0.90	
			Maximal		6.50	10.00	1.75	1.75	
		FK4-5	Achssaggregat	Einzel	Tandem		Tandem		
			Minimal		2.20	0.90	6.00	0.90	
Maximal				7.00	1.75	10.00	1.75		
	FK4-6	Achssaggregat	Einzel	Tandem		Einzel	Einzel		
		Minimal		3.60	0.90	2.40	2.40		
		Maximal		6.00	1.75	10.00	9.00		
	FK4-7	Achssaggregat	Einzel	Einzel	Tridem				
		Minimal		2.20	2.00	1.25	0.90		
		Maximal		5.00	6.00	2.40	1.75		

Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu

$$GW = g_1 \cdot N_1(\mu_1, \sigma_1) + g_2 \cdot N_2(\mu_2, \sigma_2) \quad (2.1)$$

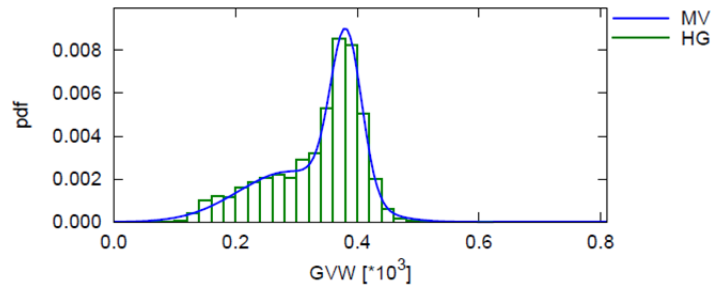
GW Gesamtgewicht [kN]

g_1, g_2 Gewichtungsfaktoren [-]

N_1, N_2 Normalverteilungen [-]

μ_1, μ_2 Mittelwerte der Normalverteilungen N_1 und N_2 [kN]

σ_1, σ_2 Standardabweichungen der Normalverteilungen N_1 und N_2 [kN]



GVW ~ Mixed(0.5056 * N(289.9, 85.79), 0.4944 * N(381.5, 25.64))

(a) Regression und Streuung				(b) Korrelation				
A	α	β	σ_c	1	2	3	4	5
1	0.0606	49.9	10.1	1	-0.117	-0.374	-0.537	-0.459
2	0.255	-2.36	12.7	2	1	-0.552	-0.75	-0.549
3	0.219	-16.7	6.59	3	-0.374	1	0.684	0.0898
4	0.228	-15.8	5.21	4	-0.537	-0.75	1	0.722
5	0.237	-15	7.27	5	-0.459	-0.549	0.0898	1

Abbildung 2-2: Beispiel für ein Achslastmodell als Funktion der Gesamtlast [kN] (für FK4-7 auf der A9); pdf = probability density function, GVW = gross vehicle weight; [4-8].

Durch statistische Auswertung der Achslastmessungen werden für jede Fahrzeugklasse und jede Achse Achslastkoeffizienten α und β bestimmt, mit deren Hilfe von der Gesamtgewichtsverteilung auf die Achslastverteilung geschlossen werden kann (siehe Gleichung (2.2)). Für jede Fahrzeugklasse gilt: $\sum \alpha_i = 1$ und $\sum \beta_i = 0$. Abbildung 2-2 zeigt ein Beispiel dieser Achslastkoeffizienten für FK4-7 auf der A9.

$$L_i = \beta_i + \alpha_i \cdot GW \quad (2.2)$$












mit

L_i Achslast der i-ten Achse [kN]

GW Gesamtgewicht gemäß Gleichung (5) [kN]

α_i, β_i Achslastkoeffizienten der i-ten Achse der betrachteten Fahrzeugklasse [-]

Tabelle 2-2: Parameter zur Ermittlung der Gesamtgewichtsverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen.

Parameter der Gesamtgewichtsverteilung			Parameter					
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	ξ_1	μ_1	σ_1^2	ξ_2	μ_2	σ_2^2
2-Achser		FK2-1	0.7770	126.3000	36.7700	0.2230	69.8400	18.2000
3-Achser		FK3-1	0.6852	250.8000	69.4600	0.3148	140.2000	25.2000
		FK3-2	0.9194	190.3000	45.1800	0.0806	263.9000	66.4900
		FK3-3	0.5981	207.4000	55.7700	0.4019	142.3000	17.8300
4-Achser		FK4-1	0.0293	424.0000	139.9000	0.9707	256.4000	89.8800
		FK4-2	0.3955	181.2000	41.8700	0.6045	262.6000	64.8200
		FK4-3	0.8514	208.4000	49.2100	0.1486	302.3000	68.9100
		FK4-4	0.6803	295.2000	84.7200	0.3197	404.9000	32.8800
		FK4-5	0.3738	254.4000	58.5900	0.6262	336.9000	64.9300
		FK4-6	0.4897	247.3000	48.9500	0.5103	380.4000	67.3700
		FK4-7	0.3806	407.1000	34.9400	0.6194	305.7000	88.7900
Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu								

Bei der Auswertung der Achslastkoeffizienten α und β für die fünf untersuchten Messabschnitte auf A9, A10, A12, A13 und A23 zeigen sich lediglich im Bereich sehr geringer Gesamtgewichte, die das Fahrzeugleergewicht unterschreiten und daher nicht berücksichtigt werden, maßgebliche Unterschiede. Somit kann auf eine Unterscheidung der Achslastkoeffizienten nach Messabschnitten verzichtet werden und vereinfachend der Mittelwert daraus herangezogen werden.

Letztlich ist dieser Umstand durch die Beladungssituation der Fahrzeuge zu erklären, d.h. die Positionierung der transportierten Last auf dem Fahrzeug. Aufgrund der mittlerweile eindeutigen Vorschriften in diesem Bereich, kann von einer gleichbleibenden Beladungssituation und damit ähnlicher Verteilung der Achslasten (gleiche Achslastkoeffizienten),

ausgegangen werden. In Tabelle 2-3 sind die Achslastkoeffizienten für alle berücksichtigten Fahrzeugklassen angeführt.

In einem weiteren Schritt wurden die tatsächlich auftretenden Achs- bzw. Radlasten aller 12 Fahrzeugklassen mit Gleichung (2.2) und mit den Achslastkoeffizienten aus Tabelle 2-3 berechnet und der Zusammenhang zwischen den Lasten der ersten (R1) und zweiten Achse (R2) bei Tandemaggregaten und jenen aller drei Achsen bei Tridemaggregaten (R1, R2, R3) ausgewertet (siehe Abbildung 2-3). Abbildung 2-4 zeigt beispielhaft die Zusammenhänge zwischen den Radlasten aller Fahrzeugen mit Tandemachse.

Tabelle 2-3: Achslastkoeffizienten zur Ermittlung der Achslastverteilungen der Fahrzeugklassen des repräsentativen Schwerverkehrskollektivs für Autobahnen und Schnellstraßen.












Achslastkoeffizienten			Achslastkoeffizienten α_i und β_i der i-ten Achse				
			α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
Fahrzeuggruppe	Fahrzeugklasse	Bezeichnung	β_1	β_2	β_3	β_4	β_5
			2-Achser		FK2-1	0.3567	0.6433
			10.4033	-10.4033			
3-Achser		FK3-1	0.1987	0.3767	0.4243		
			27.7667	-10.5200	-17.2333		
		FK3-2	0.2010	0.4423	0.3570		
			28.2333	-13.3667	-14.8400		
		FK3-3	0.1610	0.4130	0.4260		
			32.1000	-18.0000	-14.1400		
4+-Achser		FK4-1	0.1683	0.1733	0.3093	0.3487	
			12.1100	12.9367	-10.6633	-14.3667	
		FK4-2	0.1013	0.3640	0.2607	0.2740	
			42.0000	-12.9967	-13.6000	-15.4333	
		FK4-3	0.1090	0.2933	0.2953	0.3023	
			34.9000	8.7300	-21.3333	-22.3333	
		FK4-4	0.0835	0.2430	0.2330	0.2233	0.2170
			41.6333	3.2337	-16.7000	-14.8333	-13.4000
		FK4-5	0.0938	0.2563	0.2020	0.2193	0.2283
			37.6667	-5.3367	-7.0967	-12.1667	-13.2667
	Fk4-6	0.0961	0.2173	0.1850	0.2450	0.2560	
		36.9333	4.1033	-2.1100	-16.6333	-22.2333	
	FK4-7	0.0716	0.2457	0.2293	0.2260	0.2277	
		46.4333	1.3700	-16.7000	-15.5667	-15.4667	
Fahrzeuggröße nicht maßstabsgetreu							



Abbildung 2-3: Bezeichnungen der Radlasten innerhalb eines Achsaggregats.

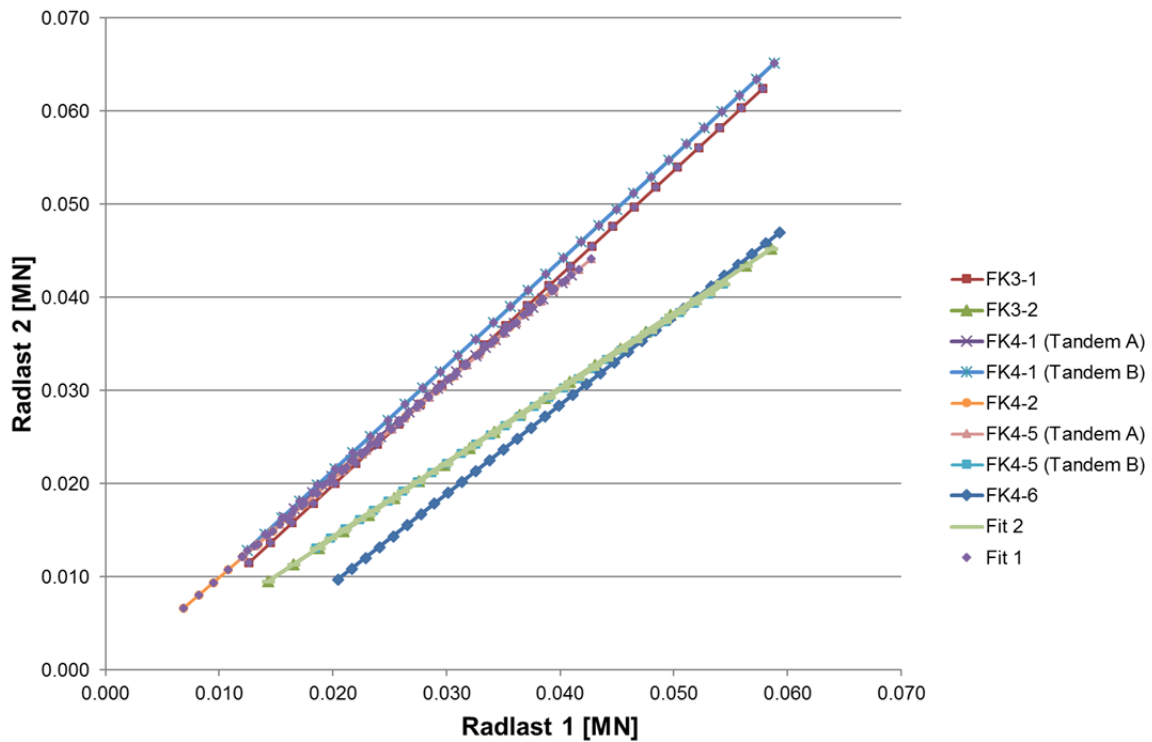


Abbildung 2-4: Gegenüberstellung von Radlasten, Tandemachse.

Mit Hilfe einer Regressionsanalyse konnten zwei Funktionen zur Beschreibung der Zusammenhänge für Tandemaggregate und jeweils zwei Funktion für die Zusammenhänge bei Tridemaggregaten gefunden werden. Diese sind in Tabelle 2-4 zusammengefasst.

Tabelle 2-4: Funktionen zur Ermittlung der repräsentativen maßgeblichen Radlasten.

Bezeichnung	Achsaggregat	Funktion
Fit 1 (R1, R2)	Tandem	$y = 1,1083x - 0,0017$
Fit 2 (R1, R2)	Tandem	$y = 0,7981x - 0,0018$
Fit 3 (R1, R2)	Tridem	$y = 0,9709x + 0,0005$
Fit 4 (R2, R3)	Tridem	$y = 0,9898x + 0,0003$

Die tatsächlich auftretenden Radlasten wurden analysiert, um maßgebliche Wertebereiche für die Radlasten aller Achsaggregate ermitteln zu können. Diese Wertebereiche wurden in 5 kN-Intervalle unterteilt (siehe Tabelle 2-5) und bilden somit repräsentative maß-

gebliche Radlasten, die als Eingangsgrößen für die Simulation der dynamischen Radlasten in Kapitel 4 verwendet werden.

Tabelle 2-5: Repräsentativen maßgeblichen Radlasten.

Achsaggregate							
Einzel	Tandem A		Tandem B		Tridem		
Radlast [kN]	Radlast 1 [kN]	Radlast 2 [kN]	Radlast 1 [kN]	Radlast 2 [kN]	Radlast 1 [kN]	Radlast 2 [kN]	Radlast 3 [kN]
6.06	6.89	7.63	12.01	9.58	11.72	11.38	11.26
11.06	11.89	13.17	17.01	13.58	16.72	16.23	16.07
16.06	16.89	18.71	22.01	17.57	21.72	21.09	20.87
21.06	21.89	24.25	27.01	21.56	26.72	25.94	25.68
26.06	26.89	29.79	32.01	25.55	31.72	30.79	30.48
31.06	31.89	35.34	37.01	29.54	36.72	35.65	35.29
36.06	36.89	40.88	42.01	33.53	41.72	40.50	40.09
41.06	41.89	46.42	47.01	37.52	46.72	45.36	44.90
46.06	46.89	51.96	52.01	41.51	51.72	50.21	49.70
51.06	51.89	57.50	57.01	45.50			
56.06	56.89	63.04	62.01	49.49			
61.06	61.89	68.59	67.01	53.48			
			72.01	57.47			
			77.01	61.46			

3 MODELLBILDUNG DER MASSGEBLICHEN FAHRZEUGTYPEN DES SCHWERVERKEHRS

Nachdem das Lastkollektiv auf den österreichischen Autobahnen untersucht wurde, stellt sich die Frage nach der Modellierung der notwendigen Fahrzeugtypen, der dieses Kapitel gewidmet ist. Neben theoretischen Ausführungen erfolgt auch ein Vergleich mit real gemessenen Radlasten um die Plausibilität der entwickelten Modelle und die getroffenen Modellierungsannahmen zu prüfen. Abschließend wird das Thema 2D- vs. 3D-Modell diskutiert.

3.1 Allgemeine Herangehensweise

Vorweg sollte festgehalten werden, dass das Ziel der Modellbildung ein möglichst gutes Modell für die Bestimmung der dynamischen Radlasten war. Ein Modell zur realitätsnahen Bestimmung der Ladegutbeschleunigung oder der Simulation der fahrdynamischen Zustände würde hinsichtlich Detailgrad und Modellaufbau eine ganz andere Modellbildung erfordern. Aus dem Lastkollektiv sind die LKW-Typen und ihre Gewichte bekannt. Ziel der Modellbildung war also charakteristische LKWs zu beschreiben, die das Kollektiv abbilden, nicht eine möglichst genaue Simulation eines einzelnen LKWs eines bestimmten Herstellers.

Bei den im Zuge des Projekts LAST zur Anwendung kommenden Fahrzeugmodellen handelt es sich um ebene, also 2D, Feder-Masse-Dämpfer-Systeme, beziehungsweise genauer um Systeme gewöhnlicher Differentialgleichungen zweiter Ordnung, bei denen die Berechnung der Radlasten, d.h. der in der Kontaktfläche zwischen Reifen und Fahrbahn auftretenden vertikalen Kräfte, im Fokus der Untersuchungen steht.

Diese werden aus den Bewegungsgleichungen des mechanischen Modells des Fahrzeugs abgeleitet und anschließend in ein System erster Ordnung transformiert, um eine allgemeine Zustandsraumdarstellung im Sinne eines zeitinvarianten Systems zu erhalten. Im Fall linearer Parameter resultiert damit ein lineares zeitinvariantes System (Linear Time Invariant System, LTI). Diese Darstellungsform eignet sich besonders zur Beschreibung eines dynamischen Übertragungssystems, als welches die Fahrzeuge angesehen werden.

Das Fahrbahnprofil, welches über jeden Reifen ins das Modell eingespeist wird, ist dabei die Eingangsgröße. Der Systemzustand ist durch die Lage und Geschwindigkeit (sowohl Translation als auch Rotation) aller modellierten Teilelemente des Fahrzeugs gegeben. Die gesuchten Ausgangsgrößen sind die dynamischen Radlasten, welche über die Kontraktion der jeweiligen Reifen (modelliert als Feder-Dämpfer-System) bestimmt werden. Die gesamte auftretende Radlast setzt sich aus einem statischen Anteil, welcher im Wesentlichen durch das Gewicht des Fahrzeugs und dessen Beladung bestimmt ist, sowie den

dynamischen Radlasten, welche stark von der Fahrbahnbeschaffenheit abhängen, zusammen.

Die Modelle sind in Python implementiert, wobei für die Umsetzung des LTI-Systems auf die entsprechende Infrastruktur in der Programmbibliothek SciPy [11] zurückgegriffen wird.

Wie in Kapitel 2 beschrieben, wurden anhand von Daten der automatischen Mauterfassung und Ergebnissen von Weigh-in-Motion-Messungen die am ASFINAG-Netz am häufigsten auftretenden LKW-Typen und deren tatsächlich auftretende Radlasten ermittelt.

Als Datengrundlage dienten Mautdaten. Diese unterteilen den Schwerverkehr in Fahrzeuge mit 2, 3 bzw. 4 und mehr Achsen und sind flächendeckend am ASFINAG-Netz verfügbar. Als weitere Datengrundlage standen die Messdaten aus Achslastwägungen aus dem Jahr 2008 und 2009 zur Verfügung. Diese geben Aufschluss über die Häufigkeitsverteilung, die Gesamtgewichtsverteilung und die Achslastverteilung definierter Fahrzeugsilhouetten (Fahrzeugklassen). Mit Hilfe dieser Daten wurden maßgebliche Achsaggregate (Einzel-, Tandem-, Tridemachsaggregate) identifiziert. Aus diesen wurde ein bemessungsrelevantes Verkehrskollektiv mit entsprechend maßgeblichen Fahrzeugtypen ermittelt.

Beispielhaft sei hier das schematische Modell eines Sattelzuges in Abbildung 3-1 dargestellt, Abbildung 3-2 zeigt das zugehörige Feder-Dämpfer-Massen-Modell. Dieses Modell kam bereits im Projekt „Straßenforschung, Entwicklung eines Parameters zur Beurteilung der Längsebenheit“ [12] zur Anwendung und wurde für LAST überarbeitet und erweitert. Zusätzlich erfolgte ein Vergleich der aus dem Modell berechneten Radlasten und dem später beschriebenen Längsebenheitsparameter Δ_{WLP} , der einen sehr deutlichen Zusammenhang ergab.

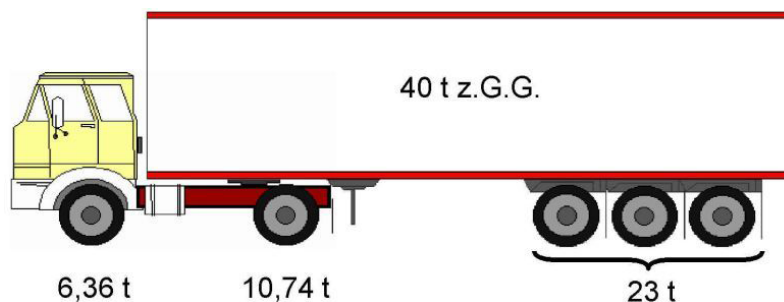


Abbildung 3-1 Schematisches Modell eines Sattelzugs.

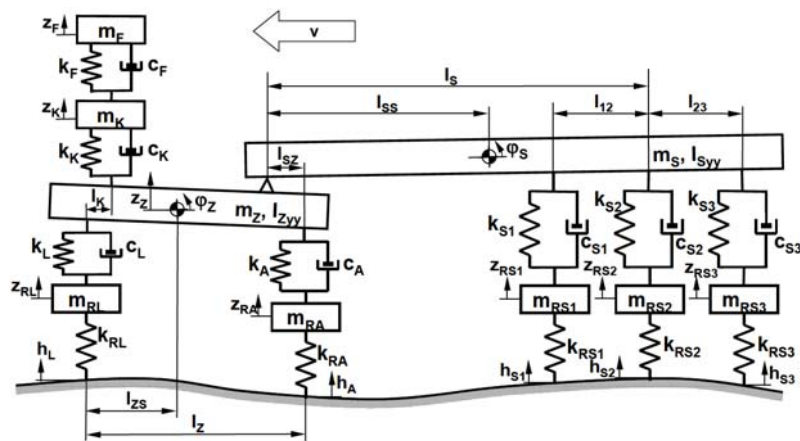


Abbildung 3-2: Feder-Masse-Dämpfer-Modell des Sattelzugs.

3.2 Modulares Konzept und Achsaggregate

Schwere Nutzfahrzeuge sind im Prinzip „modular“ aufgebaute Systeme, deren einzelne Module je nach Einsatzzweck in verschiedensten Kombinationen zusammengefügt werden. Zu den Modulen gehören Achsen unterschiedlicher Tragkraft und Aufbauten unterschiedlicher Funktion und unterschiedlichen Ausmaßes und Gewichtes, die über standardisierte Feder-Dämpfer-Elemente miteinander verbunden sind.

Um die verschiedenen Fahrzeugklassen des Schwerverkehrs modellhaft darstellen zu können, bietet es sich daher an, ebenfalls mit Modulen zu arbeiten. Der modulare Ansatz, der hier gewählt worden ist, ist schematisch in Abbildung 3-3 dargestellt. Danach werden Lastkraftwagen mit zwei Modulen abgebildet – einem vorderen, das den vorderen Teil des Rahmens, den Motor, die Fahrerkabine, die Vorderachse und den Teil der Ladung repräsentiert, der sich auf der Vorderachse abstützt, und beispielhaft mit einem Gesamtgewicht von 6,5 t versehen ist, und einem hinteren, das den hinteren Teil des Rahmens, die Hinterachse(n) und den Teil der Ladung repräsentiert, der sich über die Hinterachse(n) abstützt. Dieses kann beispielsweise 1 Achse und ein Gesamtgewicht von 10,5 t aufweisen, wie im Falle der Zugmaschine eines vollbeladenen Sattelzuges oder auch 2 Achsen und beispielsweise ein Gesamtgewicht von 18,5 t im Falle eines vollbeladenen 25-Tonnners.

Anhänger und Auflieger können durch die 3 in der rechten Bildhälfte dargestellten Module abgebildet werden. Diese weisen 1, 2 oder 3 Achsen auf. Ein Auflieger (ein-, zwei- oder dreiachsig) wird durch jeweils eines der abgebildeten Module repräsentiert. Ein Anhänger kann durch ein oder zwei Module abgebildet werden, je nachdem, ob es sich um einen konventionellen Anhänger mit langem Radstand oder einen Anhänger mit Tandemachse handelt.

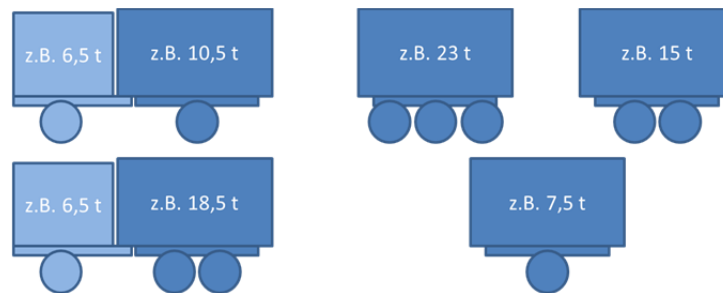


Abbildung 3-3: Modulare Darstellung von Fahrzeugklassen.

Der Modellierung mit den beschriebenen Modulen liegt die Annahme zugrunde, dass für die Betrachtung der vertikalen Kontaktkräfte zwischen Reifen und Fahrbahn der vordere und hintere Fahrzeugteil als voneinander entkoppelt betrachtet werden kann, weil

- die Rahmentorsionssteifigkeit praktisch keinen Einfluss auf die Radlastschwankungen hat [13],
- der Radstand viel größer als die Aufbaubewegung ist (Größenordnung m gegenüber cm)
- der Einfluss der Nickbewegung auf die Radlastschwankungen vernachlässigbar ist¹

Die Vorgangsweise bei der Zerlegung in Teilmodelle ist in Abbildung 3-4 veranschaulicht.

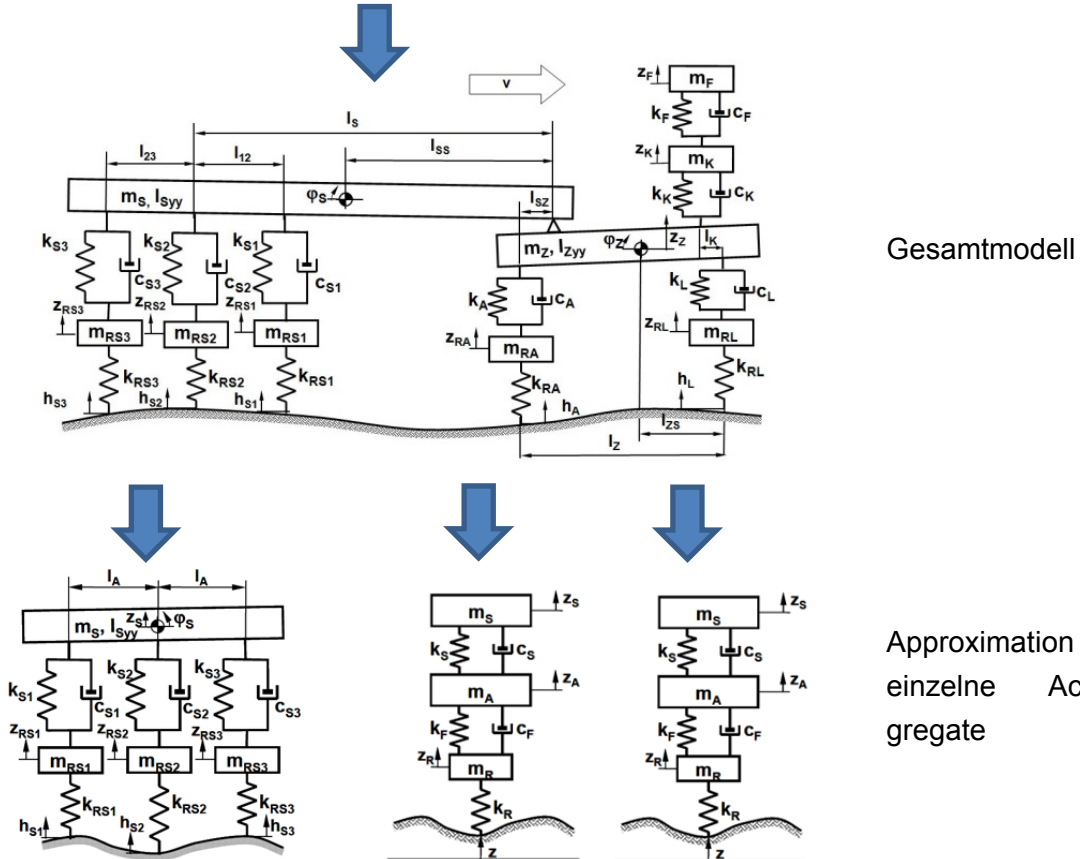
Wie erwähnt ist diese Herangehensweise auf Grund der schwachen Kopplung von weiter auseinander liegenden Achsen gerechtfertigt und ermöglicht de facto eine Zerlegung des LKWs in kleinere und damit einfachere Teilmodelle. Insbesondere erlaubt dieser Zugang, die erforderlichen Fahrzeugtypen, also das Lastkollektiv, in der Art eines Baukastensystems zusammensetzen.

Die Nachbildung der unterschiedlichen Lastzustände erfolgt je Aggregat durch Anpassung der Beladung bzw. Ladeflächenmasse. Die Parameter der Teilmodelle wurden anhand von empirischen Daten (Messungen der tatsächlichen dynamischen Radlasten durch die RWTH Aachen) abgeleitet. Weitere Parametermodifikationen sind, wie die genannten Vergleichsmessungen zeigen, nicht erforderlich.

¹ Vgl auch [14] Mitschke, M. and H. Wallentowitz, *Dynamik der Kraftfahrzeuge*. 2004: Springer Berlin Heidelberg.: Hier gibt es bezeichnenderweise keine Aussagen zum Einfluss der Nickbewegung auf die Radlastschwankung, wohl aber zum Einfluss der Nick- und Wankanregungen auf die Bewegungsgrößen des Aufbaus. Ferner legen die Ausführungen in Kap. 77.1 nahe, dass die Teilsysteme vorn/hinten hinsichtlich der Radlastschwankungen als entkoppelt betrachtet werden können.



LKW



Gesamtmodell

Approximation durch
einzelne Achsag-
gregate

Abbildung 3-4: Vorgangswise bei der Erstellung der Teilmodelle.

Abbildung 3-5 gibt einen Überblick über die erstellten Fahrzeugteilsysteme. In blau sind die Anhänger- bzw. Auflieger-Module zu sehen, in schwarz die Module, die dem Motorwagen zuzuordnen sind. Dazu gehören die Einzelachsaggregate mit Einzel- und Doppelbereifung, sowie das Waagebalken-Doppelachsaggregat und das Doppelachsaggregat mit Nachlaufachse. Die Aggregate sind als Mehrkörper-Systeme, bestehend aus Massen, Federn und Dämpfern, modelliert und in Form von Bewegungsgleichungen in Matlab programmiert.

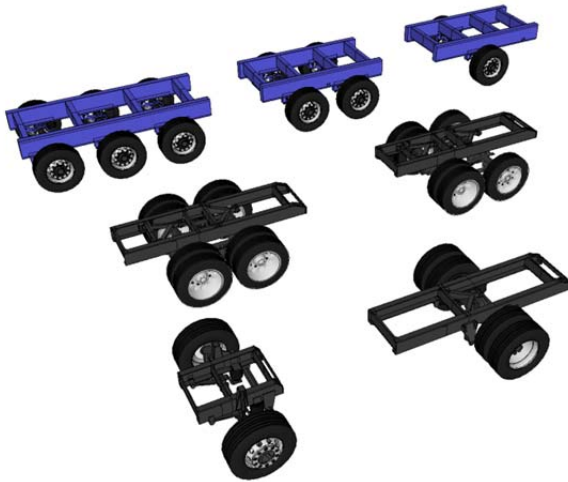


Abbildung 3-5: Fahrzeugteilsysteme.

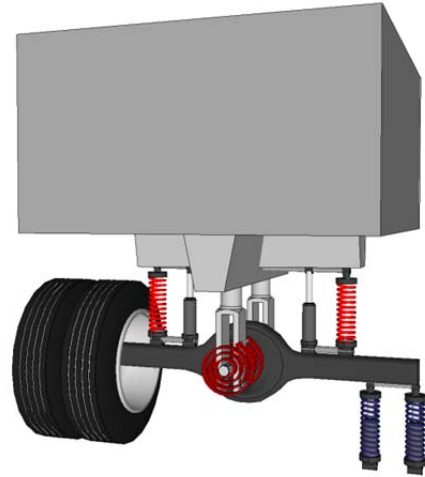


Abbildung 3-6: Aufbau eines doppelt-bereiften Einzelachs-Aggregates.

3.3 Aufbau der Achsaggregate

Abbildung 3-6 zeigt den prinzipiellen Aufbau des doppelt-bereiften Einzelachs-Aggregates. Das Modul besteht aus der Achse inkl. Felgen (dunkelgrau) und dem (anteiligen) Fahrzeug-Aufbau (hellgrau). Jeder der 4 Zwillingsreifen ist als Feder-Dämpfer-Element ausgebildet (dunkelblau), deren Anordnung über eine innere und äußere Spurweite definiert werden kann. Die Achse ist über Federn (rot) und Dämpfer (grau) mit dem Aufbau verbunden und vertikal geführt. Die Feder- und Dämpfer-Spurweiten können ebenfalls definiert werden. Eine Torsionsfeder (rot) als Stabilisator begrenzt die Wankbewegung des Aufbaus. Der Bezug zur Fahrbahn wird über Punktkontakt hergestellt und die räumliche Fahrbahn in Form von 4 parallelen Längsprofilen repräsentiert. Die glättende Wirkung des Reifenlatsches auf die Anregung der Achse wird durch einen speziell konstruierten Filter repräsentiert, der auf jedes der 4 Längsprofile angewendet wird, bevor sie Eingang in das Differentialgleichungssystem finden.

Das einzelbereifte Einzelachsaggregat ist nach gleichem Muster aufgebaut. Das Doppelachsaggregat mit Nachlaufachse ebenso: hier muss man sich eine doppeltbereifte und eine einzelbereifte Achse vorstellen, die am selben Aufbau angeschlossen sind.

Das Waagebalken-Aggregat ist in Abbildung 3-7 dargestellt. Es besteht aus zwei doppelt-bereiften Achsen, die über je einen starren Waagebalken (rot) pro Fahrzeugseite miteinander verbunden sind. Der Waagebalken ist mittig gelagert und das Lager fest mit dem Aufbau verbunden. Die Waagebalken-Enden sind nicht starr, sondern über Feder-Dämpfer-Elemente (rot) mit den Achsen verbunden, sodass hierrüber die Federung realisiert wird. Zudem ist jede Achse zusätzlich über je zwei Dämpfer mit dem Aufbau verbun-

den. Die Feder- und Dämpfer-Spurweiten können definiert werden. Jede der beiden vertikal geführten Achsen verfügt zudem über einen Stabilisator in Form einer Torsionsfeder.

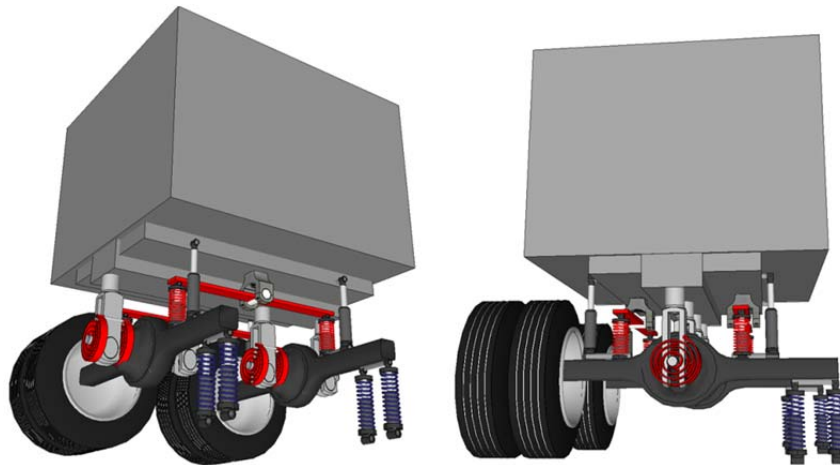


Abbildung 3-7: Aufbau des Waagebalken-Aggregates.

3.4 Parametrisierung der Achsaggregate

Wegen der in Kapitel 3.2 getroffenen Annahmen sind die Bewegungen der einzelnen Module (=Aggregate) auf Hub- und Wankbewegungen begrenzt. Eine Betrachtung der Nickbewegung losgelöst von den angeschlossenen Nachbar-Modulen macht zudem aufgrund der Kopplungsbedingungen keinen Sinn; so müsste beispielsweise bei einem Lastkraftwagen (mit starrem Aufbau) stets die Bedingung beachtet werden, dass die Nickwinkel des vorderen und hinteren Moduls gleich sein müssen.

Die Module können mit linearen und nicht-linearen Feder- und Dämpfer-Kennlinien versehen werden. Im Falle der linearen Kennlinien kann das Gleichungssystem im Frequenzbereich gelöst und mit Übertragungsfunktionen gerechnet werden. Kommt es zur Anwendung der nicht-linearen Kennlinien, erfolgt die Lösung im Zeitbereich in Zeitschritten mit Hilfe des Runge-Kutta-Verfahrens.

3.4.1 Beispiel: Einzelachsaggregat mit Einzelbereifung

Abbildung 3-8 zeigt den typischen Verlauf der Vergrößerungsfunktion (Hubbewegung) der Radlastschwankung des voll beladenen, einzelbereiften Einzelachs-Aggregates. Aufgrund der Symmetrie ist die Funktion für das rechte Rad (blau) die gleiche wie für das linke Rad (grün). Es sind zwei lokale Maxima zu erkennen: eines bei etwa 1,5 Hz, der Eigenfrequenz des Aufbaus, und eines bei etwa 11,5 Hz, der Eigenfrequenz der Achse. Die abgebildete Übertragungsfunktion ist folgendermaßen zu verstehen: regt man das Achsaggregat vertikal über die Räder in der Aufbaueigenfrequenz mit einer Amplitude von 1 cm an, stellt sich eine sinusförmige Schwankung der Radlast gleicher Frequenz auf beiden Seiten mit einer Amplitude von ca. 10 kN ein. Regt man sinusförmig in der Radeigenfrequenz

an, so ergibt sich eine sinusförmige Schwankung der Radlast gleicher Frequenz auf beiden Seiten mit einer Amplitude von ca. 55 kN. Die statische Radlast der voll beladenen Achse beträgt 36,8 kN. Die dynamische Radlast übersteigt also die statische deutlich, die Achse würde abheben. Für hohe Frequenzen nähert sich die Vergrößerungsfunktion der Reifenkonstanten (schwarz) an. Die gewählten Parameter sind in Abbildung 3-9 aufgeführt.

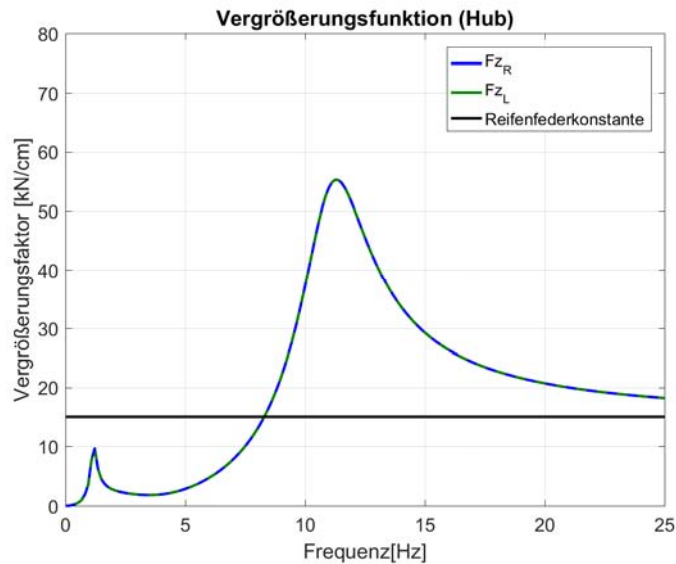


Abbildung 3-8: Vergrößerungsfunktion (Hub) des Einzelachsaggregates mit Einzelbereifung.

```

% halbe Spurweiten
si = 0.736; % [m] halbe Spurweite Lkw (innen)
sm = 1.02; % [m] halbe Spurweite Lkw (Einzelber.),Auflieger,Anhänger
sa = 1.066; % [m] halbe Spurweite Lkw (außen)

% Massen
Beladzustd = 1.0; % messtechn. überprüft für 0.4, 0.7 und 1.0
Entldzustd = 1-Beladzustd;
mA = Beladzustd*6800; % [kg] Aufbau Masse
m1 = 700; % [kg] Achsmasse

% Massenträgheitsmomente (Wanken)
I_A = Beladzustd*10000; % [kgm^2] Aufbau
I_1 = 550; % [kgm^2] Achse

% Dämpfer- und Federspurweiten
sD = 0.65; % [m] halbe Dämpferspurweite
sF = 0.65; % [m] halbe Federspurweite

% Federsteifigkeiten
cA1 = 207000; % [N/m] Aufbau
cST1 = 200000; % [Nm/rad] Stabilisator
cE = (1.5 - (1/3)*Entldzustd)*10^6; % [N/m] Reifen

% Dämpferkonstanten
kA1 = 6000; % [Ns/m] Aufbau
DR = 0; % [-] Dämpfungsmaß Reifen
kE = 2*DR*sqrt((cE+cA1)*m1/2); % [Ns/m] Reifen (Schätzwert)
  
```

Abbildung 3-9: Parameterset des Einzelachsaggregates mit Einzelbereifung.

3.4.2 Beispiel: Tridem-Achsaggregat mit Einzelbereifung

Abbildung 3-10 zeigt die Übertragungsfunktion (Hub) des voll beladenen Tridem-Achsaggregates mit Einzelbereifung. Man erkennt wieder die Peaks bei den Eigenfrequenzen von Aufbau und Achse. Der Peak im Bereich der Achseigenfrequenz ist vergleichsweise gering, verglichen mit dem der zuvor gezeigten Einzelachsaggregate. Diese Charakteristik – und damit die dazugehörige Parametereinstellung – brachte die größte Übereinstimmung zwischen berechneten und gemessenen Radlasten. Die Funktionen der vorderen (v), mittleren (m) und hinteren (h) Achse weichen trotz gleicher Parametrisierung geringfügig voneinander ab. Das liegt an ihrer unterschiedlichen Lage und daran, dass sie sich gegenseitig beeinflussen. Der für das Tridem-Achsaggregat gewählte Parameterset ist in Abbildung 3-11 aufgeführt.

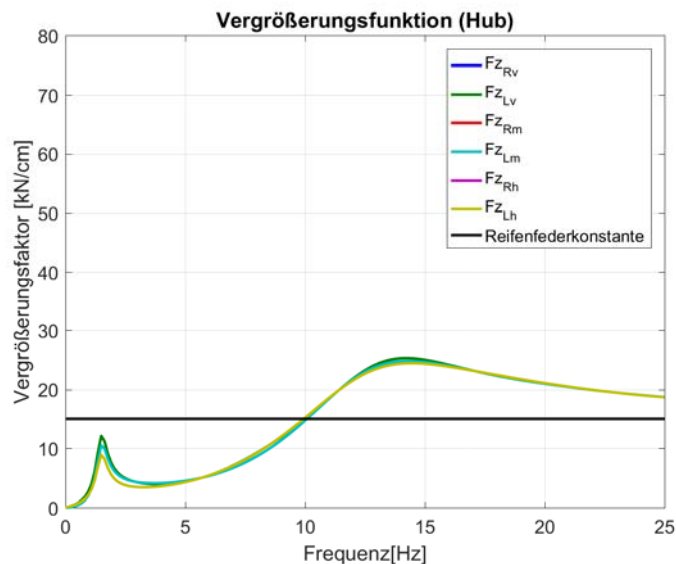


Abbildung 3-10: Vergrößerungsfunktion (Hub) des Tridem-Achsaggregates mit Einzelbereifung.

```

% halbe Spurweiten
si = 0.736; % [m] halbe Spurweite Lkw (innen)
sm = 1.02; % [m] halbe Spurweite Lkw (Einzelber.),Auflieger,Anhänger
sa = 1.066; % [m] halbe Spurweite Lkw (außen)

% Massen
Beladzustd = 1.0; % messtechn. überprüft für 0.4, 0.7 und 1.0
Entldzustd = 1-Beladzustd;
mA = Beladzustd*21000; % [kg] Aufbaumasse
m1 = 570; % [kg] Achsmasse

% Massenträgheitsmomente (Wanken)
I_A = Beladzustd*28000; % [kgm^2] Aufbau
I_1 = 550; % [kgm^2] Achse

% Dämpfer- und Federspurweiten
sD = 0.65; % [m] halbe Dämpferspurweite
sF = 0.65; % [m] halbe Federspurweite

% Federsteifigkeiten
cA1 = Beladzustd*380000; % [N/m] Aufbau
cST = 200000; % [Nm/rad] Stabilisator
cE = (1.5 - (2/3)*Entldzustd)*10^6; % [N/m] Reifen

% Dämpferkonstanten
kA1 = 15000; % [Ns/m] Aufbau
DR = 0; % [-] Dämpfungsmaß Reifen
kE = 2*DR*sqrt((cE+cA1)*m1/2); % [Ns/m] Reifen (Schätzwert)

% Achsabstand
Lax = 1.30; % [m] Tridem-Aggregat

```

Abbildung 3-11: Parameterset des Tridem-Achsaggregates mit Einzelbereifung.

3.5 Nichtlineare Kennlinien

Die Modelle sind in einem Zeitschrittrechenverfahren auch mit nicht-linearen Feder- und Dämpfer-Kennlinien verwendbar. Für die Achsaggregate des fünffachsigen Sattelzuges sind die entsprechenden Matlab-Programme exemplarisch umgesetzt worden. Exemplarisch sind die verwendeten Luftfeder-Kennlinien für die Vorderachse und das Tridem-Achsaggregat in Abbildung 3-12 und Abbildung 3-13 gezeigt. Dabei ist zu beachten, dass bei dem Tridem-Achsaggregat durch Hebelwirkung (Anordnung jeweils hinter den Achsen) eine Verstärkung der Federkraft um den Faktor 1,76 erreicht wird. Abbildung 3-12 und Abbildung 3-13 zeigen jeweils die Original-Kennlinien für den einzelnen Luftbalg.

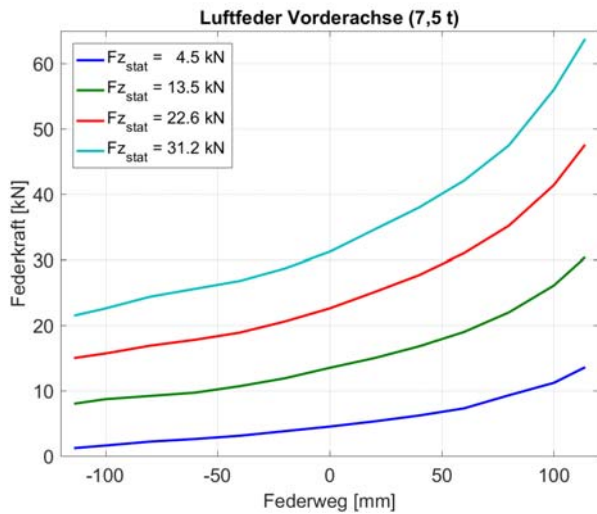


Abbildung 3-12: Luftfederkennlinie, nicht-angetriebene Vorderachse (7,5 t).

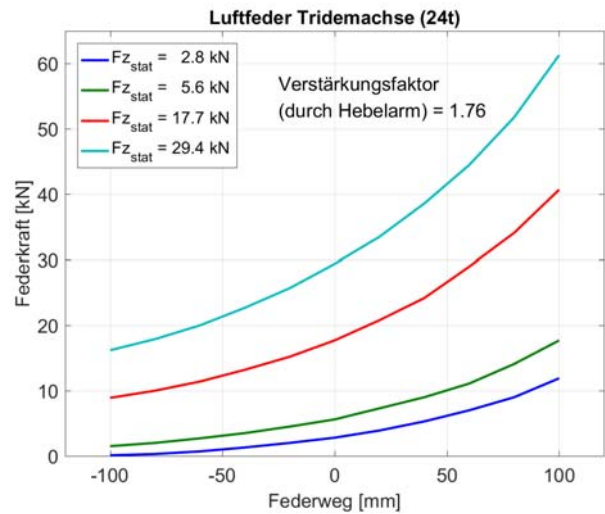


Abbildung 3-13: Luftfederkennlinie, Tridem-Achsaggregat (24 t).

Abbildung 3-14 und Abbildung 3-15 zeigen exemplarisch die Dämpferkennlinien, die für die Vorderachse des Zugfahrzeugs sowie für den Anhänger eingesetzt werden können. Für den 40 t-Sattelzug wurden die grünen Kennungen in Abbildung 3-14 für die Vorderachse (Stahlfederung) sowie die dunkelblaue Kennung in Abbildung 3-15 (Sattelauflegerachse, Luftfederung) gewählt.

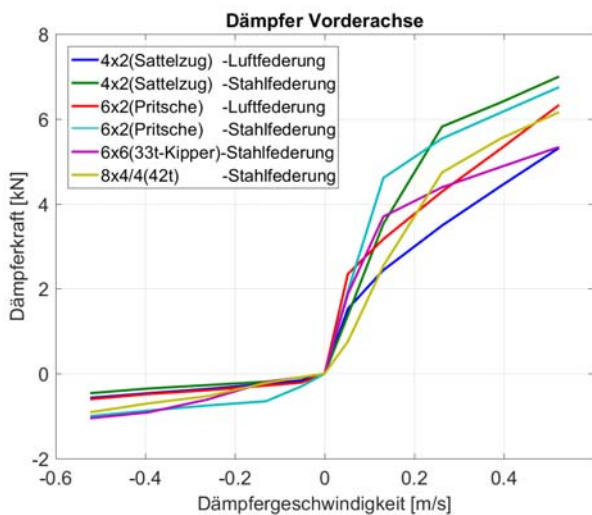


Abbildung 3-14: Dämpferkennlinien für die nicht-angetriebene Vorderachse (7,5 t).

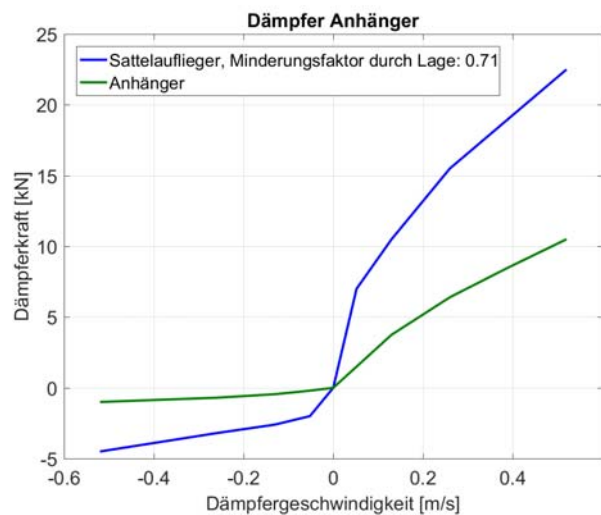


Abbildung 3-15: Dämpferkennlinien für Tridem-Achsaggregat (24 t) und Anhängerachsen.

Bei den Kurven handelt es sich um die Original-Kennlinien der Stoßdämpfer, wie sie in den Nutzfahrzeugen verbaut werden. Beim Einsatz in den in Kapitel 3.3 beschriebenen Mehrkörper-Simulationsmodellen muss auf die genaue Lage der Dämpfer am realen Fahrzeug geachtet werden, die dazu führt, dass die Dämpferwirkung auf die vertikale Be-

wegung der Achse verstärkt oder aber abgemildert wird. Im Falle der Aufliegerachse führt sie beispielsweise aufgrund der Schrägstellung der Dämpfer zu einer Reduzierung der Dämpferwirkung um den Faktor 0,71.

Vergleich mit Radlastmessungen und ADAMS-Modell

Um eine Einschätzung darüber zu bekommen, ob die Achsaggregat-Modelle realistische und plausible Ergebnisse liefern, konnte auf eine in einem Fahrversuch gemessene Radlastkurve zurückgegriffen werden [15]. Abbildung 3-16 (links) zeigt den Vergleich zwischen der gemessenen Radlast (rote, gestrichelte Kurve) und der Berechnung mit dem (nicht-linearen) Einzelachsaggregat mit Einzelbereifung (blaue Kurve). Bei der Messung handelte es sich um einen Anhänger, der mit 14 km/h über ein sinusförmiges Einzelhindernis von 3 Metern Länge und 9 Zentimetern Höhe gezogen wurde. Der Anhänger hatte 2 Achsen und die hintere, an der die Messung vorgenommen wurde, wies eine statische Radlast von ca. 9 Tonnen auf. Für den Vergleich mit der Messung wurde das Einzelachsaggregat, das auf 7,5 Tonnen ausgelegt war (siehe Parameterset in Abbildung 3-9 sowie Kennlinien in Abbildung 3-12 und Abbildung 3-14) mit einer um 25 % höheren Aufbau-masse, einer um 25 % stärkeren Aufbaufeder und einer um 50 % höheren Aufbaudämpfung versehen. Die Geschwindigkeit für die Rechnung wurde ebenfalls auf 14 km/h gesetzt. Ansonsten wurde mit dem in Abbildung 3-9 gezeigten Parameterset gerechnet, mit der Besonderheit, dass nicht mit konstanter Dämpfung, sondern mit der dazugehörigen Dämpferkennlinie nach Abbildung 3-14 (grüne Kurve) gerechnet wurde, die – wie beschrieben – um 50 % erhöht wurde.

Wie man Abbildung 3-16 (links) entnehmen kann, ergeben sich gute Übereinstimmungen zwischen der gemessenen (rot, gestrichelt) und der gerechneten Radlast (blau). Zum Verständnis der Abbildung muss gesagt werden, dass es auf die Übereinstimmung der Kurven in der Bildmitte (zwischen Position 80 m und 90 m) ankommt. Die schwachen Ausschläge davor und dahinter sind durch regellose Unebenheiten auf der Messstrecke bedingt, deren Größe nicht bekannt ist. Um bei der Rechnung ebenfalls regellose Unebenheiten zu berücksichtigen, sind (neben der Sinuswelle) zusätzlich stochastische Unebenheiten in der linken und rechten Rollspur mit einem Unebenheitsmaß von $AUN=3\text{ cm}^3$ und einer Welligkeit von $w=2$ generiert worden, die in etwa die gleiche Größenordnung zu haben scheinen wie die allgemeine Unebenheit der Messstrecke.

Diese Plausibilitätsbetrachtung legt den Schluss nahe, dass mit den Achsaggregat-Modellen realistische Radlasten und Radlastverläufe erzielt werden können. In der rechten Bildhälfte von Abbildung 3-16 ist der Berechnung des Matlab-Modells (blau) die Radlast-Berechnung mit einem deutlich komplexeren Mehrkörper-Simulations-(MKS)-Vollfahrzeugmodell (ADAMS) inklusive Pacejka ‚Magic Formula‘ -Reifenmodell gegenübergestellt (rot, gestrichelt), mit der die Messungen in der besagten Literatur [15] verglichen und die weiteren Untersuchungen durchgeführt wurden. Die Übereinstimmung des

ADAMS-Modells ist weniger gut als die des Achsaggregat-(Matlab)-Modelles, sodass sich die in Kapitel 3.2 getroffenen Annahmen, die für die Anwendung eines modularen Konzeptes bei der Modellierung des Schwerverkehrs aufgeführt wurden, zu bestätigen scheinen.

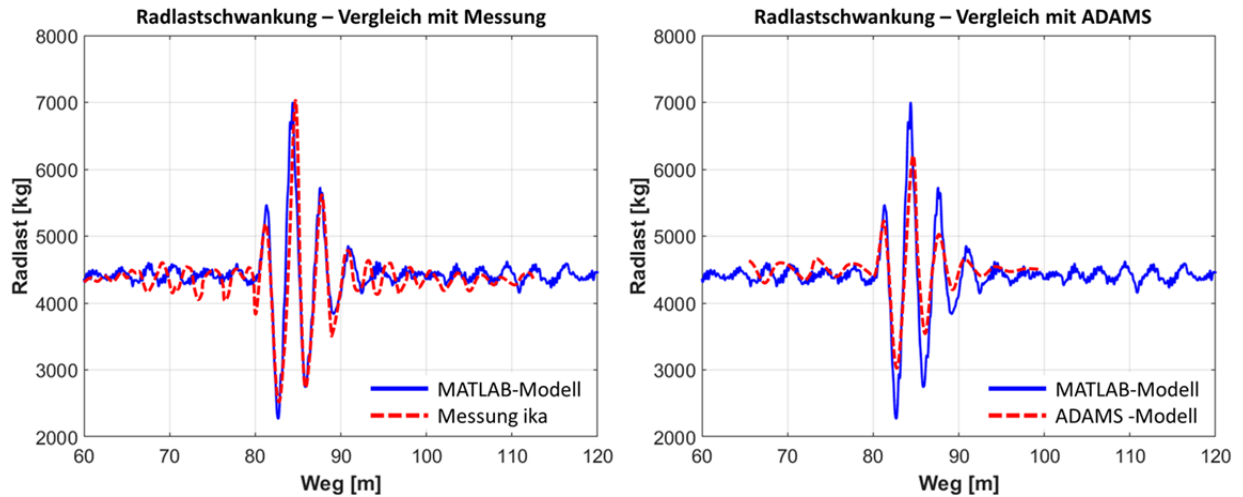


Abbildung 3-16: Vergleich der Simulation mit einer Radlastmessung.

3.6 Vergleich mit Achslastmessungen

In einem bereits abgeschlossenen Forschungsvorhaben [16] wurden die Radlastschwankungen an einem 40 t-Sattelzug über eine Wegstrecke von 5,5 km gemessen (Autobahnabschnitt in schlechtem Zustand) und die dazugehörigen Straßenlängsprofile in der rechten Rollspur ermittelt. Damit konnte ein Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen durchgeführt werden. Abbildung 3-17 zeigt den Vergleich für die voll beladene 11,5 t-Antriebsachse und eine Fahrgeschwindigkeit von 85 km/h in Form der auf 50 m-Abschnitte bezogenen Standardabweichung. In blau sind die Wertepaare für das lineare und in rot die für das nicht-lineare Fahrzeugteilmodell aufgetragen. Das Bestimmtheitsmaß R^2 liegt bei ca. 0,5 – im Falle des nichtlinearen Modells etwas darüber, im Falle des linearen Modells etwas darunter. Abbildung 3-18 zeigt das Ergebnis für das Triem-Achsaggregat. Hier liegt das Bestimmtheitsmaß R^2 bei ungefähr 0,6 – im Falle des nichtlinearen Modells etwas darüber, im Falle des linearen Modells etwas darunter.

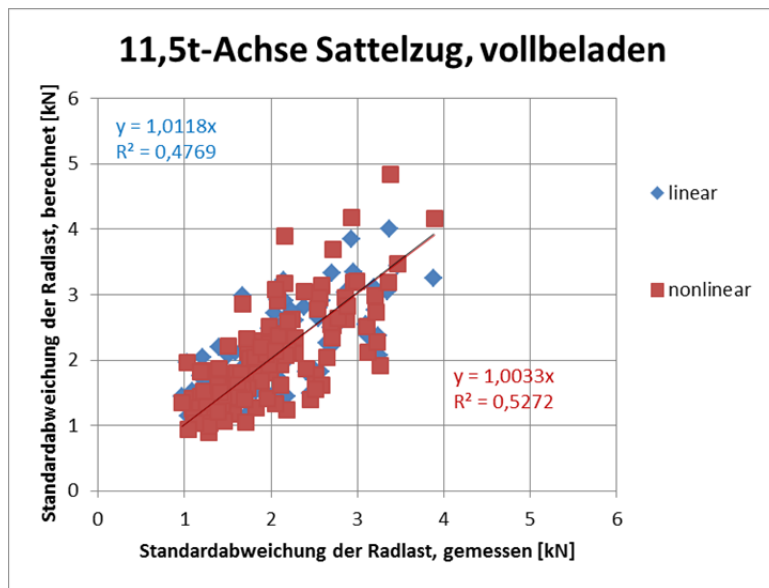


Abbildung 3-17: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, 11,5 t-Antriebsachse.

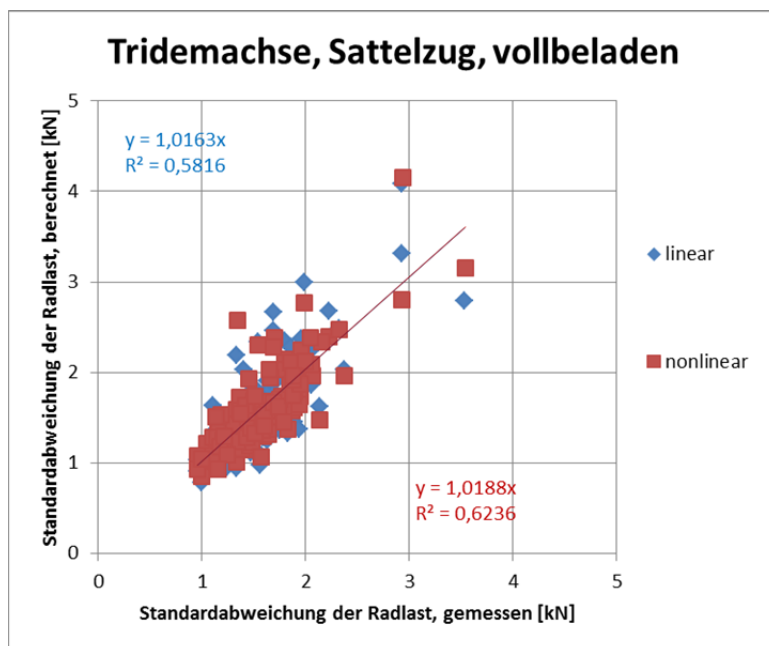


Abbildung 3-18: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, Tridemachse (Mittelwert der 3 Achsen).

Im Falle der (blattgefederten) 7,5 t-Vorderachse der Sattelzugmaschine zeigt sich ein geringeres Bestimmtheitsmaß. Es liegt lediglich bei $R^2=0,40$ für das nicht-lineare Modell, für das lineare bei $R^2=0,37$ (vgl. Abbildung 3-19).

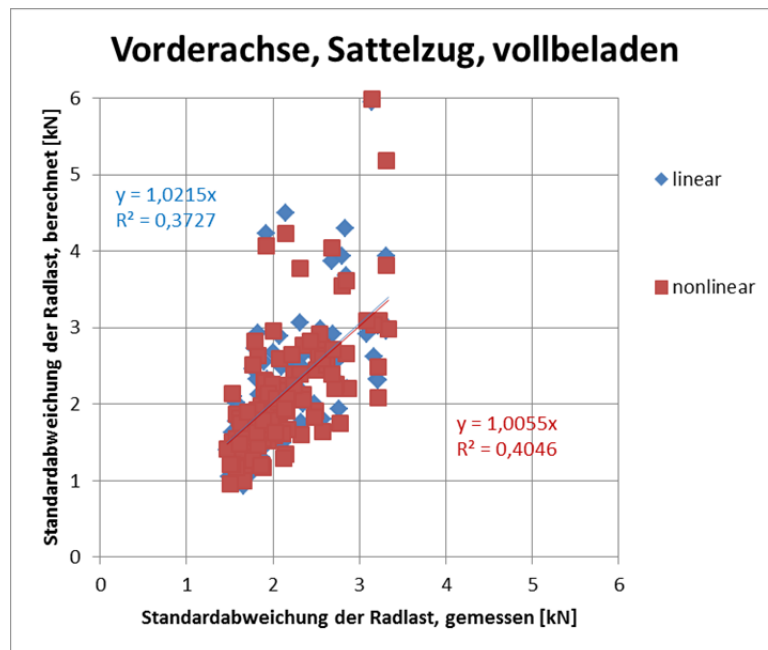


Abbildung 3-19: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten Radlastschwankungen. Fahrgeschwindigkeit 85 km/h, Vorderachse der Zugmaschine.

Die größten Übereinstimmungen wurden für die nichtlinearen Modelle und hier für das Tridem-Aggregat ermittelt. Die Unterschiede zwischen nichtlinearem und linearem Modell sind jedoch nicht maßgebend. Deutlichere Unterschiede gibt es bei dem Achsaggregat-Typ (d.h. Vorderachse, Hinterachse oder Tridem-Aggregat). Dass insgesamt gesehen keine stärkeren Zusammenhänge zwischen Messung und Rechnung zu erzielen waren, mag an einer ungenauen Zuordnung zwischen Radlast- und Längsprofil-Messung liegen (sowohl hinsichtlich des Ortes, als auch hinsichtlich der Spurführung), die jeweils unabhängig voneinander vorgenommen wurden. Außerdem waren die Feder- und Dämpfer-Kennlinien, wie sie direkt am Versuchsfahrzeug zu finden waren, nicht genau bekannt; es musste hierzu auf Daten der Hersteller (Mercedes-Benz und BPW Bergische Achsen) aus dem Jahre 1999/2000 zurückgegriffen werden.

Die weiter unten angeführten Vergleiche wurden auf Basis des in Kapitel 6.1 beschriebenen Teilnetz des ASFINAG-Netzes durchgeführt. Dabei handelt es sich um jene 986 Abschnitte, in denen die höchsten (simulierten) dynamischen Radlasten berechnet wurden, mithin also diejenigen Abschnitte mit den größten Einzelhindernissen. Insofern ist dieses Teilnetz nicht als repräsentativ für das Gesamtnetz zu sehen, sondern beinhaltet die größten Extrema. Entsprechend hoch fallen die berechneten dynamischen Radlasten aus.

Abbildung 3-20 zeigt, dass hinsichtlich der maximalen Radlastschwankungen praktisch kein Unterschied zwischen linearem und nichtlinearem Achsaggregatmodell besteht.

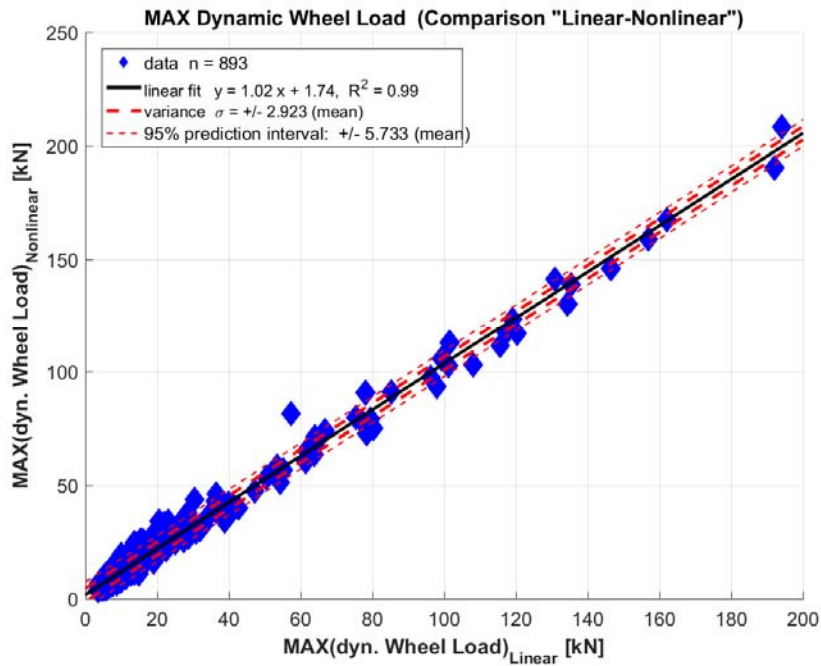


Abbildung 3-20: Vergleich (MAX) zwischen Achsaggregatmodell (linear) und Achsaggregatmodell (nichtlinear), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine.

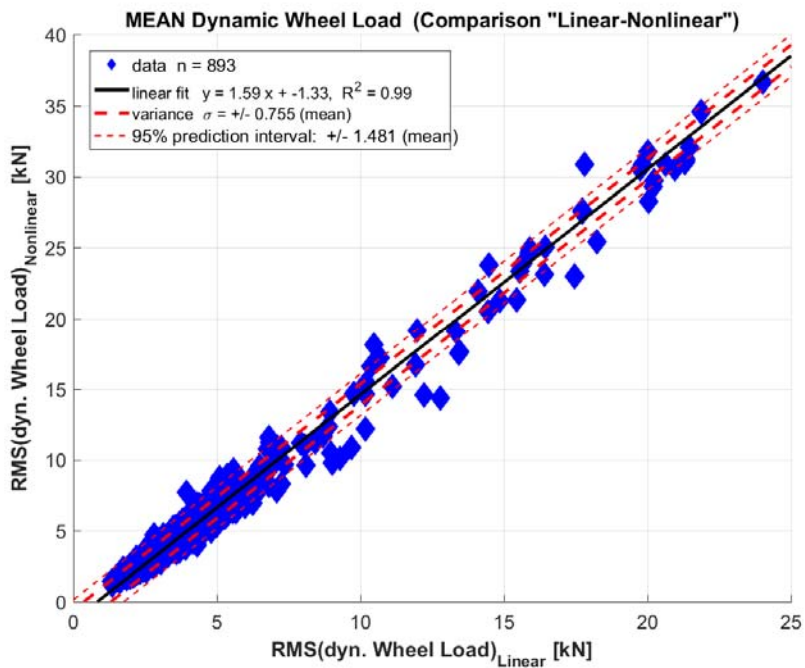


Abbildung 3-21: Vergleich (RMS) zwischen Achsaggregatmodell (linear) und Achsaggregatmodell (nichtlinear), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine.

Abbildung 3-21 macht deutlich, dass die Standardabweichung der dynamischen Radlast – das heißt die Radlastschwankung – beim nicht-linearen Achsaggregatmodell (also dem

Modell, das nicht mit Feder- und Dämpferkonstanten, sondern mit nichtlinearen Feder- und Dämpfer-Kennlinien arbeitet) um ca. 60% höher ausfällt als beim linearen Modell.

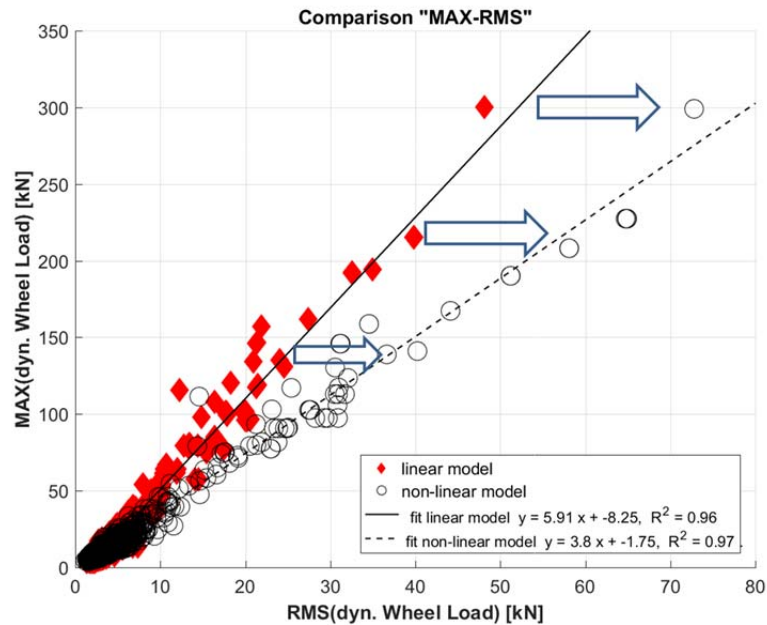


Abbildung 3-22: Zusammenhang von Maximalwert und Standardabweichung der Radlastschwankung für das lineare (rot) und nichtlineare Modell (schwarz), Fahrgeschwindigkeit 80 km/h, Hinterachse der Zugmaschine

An dieser Stelle muss die Frage gestellt werden: Wie kann es sein, dass an den Daten des ASFINAG-Netzes ein so großer Unterschied zwischen den Radlastschwankungen des linearem und des nichtlinearen Modells deutlich wird, wohingegen an den in Abbildung 3-17 beschriebenen Daten der 5,5 km langen Autobahn praktisch kein Unterschied zwischen den Radlastschwankungen des linearen und des nichtlinearen Modells zu beobachten ist?

Da in beiden Fällen die identischen mathematischen Modelle angewandt worden sind, kann der Unterschied nur in den Straßendaten liegen. Bei dem 5,5 km langen Autobahnabschnitt handelt es sich um einen Straßenabschnitt, der – verglichen mit den ASFINAG-Daten – ein sehr viel niedrigeres Unebenheitsniveau aufweist. Der Datensatz aus dem ASFINAG-Netz hingegen repräsentiert die maximal auftretenden Unebenheiten, meist in Form von Einzelereignissen (z.B. Brückenübergänge oder lokale Schäden). Dies wird auch an den durch die Unebenheiten ausgelösten Radlastschwankungen deutlich: bei der Autobahn (siehe Abbildung 3-17) sind es maximal 4 kN (RMS bzw. Standardabweichung), während es bei den Daten aus dem ASFINAG-Netz 40 kN und mehr sind (vergleiche Abbildung 3-21).

Die Beantwortung der Frage ist Abbildung 3-22 zu entnehmen: darin ist für beide Achsagregatmodelle – linear (in rot) und nichtlinear (in schwarz) – der Zusammenhang zwischen Standardabweichung und Maximalwert der Radlastschwankung aufgetragen. Und in der Tat unterscheiden sich lineares und nichtlineares Modell für kleine Radlastschwankungen bis 4 kN praktisch gar nicht voneinander. Erst wenn deutlich höhere Radlastschwankungen ausgelöst werden, unterscheiden sich lineare und nichtlineare Charakteristik deutlich voneinander. Und da ist es praktisch so, dass bei etwa gleichem Maximalwert der Radlastschwankung das nichtlineare Modell eine erkennbar höhere Standardabweichung aufweist als das lineare Modell. Der lineare Zusammenhang $MAX = a \cdot RMS$ verschiebt sich für das nichtlineare Modell hin zu kleineren Steigungen a (in diesem Beispiel von $Max \approx 6 \cdot RMS$ zu $Max \approx 3,8 \cdot RMS$).

An dieser Stelle muss jedoch sehr deutlich gesagt werden, dass die berechneten Radlastschwankungen, die größer als 30 kN (MAX) sind, an der 11,5t-Antriebsachse schon zum Radabheben führen würden ($4 \cdot 30 \text{ kN} = 120 \text{ kN} \approx 12 \text{ Tonnen}$).

3.7 Vergleich 2D- und 3D-Ebenheitsmodell

Da für alle vorangehenden Untersuchungen die Längsprofile in nur einer einzigen Rollspur vorlagen, konnte lediglich der Fall der gleichartigen Anregung in der linken und rechten Spur des Fahrzeugs – also der reinen Hubanregung – betrachtet werden (2D-Ebenheitsmodell).

An dieser Stelle soll darauf eingegangen werden, inwiefern sich die berechneten Radlastschwankungen bei Verwendung eines (räumlichen) 3D-Ebenheitsmodells von denen unterscheiden, die aufgrund der Verwendung des 2D-Ebenheitsmodelles ermittelt worden sind.

3.7.1 Verwendete Daten, Gitterweiten und Lage der Rollspuren für das 3D-Ebenheitsmodell

Aufgrund einer beschränkten Datengrundlage konnte die Untersuchung allerdings nur stichprobenartig anhand von 4 verschiedenen Datensätzen folgender Bezeichnung durchgeführt werden: A02R1, A23, S04L1, und S31R1. Diese Abschnitte wurden von AIT mit einem Profils Scanner über die gesamte Fahrbahnbreite flächig erfasst. Aus der 3D-Punktwolke wurden 3 regelmäßige Raster abgeleitet.

Diese vier Straßenoberflächen lagen jeweils in 3 unterschiedlichen Gitterweiten vor:

- „grob“ : 10cm x 10cm
- „mittel“: 5cm x 5cm
- „fein“: 2cm x 2cm

Die Ermittlung der Radlastschwankungen wurde mit dem 11,5t-Achsaggregatmodell durchgeführt. Dafür wurden 4 parallele Rollspuren (La [Links außen], Li [Links innen], Ri [Rechts innen], Ra [Rechts außen]) benötigt, die gemäß Abbildung 3-23 auf die vorliegenden 3D-Straßenoberflächen zu projizieren und entsprechend aus den 3D-Daten zu extrahieren waren.

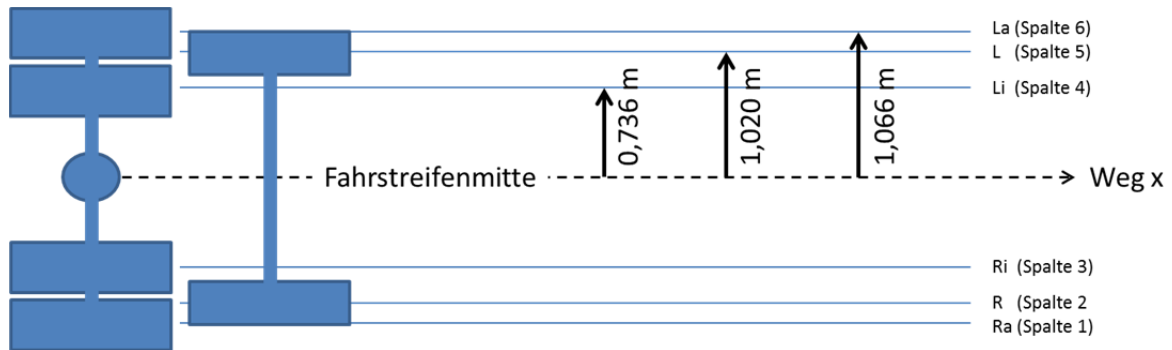


Abbildung 3-23: Lage der Rollspuren des 11,5t-Achsaggregates (La, Li, Ri, Ra) im Vergleich zu einem 7,5t-Einzelachsaggregat (L, R).

Die entsprechenden Längsprofile (inklusive den für die Berechnung nicht benötigten für die Rollspuren L und R) sind in den folgenden 4 Abbildungen in der jeweils oberen Hälfte dargestellt.

3.7.2 Radlastschwankungen für das 3D-Ebenheitsmodell

Die mit dem 11,5 t-Achsaggregatmodell (Daten siehe Abbildung 3-9) berechneten Radlastschwankungen sind in den folgenden 4 Abbildungen abgebildet.

Abbildung 3-24 zeigt das Ergebnis für die Straßenoberfläche A02R1. In der oberen Hälfte sind die Längsprofile, in der unteren Hälfte die Radlastschwankungen der 4 Räder der doppelbereiften Achse zu sehen. Im Mittel beträgt die Standardabweichung auf diesem Straßenabschnitt 1,84 kN (Mittelwert aus den 4 Standardabweichungen der 4 Räder). Maximal wird eine Radlasterhöhung von 6,55 kN erreicht (Maximum der 4 Räder).

Abbildung 3-25 zeigt das Ergebnis für die Straßenoberfläche A23. Bei Position 55 m ist ein Einzelhindernis, an dem die Radlast einen maximalen Wert von 18,22 kN erreicht (Maximum der 4 Räder). Im Mittel beträgt die Standardabweichung auf diesem Straßenabschnitt 2,73 kN.

Abbildung 3-26 zeigt das Ergebnis für die Straßenoberfläche S04L1. Bei Position 75 m wird eine maximale Radlasterhöhung von 11,48 kN, ausgelöst durch eine Mulde in der rechten Rollspur, erreicht. Sie tritt vornehmlich an dem rechten Zwillingrad auf. Die Standardabweichung liegt bei 1,97 kN (Mittelwert aus den 4 Standardabweichungen der 4 Räder).

Abbildung 3-27 schließlich zeigt das Ergebnis für die Straßenoberfläche S31R1. Maximale Radlasterhöhung ist 9,7 kN, ausgelöst durch ein Hindernis in der rechten Spur.

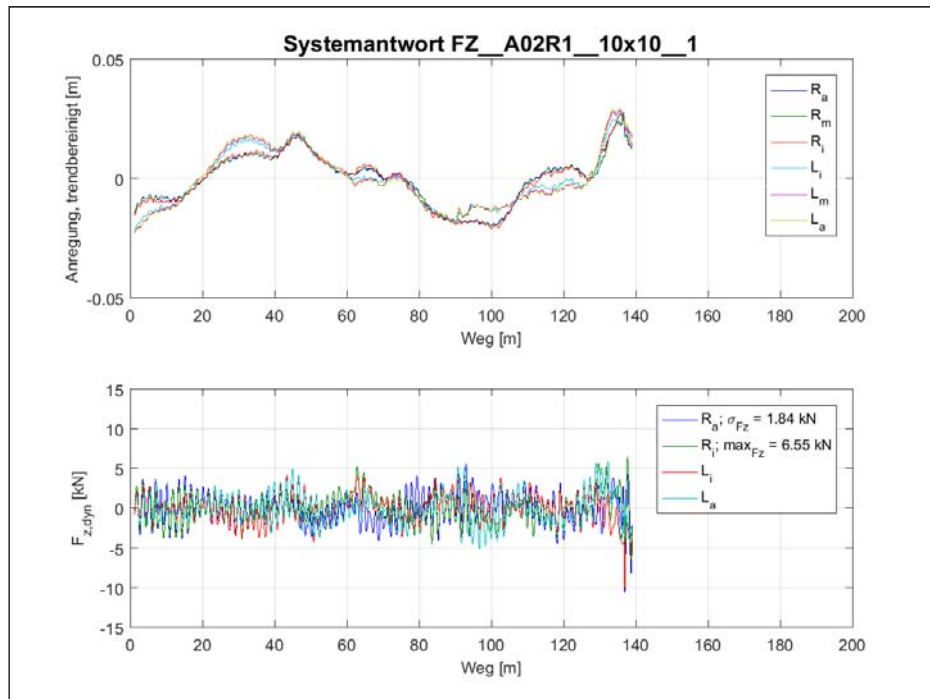


Abbildung 3-24: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche A02R1.

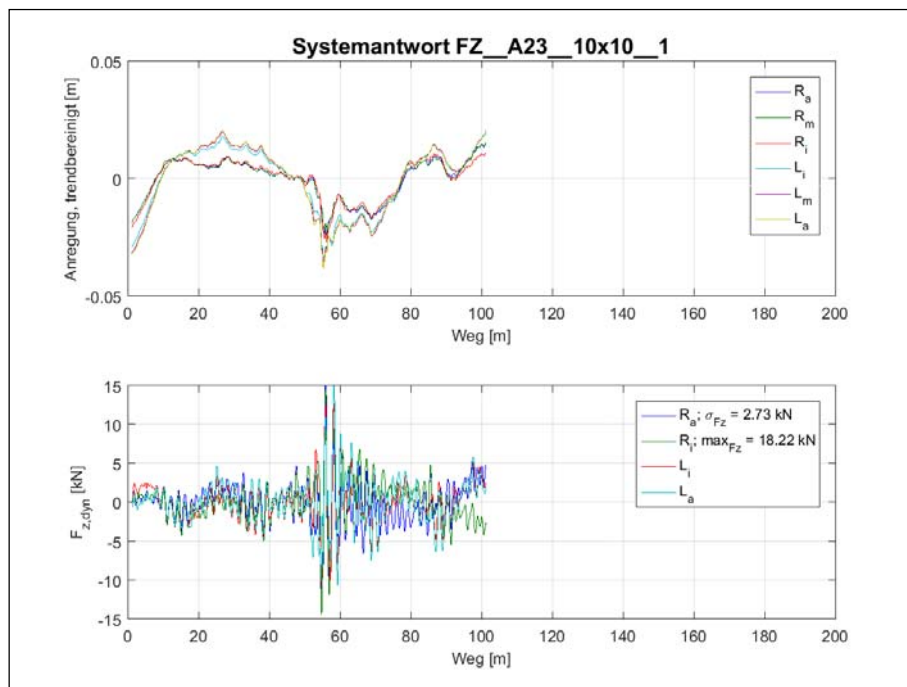


Abbildung 3-25: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche A23.

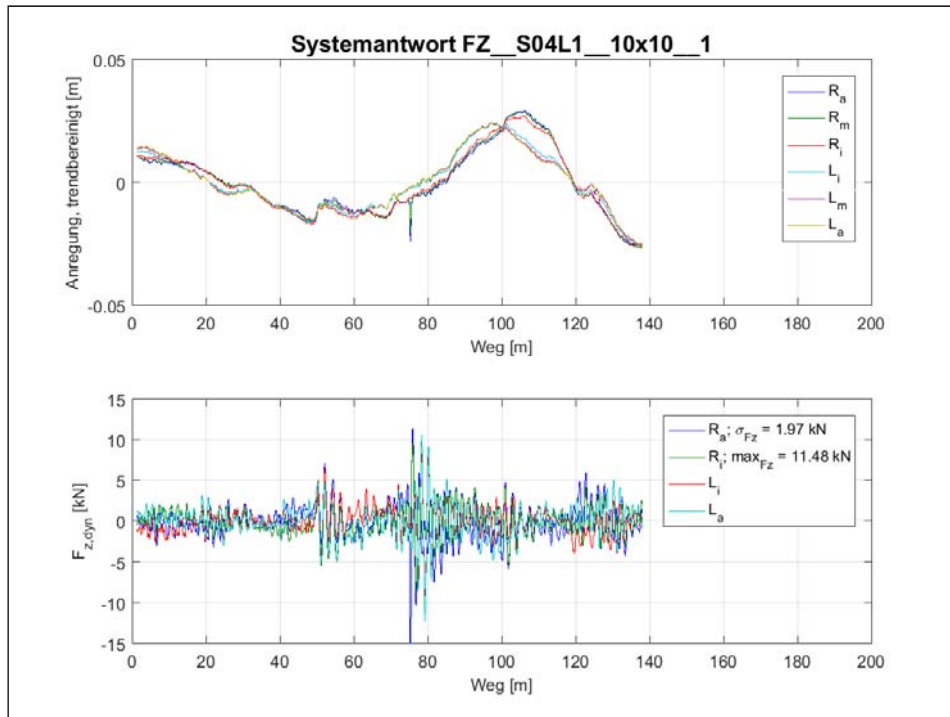


Abbildung 3-26: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche S04L1.

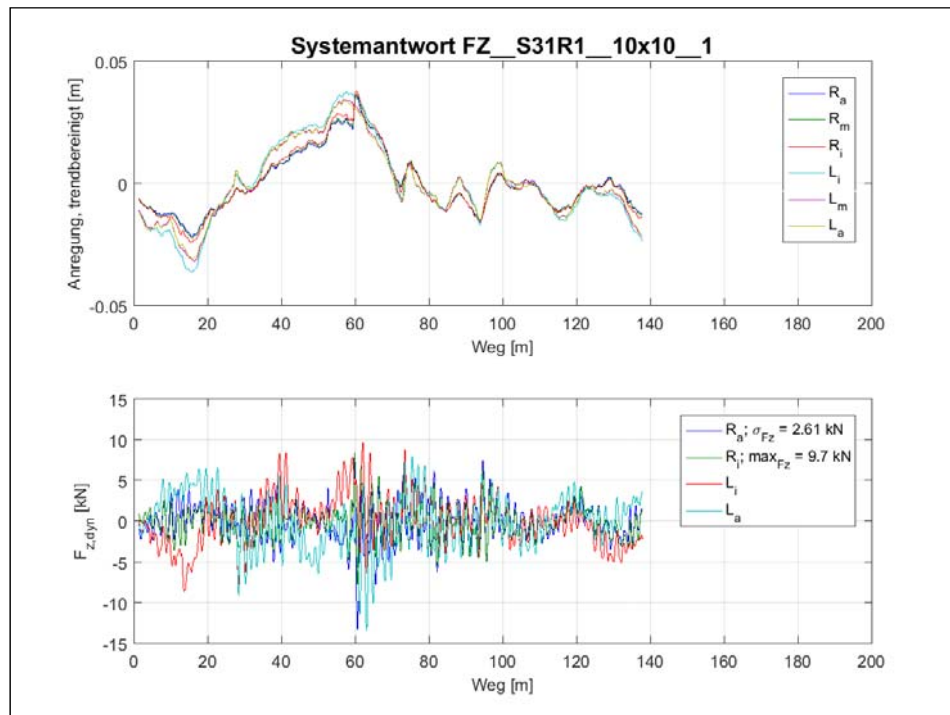


Abbildung 3-27: Längsprofile gemäß Abbildung 3-23 u. Radlastschwankungen für Oberfläche S31R1.

3.7.3 Vergleich mit dem 2D-Ebenheitsmodell

Für den Vergleich mit dem 2D-Ebenheitsmodell wurde angenommen, dass lediglich das Längsprofil in der rechten Rollspur (Ra) vorliegt und alle 4 Räder der Achse mit diesem Längsprofil beaufschlagt werden ($R_i = R_a$; $L_i = R_a$; $L_a = R_a$; d.h. gleichartige Anregung in allen Spuren des Fahrzeugs – also reine Hubanregung). Als Größen für den Vergleich wurden herangezogen:

- σ_{F_z} – Standardabweichung der Radlastschwankung (Mittelwert der 4 Räder)
- $\Delta_{F_z, \max}$ – maximale Radlasterhöhung (Maximum der 4 Räder)
- $\sigma_{F_z} / F_{z, \text{stat}}$ – Standardabweichung, auf statische Radlast bezogen (= Variationskoeffizient)
- $\Delta_{F_z, \max} / F_{z, \text{stat}}$ – maximale Radlasterhöhung, auf statische Radlast bezogen

Abbildung 3-28 zeigt das Ergebnis des Vergleiches für die Standardabweichung der Radlastschwankung. Der linke Graph gilt für die Standardabweichung, der rechte für den Variationskoeffizienten, der die Standardabweichung auf die statische Achslast bezieht. Die Aussage ist in beiden Darstellungen die gleiche, weshalb im Folgenden nur auf den linken Graph eingegangen wird.

Auf der Abszisse ist die Standardabweichung für den 2D-Fall (gleichartige Anregung in allen 4 Spuren – reine Hubanregung) und auf der Ordinate die Standardabweichung für das 3D-Ebenheitsmodell (Hub- und Wankbewegung) dargestellt. Für die 4 Straßenoberflächen ergeben sich 4 Cluster (rot – grün – violett – hellblau), die die 4 Straßenoberflächen repräsentieren und die aus jeweils 3 Punkten bestehen (für die Datensätze mit 2x2, 5x5 und 10x10 cm Gitterweite). Der Einfluss der gewählten Gitterweite auf die Radlastschwankung ist so gering, dass die 4 Cluster sich praktisch auf jeweils einen Punkt reduzieren.

Aus der Gegenüberstellung kann ein enger Zusammenhang zwischen 3D- und 2D- Ebenheitsmodell abgeleitet werden, der für die vier gewählten Straßenabschnitte zu dem Ergebnis kommt, dass bei zusätzlicher Berücksichtigung der Wankbewegung (3D-Ebenheitsmodell) die Radlastschwankungen um 18% höher ausfallen, als wenn man nur reine Hubbewegung (2D-Ebenheitsmodell) ansetzt.

Abbildung 3-29 (links) zeigt das Ergebnis des Vergleiches für die maximale Radlasterhöhung. Der rechte Graph bezieht die maximale Radlasterhöhung auf die statische Radlast. Die Aussage ist in beiden Darstellungen die gleiche, weshalb im Folgenden nur auf den linken Graph eingegangen wird.

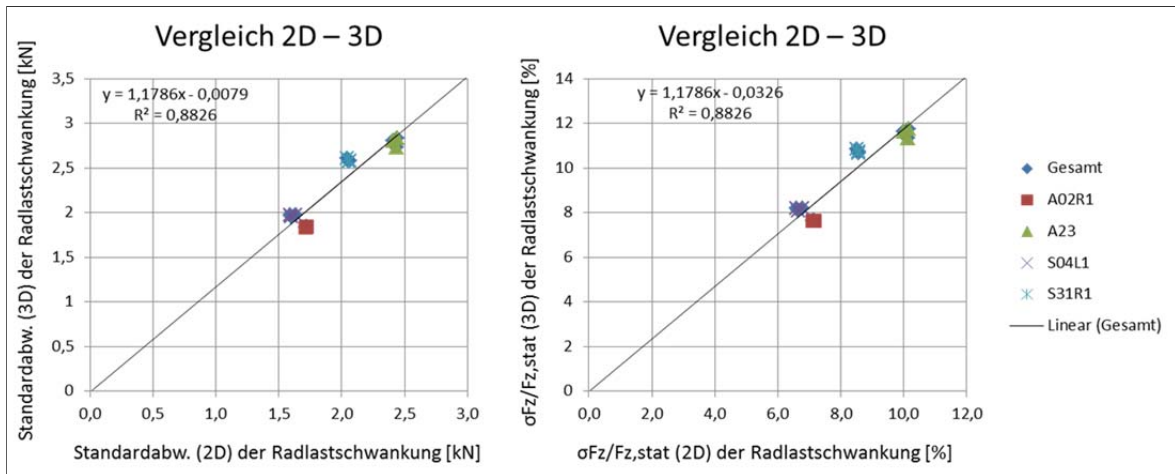


Abbildung 3-28: Standardabweichung der Radlastschwankung – Vergleich 2D mit 3D.

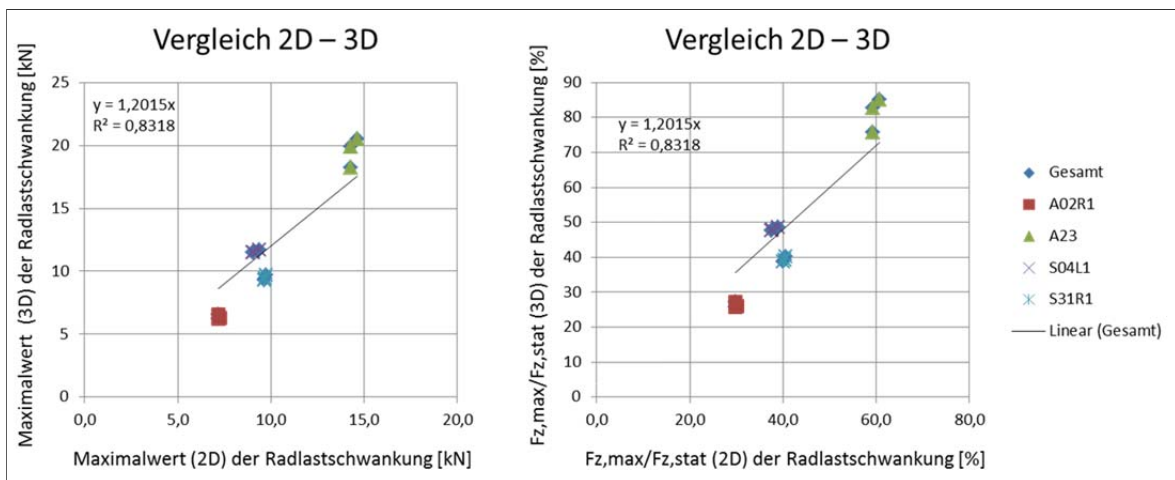


Abbildung 3-29: Maximale Radlasterhöhung – Vergleich 2D mit 3D.

Auf der Abszisse ist die maximale Radlasterhöhung für den 2D-Fall (gleichartige Anregung in allen 4 Spuren – reine Hubanregung) und auf der Ordinate die maximale Radlasterhöhung (Maximum der 4 Räder) für das 3D-Ebenheitsmodell (Hub- und Wankbewegung) dargestellt. Für die 4 Straßenoberflächen ergeben sich 4 Cluster (rot – grün – violett – hellblau), die die 4 Straßenoberflächen repräsentieren und die aus jeweils 3 Punkten bestehen (für die Datensätze mit 2x2, 5x5 und 10x10 cm Gitterweite). Der Einfluss der gewählten Gitterweite auf die Radlastschwankung ist so gering, dass die 4 Cluster sich praktisch auf jeweils einen Punkt reduzieren.

Aus der Gegenüberstellung kann auch hier ein enger Zusammenhang zwischen 3D- und 2D- Ebenheitsmodell abgeleitet werden, der für die 4 gewählten Straßenabschnitte zu dem Ergebnis kommt, dass bei zusätzlicher Berücksichtigung der Wankbewegung (3D-Ebenheitsmodell) die maximale Radlasterhöhung um 20% höher ausfällt, als wenn man nur reine Hubbewegung (2D-Ebenheitsmodell) ansetzt.

3.8 Zusammenfassung Modellbildung der maßgeblichen Fahrzeugtypen des Schwerverkehrs

Für die Simulation von Radlastschwankungen ist ein Satz von Achsaggregat-Modellen aufgebaut worden, die ein räumliches Fahrzeug-Teilsystem darstellen. Sie bestehen aus Achsen, anteiligem Fahrzeug-Aufbau und Achsaufhängungen, die durch Federn, Dämpfer und Stabilisatoren abgebildet werden. Die Radmassen werden der jeweiligen Achse zugeschlagen, die Reifen durch ein Feder-Dämpfer-System mit Punktkontakt zur Straßenoberfläche beschrieben. Die Filterwirkung der Abplattung des Reifens im Reifenlatsch wird durch einen Filter realisiert, der direkt auf das Straßenlängsprofil angewendet wird, bevor dieses Eingang in die Achsaggregat-Modelle findet.

Die Modelle können mit konstanten Feder- und Dämpfer-Kennwerten als auch mit nichtlinearen Feder- und Dämpfer-Kennlinien gerechnet werden. Im Falle der linearen Modelle wird mit Übertragungsfunktionen im Frequenzbereich gerechnet, im Falle der nichtlinearen im Zeitschrittverfahren nach Runge-Kutta im Weg- bzw. Zeitbereich. Die Modellparameter und nicht-linearen Kennlinien repräsentieren aktuelle Kenngrößen und bilden die schwingungstechnischen Eigenschaften moderner Nutzfahrzeuge hinsichtlich ihrer Radlastdynamik ab.

Folgende Achsaggregate-Modelle sind erstellt worden:

- Einzelachsaggregat mit Einzelbereifung
- Einzelachsaggregat mit Zwillingsbereifung
- Waagebalken-Doppelachsaggregat mit Zwillingsbereifung
- Doppelachsaggregat mit Nachlaufachse
- Tandem-Achsaggregat mit Einzelbereifung
- Tridem-Achsaggregat mit Einzelbereifung

Eine Plausibilitätskontrolle ergab eine sehr gute Übereinstimmung zwischen der gerechneten und der gemessenen Radlastschwankung im Falle der Überfahrt über ein Einzelhindernis (vgl. [15]).

Die Modelle konnten mithilfe von gemessenen Längsprofil- und Achslastdaten auf einer 5,5 km langen Autobahn schlechter Ebenheit validiert werden. Dazu wurden die Achslastdaten eines vollbeladenen 5-achsigen 40 t-Sattelzuges herangezogen. Kriterium für den Vergleich war die Standardabweichung der Radlastschwankung. Mit den (linearen!) Achsaggregat-Modellen konnten die gleichen Standardabweichungen erzielt werden wie sie sich aus den Messungen ergaben (vgl. auch Abbildung 4-6). Allerdings fielen die gerechneten Maximalwerte der Radlastschwankung um etwa ein Drittel niedriger aus als die gemessenen (Faktor 0,63, vgl. auch Abbildung 4-7). Im direkten Vergleich des linearen mit dem nicht-linearen Achsaggregat-Modell kann im Falle der 11,5 t-Achse festgestellt werden, dass die Maximalwerte der Radlastschwankung gleich groß, die Standardabweichung

chungen des nichtlinearen Modells aber um 60% höher (Faktor 1,59, vgl. Abbildung 3-21) ausfallen als die des linearen. Deutliche Unterschiede treten allerdings erst bei sehr hohen Radlasten auf, weshalb die Verwendung von linearen Modellen gerechtfertigt erscheint.

Die Ergebnisse der Untersuchungen beruhen auf einem Modell, das nur die Hubbewegung berücksichtigt. Stichprobenartige Vergleiche zwischen 2D- und echtem 3D-Ebenheitsmodell haben ergeben, dass bei zusätzlicher Berücksichtigung der Wankbewegungen die Radlastschwankungen um etwa 20 % höher ausfallen als bei Annahme reiner Hubbewegung.

4 BERECHNUNG DER DYNAMISCHEN RADLASTEN UND DES BEWERTETEN LÄNGSPROFILS AM A+S-NETZ

Dieses Kapitel beschreibt zum einen die Berechnung der dynamischen Radlasten an Hand der im vorangegangenen Kapitel beschriebenen Fahrzeugmodelle und zum anderen wird der Zusammenhang zwischen dynamischen Radlasten und dem Bewerteten Längsprofil (WLP) untersucht, also der Schluss „WLP auf dynamische Radlast“. Ein Exkurs zum WLP ist am Ende des Kapitels zu finden.

4.1 Datengrundlage und -Aufbereitung

Die Fahrbahnprofile (das sogenannte „wahre Höhenprofil“), welche in einer longitudinalen Auflösung von 10 cm vorliegen, entstammen einer Messkampagne, welche im Jahr 2014 das gesamte ASFINAG Netz abdeckte. Es wurde gemäß RVS 11.06.68 [17] die rechte Radspur des rechten Fahrstreifens erhoben. Der rechte Fahrstreifen ist der von LKW am meisten befahrene, hier sind auch die größten Auswirkungen durch den LKW-Verkehr auf die Lebensdauer zu erwarten. Insgesamt wurden 4259 km Richtungsfahrbahn erhoben.

Die Daten wurden entsprechend [18] für die durchgeführte Längsebenenbewertung aufbereitet und sind damit Bandpass-gefiltert mit Grenzwellenlängen von 0,5 bis 50 m. Der Reifenlatsch wird im Rahmen der Simulation über einen Butterworth-Tiefpassfilter berücksichtigt.

Um unrealistische dynamische Radlasten in Folge extremer Profilvariationen, wie sie beispielsweise bei Fahrbahnübergangskonstruktionen auftreten können, auszuschließen, wird das Profil zusätzlich geglättet. Konkret werden Segmente, welche in einem Fenster von 90 cm Länge eine Höhendifferenz von über 3 cm aufweisen durch linear interpolierte Abschnitte ersetzt. Sprünge größer 3 cm sind für den Streckendienst augenfällig und würden rasch behoben. Die Fensterlänge von 90 cm orientiert sich an den Dimensionen von Übergangskonstruktionen. Grund für diese Sprünge könnten vereinzelt Messfehler sein. Abbildung 4-1 zeigt den beschriebenen Korrekturvorgang an einem Beispiel.

Die derart präparierten Profile stellen die Eingangsgröße für alle Radlastsimulationen dar.

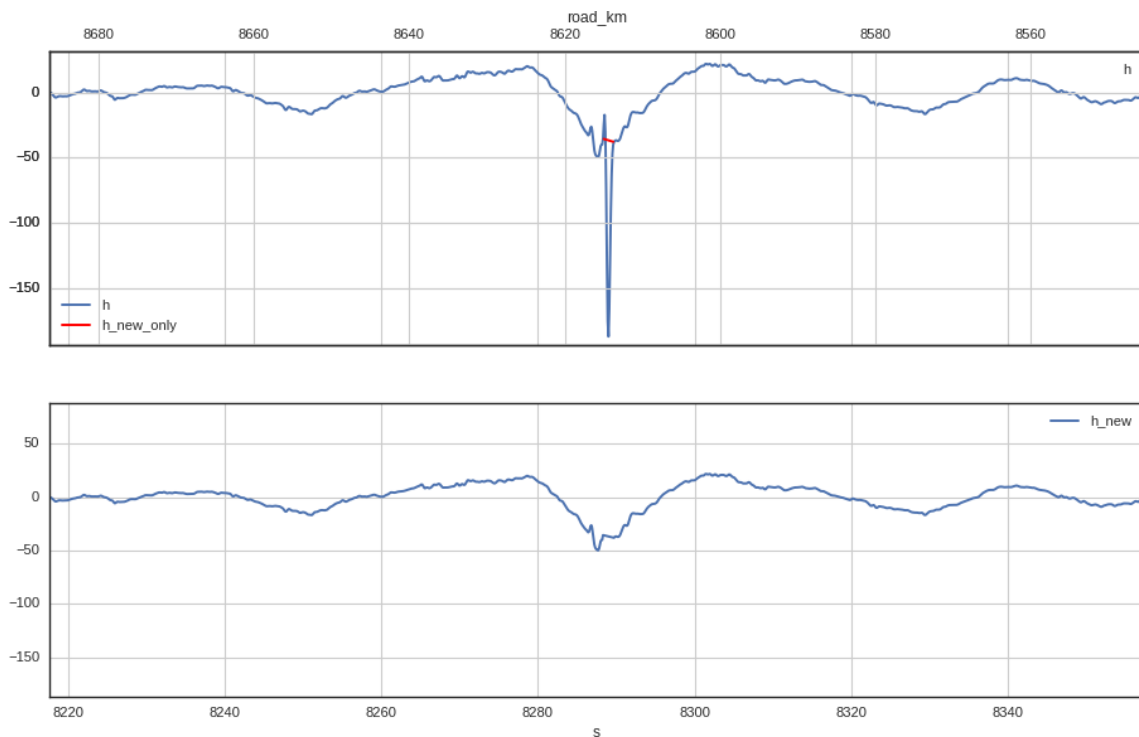


Abbildung 4-1: Korrektur des Profils mittels gleitendem Fenster. Lineare Interpolation in rot.

Wie in der Übersicht in Abbildung 1-1 gezeigt, wurde ein direkter Zusammenhang zwischen Längsunebenheiten und Schädigung hergestellt. Die Charakterisierung der Längsunebenheiten erfolgt dabei mittels des für diese Zwecke besonders geeigneten, so genannten Bewerteten Längsprofils, kurz WLP (vgl. Kapitel 4.5 sowie [19]). Dementsprechend wurde netzweit das WLP berechnet, um in weiterer Folge den Schluss „WLP auf dynamische Radlast“ zu ermöglichen.

Um im Rahmen der Schädigungsberechnung zwischen Asphalt und Beton differenzieren zu können, wird zu jedem Profilpunkt der jeweilige Deckentyp hinterlegt. Die dazu notwendigen Informationen wurden von der ASFINAG zur Verfügung gestellt.

4.2 Simulationen zur Bestimmung der dynamischen Radlasten

Die in Kapitel 3.3 beschriebenen Achsaggregate, welche im Folgenden kurz Modelle genannt werden, sind wie bereits erwähnt als LTI-Systeme abgebildet. Das Eingangssignal für die Simulation im Zeitbereich ergibt sich aus dem Profil, welches mit einer konstanten Geschwindigkeit von 80 km/h befahren wird. Um die am ASFINAG-Netz auftretenden Radlasten zu untersuchen, wurden für alle Aggregat-Typen mit ihren jeweiligen statischen Radlasten entsprechende Simulationen durchgeführt. Mit dem Profil als Input liefern die Modelle dynamische Radlasten für jede Einzelachse. In Summe stehen damit für alle Ag-

gregat-Variationen dynamische (sowie statische) Radlasten für das gesamte gegebene Streckensystem zur Verfügung.

Um einen Zusammenhang zwischen Längsunebenheiten und Radlast-induzierten Schädigungen herzustellen, wurden die Radlasten weiter untersucht und aufbereitet, was den Inhalt von Kapitel 4.3 darstellt.

4.3 Analyse und Aggregation der Radlasten

Das Ergebnis der Simulationen sind dynamische Radlasten für jeden Punkt des Längsprofils, wobei die Frage zu klären ist, wie ein Zusammenhang zu lokalen Unebenheiten im Profil hergestellt werden kann. Wie eingangs erwähnt, spielt bei diesen Überlegungen das WLP eine wichtige Rolle. Um „WLP auf dynamische Radlast“ zu etablieren, ist zu bedenken, dass das WLP für gewöhnlich in aggregierter Form, konkret als Δ_{WLP} (gesprochen Delta WLP) und σ_{WLP} (gesprochen Sigma WLP) zur Anwendung kommt. Für diese beiden Kennwerte kann – analog zum derzeit in Österreich gebräuchlichen Kennwert International Roughness Index (IRI) – ein Bewertungshintergrund abgeleitet werden und diese beiden Kennwerte erlauben eine Netzbeurteilung hinsichtlich der Ebenheit, was für das bewertete Profil selbst, das in einem Zwischenschritt erstellt wird, nicht möglich ist.

Für Δ_{WLP} und σ_{WLP} wurde analog der anderen in Österreich für die Charakterisierung der Fahrbahnoberfläche gängigen Indikatoren (Griffigkeit, Spurrinnentiefe, IRI) eine Abschnittslänge von 50 m gewählt. Dementsprechend ist auch die dynamische Radlast auf eben diesen Abschnitten zusammenzufassen.

Im Fall von Δ_{WLP} bietet sich als Pendant das Maximum der Radlasterhöhungen an. Ein Maximum in der dynamischen Radlast ist im Allgemeinen durch lokale Profilvariationen (Unstetigkeiten wie Fahrbahnübergangskonstruktionen, Tagesanschlüsse, etc.) verursacht und diese können erfolgreich durch entsprechende Sprungweiten im WLP, und damit auch im Δ_{WLP} , identifiziert werden.

In σ_{WLP} geht der zu Grunde liegende Abschnitt in seiner Gesamtheit ein. Als abgeleiteter Radlast-Parameter wird daher die Variation der Radlast in Form Standardabweichung herangezogen.

Nachdem sowohl WLP als auch die dynamische Radlast abschnittsweise zu Einzahlangaben zusammengefasst sind, ist die Datengrundlage geschaffen um einen Zusammenhang zwischen diesen Größen herzustellen.

Abbildung 4-2 zeigt das progressive Ansteigen der Radlasten mit zunehmendem Δ_{WLP} .

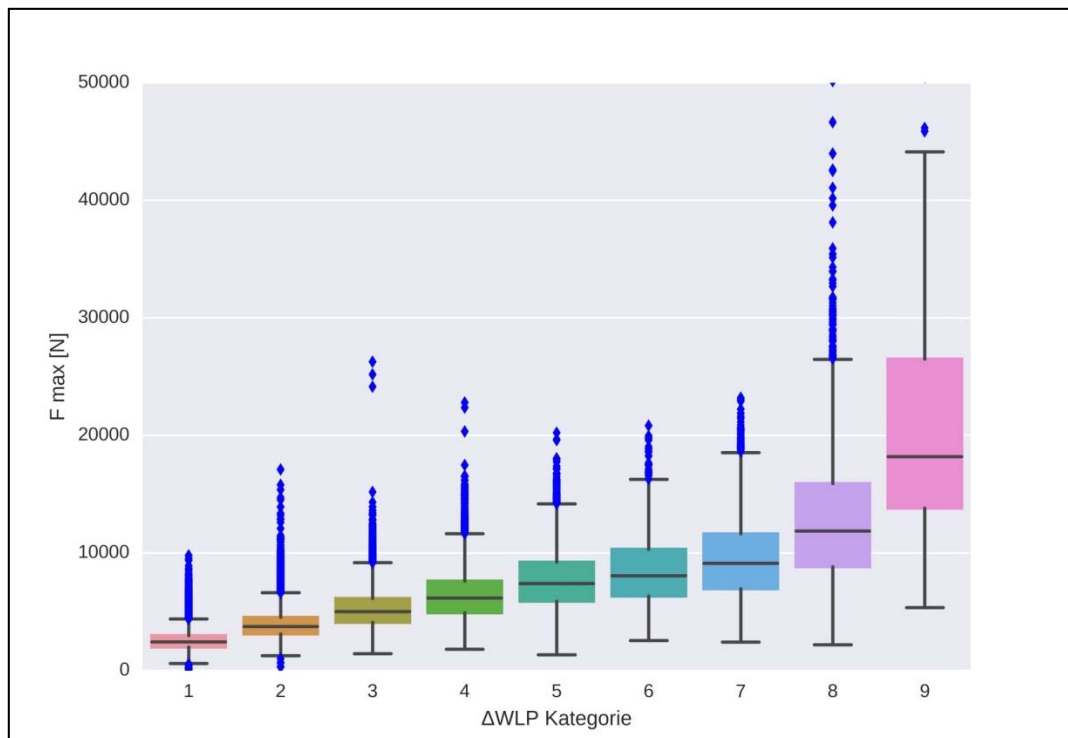


Abbildung 4-2: Zusammenhang zwischen maximaler Radlast eines Abschnitts und zugehörigem Δ_{WLP} (aufgeteilt in 9 Kategorien).

Es sei erwähnt, dass die dynamische Radlast im Wesentlichen symmetrisch um Null variiert und keiner Normalverteilung gehorcht, weil insbesondere extreme Radlasten im Vergleich zu einer Normalverteilung häufiger auftreten.

Bei der Interpretation der Radlasten ist zu beachten, dass in Einzelfällen trotz sorgsamer Profil-Filterung physikalisch unplausible Werte auftreten können und damit Lasten entstehen, die in der Realität nicht auftreten und beispielsweise zu einem Abheben des Fahrzeugs führen würden. Derartige Ergebnisse liegen jenseits des Gültigkeitsbereichs des Modells und sind zu verwerfen.

Die Berechnung von Maxima auf Abschnitten erinnert an die Block-Maximum-Methode sowie abgeleitete Extremwertverteilungen aus der Statistik, wo die Untersuchung von Extremereignissen im Vordergrund steht. Entsprechende Ansätze wurden im Projekt entwickelt, dann jedoch zu Gunsten eines einfacheren, direkten Zusammenhangs „WLP auf dynamische Radlast“ verworfen.

Die weitere Aufbereitung der Eingangsdaten für die Oberbausimulationen umfasst eine Diskretisierung der WLP-Parameter zu Kategorien und eine entsprechende Aggregation der zugehörigen Radlasten.

Um die Größenordnungen darzulegen, zeigt unten das Histogramm der kumulierten relativen Häufigkeiten von σ_{WLP} und Δ_{WLP}

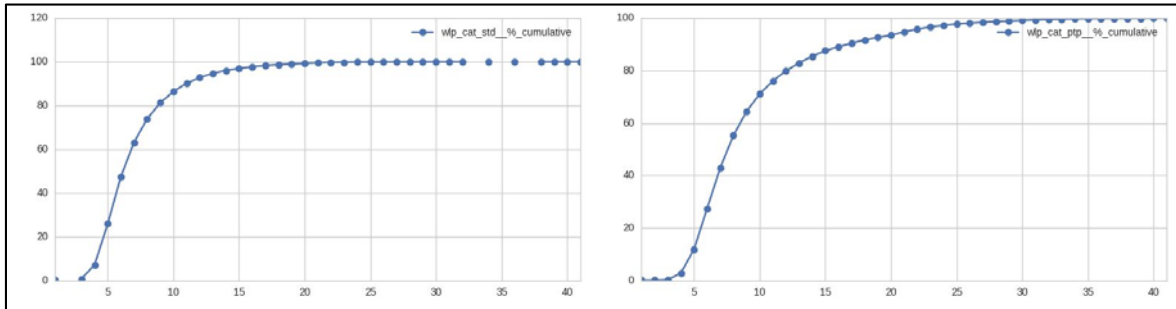


Abbildung 4-3: Relative kumulierte Häufigkeiten von σ_{WLP} und Δ_{WLP} am ASFINAG-Netz.

Die Klasseneinteilung, die man sich als Histogramm vorstellen kann, geschah unter folgenden Gesichtspunkten:

- Ausreichend feiner Diskretisierungsgrad in Wertebereichen wo viele Daten vorliegen.
- Ausreichend feiner Diskretisierungsgrad in Wertebereichen, die für die Schädigungsberechnung relevant sind.
- Ausreichend grober Diskretisierungsgrad um den Rechenaufwand zu beschränken und belastbare Besetzungszahlen zu gewährleisten.

Da der erste Punkt eine eher niedrige und der zweite Punkt eine eher höhere Klassenanzahl nahelegt, ist eine sinnvolle Unterteilung a priori nicht offensichtlich. Die Klasseneinteilung erfolgte daher iterativ.

Die dynamischen Radlastmaxima je Klasse wurden mittels Median aggregiert. Der Median wurde auf Grund seiner Robustheit gegen Ausreißer dem Mittelwert vorgezogen. Andere Quantile sind theoretisch möglich, nachdem als Basis jedoch abschnittsweise Maxima eingehen, erscheint diese Art von Mittelung sinnvoll.

Das für die Schädigungsberechnung aufbereitete Ergebnis der Radlastsimulationen ist exemplarisch in Tabelle 2-1 dargestellt. Jede Zeile entspricht einer Achsaggregat-Konfiguration, WLP-Klasse und Deckentyp (Asphalt oder Beton).

Abschließend sei erwähnt, dass kumulative Lasteffekte im Rahmen der Oberbausimulation berücksichtigt werden.

Tabelle 4-1: Exemplarisches Ergebnis der Radlastberechnung für zwei Achsaggregattypen (Einzelachse, Tridemachse) auf Asphalt und Beton, sortiert nach aufsteigenden Δ_{WLP} -Kategorien. Der Median der Radlasten (Spalte Q50(F_max)) ist die Eingangsgröße der Schädigungsberechnung.

	pavement	parameter_set_name	wlp_cat_ptp	Q50(F_max)	Q50(F_std)	Achstyp	FS1_stat	FS2_stat	FS3_stat
0	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	1	2323	793	Einzel	6057		
1	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	2	3758	1147	Einzel	6057		
2	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	3	5483	1466	Einzel	6057		
3	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	4	7138	1750	Einzel	6057		
4	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	5	9005	2118	Einzel	6057		
5	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	6	9631	2272	Einzel	6057		
6	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	7	11177	2499	Einzel	6057		
7	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	8	15576	3091	Einzel	6057		
8	Asphalt	AXLE_AGGREGATE_1_1	9	26470	4518	Einzel	6057		
1630	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	2	3637	1304	Tridem	51717	50212	49700
1631	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	3	4745	1621	Tridem	51717	50212	49700
1632	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	4	5878	1841	Tridem	51717	50212	49700
1633	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	5	7035	2146	Tridem	51717	50212	49700
1634	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	6	8085	2419	Tridem	51717	50212	49700
1635	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	7	9239	2472	Tridem	51717	50212	49700
1636	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	8	11387	3108	Tridem	51717	50212	49700
1637	Beton	AXLE_AGGREGATE_3_9	9	17937	3902	Tridem	51717	50212	49700

4.3.1 Zusammenhang zwischen Radlastschwankung und dem Bewerteten Längsprofil (WLP)

Abbildung 4-4 zeigt den Zusammenhang zwischen der Standardabweichung des Bewerteten Längsprofils, σ_{WLP} , und den berechneten Radlastschwankungen des ebenen Sattelzugmodells des AIT. Bei den Radlastschwankungen handelt es sich genauer gesagt um die Standardabweichung der Radlastschwankung der 11,5t-Achse der Zugmaschine, berechnet für eine Fahrgeschwindigkeit von 80 km/h. Datengrundlage bilden wieder die im Kapiteln 4.1 beschriebenen Längsprofile aus dem ASFINAG-Netz.

Das WLP wurde für verschiedene Auswertelängen berechnet: 6 m, 10 m, 20 m und 50 m. Die Standardabweichung des WLP, σ_{WLP} , sowie die Standardabweichung der Radlastschwankungen beziehen sich jeweils auf dieselben Auswerteabschnitte mit denselben Auswertelängen, also ebenfalls 6 m, 10 m, 20 m und 50 m. Als Ergebnis der Untersuchung kann festgehalten werden, dass es – praktisch unabhängig von der Auswertelänge – einen sehr engen Zusammenhang zwischen den Radlastschwankungen und σ_{WLP} gibt ($R^2 = 0,91$ bis $0,92$ für Auswertelängen ≥ 10 m).

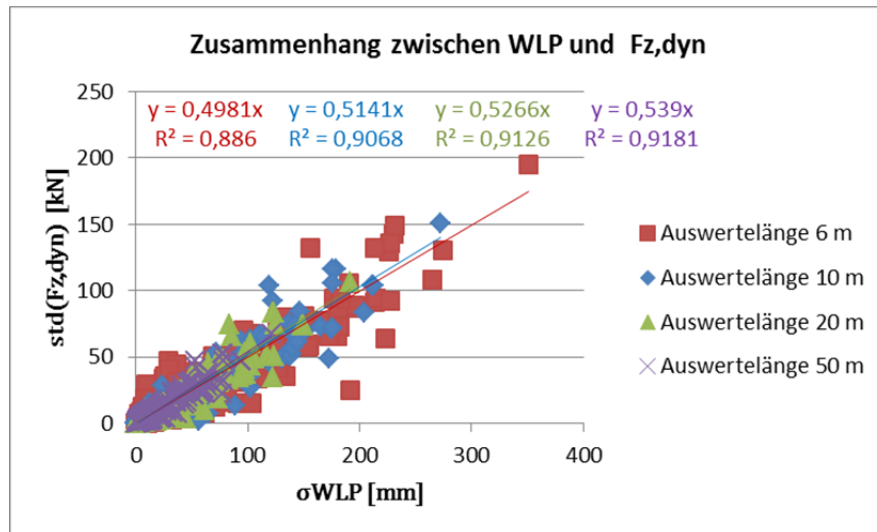


Abbildung 4-4: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (σ_{WLP}) und Radlastschwankung für das ebene Sattelzugmodell- 11,5 t-Achse – Standardabweichungen.

In Abbildung 4-5 ist derselbe Zusammenhang für die Maximalwerte des WLP in Form der Spannweite Δ_{WLP} und die Maximalwerte der Radlastschwankung dargestellt. Auch hier ergibt sich ein enger Zusammenhang (Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,81$ bis $0,84$ für Auswertelängen ≥ 10 m), der praktisch unabhängig von der Auswertelänge ist. Für eine Auswertelänge von 50 m lautet der Zusammenhang:

- $\text{std}(F_z) \text{ [kN]} = 0,54 \cdot \sigma_{WLP} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,92$
- $\text{max}(F_z) \text{ [kN]} = 0,2 \cdot \Delta_{WLP} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,84$

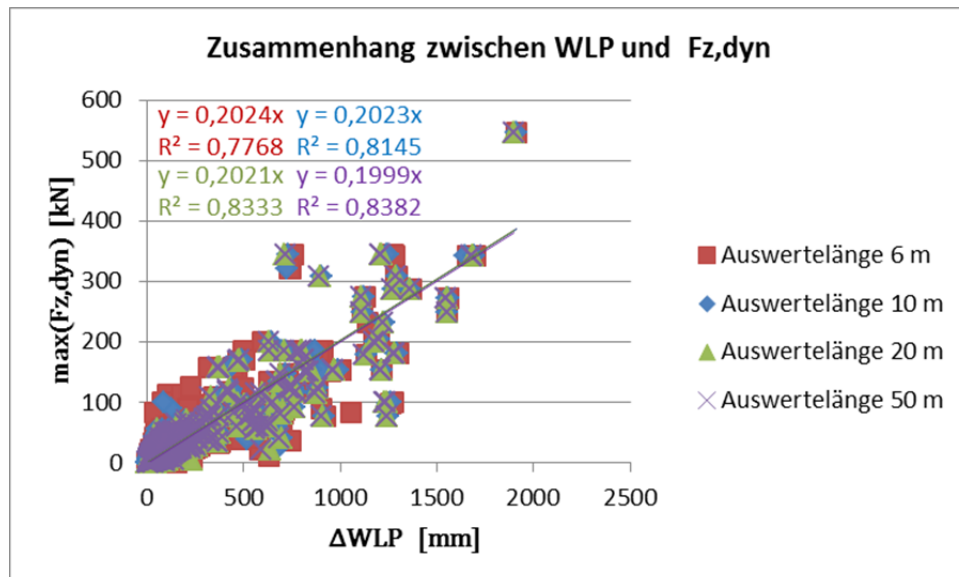


Abbildung 4-5: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (Δ_{WLP}) und Radlastschwankung für das nichtlineare Achsaggregatmodell - 11,5 t-Achse – Maximalwerte.

Abbildung 4-6 zeigt den Zusammenhang zwischen der Standardabweichung des Bewerteten Längsprofils, σ_{WLP} , und den gemessenen Radlastschwankungen an der 11,5 t-Antriebsachse eines 5-achsigen Sattelzuges (rote Punktwolke). Der 40 t-Sattelzug war voll beladen und bewegte sich mit 85 km/h über die 5,5 km lange Messstrecke (BAB 540). Die Ebenheits- und Radlastdaten stammen aus [16]. Basis des Vergleiches sind Standardabweichungen und Maximalwerte bezogen auf Abschnittslängen von 50 Metern. Wie man erkennen kann, ergibt sich mit einem Bestimmtheitsmaß $R^2 = 0,62$ ein sehr guter Zusammenhang zwischen der Standardabweichung des WLP, σ_{WLP} , und den realen Radlastschwankungen einer beladenen 11,5 t-Achse. Der Zusammenhang ist sogar besser als zu den berechneten Radlastschwankungen, ermittelt mit dem linearen Achsaggregatmodell der 11,5 t-Achse ($R^2 = 0,59$, blaue Punktwolke). Für die gemessenen als auch für die gerechneten Radlastschwankungen ergibt sich in guter Näherung der gleiche Zusammenhang:

$$\text{std}(F_z) [\text{kN}] \approx 0,34 \cdot \sigma_{WLP} [\text{mm}].$$

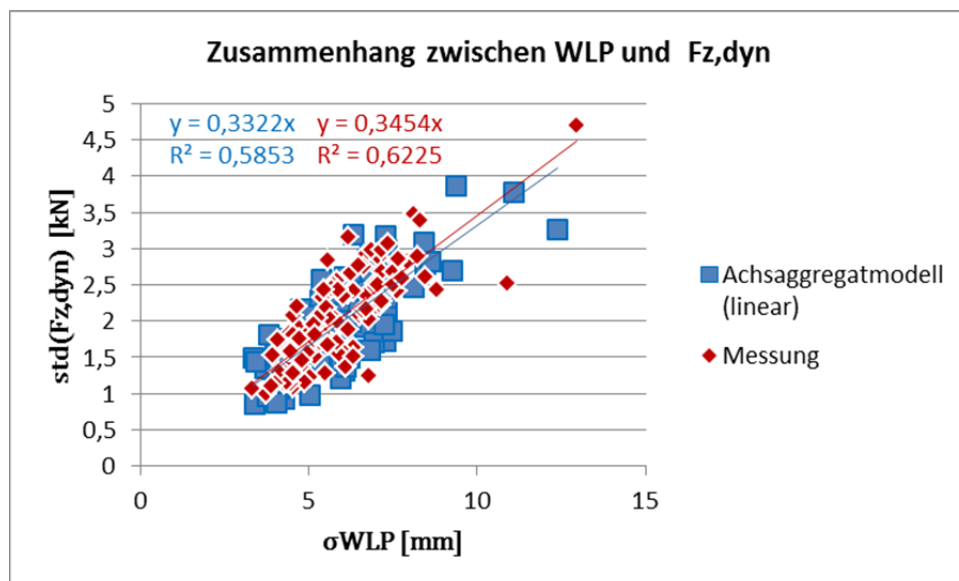


Abbildung 4-6: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (σ_{WLP}) und gemessener Radlastschwankung an der 11,5t-Antriebsachse – Standardabweichungen.

Abbildung 4-7 schließlich zeigt den Zusammenhang zwischen der Spannweite des Bewerteten Längsprofils, Δ_{WLP} , und den Maximalwerten der gemessenen Radlastschwankungen an der 11,5 t-Antriebsachse eines 5-achsigen Sattelzuges (rote Punktwolke). Der Zusammenhang fällt naturgemäß (da das Einzelereignis im 50 m-Abschnitt betrachtet wird) schlechter aus als bei der Betrachtung der Standardabweichung ($R^2 = 0,33$). Der Zusammenhang kann angegeben werden mit

$$\max(F_z) [\text{kN}] \approx 0,17 \cdot \Delta_{WLP} [\text{mm}].$$

Der Zusammenhang mit den gerechneten Radlastschwankungen (lineares Achsaggregat-Modell) ergibt nur ein Bestimmtheitsmaß von 0,2. Die gerechneten Maxima der Radlastschwankung fallen zudem um etwa ein Drittel niedriger aus als die gemessenen.

Die Zusammenhänge des WLP zu gemessenen Radlastschwankungen ergeben sich zu:

- $\text{std}(F_z) \text{ [kN]} = 0,34 \cdot \sigma_{\text{WLP}} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,62$
- $\text{max}(F_z) \text{ [kN]} = 0,17 \cdot \Delta\text{WLP} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,33$

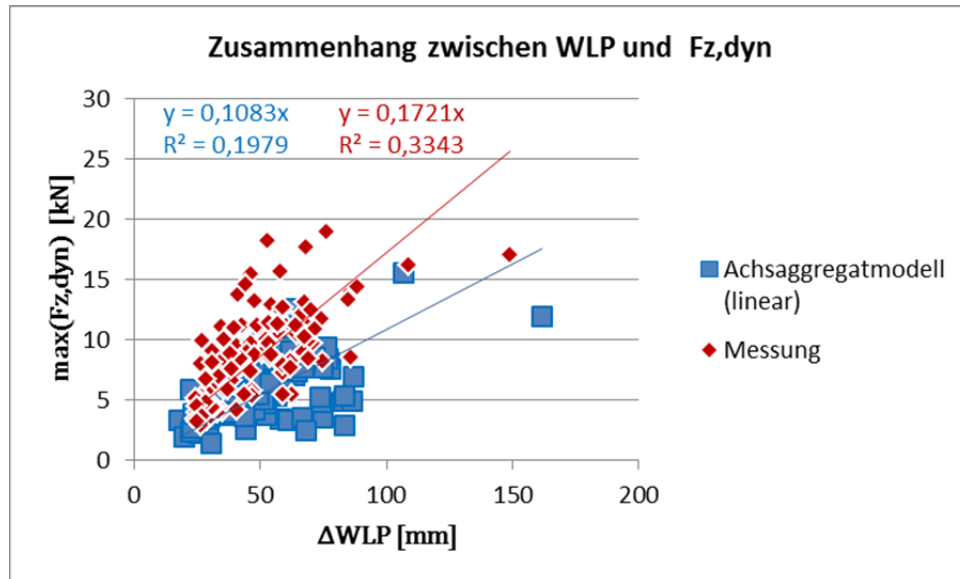


Abbildung 4-7: Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (WLP) und gemessener Radlastschwankung an der 11,5 t-Antriebsachse – Maximalwerte.

Im Vergleich der Graphen in Abbildung 4-4 und Abbildung 4-6 sowie der Graphen in Abbildung 4-5 und Abbildung 4-7 fällt auf, dass das lineare Achsaggregat-Modell eine schlechtere Korrelation zum WLP aufzuweisen scheint, als das lineare, ebene Sattelzugmodell des AIT. Das ist zunächst verwunderlich, weil beide Modelle eine ganz enge Korrelation zueinander aufweisen ($R^2 = 0,99$). Der Grund mag in der unterschiedlichen Datengrundlage liegen; Abbildung 4-4 und Abbildung 4-5 basieren auf Längsprofilmessungen im ASFINAG-Netz (als Grundlage für die Berechnung von WLP und Radlastschwankung), während Abbildung 4-6 und Abbildung 4-7 auf 3D-Oberflächendaten (Grundlage für das WLP) und Beschleunigungsmessungen (Grundlage für die Ermittlung der Radlastschwankung) beruhen. Hieraus mögen Unterschiede in der Qualität der Daten sowie möglicherweise auch in ihrer Synchronisierung entstehen.

Vergleicht man den Zusammenhang für das lineare, ebene Sattelzugmodell des AIT

- $\text{std}(F_z) \text{ [kN]} = 0,54 \cdot \sigma_{\text{WLP}} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,92$
- $\text{max}(F_z) \text{ [kN]} = 0,2 \cdot \Delta\text{WLP} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,84$

mit dem für die gemessenen Radlastschwankungen

- $\text{std}(F_z) \text{ [kN]} = 0,34 \cdot \sigma_{\text{WLP}} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,62$
- $\text{max}(F_z) \text{ [kN]} = 0,17 \cdot \Delta_{\text{WLP}} \text{ [mm]}$; $R^2 = 0,33$

so fällt auf, dass das Modell des AIT die Radlastmaxima offensichtlich realistisch abbilden kann. Die Standardabweichung der Radlastschwankung des AIT-Modells scheint jedoch um etwa 60% ($0,54/0,34$) höher auszufallen als die, die sich aus Messungen ergeben würde.

4.3.2 Einfluss der Bauweise auf die berechneten Radlasten

Im Folgenden wird noch kurz auf den Einfluss der Bauweise Asphalt bzw. Beton auf die berechneten Radlasten eingegangen. Jeder berechneten dynamischen Radlast konnte eine Bauweise zugeordnet werden. Die Auswertung erfolgt nach einer Δ_{WLP} -Klasseneinteilung – d.h. für jede Δ_{WLP} -Kategorie wurde die Differenz zwischen dem Median der maximalen Radlast je Abschnitt auf Beton und Asphalt berechnet. Der Einfluss lässt sich wie folgt beschreiben: Bei den unteren Δ_{WLP} -Klassen (sehr gut bis mittlere Fahrbahnen) ist die Differenz von Beton minus Asphalt tendenziell negativ – die berechneten Radlasten sind also am Asphalt tendenziell höher als auf Beton. Bei der höchsten WLP-Klasse (sehr schlecht Fahrbahn) ist die Differenz positiv – die berechneten Radlasten sind also bei gleichem Δ_{WLP} auf Beton höher. Dies ließe sich mit einem tendenziell höheren Auftreten von Einzelhindernissen auf Beton, die besonders hohe Radlasten verursachen, erklären.

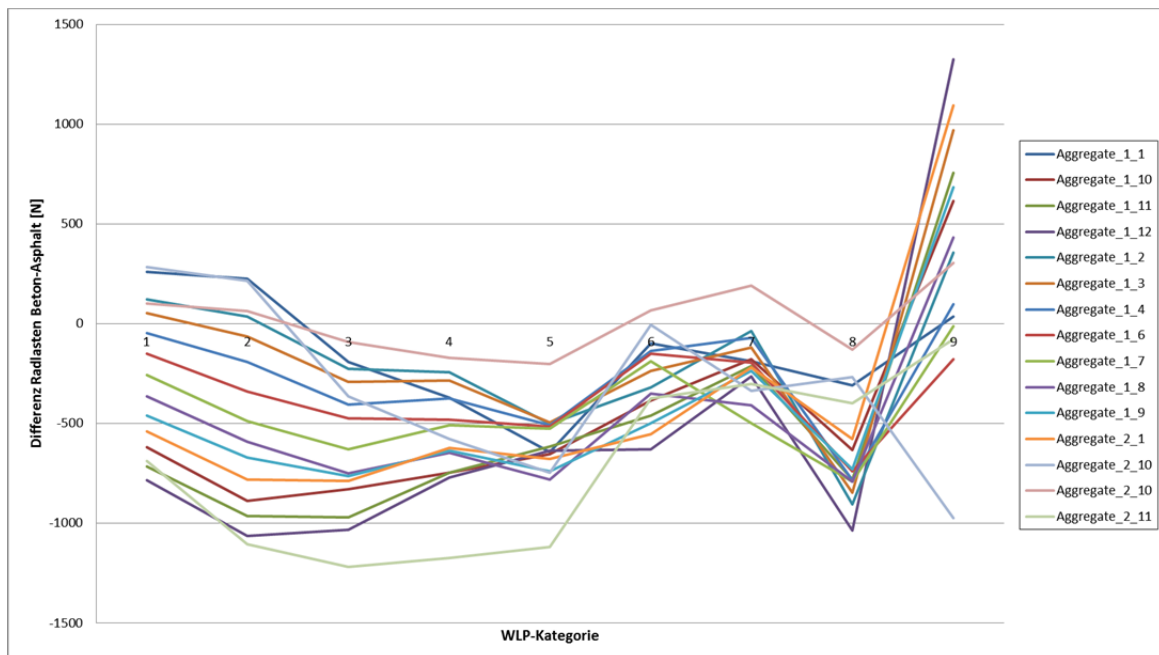


Abbildung 4-8: Vergleich der Differenzen zwischen Beton und Asphalt der dynamischen Radlasten geordnet nach WLP-Kategorien.

4.4 Zusammenfassung Berechnung der dynamischen Radlasten und des bewerteten Längsprofils

Ein letzter Vergleich betrifft den Zusammenhang zwischen Bewertetem Längsprofil (WLP) und den Radlastschwankungen. Hier konnte ein enger Bezug festgestellt werden, sodass sich eine Möglichkeit eröffnet, vom WLP auf die Höhe der auftretenden Radlastschwankungen zu schließen.

Zwischen dem WLP und den Radlastschwankungen des linearen, ebenen 5-achsigen Sattelzugmodell des AIT ergab sich ein sehr enger Zusammenhang, der nahezu unabhängig von der gewählten Auswertelänge ist. Grundlage für die Auswertungen war hier der Datensatz aus dem ASFINAG-Netz, der allgemein sehr viele lokale Einzelhindernisse aufwies. Zwischen den Standardabweichungen des WLP und der Radlastschwankung wurde für Auswertelängen von mehr als 10 Metern ein Bestimmtheitsmaß R^2 von 0,91 bis 0,92 ermittelt, zwischen den Spannweiten des WLP und den Maximalwerten der Radlastschwankung ein Bestimmtheitsmaß R^2 von 0,81 bis 0,84, ebenfalls für Auswertelängen von mehr als 10 Metern.

Schließlich wurde auch noch der Zusammenhang zwischen dem WLP und den gemessenen Radlastschwankungen anhand der Längsprofil- und Radlastdaten eines 5,5 km langen Autobahnabschnittes ermittelt. Hier ergab sich ein klarer Zusammenhang zwischen der Standardabweichung des WLP und der Standardabweichung der Radlastschwankung einer vollbeladenen 11,5t-Achse, basierend auf einer Auswertelänge von 50 Metern (siehe Abbildung 4-6). Das Bestimmtheitsmaß R^2 liegt bei 0,62. Dieser Zusammenhang - $\text{std}(F_z) [\text{kN}] = 0,34 \cdot \sigma_{\text{WLP}} [\text{mm}]$ - konnte durch das lineare Achsaggregat-Modell voll bestätigt werden (vgl. Abbildung 4-6). Der Zusammenhang der realen (gemessenen) Radlastschwankungen zum WLP ist sogar noch besser als der zum linearen Achsaggregat-Modell ($R^2 = 0,62$ gegenüber 0,59).

Zieht man die enge Korrelation des WLP zu den berechneten Radlastschwankungen des linearen, ebenen Sattelzugmodells des AIT hinzu ($R^2 = 0,91$ bis 0,92 für die Standardabweichungen), so kann festgehalten werden, dass ein enger Zusammenhang zwischen dem WLP und den Radlastschwankungen gefunden werden konnte. Damit stellt das WLP einen Indikator dar, der sich gut zur Abschätzung der durch Unebenheiten erregten Straßenbeanspruchung eignet.

Aus den Untersuchungen kann abschließend auch ein Rückschluss darauf gezogen werden, wie realistisch das lineare, ebene Sattelzugmodell des AIT – genauer gesagt dessen 11,5 t-Achse – die Radlastschwankungen berechnen kann. Hierzu kann festgestellt werden, dass das Modell des AIT die Radlastmaxima offensichtlich realistisch abbilden kann, was sehr erfreulich im Hinblick auf den Fokus des Projektes – lokale Lastspitzen im Stra-

ßennetz - ist. Die Standardabweichung der Radlastschwankung des AIT-Modells scheint jedoch um etwa 60 % höher auszufallen als die, die sich aus Messungen ergeben würde.

4.5 Exkurs: Grundlagen Bewertetes Längsprofil (WLP)

Das Bewertete Längsprofil (engl.: WLP – „Weighted Longitudinal Profile“) ist das Ergebnis eines Transformationsprozesses, der am gemessenen Straßenlängsprofil durchgeführt wird [20]. In ihm werden die kurzen Wellen, die gegenüber den langen naturgemäß mit viel kleineren Amplituden in der Straße enthalten sind, so erhöht, dass sie zusammen mit den langen Wellen über den gleichen Bewertungsmaßstab (Millimeter) beurteilt werden können. Zudem sorgt eine spezielle Oktavbandfilterung dafür, dass eventuell in der Straße enthaltene Periodizitäten, die zu Resonanzerscheinungen am Fahrzeug führen können, in der Form des bewerteten Längsprofils herausgestellt werden. Damit können auch kurze, in regelmäßigen Abständen auftretende Unebenheiten einer angemessenen Bewertung zugeführt werden. Untersuchungen² haben gezeigt, dass gerade diese Unebenheiten häufiger auftreten und zu merklichen Komfort- und wohl auch Lebensdauereinbußen führen können. Typisch sind Anregungen im Eigenfrequenzbereich von Motorlagern und Lkw-Achsen (ca. 6 bis 20 Hz).

Das Berechnungsschema des WLP ist in Abbildung 4-9 dargestellt.

Der 1. Schritt („*Bewertung*“) besteht aus der Überführung des Straßenlängsprofils vom Weg- in den Spektralbereich durch eine Fourier-Transformation. Das resultierende Amplitudenspektrum wird durch ein „Bezugsspektrum“, das eine „repräsentative“ Straße guter Ebenheit darstellt, geteilt, wodurch ein „Bewertetes Spektrum“ entsteht.

² Diese wurden im Rahmen mehrerer Gutachten vom Institut für Straßenwesen der RWTH Aachen durchgeführt. Bei den Strecken handelte es sich ausnahmslos um Baumaßnahmen, bei denen die Ebenheit mit dem Planographen abgenommen wurde, das Ergebnis jedoch die vorgefundenen und durch Befahrung empfundenen Unebenheiten nur ungenügend widerspiegeln konnte. Insbesondere kurze, in regelmäßigen Abständen auftretende Unebenheiten hatten zu Beanstandungen geführt.

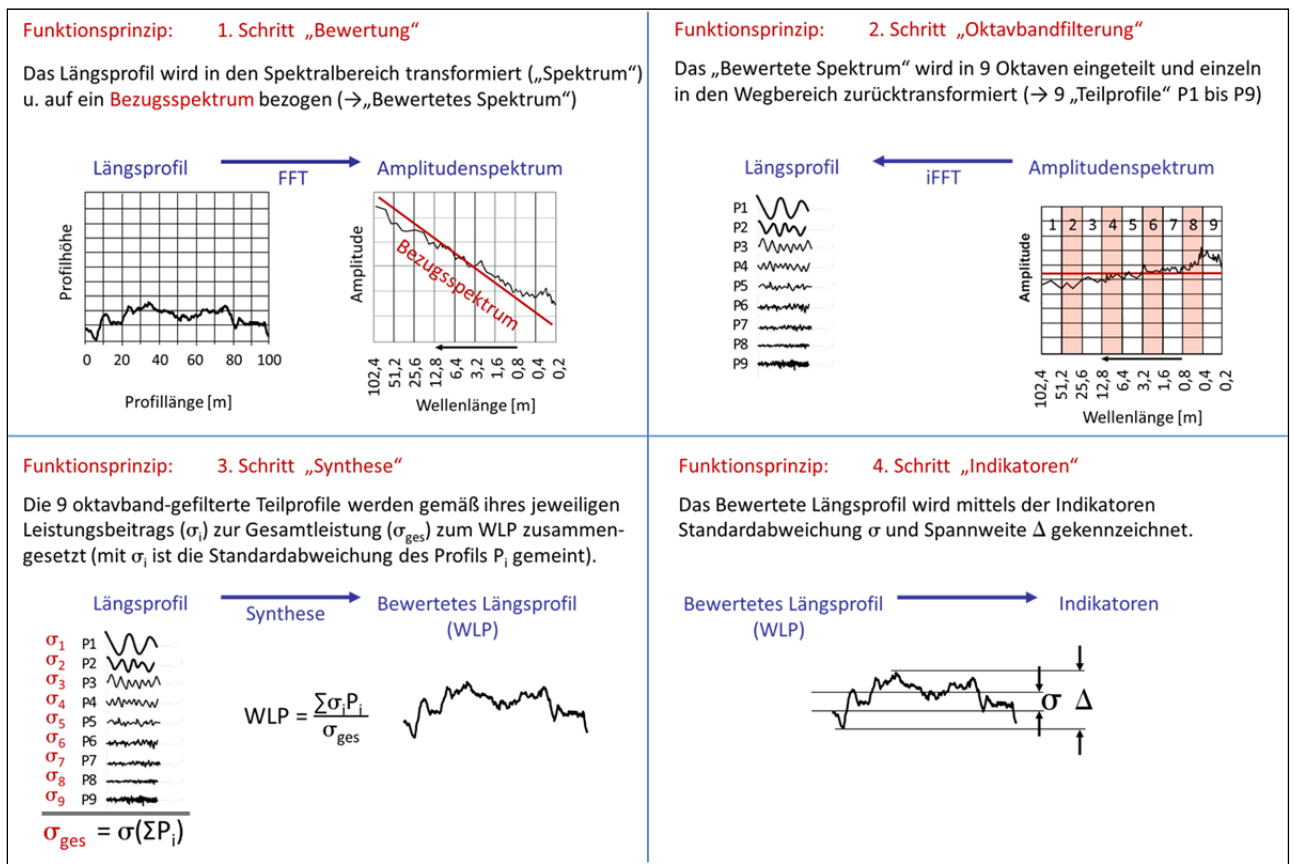


Abbildung 4-9: Berechnungsschema des WLP.

Im 2. Berechnungsschritt („Oktavbandfilterung“) wird das „Bewertete Spektrum“ in 9 Oktavbänder mit Grenzwellenlängen 0,2m – 0,4m – 0,8m – usw. bis 102,4m eingeteilt (siehe Abbildung 4-9). Jedes dieser 9 Oktavbänder wird einzeln in den Wegbereich zurücktransformiert, wodurch sich 9 Teilprofile (P1: extrem langwellig bis P9: extrem kurzwellig) ergeben.

Im 3. Berechnungsschritt („Synthese“) werden diese 9 Teilprofile - mit einem individuellen Vorfaktor versehen - wieder zu einem Gesamtprofil („Bewertetes Längsprofil“) zusammengesetzt. Der individuelle Vorfaktor (siehe Abbildung 4-9) ist der Quotient aus der Standardabweichung des jeweiligen Teilprofils (σ_i) und der Standardabweichung der Summe der 9 Teilprofile (σ_{ges}). Das bedeutet, dass die 9 Teilprofile „gemäß ihres jeweiligen Leistungsbeitrages zur Gesamtleistung“ zum Bewerteten Längsprofil (WLP) zusammengesetzt werden.

Der 4. Und letzte Schritt („Indikatoren“) schließlich besteht in der Beschreibung des WLP mittels der Indikatoren „Standardabweichung“ (σ_{WLP}) und „Spannweite“ (Δ_{WLP}). Letztere beschreibt die Differenz zwischen größtem und kleinstem Wert in dem jeweiligen Auswertabschnitt [21].

5 MODELLIERUNG DES OBERBAUS

5.1 Allgemeines

Um die Lebensdauer von Fahrbahnen zuverlässig bestimmen zu können, ist neben den mechanischen Eigenschaften der verwendeten Materialien, lokalen klimatischen Verhältnisse, statischen Verkehrsbelastungen und ihren Lastverteilungen auch die Abschätzung des tatsächlichen Einflusses von dynamischen Radlastschwankungen wichtig, die durch Längsunebenheiten induziert werden.

Im Rahmen der VIF Forschungsprojekte „OBESTO - Implementierung des GVO und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten“ [3] und „OBESTAS - Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen“ [22] wurden rechnerische Dimensionierungsmethoden für bituminöse und starre Aufbauten erarbeitet, mit deren Hilfe die Reaktion des Straßenaufbaus auf äußere Lasteinwirkungen und die resultierenden Schädigungen ermittelt werden können. Diese Bemessungsmodelle wurden in Hinsicht auf die Berücksichtigung dynamischer Radlastschwankungen weiterentwickelt. Daher ist es möglich, die von der Straßenkonstruktion ertragbare Anzahl an Lastwechseln durch das charakteristische Schwerverkehrskollektiv (siehe Kapitel 2) und die Schädigung des Oberbaus in Abhängigkeit der Ausprägung der Unebenheit ausgedrückt durch das bewertete Längsprofil (WLP, siehe Kapitel 4) abzuschätzen.

Im Folgenden werden die entwickelten Bemessungsmodelle zur Ermittlung der Schädigung flexibler und starrer Oberbaukonstruktionen und die Ergebnisse von der Beurteilung verschiedener Unebenheitstypen für das ASFINAG-Netz typischen Aufbauten der Bautype AS1, Lastklasse LK25 und Bautype BE1, Lastklasse LK40 vorgestellt.

5.2 Modellierung und Simulation der Oberbaukonstruktionen

5.2.1 Bemessungsprinzip

Die Bemessung von bituminösen und starren Aufbauten erfolgt durch einen Vergleich aus einer zulässigen Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs N_{zul} (Widerstand) mit der Anzahl an zu erwartenden Überrollungen in einem definierten Bemessungszeitraum N_{erw} (Belastung) und folgt somit dem Bemessungsprinzip.

$$\frac{N_{erw}}{N_{zul}} \leq 1 \quad (5.1)$$

Die erwartete Anzahl an Lastwechseln lässt sich dabei durch folgende Formeln bestimmen

$$N_{erw} = JDTLV.V.S.365.n.z \quad (5.2)$$

$$z = \frac{q^n - 1}{n(q - 1)} [-] \quad (5.3)$$

$$q = 1 + \frac{p}{100} [-] \quad (5.4)$$

mit

- N_{erw} ... erwartete Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
 N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechseln eines Schwerverkehrskollektivs [-]
 $JDTLV$... Anzahl an Schwerfahrzeugen mit 2-, 3- bzw. 4+ Achser
 (bezogen auf einen Fahrstreifen) [-]
 V ... Verteilung des Lastverkehrs auf mehrere Richtungsfahrstreifen (1,0 bei 1-2
 Fahrstreife; 0,9 bei 3 oder mehr Fahrstreifen) [-]
 S ... Spurverteilungsfaktor [-] siehe Tabelle 5-1
 n ... Bemessungszeitraum in Jahren
 z ... Verkehrszuwachsfaktor [-]
 p ... mittlere jährliche Zuwachsrate [%]

Tabelle 5-1: Spurverteilungsfaktor in Abhängigkeit der Fahrstreifenbreite b_f .

b_f	<3,00 m	3,00 m	3,25 m	3,50 m	3,75 m	≥4,00 m
S	1,00	0,90	0,85	0,80	0,75	0,70

5.2.2 Verkehrsbelastung

Die maßgebliche Verkehrsbelastung setzt sich aus statischen und dynamischen Achslasten bzw. Radlasten zusammen. Während statische Radlasten die einwirkenden Gewichtskräfte, die nur bei vollkommen ebener Straße auftreten, beschreiben, werden dynamische Radlasterhöhungen durch Längsunebenheiten verursacht. Damit die tatsächliche Verkehrsbelastung möglichst realitätsnah in der Bemessung von Straßenkonstruktionen berücksichtigt wird, wurden die Bemessungsmodelle für flexible und starre Aufbauten um die Berücksichtigung der dynamischen Radlasten erweitert.

Wie in Kapitel 2 erläutert, wird die aktuelle statische Verkehrsbelastung mit Hilfe eines repräsentativen Schwerverkehrskollektivs abgebildet. Für dieses Kollektiv wurden tatsächlich auftretenden Radlasten bestimmt und in repräsentative, maßgebliche Achs- bzw. Radlasten für drei Achsaggregate (Einzel-, Tandem- und Tridemachsaggregat) zusammengefasst. In einem nächsten Schritt (siehe Kapitel 4) wurden die dynamischen Radlasterhöhungen der maßgeblichen Achsaggregate abhängig vom bewerteten Längsprofil (WLP) im betrachteten Straßenabschnitt berechnet. Diese dienen des Weiteren als Input für die dynamischen Anteile der Radlasten zur Berechnung der gesamten Verkehrsbelastung in den Bemessungsmodellen für flexible und starre Aufbauten.

5.2.3 Modellierung und Simulation bituminöser Aufbauten

Neben der Verkehrsbelastung spielen die Eingangsparameter Klima und Materialsteifigkeit eine wichtige Rolle in der Bemessung von bituminösen Aufbauten. Im Folgenden wird beschrieben, wie diese Eingangsparameter im Bemessungsmodell berücksichtigt werden. Im weiteren Verlauf des Kapitels werden die Methoden zur Berechnung der Primärwirkungen und der ertragbaren Normlastwechsel erläutert.

5.2.3.1 Eingangsparameter

- **Klima**

Bituminöse Baustoffe weisen stark temperaturabhängiges Materialverhalten auf. Daher müssen Schwankungen in der Lufttemperatur – und damit auch in der Kerntemperatur des Straßenaufbaus – im Verlauf eines Jahres in der Bemessung von Oberbaukonstruktionen berücksichtigt werden. In der überarbeiteten österreichischen Bemessungsmethode für flexible Straßenbefestigungen werden neben Temperaturverteilungen im Oberbau, unterschiedlichen Untergrundtragfähigkeiten in Betracht gezogen.

Die Untergrundtragfähigkeit ist stark von den lokalen klimatischen und hydrologischen Verhältnissen abhängig. Daher wird das Jahr in 4 Perioden mit unterschiedlichem Steifig-

keitsmodul unterteilt (siehe Tabelle 5-2). Während die Untergrundtragfähigkeit im Winter, wenn der Boden gefroren ist, ein Maximum erreicht, sinkt der Steifigkeitsmodul in der Frühjahrstauperiode auf ein Minimum. Für ungebundene untere und obere Schichten des Straßenoberbaus werden in Abhängigkeit von Schichtdicke und dem verwendeten Material variable E-Modulverhältnisse zum Untergrund bzw. zur darunterliegenden Schicht angesetzt.

Tabelle 5-2: Festlegung der Untergrundtragfähigkeit in Abhängigkeit von der Jahresperiode im österreichischen Bemessungsmodell [23].

Jahresperiode	Tragfähigkeit in % des Herbstwerts	angesetzter Modul $E_{\text{dyn,UG}}$ [MN/m ²]
Winterperiode 16.12. – 15.3.	200	280
Frühjahrstauperiode 16.3. – 15.5.	50	70
Übergangsperiode 16.5. – 15.6.	70	100
Sommer-/Herbstperiode 16.6. – 15.12.	100	140

Aufgrund der klimatischen Verhältnisse in Österreich treten Temperaturschwankung in den bituminösen Schichten und somit veränderte Steifigkeitsverhältnisse auf. In der vorgestellten Bemessungsmethode wird das in [24] vorgestellte Temperaturmodell berücksichtigt, das auf meteorologischen Langzeituntersuchungen in Österreich basiert. Daher können realitätsnahe Temperaturverteilungen im Straßenoberbau für unterschiedliche Klimaregionen in Österreich abgeleitet werden. Dabei wird das Jahr in 6 Klimaperioden eingeteilt, die sich wiederum durch Tag und Nacht unterscheiden (siehe Tabelle 5-3) [25]. Somit ergeben sich für das Jahr 12 Temperaturperioden, welche sich durch charakteristische Temperaturverteilungen im bituminösen Oberbau auszeichnen. Diese Temperaturprofile sind beispielhaft für alpine Bereiche in Österreich (Temperaturzone I) in der Abbildung 5-1 dargestellt. Abbildung 5-2 zeigt die festgelegten Klimaregionen für bituminösen Aufbauten abhängig von den charakteristischen Temperaturverteilungen.

Tabelle 5-3: Temperaturperioden und deren Anteile p_k an einem Jahr [3].

Jahreszeit	16.12.-15.3.		16.3.-15.5.		16.5.-15.6.		16.6.-15.9.		16.9.-15.10.		16.10.-15.12.	
Jahresanteil	0,24		0,17		0,09		0,25		0,08		0,17	
Temperaturperiode	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
p_k	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht	Tag	Nacht
	0,16	0,08	0,11	0,06	0,06	0,03	0,17	0,08	0,05	0,03	0,11	0,06

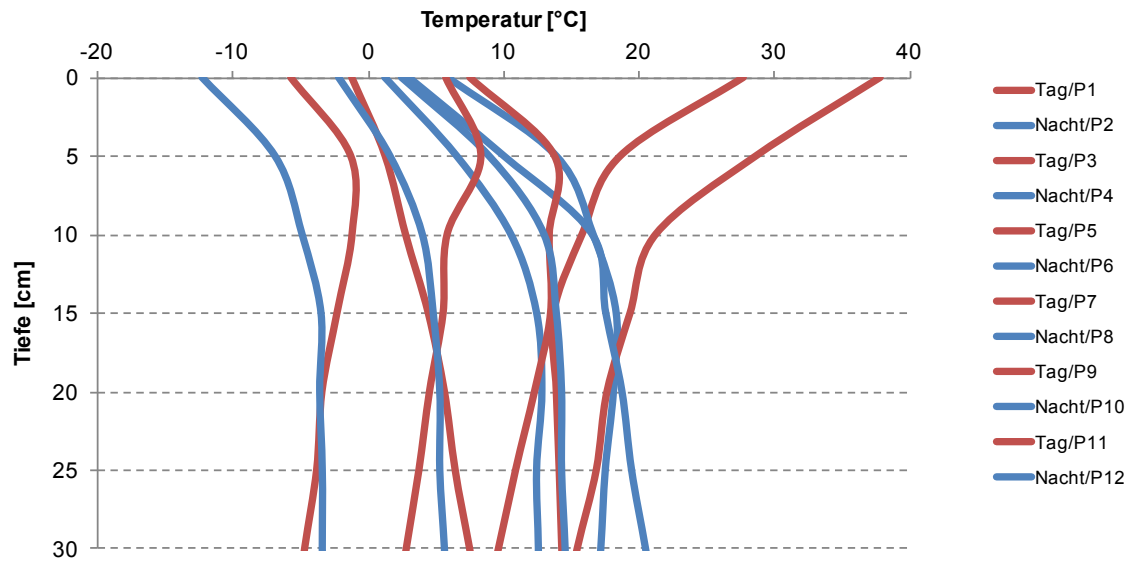


Abbildung 5-1: Repräsentative Temperaturprofile im bituminösen Oberbau für die 12 Temperaturperioden (Klimazone I, alpine Bereiche) [3].

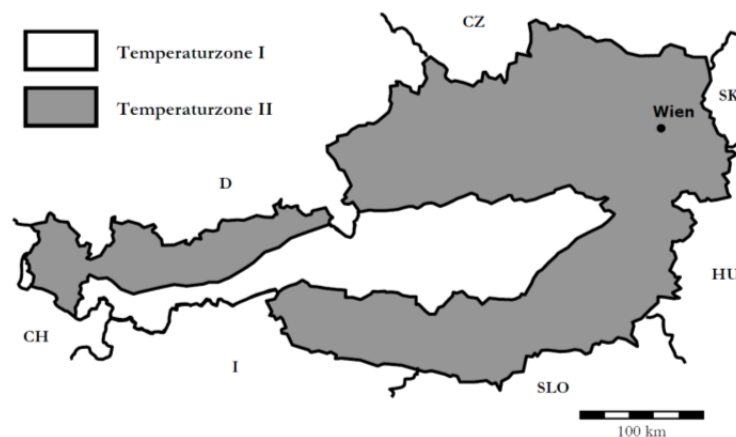


Abbildung 5-2: Klimaeinflusskarte für Österreich [24].

• Materialsteifigkeit

Das temperatur- und frequenzabhängige Steifigkeitsverhalten von Asphalt kann unter Anwendung eines Materialmodells aus den Eigenschaften des verwendeten Bitumens und den volumetrischen Kenngrößen des Mischguts abgeschätzt werden. In der vorgestellten Methode wurde das Wiener Modell [3], siehe Gleichung (5.5) und Gleichung (5.6), implementiert, welches auf einem Ansatz nach Hirsch [26] basiert. Der E-Modul des Asphalts kann mit Hilfe des Hohlraumgehalts des Korngerüsts VMA, des Auffüllungsgrads VFB (beides in %) und des Schubmoduls des Bindemittels (in N/mm²) für die Temperatur T und die Frequenz f vorhergesagt werden. Zur Ableitung der Parameter a, b, c und d wurde eine Materialdatenbank erstellt, in der die Ergebnisse von rund 1500 Steifigkeitsprüfungen an üblicherweise eingesetzten Mischgütern gesammelt wurden. Die Parameter können in Abhängigkeit der gewählten Bitumenart (konventionelles Straßenbaubitumen, polymermodifiziertes Bitumen) und eines Sicherheitsniveaus gewählt werden (siehe Tabelle 5-4).

$$|E^*|(T, f) = \frac{p_c}{145,0377} \left[a \left(1 - \frac{VMA}{100} \right) + 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|(T, f) \left(\frac{VFB \cdot VMA}{10.000} \right) \right] + \frac{(1 - p_c)}{145,0377} \left[\frac{1 - \frac{VMA}{100}}{a} + \frac{VMA}{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|(T, f)} \right]^{-1} \quad (5.5)$$

$$p_c = \frac{\left(b + \frac{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|(T, f)}{VMA} \right)^c}{d + \left(\frac{VFB \cdot 145,0377 \cdot 3 |G_{bit}^*|(T, f)}{VMA} \right)^c} \quad (5.6)$$

mit

$|E^*|$... E-Modul des Asphaltes [N/mm²]

VMA ... Hohlraumgehalt des Korngerüsts [%]

VFB ... Auffüllungsgrad [%]

$|G_{bit}^*|$... Schubmodul des Bindemittels [N/mm²]

T ... Temperatur [°C]

f ... Frequenz [Hz]

a, b, c, d ... Parameter abhängig von der Bitumenart und dem Vertrauensniveau

Tabelle 5-4: Parameter a, b, c und d des Wiener Modells in Abhängigkeit des Vertrauensniveaus für Straßenbau- und Polymermodifiziertes Bitumen [3].

Modellparameter	a	b	c	d
Vertrauensniveau	Straßenbaubitumen gemäß EN 12591			
85%	5.041.315,00	310,19	0,92	41.376,03
90%	4.025.792,00	747,43	1,07	151.858,30
95%	3.918.366,00	687,25	1,05	135.252,80
Vertrauensniveau	Polymermodifiziertes Bitumen gemäß EN 14023			
85%	7.079.529,00	12.131,20	1,12	838.934,40
90%	7.194.946,00	12.207,70	1,12	852.557,90
95%	8.289.791,00	9.997,08	1,01	309.265,80

Die von der Temperatur T abhängige Steifigkeit $|G_{\text{bit}}^*| (T, f)$ des Bindemittels wird mit Hilfe eines Modellbitumens beschrieben, das stellvertretend die Eigenschaften in Österreich typischer Bitumen widerspiegelt (siehe [3]).

5.2.3.2 Berechnung der Primärwirkungen

Unter Berücksichtigung der in Kapiteln 5.2.2 und 5.2.3.1 erwähnten Randbedingungen können mit Hilfe der Mehrschichtentheorie nach Burmister [27] die maßgeblichen Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) im Straßenoberbau bestimmt werden.

Die Struktur wird dabei durch einen geschichteten elastischen Halbraum beschrieben, wobei für jeden Punkt des Halbraums die vorherrschenden Primärwirkungen (Spannungen: $\sigma_1; \sigma_2; \sigma_3$ und Dehnungen: $\varepsilon_1; \varepsilon_2; \varepsilon_3$) berechnet werden können. Der errechnete dreidimensionale Spannungszustand wird, unter Verwendung der modifizierten Schubspannungshypothese nach Leon [28] in einen äquivalenten einaxialen Vergleichsspannungszustand transformiert. In [29] wird dieser Vorgang näher erläutert. Die sogenannte Leon'sche Parabel, die die Grenzlinie des Versagens bildet, berührt die Mohr'schen Spannungskreise (siehe Abbildung 5-3). Die Form der Parabel wird durch den Parameter c bestimmt, welcher sich aus dem Verhältnis von Druck- zu Zugfestigkeit ergibt. Die von Hagemann [30] bei Versuchstemperaturen $T < 40^\circ\text{C}$ untersuchte Temperaturabhängigkeit von c wird nach Gleichung (5.7) berechnet. T gibt die Versuchstemperatur an der Unterseite der bituminösen Schicht an und σ_D bzw. σ_Z stehen für die einaxiale Druck- bzw. Zugfestigkeit.

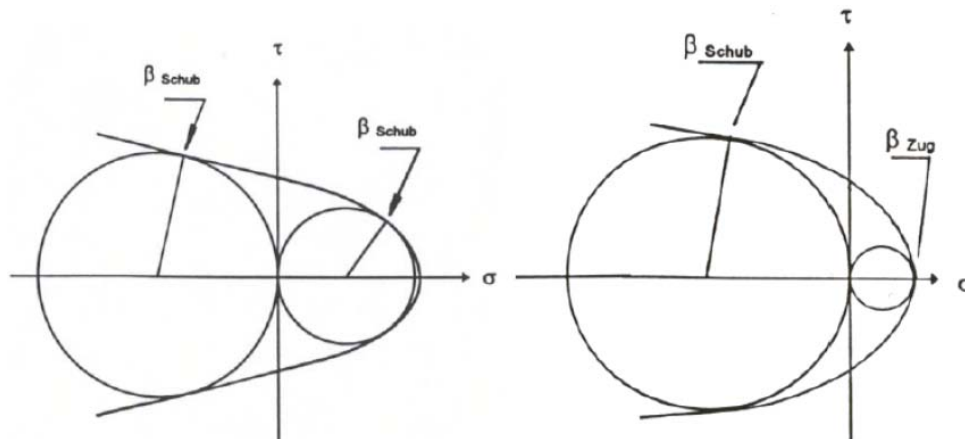


Abbildung 5-3: Leon'sche Parabel: links für Schubbruch ohne Möglichkeit des Trennbruchs ($1 \leq c < 3$); rechts mit Möglichkeit des Trennbruchs ($c \geq 3$) [31].

$$c = \frac{\sigma_D}{\sigma_Z} = \left(\frac{72,6649 - T}{32,8565} \right)^{1,923} \quad (5.7)$$

Solange $1 \leq c < 3$ gilt, versagt der Baustoff durch Überschreiten der Schubfestigkeit (Gleitbruch), bei $c \geq 3$ tritt Versagen aufgrund des Überschreitens der Zugfestigkeit (Trennbruch) ein. Nach dem Grenzflächenkonzept von [32], sowie Versuchen zu Grenzflächen des Versagens von Hagemann [30] kann die Leon'sche Parabel an jeden Mohr'schen Spannungskreis angelegt werden und somit ein mehrachsiger Spannungszustand in einen äquivalenten einaxialen Spannungszustand umgewandelt werden. Die Spannungstransformation erfolgt gemäß Gleichung (5.8) bis (5.10) wobei der Parameter σ_v für die einaxiale Vergleichsspannung steht und σ_1 und σ_3 für die maximalen und minimalen Hauptnormalspannungen. Der nach [30] temperaturabhängige Formparameter c für die Leon'sche Parabel ist bereits aus Gleichung (5.11) bekannt und wird zur Berechnung des Faktors p_c benötigt.

$$\sigma_v = f(\sigma_1, \sigma_3, c(T)) \quad (5.8)$$

für $1 \leq c < 3$:

$$\sigma_v = \frac{c-1}{2c}(\sigma_1 + \sigma_3) \pm \sqrt{\frac{(c-1)^2}{4c^2}(\sigma_1 + \sigma_3)^2 + \frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_3)^2)} \quad (5.9)$$

für $c \geq 3$

$$\sigma_v = -\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2(p_c - 2)} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)^2}{4(p_c - 2)^2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{4p_c(p_c - 2)}} \quad (5.10)$$

Mit

$$p_c = 0,5[(c + 2) - 2\sqrt{c + 1}] \quad (5.11)$$

5.2.3.3 Ermittlung der Ermüdungsbeständigkeit

Mit Hilfe des Ermüdungskriteriums (Gleichung (5.10)) kann die Schädigung der Straßenkonstruktion beschrieben und die Lebensdauer abgeschätzt werden. Festigkeit und Steifigkeit des Asphalts nehmen durch wiederholte, dynamische Verkehrsbelastung ab und die Beanspruchungen summieren sich zu einem kumulativen Schaden. Als Ort für diesen ersten Ermüdungsschaden wird die Unterseite der Asphaltsschicht angenommen. Da Strukturschäden an Straßenkonstruktionen am häufigsten durch Ermüdung entstehen, wird zur weiteren Bemessung die Spannung an der Unterseite dieser Schicht herangezogen.

Die bis zur strukturellen Ermüdung ertragbare Anzahl an Lastwechseln wird aus der Vergleichsspannung σ_v , dem E-Modul $|E^*|$ (siehe Kapitel 5.2.2) sowie den Ermüdungsparametern k_1 und k_2 (siehe [3]) abgeleitet.

$$N = \frac{k_1(T)}{F(\varepsilon_6)} \cdot \left(\frac{|E^*(T, f)|}{\sigma_v} \right)^{k_2(T)} \quad (5.12)$$

Der Faktor $F(\varepsilon_6)$ ist vom GVO-Parameter zur Beschreibung des Ermüdungsverhaltens ε_6 (in $\mu\text{m}/\text{m}$) abhängig, der in Ermüdungsprüfungen am Vierpunktbiegebalken gemäß ÖNORM EN 12697-24 [33] bei 20 °C und 30 Hz ermittelt wird.

5.2.4 Modellierung und Simulation starrer Aufbauten

Im nächsten Abschnitt werden die Eingangsgrößen für die Bemessung starrer Aufbauten Querkraftübertragung, Klima und Materialsteifigkeit beschrieben. Zudem werden die Methoden zur Berechnung der Primärwirkungen und der ertragbaren Normlastwechsel zusammengefasst.

5.2.4.1 Eingangsparmeter

- **Querkraftübertragung**

Um eine willkürliche Rissbildung der Betonfahrbahnen durch Schwinden und Temperaturverformungen zu vermeiden, werden diese mittels Fugen in regelmäßigen Abständen unterteilt. Bei der in Österreich gültigen Regelbauweise mit unbewehrten Betondecken wird die Fahrbahn raumfugenlos in Quer- und Längsscheinfugen gegliedert hergestellt. Bei der Herstellung von Scheinfugen wird die Betonplatte nicht in ihrer gesamten Dicke mittels Fugenschnitt getrennt, sondern die noch junge Betondecke in den oberen Zentimetern eingekerbt. Die Betondecke reißt schon nach wenigen Stunden unterhalb der Kerbe auf die volle Plattendicke durch. Es entsteht eine Sollbruchstelle, die ein kontrolliertes Reißen des Betons ermöglicht. Über den Riss unterhalb des Kerbschnittes werden durch Rissverzahnung Querkräfte übertragen. Da mit steigender Liegedauer die Rissverzahnung abnimmt und sich dadurch folglich die Querkraftübertragung reduziert, müssen bereits bei mittlerer Verkehrsbelastung Querscheinfugen verdübelt und Längsscheinfugen verankert hergestellt werden. Dübel tragen zur Lastübertragung zwischen benachbarten Betonplatten bei, Anker dienen der Lagesicherung und verhindern ein Auseinanderwandern der Betondeckenfelder [34].

Mit Hilfe der zur rechnerischen Dimensionierung von Betondecken verwendeten Methodik können unterschiedliche Dübelkonfigurationen (Durchmesser, Länge, Abstand) mittels einer Dübelwirksamkeitszahl berücksichtigt werden. Die Dübelwirksamkeitszahl (DWZ) entspricht einer äquivalenten Federsteifigkeit, die mit Hilfe des in Abbildung 5-4 dargestellten Systems ermittelt werden kann. Um die Dübelwirksamkeitszahl zu erhalten, werden die aufgebrachte Radlast F (siehe Abbildung 5-4) und die dadurch resultierende Vertikalverschiebung w gegenübergestellt (siehe Formel (5.13)).

$$DWZ = \frac{F}{w} \text{ [N/mm]} \quad (5.13)$$

mit

DWZ ...Dübelwirksamkeitszahl [N/mm]

F ... Radlast [N]

w ... vertikale Verschiebung [mm]

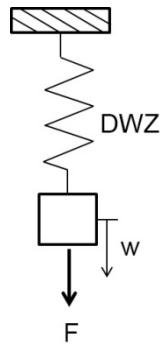


Abbildung 5-4: Definition von DWZ [22].

Die Größe der ermittelten Dübelwirksamkeitszahl hängt dabei von folgenden Faktoren ab:

Reibungskoeffizient zwischen dem Dübel und dem Dübel umschließendem Beton

- Durchmesser der Dübel
- Dübel-Steifigkeit
- Einbindelänge der Dübel
- **Klima**

Ähnlich wie in der Bemessungsmethodik für flexible Oberbauten werden auch hier die Schwankungen der Untergrundtragfähigkeit (siehe Kapitel 5.2.3.1 und Tabelle 5-2) berücksichtigt.

Infolge einer Erwärmung der Betonplatte von oben entstehen Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonplatte. Diese Spannungen hängen stark von der Temperaturdifferenz zwischen der Ober- und Unterseite der Betondecke ab, die von über das Jahr wechselnden Temperaturverhältnissen beeinflusst wird. Aus diesem Grund wurde im Rahmen des VIF2013-Projektes „OBESTAS“ [22] eine Karte mit maßgeblichen Temperaturgradienten für Österreich abgeleitet (siehe Abbildung 5-5). Die Karte ist in 3 Zonen unterteilt, die sich nach der Größenordnung der Temperaturgradienten unterscheiden.

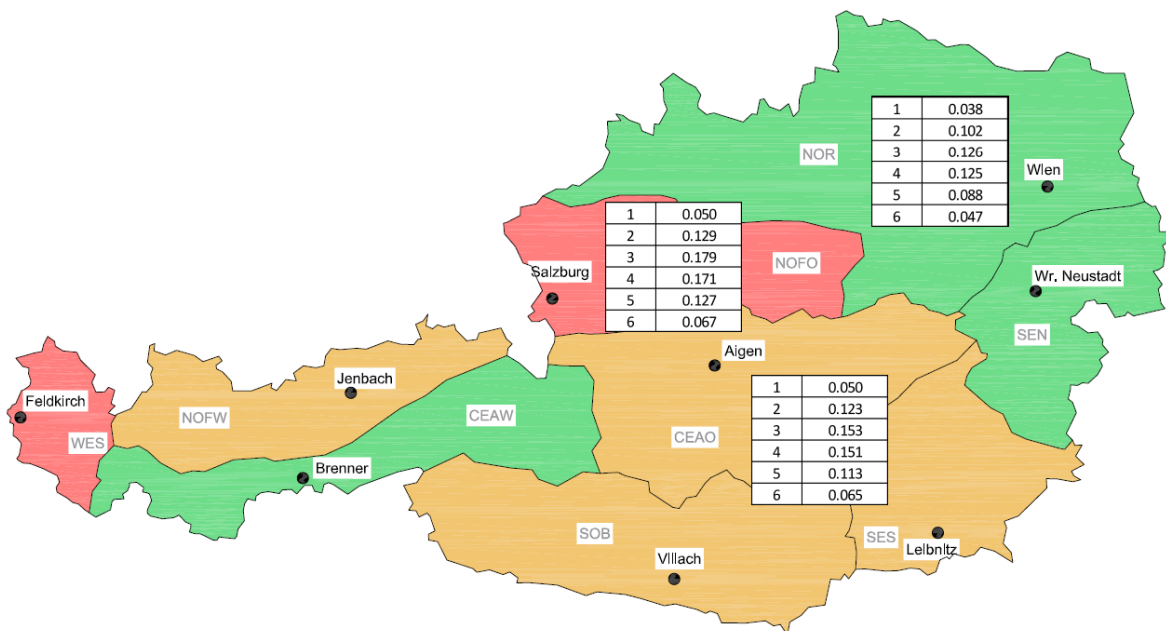


Abbildung 5-5: Klimazonen und maßgebliche Temperaturgradienten in den sechs Temperaturperioden [22].

- **Materialsteifigkeit**

Die Festigkeitseigenschaften des eingesetzten (Unter-)Betons spielen für die Ermüdungsbeständigkeit und damit für die technische Lebensdauer als Ergebnis der Dimensionierung eine entscheidende Rolle. Im Projekt OBESTAS [22] wurden Biege- und Spaltzugversuche statistisch ausgewertet und in Abhängigkeit der Art der Gesteinskörnung mit unterschiedlichen Vertrauensniveaus abgesicherte Werte ermittelt.

5.2.4.2 Berechnung der Primärwirkungen

- **Primärwirkungen infolge Verkehrsbelastung**

Die Primerwirkungen infolge Verkehrsbelastung werden mit der im Rahmen des VIF2013-Projektes „OBESTAS“ [22] weiterentwickelten Kirchhoff'sche Plattentheorie ermittelt. Das Berechnungsverfahren berücksichtigt auf dem Untergrund schwimmende Platten mit bzw. ohne elastische Randlagerung und erlaubt die Quantifizierung von Durchbiegungen und Spannungen. In Abbildung 5-6 sind eine frei auf dem Untergrund schwimmende Platte und eine Platte auf flächiger Winkler'scher Bettung dargestellt.

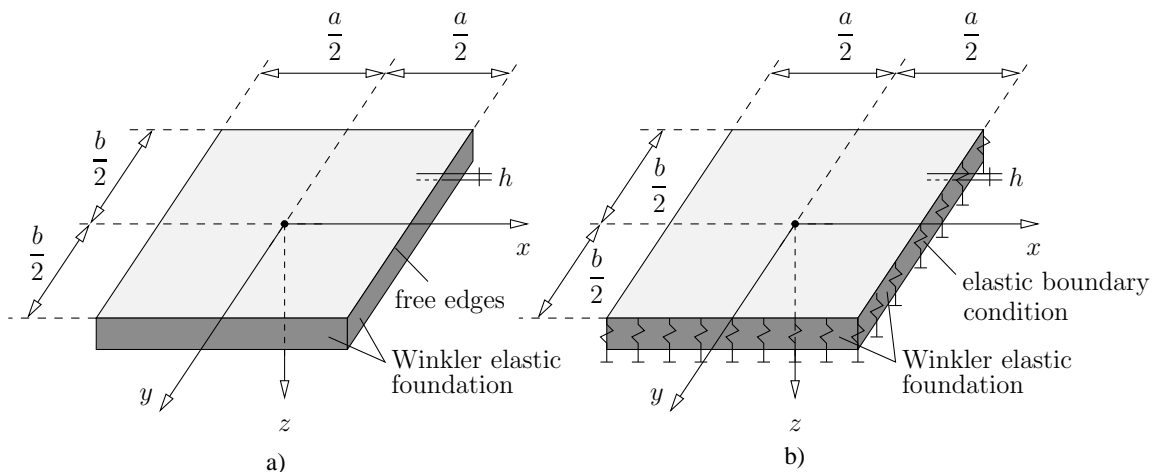


Abbildung 5-6: Randbedingungen: a) freies Ende b) elastische Randlagerung [22].

Als Einwirkungsgrößen können Flächenlasten und Einzellasten an beliebigen Punkten der Plattenoberfläche untersucht werden. Basierend auf der Kirchhoff'schen Plattentheorie (d.h. unter Berücksichtigung der Biegeverformungen der Platte) wird eine partielle Differentialgleichung für die Biegefläche rechteckiger Platten hergeleitet. Für die Lösung der Aufgabenstellung wird die Biegefläche der Platte als Linearkombination von Verschiebungsansätzen dargestellt. Zur Ermittlung der gesuchten Koeffizienten wird mit dem Lagrange'schen Prinzip der virtuellen Verschiebungen ein System von algebraischen Gleichungen aufgestellt. Nach der Auflösung des Gleichungssystems liegt eine Näherungslösung in Form einer analytischen Funktion für die Biegefläche der Platte vor. Davon ausgehend erfolgt im Zuge einer Nachlaufrechnung die Ermittlung der Schnittgrößen sowie der Spannungen. Außerdem kann die mittragende Wirkung angrenzender Platten mitberücksichtigt werden.

Das Primärwirkungsmodell wurde am Institut für Mechanik der Werkstoffe und Strukturen mit der Software Mathematica entwickelt. Grafische Ergebnisse sind in der Abbildung 5-7 zu sehen.

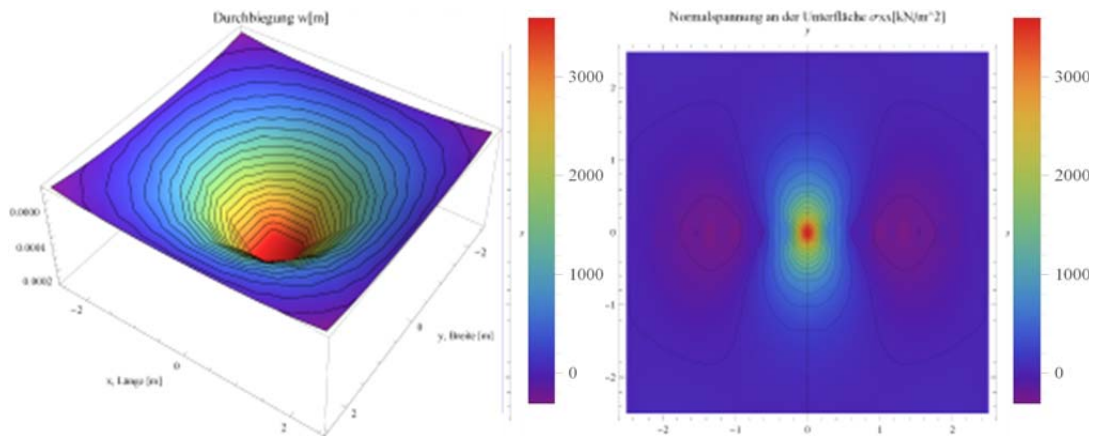


Abbildung 5-7: Durchbiegungen und Normalspannungen in einer Platte berechnet mit der Kirchhoff'schen Plattentheorie [22].

Aufgrund der Linearität der angewandten Theorie ist die Berechnung der Spannungen nur für eine Achslast nötig. Weiters können die Ergebnisse skaliert werden, was zur erheblichen Reduktion des Rechenaufwands führt.

- **Primärwirkungen infolge Temperaturbelastung**

Die Ermittlung der resultierenden Wölbspannungen aufgrund ungleichmäßiger Erwärmung der Plattenober- und -unterseite erfolgt mit der von Houben überarbeiteten Theorie nach Eisenmann, welche die Berücksichtigung von verschiedenen Temperaturgradienten erlaubt.

In der Bemessung ist aufgrund der Überlagerung mit der Belastung durch den Verkehr und den daraus resultierenden Biegezugspannungen an der Unterseite der Platte lediglich das Hochwölben der Plattenmitte maßgebend. Dabei wird eine kritische Plattenlänge definiert, bei der das Eigengewicht der Hochwölbung in Plattenmitte entgegenwirkt und die Platte in einem Punkt aufliegt. Entspricht die Plattenlänge dem 0,9- bis 1,1-fachen der kritischen Länge können ungestörte Wölbspannungen in Rechnung gestellt werden. Ist die Platte länger als das 1,1-fache der kritische Länge, treten erhöhte Spannung aus („gestörte Wölbspannungen“), während bei Plattenlängen kleiner als der 0,9-fachen kritischen Länge reduzierte Wölbspannungen entstehen.

Houben [35, 36] führt einen Koeffizient C der Auflagerbreite (siehe Gleichung (5.14)) für verschiedenen Temperaturgradienten ein. Dabei ist die Spannlänge L' immer kleiner als die tatsächliche Länge L . Die ungestörten (Gleichung (5.16)), gestörten (Gleichung (5.17)) und reduzierten Wölbspannungen (Gleichung (5.18)) lassen sich in Abhängigkeit von der kritischen Länge, der Spannlänge und der Temperaturgradienten berechnen.

$$C = 4,5 \sqrt{\frac{h}{k \Delta T}} \alpha_T E, \text{ wenn } C \ll L \quad (5.14)$$

$$L' = L - \frac{2}{3}C, B' = B - \frac{2}{3}C \quad (5.15)$$

$$\text{Ungestörte Wölbspannung: } \sigma_w = \frac{1}{1-\nu} \frac{h \Delta T}{2} \alpha_T E \text{ wenn } L' > 1,1l_{krit} \quad (5.16)$$

$$\text{Gestörte Wölbspannung: } \sigma'_w = 1,2 E \sigma_w, \text{ wenn } L' = 1,1l_{krit} \quad (5.17)$$

$$\text{Reduzierte Wölbspannung: } \sigma''_w = \left(\frac{L'}{0,9l_{krit}}\right)^2 \sigma_w, \text{ wenn } L' < 0,9l_{krit} \quad (5.18)$$

mit

σ_w ... ungestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ'_w ... gestörte Wölbspannung [N/mm²],

σ''_w ... reduzierte Wölbspannung [N/mm²],

h ... Plattendicke [mm],

B ... Plattenbreite [mm],

L' ... Spannlänge [mm],

L ... tatsächliche Plattenlänge [mm],

C ... Auflagerbreite [mm],

α_T ... Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K],

ν ... Querdehnungszahl von Beton [-],

ΔT ... Temperaturgradient [K/mm],

E ... Elastizitätsmodul von Beton [N/mm²].

Zur Ermittlung der Temperaturgradienten dient die in Abbildung 5-5 abgebildete Klimakarte, die räumlich bedingte Unterschiede im Klima zeigt. Um die Temperaturgradienten über das Jahr zu berücksichtigen wird das Jahr in sechs charakteristische Perioden mit annähernd einheitlichen klimatischen Verhältnissen unterteilt und für jede dieser Perioden charakteristische Werte für die Temperaturgradienten abgeleitet.

5.2.4.3 Ermittlung der Ermüdungsbeständigkeit

Die abgeleiteten Festigkeitseigenschaften sowie die berechneten maximalen Spannungen infolge Temperatur und Verkehr finden Eingang in ein Modell zur Beschreibung der Ermüdungsbeständigkeit, die – wie international üblich – als maßgebend für die technische Lebensdauer von Straßenkonstruktionen betrachtet wird. In der Bemessungsmethodik wird hierbei das Kriterium von Smith [35, 37-39] (siehe Gleichung (5.19)) berücksichtigt.

$$\log N_{zul} = \frac{\frac{\sigma_{max}}{f_{ct(BZ)}} - 0,8}{0,0875 \cdot \frac{\sigma_{min}}{f_{ct(BZ)}} - 0,07} \quad (5.19)$$

mit

N_{zul} ... zulässige Anzahl an Lastwechsel [-],

σ_{min} ... minimale Spannungen infolge Temperatur [N/mm²],

σ_{max} ... maximale Spannungen infolge Temperatur- und Verkehrsbelastung [N/mm²],

$f_{ct(BZ)}$... Biegezugfestigkeit [N/mm²].

Die Gleichung beschreibt den Zusammenhang zwischen Verkehrslastspannung und Wölbspannung als Dauerfestigkeitsschaubild nach Smith (siehe Abbildung 5-8). Die Dauerschwingfestigkeit entspricht dabei näherungsweise $2 \cdot 10^6$ Schwingspielen. Dies liefert unter Annahme einer Nacherhärtung des Betons mit zunehmender Liegedauer einen realistischen Bemessungsansatz. Die zulässigen Lastwechsel sind durch die auf die Biegezugfestigkeit $f_{ct(BZ)}$ bezogene Ober- und Unterspannung ausgedrückt, wobei die Dauerfestigkeit des Betons für eine vorgegebene konstante Unterspannung (Wölbspannung) und eine überlagerte (Verkehrs-) Beanspruchung ermittelt wird.

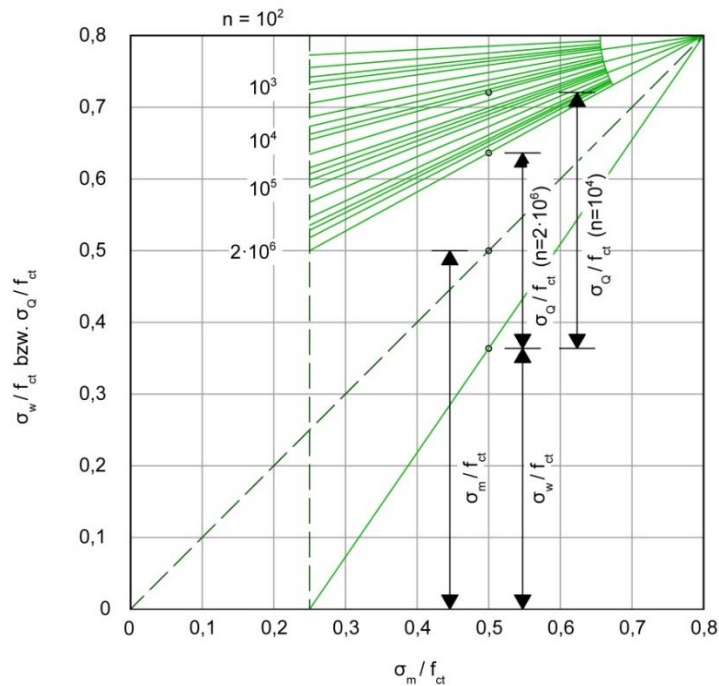


Abbildung 5-8: SMITH'sches Schaubild für die Ermüdung von Beton [35, 37-39].

5.3 Ergebnisse

5.3.1 Vergleich der resultierenden Verkehrslastspannungen in bituminösen Aufbauten nach der österreichischen Bemessungsmethodik und SAFEM-Methode

Da die Verkehrslastspannung bei der Bemessung von Asphaltstraßen über eine Vergleichsspannung in die Ermüdungsgleichung zur Bestimmung der zulässigen Anzahl an Lastwechseln eingeht (siehe Kapitel 5.2.3.2), ist eine zuverlässige und möglichst realitätsnahe Ermittlung dieser Spannung von großer Bedeutung. Aus diesem Grund wurden im Rahmen dieses Projekts die Ergebnisse der, in der österreichischen Bemessungsmethodik implementierten Mehrschichtentheorie nach Burmister [27] mit den Spannungen aus einer, am Institut für Straßenwesen der RWTH Aachen entwickelten semi-analytischen Finite Elemente Methode (SAFEM) verglichen.

5.3.1.1 Definitionen der Eingangsparameter für die Programme und Modellierung

In SAFEM wurde ein Modell des Asphaltbelages erstellt, um seine mechanische Reaktion abzuleiten. Dies wird verwendet, um die von der TU Wien hergeleiteten Ergebnisse zu verifizieren. Für die numerischen Simulationen werden die geometrischen Daten und Ma-

terialeigenschaften der Fahrbahn von Tabelle 5-5 vorgesehen. Die Dicke des halbunendlich ausgedehnten Bodens wurde zu 4 m definiert, um den Einfluss des Bodens auf die Ergebnisse mit ausreichender Güte zu erfassen. Die Länge (x-Richtung) und Breite (z-Richtung) des gesamten Oberbaus werden zu 30 m und 6 m in SAFEM definiert, um den Zeitaufwand für die Netzgenerierung und die Berechnung zu begrenzen. Voller Schichtenverbund zwischen alle Schichten wird angenommen. Bei der numerischen Simulation wird zunächst davon ausgegangen, dass sich alle Schichten linear-elastisch verhalten.

Tabelle 5-5: Geometrische Daten und Materialeigenschaften der Fahrbahn.

Schicht	Dicke [mm]	μ	E [MPa]
Asphaltdeckschicht (ADS)	35	0,35	7841
Asphaltbinderschicht (ABS)	95	0,35	10325
Asphalttragschicht (ATS)	120	0,35	8152
ungebundene obere Tragschicht	200	0,35	239
ungebundene untere Tragschicht	300	0,35	196
Boden	4000	0,35	70

Die Fahrbahnbefestigung wird durch fünf statische Radlasten in Höhe von 0,8 MPa beansprucht (siehe Tabelle 5-6). Die Koordinate in x-Richtung geht, wie oben erwähnt, von 0 bis 30000.

Tabelle 5-6: Definition der Achslasten.

Lastname	Last [MPa]	Lastradius [mm]	Lastzentrum	Koordinaten der x-Achse [mm]
P1	0,8	108	3000	10015
P2	0,8	94	3000	13615
P3	0,8	68	3000	17615
P4	0,8	69	3000	19440
P5	0,8	69	3000	20765

Der Netzgenerator von SAFEM generiert Dreieckselemente in der XY-Ebene mit bi-quadratischen Ansatzfunktionen. In Z-Richtung werden Fourier-Ansätze gewählt (Abbildung 5-9).

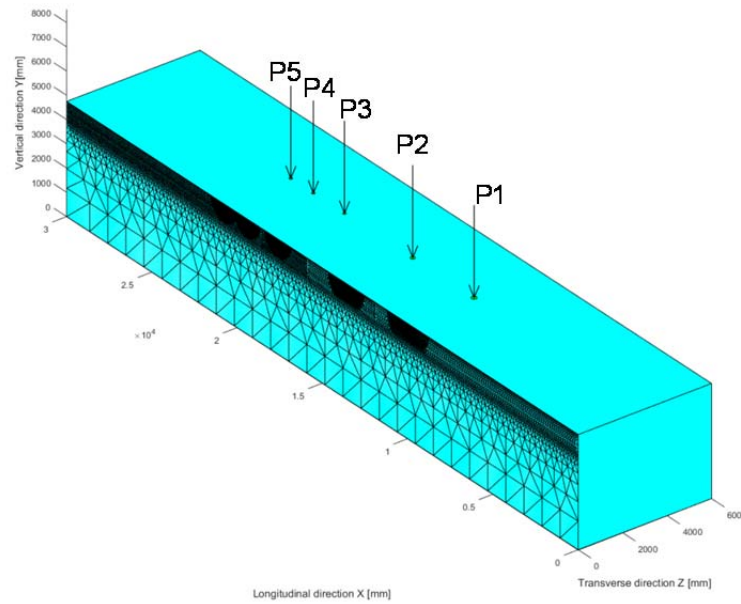


Abbildung 5-9: Automatische Netzgenerierung.

5.3.1.2 Untersuchungsergebnisse

Die mit SAFEM in den Fahrbahnbefestigungen ermittelte Spannungs- und Dehnungsverteilung sowie die Deformation (vergrößert um den Faktor 1000) sind in Abbildung 5-10 exemplarisch dargestellt. In Tabelle 5-7 werden die Ergebnisse an der Unterseite der Asphalttragschicht näher betrachtet.

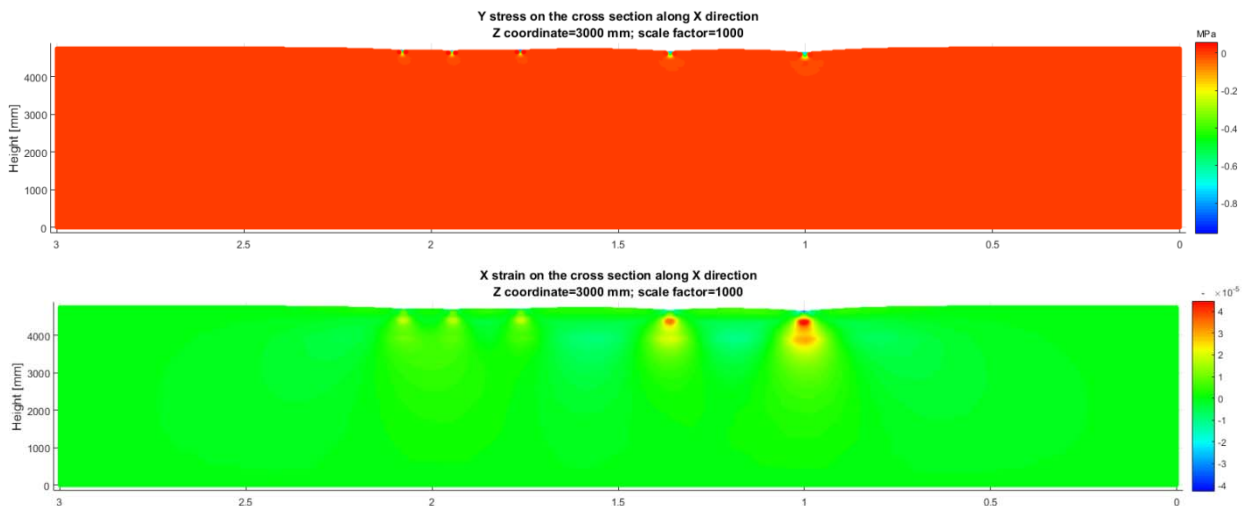


Abbildung 5-10: Ermittelte Spannung (oben) in vertikaler Richtung und ermittelte Dehnung (unten) in horizontaler Richtung mit SAFEM.

Tabelle 5-7: Ermittelte Ergebnisse an der Unterseite der Asphalttragschicht.

Reifen	Verschiebung [mm]			Dehnung [-]			Spannung [MPa]		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
P1	-5.70E-04	-0.1425	-1.34E-18	4.71E-05	-4.88E-05	4.56E-05	0.5946	0.0154	0.5853
P2	4.93E-04	-0.1147	-6.97E-19	3.56E-05	-3.87E-05	3.59E-05	0.4464	-0.0026	0.4483
P3	-0.0015	-0.0795	-2.25E-19	1.80E-05	-2.12E-05	2.08E-05	0.2328	-0.0041	0.2495
P4	-6.65E-04	-0.0949	-2.72E-19	1.77E-05	-2.21E-05	2.27E-05	0.2356	-0.0048	0.2658
P5	0.0026	-0.0842	-7.34E-19	1.85E-05	-2.22E-05	2.20E-05	0.2412	-0.0046	0.2624

Parallel wurden die maßgebenden Spannungen für die in Kapitel 5.3.1.1 beschriebenen Angaben zu Aufbau und Belastung (Tabelle 5-5 und Tabelle 5-6) mit der Mehrschichtentheorie nach Burmister (siehe Kapitel 5.2.3.2) ermittelt. Wie die Gegenüberstellung in Tabelle 5-8 zeigt, stimmen die Ergebnisse beider Methoden zur Berechnung der Primärwirkungen sehr gut überein. Daraus kann schlussgefolgert, dass die für die Berechnung der Spannungen und Dehnungen angewandte Methode bei flexiblen Aufbauten, zuverlässige Ergebnisse liefert.

Tabelle 5-8: Vergleich der maßgebenden Biegezugspannungen an der Unterseite der Asphaltbefestigung ermittelt Mehrschichtentheorie und SAFEM-Methode.

Reifen	Mehrschichtentheorie	Finite Elemente Methode [MPa]	Differenz
	σ_{\max} [MPa]	σ_{\max} [MPa]	[MPa]
P1	0.558	0.595	0.037
P2	0.434	0.448	0.014
P3	0.244	0.25	0.006
P4	0.26	0.266	0.006

5.3.2 Ermittlung der strukturellen Lebensdauer eines flexiblen Aufbaus

Um die Auswirkung der dynamischen Radlasterhöhung aufgrund von Längsunebenheiten auf die Schädigung des Oberbaus zu analysieren, wird die Lebensdauer eines bituminösen Aufbaus, der typisch für hochbelasteten ist (Bautype AS1, Lastklasse LK25, siehe Abbildung 5-11) bestimmt. Die temperaturabhängigen Materialeigenschaften für die 12 Bemessungsperioden sind in Tabelle 5-9 gegeben. Als Verkehrsbelastung wurde das charakteristische Verkehrskollektiv aus Kapitel 2 und die dynamischen Radlasterhöhungen aus Kapitel 4 angesetzt. Zur Ermittlung der Schädigung und der Lebensdauer wurde der in Kapitel 5.2 vorgestellte Algorithmus angewandt.

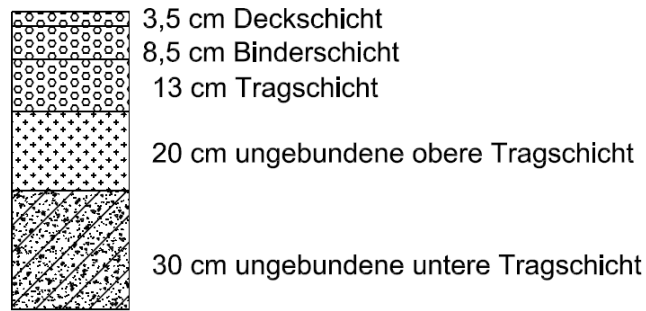


Abbildung 5-11: Untersucher bituminöser Aufbau, Bautype AS1, Lastklasse LK25 gemäß [40].

Tabelle 5-9: Materialeigenschaften des untersuchten flexiblen Aufbaus.

	Deckschicht	Binderschicht	Tragschicht	ungeb. Obere TS	
Schichthöhe [m]	0.035	0.085	0.13	0.2	
u	0.35	0.35	0.35	0.35	
E-Modul [MPa]	Periode 1	15265	13004	956	
	Periode 2	17716	14592	956	
	Periode 3	6856	8563	6904	239
	Periode 4	13285	8638	6682	239
	Periode 5	3435	4067	3091	244
	Periode 6	6162	2428	1635	342
	Periode 7	1046	2344	3032	478
	Periode 8	5914	2725	1700	478
	Periode 9	2106	2657	3924	478
	Periode 10	9647	5047	3708	478
	Periode 11	13394	10622	11364	478
	Periode 12	15534	11437	9546	478

Abbildung 5-12 zeigt die Auswirkung steigender dynamischer Radlasten bei zunehmender Längsunebenheit (ausgedrückt durch den Parameter Δ_{WLP} des bewerteten Längsprofils) auf die Oberbauschädigung beim Übergang des Lastkollektivs. Die Ergebnisse für ausgewählte Werte für Δ_{WLP} können mit einer Potenzfunktion beschrieben werden.

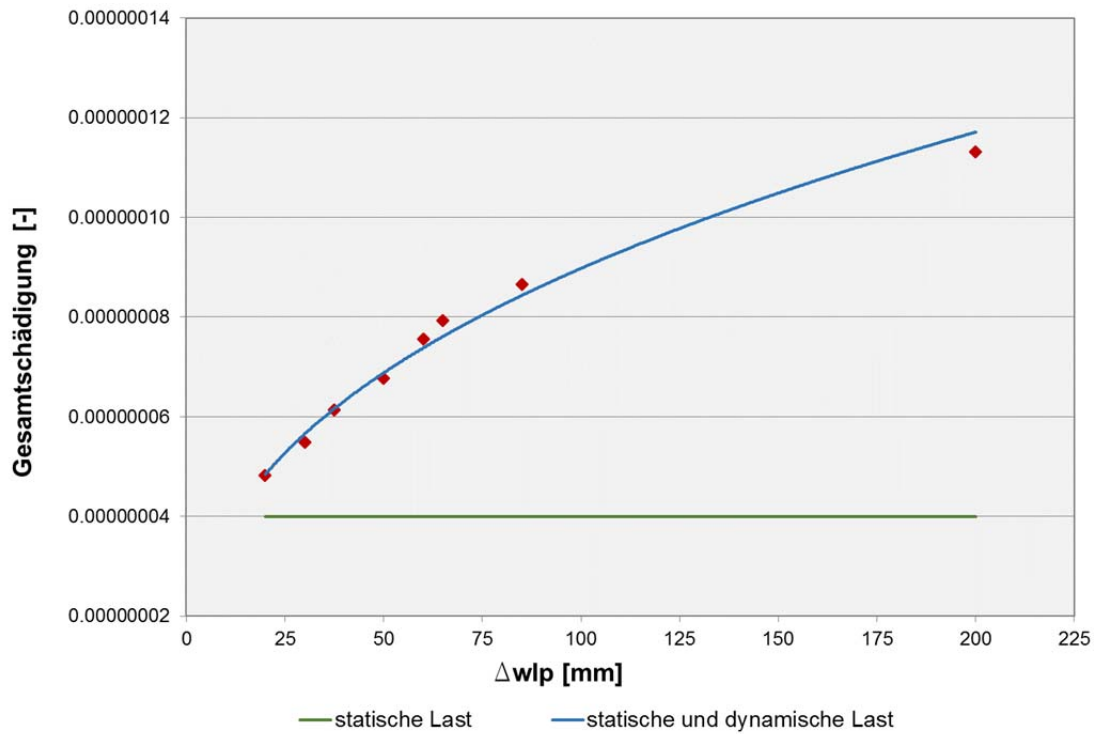


Abbildung 5-12: Schädigung aufgrund der Variation des Längsprofil ermittelt für den untersuchten flexiblen Aufbau der Lastklasse 25, Bautype AS1.

Analog zu Abbildung 5-12 zeigt Abbildung 5-13 die Änderung der strukturellen Lebensdauer des Oberbaus mit zunehmender Längsunebenheit. Die grüne Linie entspricht der ermittelten Lebensdauer infolge statischer Belastung bei vollkommen ebener Straße, während die blaue Linie die Normlastwechsel aufgrund dynamischer und statischer Belastung beschreibt. Steigende Längsunebenheit bewirkt eine Reduktion der Lebensdauer, die mittels einer Potenzfunktion charakterisiert werden kann.

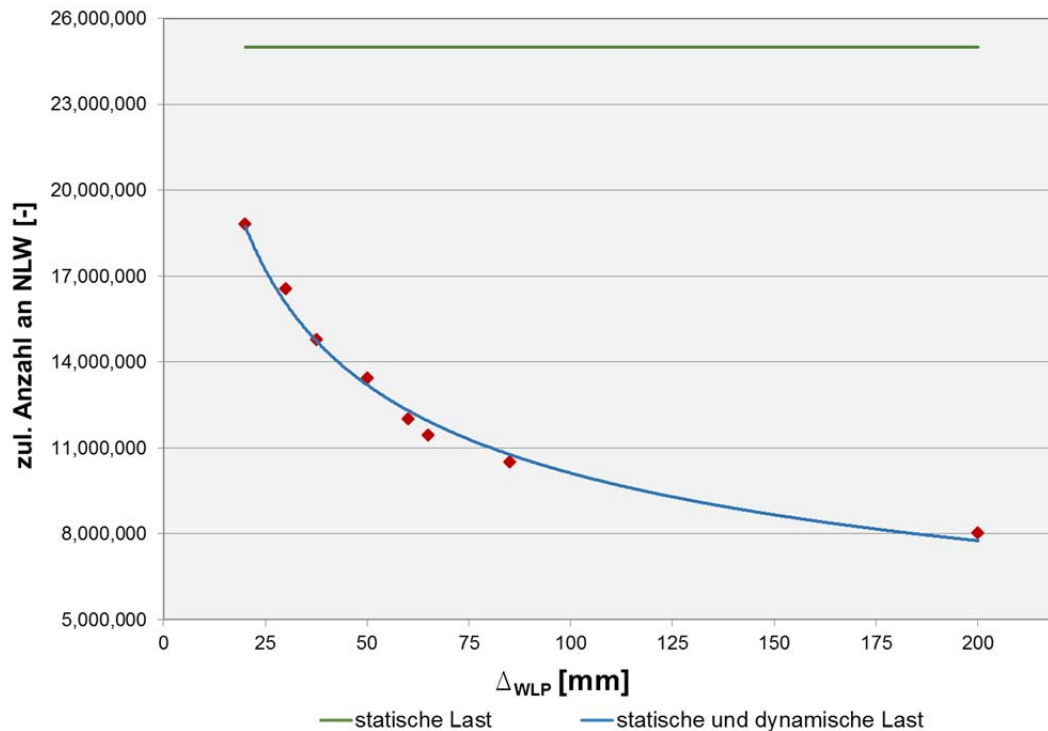


Abbildung 5-13: Zusammenhang zwischen den Normlastwechsel (NLW) und der Spannweite (Δ_{WLP}) für den untersuchten flexiblen Aufbau der Lastklasse 25, Bautype AS1.

5.3.3 Ermittlung der strukturellen Lebensdauer eines starren Aufbaus

Ähnlich wie im Kapitel 5.3.2 wird bei der Untersuchung von Betondecken ein typischer Aufbau für hochbelastete Straßen (Bautype BE1, Lastklasse LK40, siehe Abbildung 5-14) betrachtet. Die Materialeigenschaften der einzelnen Schichten sind in Tabelle 5-10 zusammengefasst. Die angenommene Biegezugfestigkeit des Betons von $5,27 \text{ N/mm}^2$ gilt für natürliche Gesteinskörnung und ein Vertrauensniveau von 95%. Es wurden Standarddübeln mit einer Länge von 500 mm, einem Durchmesser von 25 mm und einer entsprechenden Dübelwirksamkeitszahl von 400232 kN/m berücksichtigt. Als Temperaturbelastung für die 6 Perioden wurden die Temperaturgradienten für die rote Zone in Abbildung 5-5 angenommen. Die Verkehrsbelastung setzt sich auch hier aus dem charakteristischen Verkehrskollektiv und den dynamischen Radlasterhöhungen verursacht durch Längsunebenheiten mit charakteristischen Werten für Δ_{WLP} zusammen. Die Ermittlung der Schädigung und der Lebensdauer erfolgt analog zur Vorgehensweise in Kapitel 5.2.

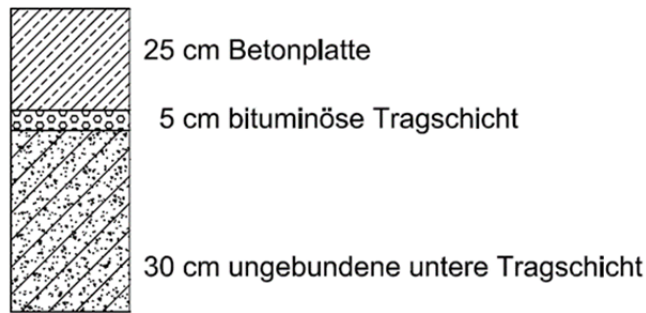


Abbildung 5-14: Untersucher starrer Aufbau, Bautype BE1, Lastklasse LK40 gemäß [40].

Tabelle 5-10: Materialeigenschaften des untersuchten starren Aufbaus.

		Betondecke	bit. Tragschicht	ungeb. Untere Tragschicht	Untergrund
Schichthöhe [m]		0.25	0.05	0.45	-
u		0.15	0.35	0.35	0.35
E-Modul [MPa]	Periode 1	30000	35000	677.6	280
	Periode 2	30000	35000	169.4	70
	Periode 3	30000	35000	242	100
	Periode 4	30000	35000	338.8	140

Analog zu Abbildung 5-12 und Abbildung 5-13 werden auch hier die Zusammenhänge zwischen ermittelter Schädigung, Normlastwechsel und bewertetem Längsprofil dargestellt. Analog zu den Ergebnissen für den untersuchten flexiblen Aufbau lässt sich aus Abbildung 5-15 und Abbildung 5-16 erkennen, dass die Lebensdauer des untersuchten starren Aufbaus mit erhöhter Längsunebenheit (steigender Δ_{WLP}) sinkt.

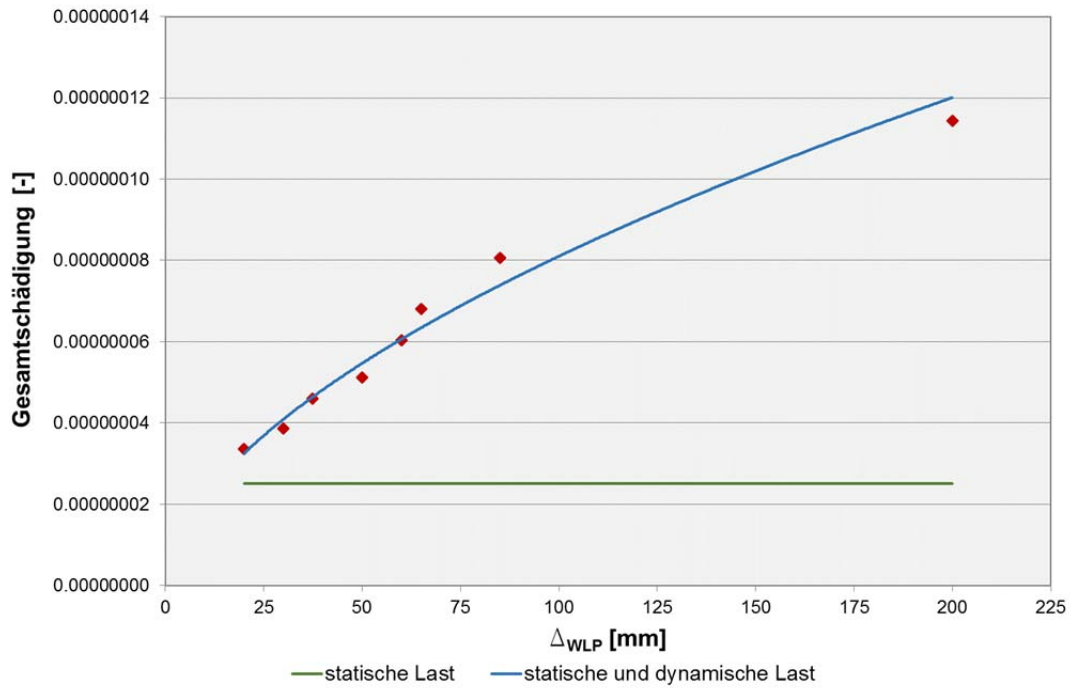


Abbildung 5-15: Schädigung aufgrund der Variation des Längsprofil ermittelt für den untersuchten starren Aufbau der Lastklasse 40, Bautype BE1.

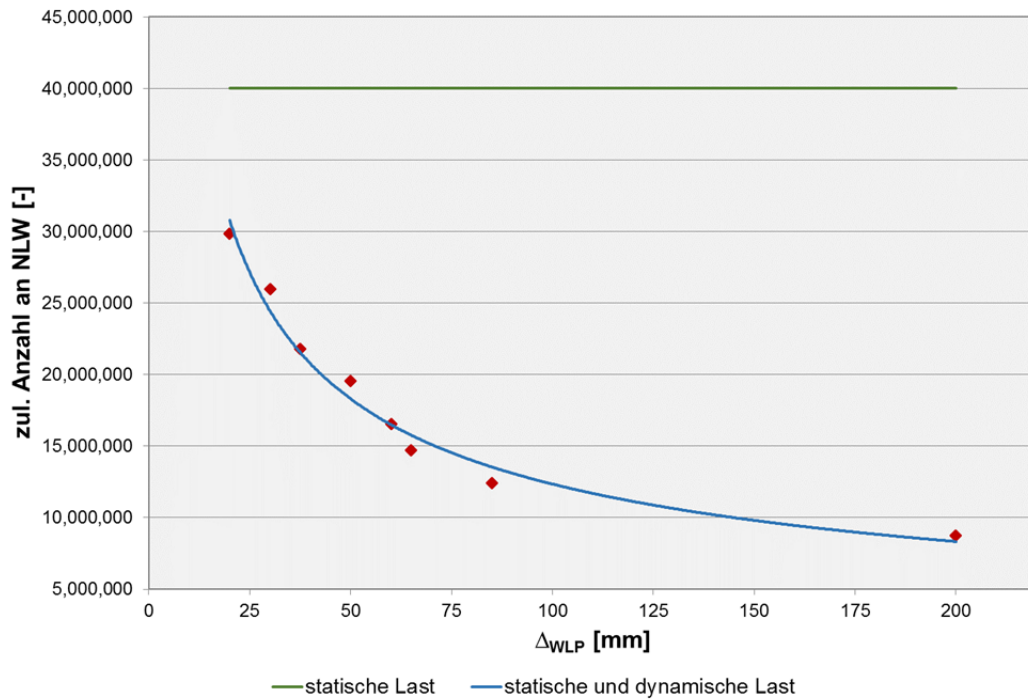


Abbildung 5-16: Zusammenhang zwischen den Normlastwechsel (NLW) und der Spannweite (Δ_{WLP}) für den untersuchten starren Aufbau der Lastklasse 24, Bautype BE1.

5.3.4 Gegenüberstellung der Ergebnisse der untersuchten flexiblen und starren Aufbauten

In Abbildung 5-17 werden die Ergebnisse der ermittelten Lebensdauern aus den Kapiteln 5.3.2 und 5.3.3 zusammengefasst. Die rote und blaue strichlierte Linie bezeichnen die Lebensdauer zufolge reiner statischer Belastung (vollkommen ebene Straßenoberfläche) bei starren und flexiblen Aufbau, während die rote und die blaue Kurve den Verlauf die Abnahme der Lebensdauer bei zunehmender Längsunebenheit (Δ_{WLP}) bei starren und flexiblen Aufbau zeigen. Aufgrund unterschiedlichen Ermüdungsverhaltens von Asphalt und Beton, aber auch bedingt durch geometrische Effekte (Plattenwirkung bei Betondecken) weisen starre Aufbauten eine erhöhte Lebensdauer auf. Aus denselben Gründen wirken sich Längsunebenheiten und die damit verbundene Erhöhung der dynamischen Radlasten bei Fahrbahnen aus Beton stärker aus als bei Asphaltbefestigungen. Dies resultiert in einem flacheren Verlauf der Lebensdauer über Δ_{WLP} bei flexiblen Aufbauten.

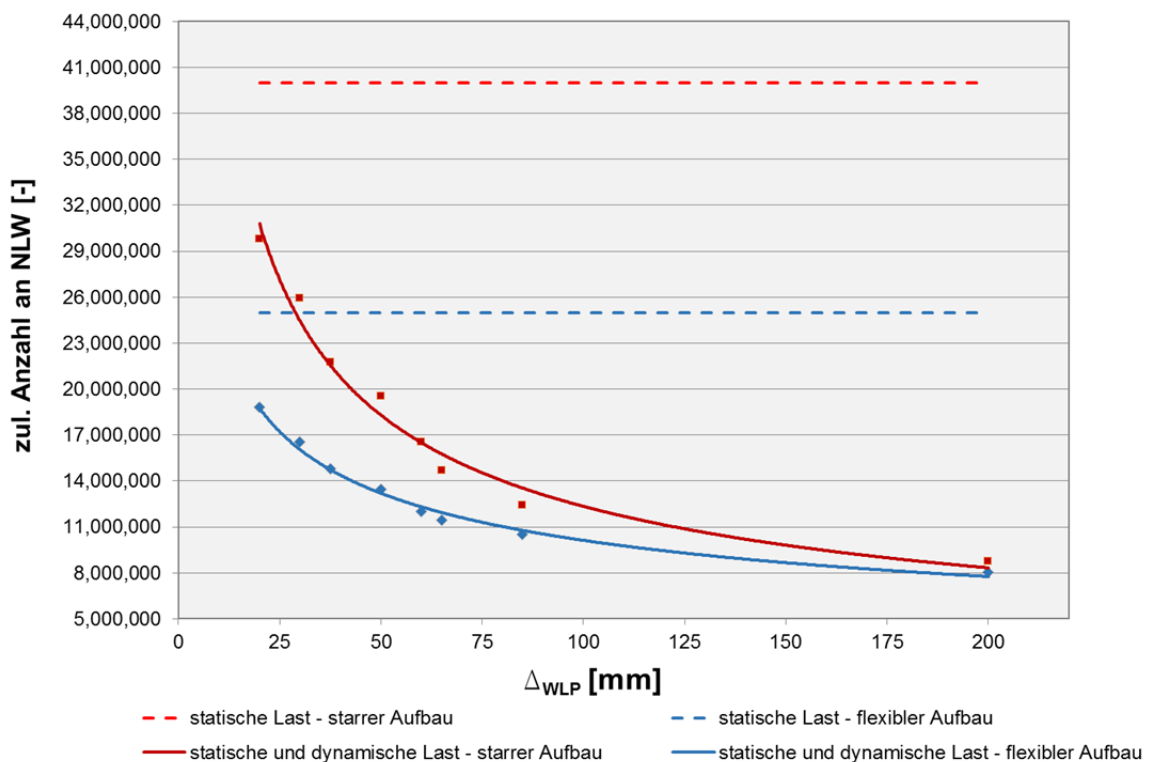


Abbildung 5-17: Gegenüberstellung Ergebnisse der untersuchten flexiblen und starren Aufbauten.

6 BAUPRAKTISCHE EMPFEHLUNGEN

6.1 Typische Unebenheiten am A+S-Netz

Um typische Unebenheiten am A+S-Netz zu identifizieren, wurde das gesamte Netz mit dem in Kapitel 3.1 beschriebenen Sattelzugmodell befahren und anschließend die dynamische Radlast an der Aufliegerachse untersucht. Zu diesem Zweck wurde das 99,5%-Perzentil der netzweiten dynamischen Radlast als Grenzwert definiert und entsprechende Überschreitungen als potentiell relevante Ereignisse angesehen. Um die sich ergebende Vielzahl an Ereignissen zu filtern, wurden Ereignisse zusammengefasst, wenn diese weniger als 0,5 m auseinanderlagen und nur solche zusammengefassten Ereignisse weiter betrachtet, wenn ihre räumliche Ausdehnung mindestens 1 m betrug.

Auf Grund der hohen räumlichen Auflösung von 10 cm und der fehlenden Lateral-Information ist es jedoch nicht möglich, von einem gegebenen Profilsegment eindeutig auf einen bestimmten Schadenstyp zu schließen.

Es zeigt sich, dass in der Tat fast alle derart definierten Ereignisse (im Weiteren als „Problemstellen“ bezeichnet) konkrete Besonderheiten im Längsebenenprofil zur Ursache haben und geben damit wertvolle Einblicke in das tatsächliche Aufkommen von Unebenheiten.

Insgesamt wurden 1056 Problemstellen mit Hilfe von Simulationen detektiert. Für alle Problemstellen wurde das vorhandene Befahrungsvideo aufgerufen und die Stelle visuell beurteilt. Ziel war die Festlegung und Kategorisierung der Ursachen der Radlasterhöhungen. Für 986 dieser Problemstellen war das Video verwertbar und es wurden Bilder extrahiert.

Die Ergebnisse der Videoanalyse aller Problemstellen sind in Tabelle 6-1 zusammengefasst und nach Deckentyp unterteilt. Die häufigsten Typen der Problemstellen fallen auf Brückenübergänge, Oberflächenschäden, Unebenheiten und Änderungen des Deckentyps (Beton auf Asphalt oder umgekehrt). Baustellen, Fahrstreifenwechsel, Tunnels und Mautstellen sind weitere Kategorien, die in geringerem Ausmaß vorkommen.

Die Tabelle zeigt, dass Brückenübergänge mit einer Gesamtanzahl von 453 knapp die Hälfte aller Problemstellen ausmachen. In Tabelle 6-2 sind beispielhaft Bilder der häufigsten Problemstellen-Kategorien dargestellt.

Als besonders interessant für die weitere Projektbearbeitung stellt sich die Kategorie „Unebenheit“ heraus. Sie bezeichnet die Abschnitte, auf denen keine konstruktiven Unstetigkeiten wie Übergangskonstruktionen zu Radlasterhöhungen führen. Die Deckschicht weist hier keine offensichtlichen Schäden oder Unterbrechungen auf.

Tabelle 6-1: Übersicht über die Typen von Problemstellen und ihre Häufigkeit.

Typ	Asphalt	Beton	Übergang Asphalt - Beton	Summe
Brückenübergang	419	27	7	453
Schäden	132	53	3	188
Unebenheit	132	24	2	158
Fahrbahnänderung	62	4	11	77
Tunnel	29	2	1	32
Baustelle	27	0	1	28
Tagesschluss	10	0	0	10
Mautstelle	0	10	0	10
Fahrbahnübergang	4	0	4	8
Brücke	3	0	0	3
Schacht	1	2	0	3
Kreisverkehr	1	2	0	3
Verengung	3	0	0	3
Kreuzung	1	1	0	2
Bahnübergang	0	2	0	2
Querschnitt	1	0	0	1
Flickstelle	1	0	0	1
Fahrstreifenänderung	1	0	0	1
Summe	827	127	29	983

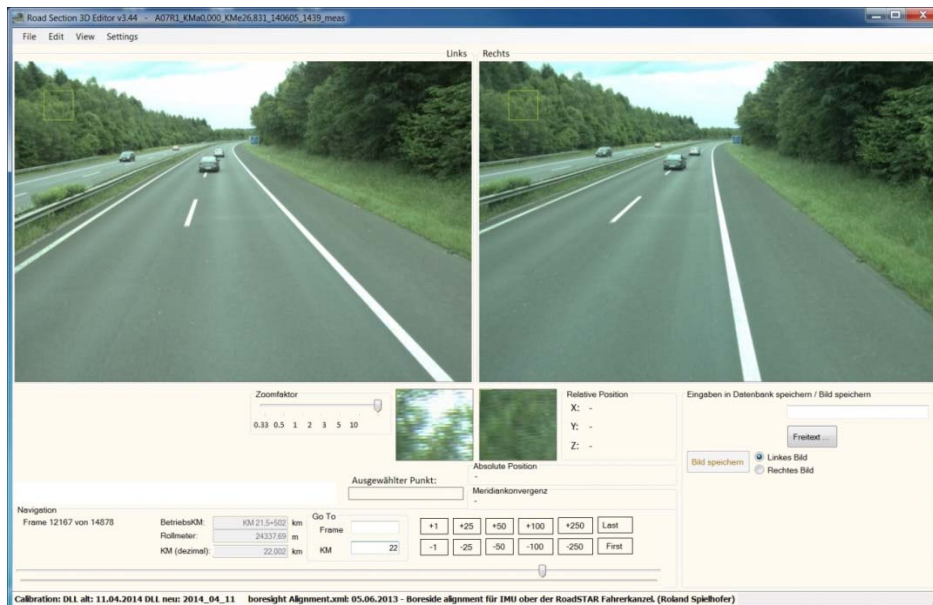




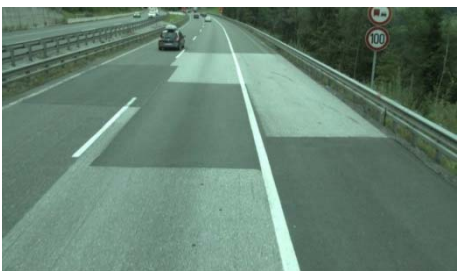







Abbildung 6-1: Streckenvideo und Bildextraktion.

Tabelle 6-2: Beispiele für die am häufigsten vorkommenden Problemstellen.

	Asphalt	Beton
Brücken- übergänge		
Unstetigkeiten		
Flickstellen		
Oberflächen- schäden		
Änderung von Fahrbahn- typ		

6.1 Bewertungshintergrund

Im Folgenden werden aus dem in Kapitel 5.3 erläuterten Zusammenhang zwischen Längsunebenheit (ausgedrückt durch den Parameter Δ_{WLP}) und der Lebensdauerreduktion für flexible und starre Aufbauten technisch fundierte Bewertungshintergründe für beide Bauweisen abgeleitet und sinnvolle Eingriffszeitpunkte definiert.

6.1.1 Bewertungshintergrund für flexible Aufbauten

Nach RVS 08.16.01 [41] darf die Gesamtschichtdicke aller eingebauten Asphaltsschichten nach Fertigstellung die Soll-Vorgabe um nicht mehr als 1,5 cm unterschreiten. Übersteigt die Unterschreitung der Gesamtdicke diesen Grenzwert, erfolgt keine Übernahme. Für den untersuchten Aufbau der Bautype AS1, Lastklasse LK25 mit einer Solleinbaudicke des Asphaltpakets von 25 cm ergibt sich somit eine Grenzdicke von 23,5 cm. Dies entspricht einer Reduktion der technischen Lebensdauer von 25 auf 13 Millionen ertragbare Lastwechsel. Dieser Grenzwert wird im Bewertungshintergrund für Längsunebenheiten als Schwellenwert festgelegt und im Weiteren, in Anlehnung an die Bewertung im Schulnotensystem, als Note 5 (N5) bezeichnet.

Der Verlauf der technischen Lebensdauer mit zunehmender Längsunebenheit in Abbildung 5-13 enthält unrealistisch hohe Werte für den Parameter Δ_{WLP} . Daher wurde dieser in Abbildung 6-2 mit $\Delta_{WLP} = 85$ mm begrenzt und durch eine Polynomfunktion 2. Grades angenähert. Mit Hilfe der ermittelten Funktion in Abbildung 6-2 kann der entsprechende Wert des Parameters Δ_{WLP} für Note N5 mit $\Delta_{WLP} = 52$ mm bestimmt werden. Zur Festlegung der Noten N1 bis N4 wird die Schichtdickenreduktion aus dem Abnahmekriterium von 1,5 cm in 4 Teilbereiche unterteilt, die sich jeweils durch 0,38 cm unterscheiden. Die ertragbare Anzahl an Lastwechseln für die resultierenden Grenzschichtdicken für die Noten N1 bis N4 können durch Interpolation aus dem Bemessungskatalog in RVS 03.08.63 entnommen werden. Mit Hilfe der Funktion in Abbildung 6-2 werden im Anschluss die entsprechenden Grenzwerte für Δ_{WLP} bestimmt.

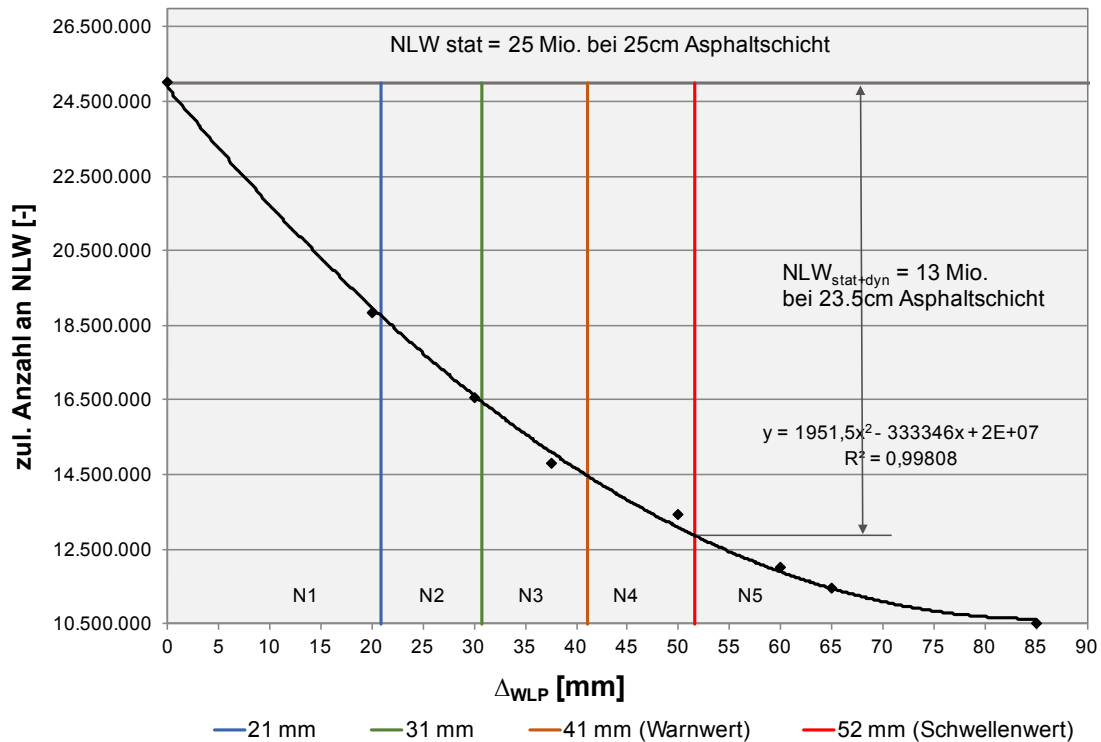


Abbildung 6-2: Festlegung von Noten zur Bewertung des Längsprofil bei flexible Schichten.

Damit die Reduktion der Lebensdauer in Abhängigkeit der Längsunebenheit besser eingeschätzt werden kann, wird ein Reduktionsfaktor (RF) eingeführt, der für vollkommen ebene Strecken mit 1 definiert ist (siehe Abbildung 6-3). Neben dem Schwellenwert bei Note 5 wird ein Warnwert bei Note 3 definiert, der einem Reduktionsfaktor von 0,58 und dementsprechend einem Wert $\Delta_{WLP} = 41$ mm entspricht. Die ertragbare Anzahl an Lastwechseln bei zusätzlicher dynamischer Beanspruchung durch Längsunebenheit kann somit mit

$$NLW_{stat+dyn} = NLW_{stat} \cdot RF \quad (6.1)$$

berechnet werden.

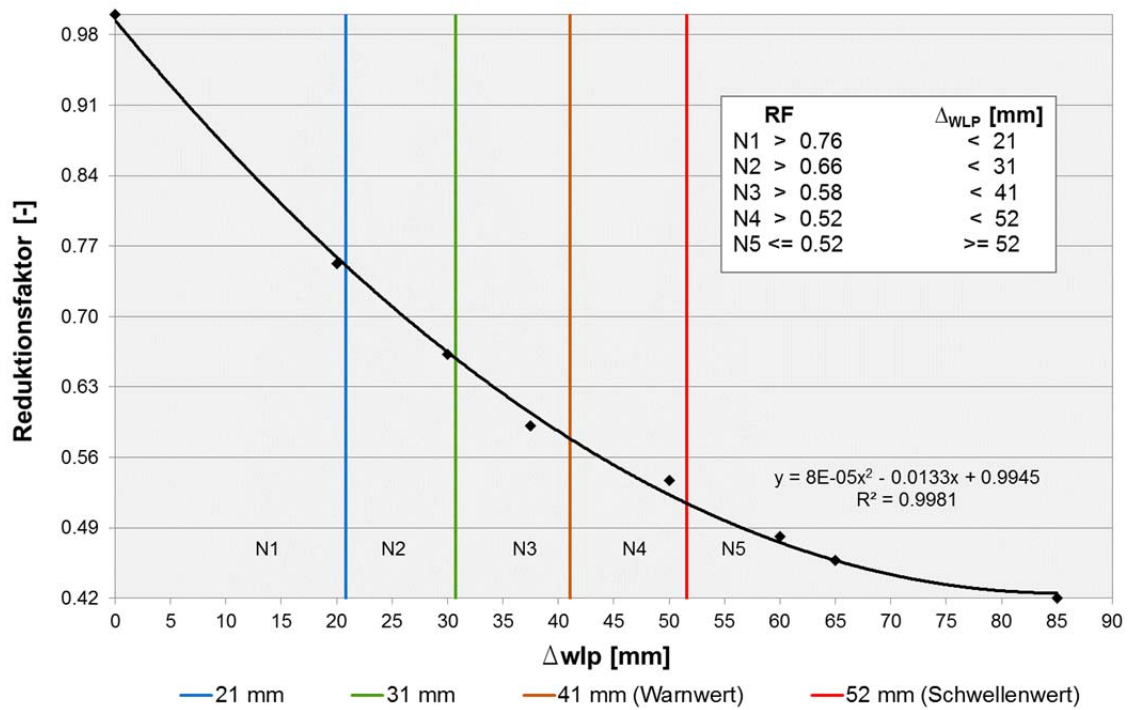


Abbildung 6-3: Zusammenhang zwischen Reduktionsfaktor und Parameter Δ_{WLP} für flexible Aufbauten.

Abbildung 6-4 zeigt die kumulierte Summenhäufigkeit des Parameters Δ_{WLP} für flexible Aufbauten. Daraus ist abzulesen, dass 84% der ausgewerteten Abschnitte mit flexiblem Aufbau den Noten 1 und 2 entsprechen, während 16% der Abschnitte mit Note 3 oder schlechter und 4% mit Note 5 (Schwellenwert) bewertet werden.

In Tabelle 6-3 sind die Grenzwerte der definierten Noten angegeben.

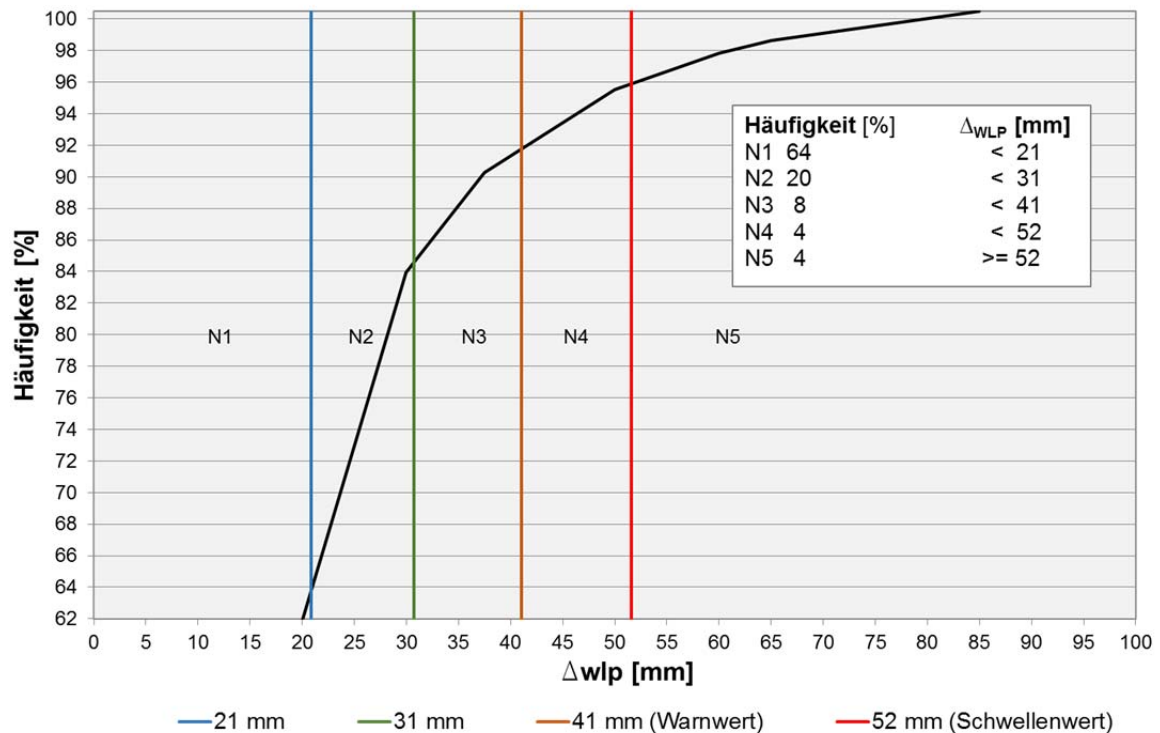


Abbildung 6-4: Kumulierte Summenhäufigkeit von Δ_{WLP} , flexible Aufbauten.

Tabelle 6-3: Grenzwerte der festgelegten Noten zur Bewertung des Längsprofils bei flexiblen Aufbauten.

Note	NLWstat+dyn	Δ_{WLP}	Reduktionsfaktor	Häufigkeit
	[Mio.]	[mm]	[-]	[%]
N1	> 18,9	< 21	0.78	64
N2	> 16,6	< 31	0.66	20
N3 (Warnwert)	> 14,6	< 41	0.58	8
N4	> 13	< 52	0.52	4
N5 (Schwellenwert)	\leq 13	\geq 52	0.52	4

6.1.2 Bewertungshintergrund für starre Aufbauten

Gemäß RVS 08.17.02 [42] darf die Gesamtschichtdicke bei Betondecken die Solleinbaudicke um nicht mehr als 2 cm unterschreiten, da sonst keine Abnahme möglich ist. Daraus ergibt sich für den untersuchten Aufbau der Bautype BE1, Lastklasse LK40 mit einer Dicke der Betondecke von 25 cm eine Grenzdicke von 23 cm. Dies entspricht einer Reduktion der technischen Lebensdauer von 40 auf 21 Millionen ertragbare Lastwechseln (gemäß Bemessungskatalog in RVS 03.08.83). Analog zur Vorgehensweise in Kapitel 6.1.1

wird dieser Wert im Bewertungshintergrund für Längsunebenheiten als Schwellenwert festgelegt und im Weiteren als Note 5 (N5) bezeichnet.

Der Verlauf der Lebensdauerreduktion in Abbildung 5-16 wurde auch hier bei einem realistischen Wert für Δ_{WLP} von 85 mm begrenzt und eine entsprechende quadratische Polynomfunktion ermittelt (siehe Abbildung 6-5). Mit Hilfe dieser Funktion kann der entsprechende Wert von Δ_{WLP} für Note N5 mit $\Delta_{WLP} = 43$ mm bestimmt werden. Zur Festlegung der Noten N1 bis N4 wird auch hier die Schichtdickenreduktion von 2 cm (aus dem Abnahmekriterium) in 4 Teilbereiche mit jeweils einer Reduktion der Deckenstärke von 0,5 cm eingeteilt und die entsprechende technische Lebensdauer ermittelt. Auch hier kann die Funktion in Abbildung 6-5 genutzt werden um Grenzwerte für Δ_{WLP} abzuleiten.

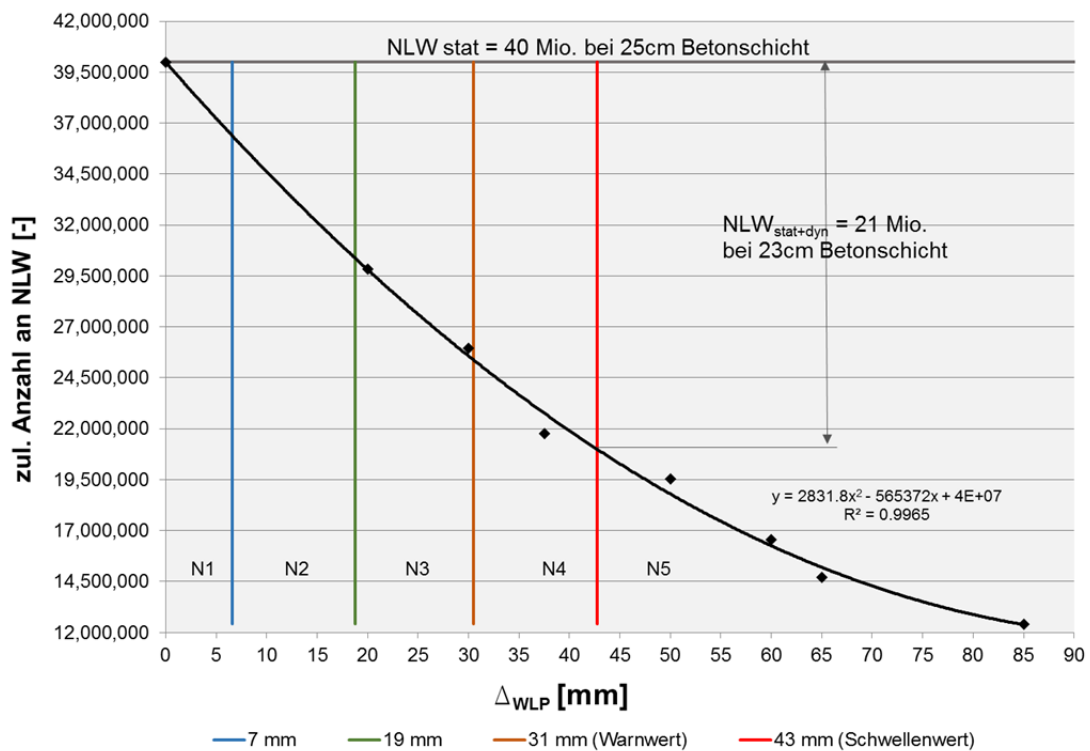


Abbildung 6-5: Festlegung von Noten zur Bewertung des Längsprofil bei Betondecken.

Abbildung 6-6 zeigt den durch Normierung bestimmten Reduktionsfaktor für starre Aufbauten. Bei Note 3 wird der Warnwert festgelegt, der einen Reduktionsfaktor von 0,64 und einen Wert des Parameters Δ_{WLP} von 31 mm aufweist.

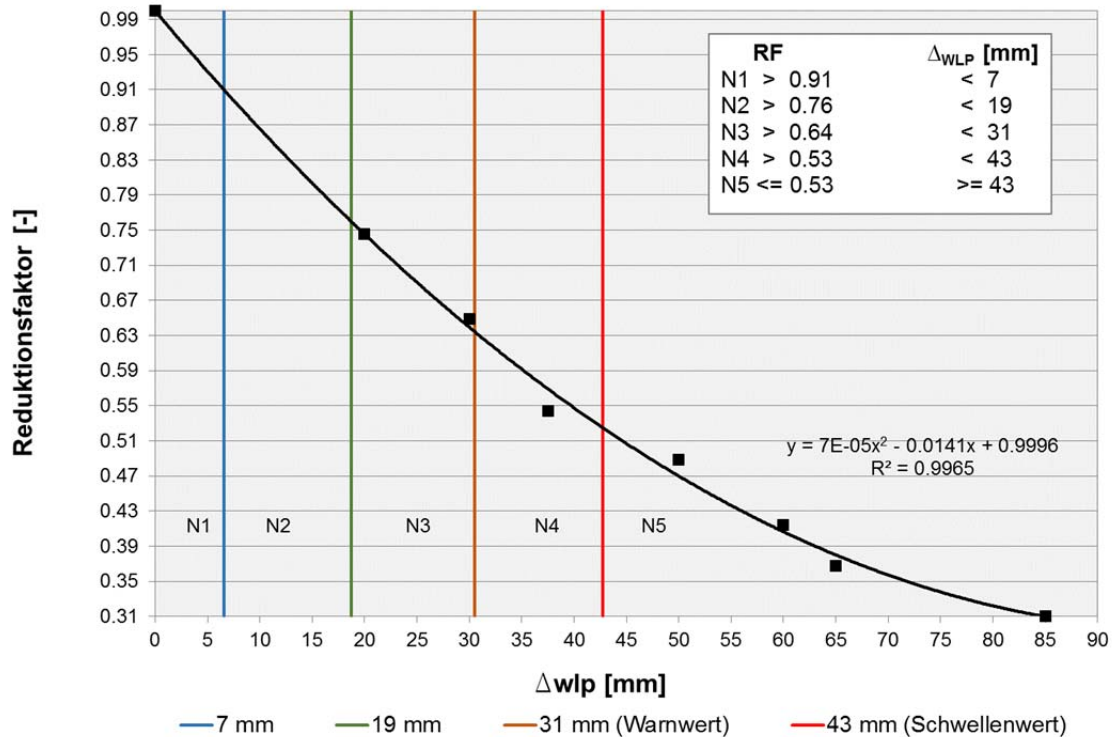


Abbildung 6-6: Zusammenhang zwischen Reduktionsfaktor und Parameter Δ_{WLP} für starre Aufbauten.

Abbildung 6-7 veranschaulicht die kumulierte Summenhäufigkeit des Parameters Δ_{WLP} für Betondecken am ASFINAG-Netz. Die Häufigkeit der Noten N1 und N2 kann aus den bestehenden Daten nur extrapoliert dargestellt werden. Es kann jedoch abgelesen werden, dass ca. 40 % des ASFINAG-Netzes den Noten N1 und N2 zugeordnet werden können, während 12 % der Note N5 entsprechen.

In **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** sind die Grenzwerte der definierten Noten angegeben.

Tabelle 6-4: Grenzwerte der festgelegten Noten zur Bewertung des Längsprofils bei Betondecken.

Note	NLWstat+dyn	Δ_{WLP}	Reduktionsfaktor	Häufigkeit
	[Mio.]	[mm]	[-]	[%]
N1	> 36,4	< 7	0.91	1
N2	> 30.4	< 19	0.76	37
N3 (Warnwert)	> 25.4	< 31	0.64	37
N4	> 21	< 43	0.53	13
N5 (Schwellenwert)	<= 21	>= 43	0.53	12

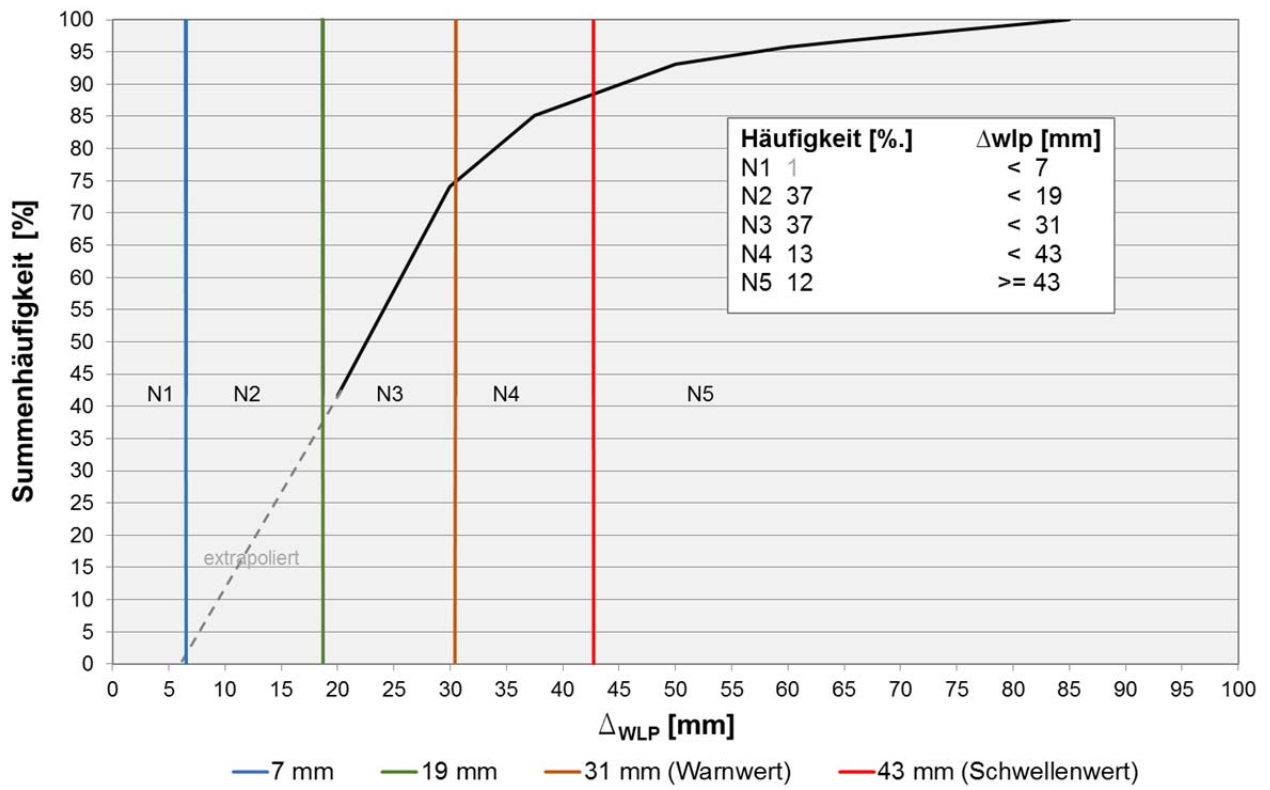


Abbildung 6-7: Kumulierte Summenhäufigkeit von Δ_{WLP} , starre Aufbauten.

6.2 Sanierungsempfehlungen

Spätestens bei Erreichen des Schwellenwertes ist eine Sanierungsmaßnahme im betroffenen Abschnitt erforderlich. Bei bituminösen Aufbauten kann eine Verbesserung des Fahrbahnzustandes im Hinblick auf die Längsebenheit durch Abfräsen und Aufbringen einer neuen Deckschicht erreicht werden, sofern keine anderen strukturellen Schäden vorliegen. Die Verbesserung der Längsebenheit bei Betondecken kann einerseits durch Abfräsen und anschließender Überbauung mit einer bituminösen Deckschicht erfolgen. Andererseits bietet das moderne Verfahren Grinding, bei dem die Oberfläche geschliffen wird, die Möglichkeit, neben der Längsebenheit die Griffigkeit zu verbessern sowie die Abrollgeräusche zu reduzieren.

7 REFERENZEN

- [1] *Highway Research Board: Special Report 61-G: The AASHO Road Test, Report 7.* 1962, Highway Research Board Washington, D.C.
- [2] BStMG, *BGBl 109/2002: Bundesgesetz über die Mauteinhebung auf Bundesstraßen (Bundesstraßen-Mautgesetz 2002 – BStMG 2002)*
- [3] Blab, R., et al., *OBESTO - Implementierung des GVO- und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenoberbauten.* 2014: Wien.
- [4] Petschacher, M., *BWIM-Messung Juni 2008 (A10).* 2009c, ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting.
- [5] Petschacher, M., *BWIM-Messung 2008 (A10).* 2008b, ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting.
- [6] Petschacher, M., *BWIM-Messung 2008 (A12).* 2008a, ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting.
- [7] Petschacher, M., *BWIM-Messung Juni 2008 (A9).* 2009b, ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting.
- [8] Petschacher, M., *BWIM-Messung 2009 (A23).* 2009c, ASFiNAG-Service Gesellschaft Südm PEC Petschacher Consulting.
- [9] KFG, *BGBl. Nr. 267/1967: Bundesgesetz vom 23. Juni 1967 über das Kraftfahrwesen (Kraftfahrzeuggesetz 1967 – KFG. 1967).* 1967.
- [10] Wolf, A. and R. Fielenbach, *Modell zur Analyse der durch den Schwerverkehr induzierten Belastung/Beanspruchung des BAB-Netzes im Hinblick auf straßenbautechnische Fragestellungen.* Band S61 der Reihe Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). 2010, Bergisch-Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen.
- [11] <http://scipy.org/>. zugegriffen, am 30.01.2017.
- [12] Spielhofer, R., et al., *Entwicklung eines Parameters zur Beurteilung der Längsebenheit.* Straßenforschung Heft 582. 2009, Wien: Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie.
- [13] Zahnmesser, et al., *Auswirkungen verschiedener Lastzugkombinationen auf die Straßenbeanspruchung. Dynamischer Breitenbedarf von Kraftfahrzeugzügen. Einfluss der Rahmenverdrehsteifigkeit von Lkw auf die Straßenbeanspruchung.* Heft 327. 1981: Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik
- [14] Mitschke, M. and H. Wallentowitz, *Dynamik der Kraftfahrzeuge.* 2004: Springer Berlin Heidelberg.
- [15] Bachmann, C., et al., *Realistische Lastannahmen für die Bemessung des Straßenoberbaus.* Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 998. 2008, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Straßenbau, Straßenverkehr.
- [16] Rittinger, M., et al., *Bestimmung statischer und dynamischer Achslasten von Nutzfahrzeugen unter Berücksichtigung innovativer Fahrzeugkonzepte und Fahrwerkstechnologien zur Minimierung statischer und dynamischer Radlasten, in Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben FE 04.0253/2011/ERB.* Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).

- [17] FSV, *RVS 11.06.68: Längsebenheitsmessungen mit dem System RoadSTAR*. 2004: Wien, Österreich.
- [18] CEN, *prEN 13036-5:2006: Oberflächeneigenschaften von Straßen und Flugplätzen - Prüfverfahren -Teil 5: Bestimmung der Längsunebenheitsindizes*. 2006: Brüssel.
- [19] Steinauer, B. and A. Ueckermann, *Die Längsunebenheit - auch eine Beanspruchungskomponente für Straße und Fahrer*. Straße und Autobahn, Heft 8, 2001: p. 445-454.
- [20] Ueckermann, A., *Ein geometrisch basiertes Verfahren zur Lokalisierung und Bewertung einzelner, peri-odischer und regelloser Unebenheiten im Straßenlängsprofil*. Aachener Mitteilungen Straßenwesen, Erd- und Tunnelbau, Heft 44. 2004, Aachen: Institut für Straßenwesen.
- [21] Maerschalk, G., A. Ueckermann, and S. Heller, *Längsebenheitsauswerteverfahren „Bewertetes Längsprofil*, in *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*. 2011, Bundesanstalt für Straßenwesen: Bergisch Gladbach. p. 73.
- [22] Eberhardsteiner, L., et al., *OBESTAS - Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen*. 2016: Wien.
- [23] Litzka, J., *Die Bemessung des Straßenoberbaus nach der neuen RVS 3.63*. Vol. Heft 2. 1987: Baumaschine, Baugerät, Baustelle.
- [24] Wistuba, M., *Klimaeinflüsse auf Asphaltstraßen - Maßgebende Temperatur für die analytische Oberbaubemessung in Österreich*. Mitteilungen des Instituts für Straßenwesen. Vol. 15. 2003, Wien: Technische Universität Wien.
- [25] Mais, R., *Zur Beanspruchung von bituminösen Fahrbahnbefestigungen. Ein Beitrag zur Ermittlung standardisierter Fahrbahnbefestigungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie*. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Vol. 138. 1973, Bonn.
- [26] Anderson, D.A. and D.W. Christensen. *Rheological evidence concerning the molecular architecture of asphalt cements*. in *Proceedings of Chemistry of Bitumen 2*. 1991. Rome.
- [27] Burmister, D.M., *The general theory of stresses and displacements in layered systems*. Journal of Applied Physics, 1943.
- [28] Leon, A., *Über die Rolle des Trennbruchs im Rahmen der Mohrschen Anstrengungshypothese*. Nr. 15. 1934: Der Bauingenieur 15.
- [29] Molzer, C., *Modifikation der österreichischen Bemessungsmethode für Oberbauten mit bituminösen Befestigungen*, in *Institut für Strassenwesen*. 1995, Technische Universität Wien: Wien.
- [30] Hagemann, R., *Ein Verfahren zur Beurteilung flexibler Fahrbahnbefestigungen unter Berücksichtigung von Festigkeitshypothesen für Asphalte*. 1980: Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover.
- [31] Lorenzl, H., *Modell zur Ermittlung der Nutzungsdauer von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt in Abhängigkeit von der Bindemittelviskosität*. Schriftenreihe Straßenwesen, Institut für Straßenwesen der Technischen Universität Braunschweig, Heft 13. 1996, Braunschweig.

- [32] Altenbach, H., *Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover*. Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Materialprüfung der Universität Hannover. 1993, Leipzig-Stuttgart.
- [33] ONI, *ÖNORM EN 12697-24: Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 24: Beständigkeit gegen Ermüdung*. 2012.
- [34] Blab, R., et al., *Betonstraßen – Das Handbuch, Leitfaden für die Praxis*. 2012, Wien: Zement + Beton
Handels- und Werbeges.m.b.H. 215.
- [35] Blab, R., et al., *Betonstraßen – Das Handbuch. Leitfaden für die Praxis*. 2012, Wien: Zement + Beton
- [36] Houben, I.L.J.M. *Structural Design of Pavements*. CT 4860 Part IV Design of concrete Pavements [Report] 2009; 01.2009:[69-101]. Available from: <http://www.citg.tudelft.nl/en/about-faculty/departments/structural-engineering/sections/pavement-engineering/education/lectures/>
- [37] Litzka, J., C. Molzer, and R. Blab, *Modifikation der Österreichischen Bemessungsmethode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus*. Schriftenreihe Straßenforschung. Vol. 465. 1996, Wien: Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten.
- [38] Eisenmann, J., *Betonfahrbahnen*. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. 1979, Berlin, München, Düsseldorf: Ernst.
- [39] Eisenmann, J. and G. Leykauf, *Betonfahrbahnen*. Auflage 2 ed, ed. H. Kupfer. 2003: Ernst & Sohn. 336.
- [40] FSV, *RVS 03.08.63: Oberbaubemessung*. 2016: Wien, Österreich.
- [41] FSV, *RVS 08.16.01: Anforderungen an Asphalttschichten*. 2015: Wien, Österreich.
- [42] FSV, *RVS 08.17.02: Deckenherstellung*. 2011: Wien, Österreich.

8 ZUSAMMENFASSUNG

Im Projekt LAST wurden die Auswirkungen von dynamischen Radlasterhöhungen aufgrund von Unebenheiten auf die Lebensdauer des Oberbaus untersucht. Die Schwere der Schädigung geht dabei auf das sog. „4.-Potenz-Gesetz“ zurück. Dies besagt, dass eine Erhöhung der Radlast mit der vierten Potenz auf die Schädigung einer Straße wirkt. Eine Verdoppelung der Radlast würde also eine 16-fache (2^4) Schädigungswirkung entfalten. Dieses Gesetz geht auf Großversuche in den USA in den 1950er-Jahren zurück (AASHO Road Test) und verdeutlicht den Einfluss der Radlast auf die Lebensdauer einer Straße. Aus heutigen Untersuchungen ist bekannt, dass das 4.-Potenzgesetz nur eine erste grobe Näherung darstellt. Für die Bewertung der Straßenschädigung existieren derzeit mehrere (generalistische) Modelle, die auf Grund des Verhältnisses von dynamischer zu statischer Radlast Schädigungsbeiwerte auf Lastseite berechnen. Derzeit fehlt jedoch eine Methode zur zuverlässigen Abschätzung des tatsächlichen Einflusses von dynamischen Radlastschwankungen auf die strukturelle Schädigung von Fahrbahnen. Die tatsächliche (Rest-) Lebensdauer von Fahrbahnen steht somit auch in Zusammenhang mit der Längsebenheit und den dadurch – bei sonst vergleichbarer Verkehrsbelastung – induzierten Radlastschwankungen und ist derzeit ebenfalls nur unzureichend abschätzbar.

Ziel des Projektes war die Entwicklung eines wissenschaftlich fundierten Bewertungsverfahrens von Längsunebenheiten von Fahrbahnaufbauten, welches die strukturelle Schädigung des Oberbaus durch die Einwirkung dynamisch induzierter Radlasten berücksichtigt und damit eine realistische Abschätzung des Einflusses auf die Lebensdauer ermöglicht.

Der erste Schritt war die Ermittlung eines Lastkollektivs des Schwerverkehrs am österreichischen Autobahnen- und Schnellstraßennetzes. Mit Hilfe von Mautdaten konnten sowohl die am österreichischen A+S-Netz vorkommenden LKW-Typen als auch deren Verteilung bestimmt werden. Mit den Ergebnissen von Weigh-in-Motion-Kampagnen, die am A+S-Netz durchgeführt wurden, konnten die tatsächlich vorkommenden Radlasten ermittelt werden.

Aufgrund der nun bekannten LKW-Typen und deren Achsgewichte erfolgte die Modellierung von LKWs zur Simulation der auftretenden dynamischen Radlasten während der Überfahrt über das A+S-Netz. Dabei wurde ein modularer Ansatz gewählt und die LKW in ihre Achsaggregate zerlegt. Dies erfolgte einerseits, weil sich die einzelnen Achsen aufgrund der großen Achsabstände beim LKW kaum gegenseitig beeinflussen, andererseits ermöglicht es die Berücksichtigung verschiedenster LKW-Konfigurationen nach einer Art „Baukastensystem“. Die Achsaggregate wurden entsprechend der vorher bestimmten Radlasten modelliert.

Im Zuge der Modellierung folgten vertiefende Untersuchungen zum Thema Simulation der LKW-Überfahrt bzw. Einflüsse auf die berechneten Radlasten. Hier wurde insbesondere Wert auf die Parametersätze der modellierten Achsaggregate gelegt. Vergleiche zu an realen LKW gemessenen Radlasten sowie der Einfluss verschiedener Modellierungsansätze (lineare und nicht-lineare Dämpfer-Kennlinien, 2D- und 3D-Modellierung) wurden untersucht. Parallel dazu wurden „straßenseitig“ weitere Untersuchungen durchgeführt.

Um einen Überblick über die am A+S-Netz vorkommenden Unebenheits-Probleme zu bekommen, wurden die auftretenden Radlasten mit einem Sattelzugmodell am Gesamtnetz berechnet und die Abschnitte mit den höchsten Radlasten extrahiert. An diesen insgesamt 986 Stellen wurde die Fahrbahn mit Hilfe eines netzweit verfügbaren Streckenvideos inspiziert und die sichtbaren Unebenheiten visuell klassifiziert.

Anschließend wurde für das gesamte A+S-Netz die Simulation einer Befahrung mit den im Projekt entwickelten Achsaggregaten durchgeführt. Die Datengrundlage dafür waren die netzweit erfassten Höhenlängsprofile am ersten (=rechten) Fahrstreifen im Jahr 2014 mit einer Länge von ca. 4200 km. Mit einer Auflösung von 10 cm wurden für jedes Achsaggregat die auftretenden Radlasten berechnet. Ebenso wurde für das gesamte Netz das bewertete Längsprofil (WLP) für 50 m lange Abschnitte berechnet. Das Ergebnis der netzweiten Simulationen sind Verteilungen der berechneten dynamischen Radlasten der einzelnen Achsaggregate und ihre zugeordneten WLP-Werte σ_{WLP} und Δ_{WLP} , getrennt nach Bauweise. Die ermittelten Verteilungen dienten als Eingangsgrößen für die Schädigungssimulation. Im Rahmen weiterer Untersuchungen wurde der Zusammenhang zwischen den Unebenheits-induzierten Radlasterhöhungen und dem WLP untersucht. Es zeigte sich eine gute Korrelation zwischen dem Kennwert Δ_{WLP} und den simulierten Radlasten – ein Hinweis darauf, dass das WLP ein geeigneter Beurteilungsparameter für die Straßenschädigung aufgrund von Radlasten ist.

An typischen flexiblen und starren Aufbauten wurden die in Österreich kürzlich eingeführten rechnerischen Dimensionierungsmethoden für Asphalt- und Betonstraßen angewandt, um eine längsunebenheitsinduzierte Schädigung und eine damit verbundene Reduktion der technischen Lebensdauer abschätzen zu können. Im Gegensatz zu bisherigen Methoden können dabei wichtige Eingangsgrößen wie Achskonfiguration, die tatsächlichen Eigenschaften des Aufbaus (Schichtstärken, Materialkennwerte, ...), klimatische Verhältnisse sowie geometrische Effekte (Plattenwirkung bei Betondecken) abgebildet werden.

Aus der berechneten Schädigung und der Gegenüberstellung mit dem Bewerteten Längsprofil (WLP) des jeweiligen Abschnittes wurde ein technisch fundierter Bewertungshintergrund für Längsunebenheiten auf Asphalt- bzw. Betonstraßen abgeleitet, der eine Klassifizierung des ASFINAG-Netzes nach dem Schulnotensystem erlaubt. Dieser Bewertungshintergrund enthält neben Eingriffsschwellen auch Vorschläge zur rechtzeitigen Sanierung schadensrelevanter Unebenheiten zur optimalen Nutzung der Lebensdauer des Oberbaus.

9 EXECUTIVE SUMMARY

The LAST project investigated the effects of increased dynamic wheel loads due to unevenness on the service life of the pavement. The severity of the distress is commonly described using the so-called "fourth power law". This means that an increase in the wheel load acts on the distress of a pavement with the fourth power. A doubling of the wheel load would thus cause 16 times (2^4) higher damage effect. This law is based on large-scale tests in the USA in the 1950s (AASHO Road Test) and confirms the influence of the wheel load on the service life of a pavement.

From current investigations, it is known that the 4th power law is only a first rough approximation. There are currently several (generic) models in place for the assessment of road distress, which calculate damage coefficients for the load on the basis of the ratio of dynamic to static wheel loads.

However, there is currently no method available for a reliable estimation of the real impact of dynamic wheel loads on the structural distress of pavements. The actual (remaining) service life of pavements is thus also associated with the longitudinal evenness and the dynamic wheel loads induced thereby - in the case of otherwise comparable traffic loads - and cannot be adequately estimated at the moment.

The aim of the project was the development of a scientifically based evaluation method of longitudinal evenness of pavements which takes into account the structural distress of the superstructure induced by dynamically increased wheel loads and thus allows a realistic estimation of the influence of evenness on the service life.

The first step was to determine a load collective of heavy traffic on the Austrian motorway and expressway ("A+S") network. Using toll data from the Austrian A+S network, the different types of heavy vehicles and their distribution was determined. Using the results from weigh-in-motion campaigns carried out on the A+S network, the actual occurring wheel loads could be determined.

Based on the now known truck types and their axle weights, trucks were modelled to simulate the occurring dynamic wheel loads during the crossing over the A+S network. A modular approach was chosen and the trucks were disassembled into their axle assemblies. This was done on the one hand, because the individual axles hardly influence each other due to the large axle spacing of trucks. On the other hand, it allows the consideration of various truck configurations according to a kind of modular system. The axle assemblies were modelled according to the previously determined wheel loads.

In the course of the modelling, in-depth investigations were carried out on the simulation of the truck crossing and influences on the calculated wheel loads. In particular, attention was paid to the parameter sets of the modelled axle assemblies. Comparisons to wheel loads measured on real trucks as well as the influence of different modelling approaches

(linear and non-linear damper characteristics, 2D and 3D modelling) were investigated. At the same time, further investigations were carried out "on the road".

In order to gain an overview of the unevenness problems occurring on the A+S network, dynamic wheel loads were calculated with a tractor-trailer model on the entire network, and the sections with the highest occurring wheel loads were extracted (968 locations in total). These locations were inspected by using right-of-way video, and the visible irregularities were visually classified.

The simulation of a ride using the axle assemblies developed in the project was then carried out for the entire A+S network. The data base for this was the true longitudinal profiles recorded on the first (= right) lane in 2014 with a total length of approx. 4200 km. At a resolution of 10 cm, the wheel loads were calculated for each axle assembly. Likewise, the Weighted Longitudinal Profile (WLP, an unevenness indicator) for 50 m long sections was calculated for the entire network. The result of the network-wide simulations were distributions of the calculated dynamic wheel loads of the individual axle assembly and their according WLP indicators σ_{WLP} and Δ_{WLP} , separated by construction type (asphalt and concrete). The distributions determined were used as input variables for the simulation of the distress. In the course of further studies, the correlation between the unevenness-induced wheel loads and the WLP was investigated. A good correlation between the characteristic value Δ_{WLP} and the simulated wheel loads was found - an indication that the WLP is a suitable assessment indicator for the road distress due to wheel loads.

The recently introduced mechanistic design methods for asphalt and concrete pavements have been applied on typical flexible and rigid pavements in order to be able to estimate unevenness-induced distress and the corresponding reduction in the technical service life. In contrast to previous methods, important input variables such as axle configuration, the actual properties of the structure (layer thicknesses, material characteristics ...), climatic conditions, as well as geometric effects (plate effect of concrete slabs) can be taken into account.

A technically sound rating scheme for longitudinal evenness of asphalt or concrete pavements was derived from the calculated distresses and comparison with the assessed weighted longitudinal profile (WLP) of the respective section. This allows the motorway network to be classified according to the school grade system. This rating scheme includes, in addition to intervention thresholds, proposals for the timely maintenance of unevenness related to distress for optimal utilisation of the life span of the superstructure.