

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Lehrstuhl für Verkehrstechnik – Institut für Verkehrswesen

Integration fahrstreifenbezogener Kenngrößen und seitlicher Detektionsdaten in ein makroskopisches Verkehrsflussmodell für dreistreifige Richtungsfahrbahnen

Sabine Elke Schöpplein

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Gebhard Wulfhorst

Prüfer der Dissertation:

1. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Fritz Busch
2. Univ.-Prof. Dr.-Ing. Thomas Richter, Technische Universität Berlin

Die Dissertation wurde am 26.04.2013 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 20.06.2013 angenommen.

Für meine Familie

- *Meinen Eltern, meinem Mann, meinen Kindern August und Gustav* -

Danksagung

Diese Dissertation ist aus dem europäischen Forschungsprojekt SAFESPOT entstanden und wurde während meiner Tätigkeit als wissenschaftliche Mitarbeiterin am Lehrstuhl für Verkehrstechnik der Technischen Universität München begonnen. Sie begleitete mich durch meine Elternzeit und wurde schließlich neben der Arbeit an der Autobahndirektion Südbayern fertiggestellt.

Besonderen Dank gilt meinem Doktorvater Herrn Prof. Fritz Busch für das mir entgegengebrachte Vertrauen, mich in sein wissenschaftliches Team aufzunehmen, für die Chance zu promovieren und letztendlich für seine Betreuung, die mir alle Freiheiten ließ.

Auch bei Prof. Thomas Richter bedanke ich mich herzlich für die freundliche und unkomplizierte Übernahme des Zweitgutachtens.

Ich bedanke mich ganz herzlich bei der Autobahndirektion Südbayern für die Bereitstellung der für die Analyse erforderlichen Daten. Ohne diese Daten hätte diese Arbeit nicht so entstehen können. Besonderen Dank gilt dabei Johannes Grötsch, durch ihn wurde die Datenbeschaffung deutlich erleichtert und beschleunigt.

Danke auch an Dr. Matthias Spangler vom Lehrstuhl für Verkehrstechnik für die Diskussionen und Unterstützung vor allem nach meiner Zeit am Lehrstuhl. Vielen Dank auch für die Möglichkeit, in den Räumlichkeiten der TU München die Arbeit abschließen zu können und für die nette Aufnahme durch die Stipendiaten um mich herum.

Ich danke dem Statistischen Amt der TU München, das mich zu Beginn der Arbeit mit seinem Fachwissen unterstützt hat.

Der größte Dank geht an meine Familie: Meinen Eltern, die stets an meiner Seite standen, mich unterstützt und motiviert haben, meinem Mann für seine Unterstützung und aufgebrauchte Geduld. Ich danke meinem Sohn August, der in dieser Zeit so oft auf mich verzichten musste.

Elke Schöpplein

Kurzfassung

Die Verkehrslage auf Autobahnen wird üblicherweise auf den gesamten Straßenquerschnitt bezogen angegeben. Gegenstand dieser Dissertation ist es die Verkehrskenngrößen für jeden einzelnen Fahrstreifen einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn zu schätzen. Zur Schätzung werden hier nicht nur Daten verfügbarer Induktivschleifen, sondern auch Daten seitlich installierter Radarsensoren herangezogen.

Die Arbeit gliedert sich in drei Themenbereiche. Beginnend mit einer Datenanalyse werden zunächst die Abhängigkeiten der Fahrstreifenbelastungsanteile von der Gesamtverkehrsdichte ermittelt. Der zweite Teil der Arbeit besteht aus der Herleitung der Zusammenhänge zwischen der Detektion seitlich installierter Radarsensoren und des Verkehrsflusses für den gesamten Querschnitt. Im dritten und letzten Teil werden die Ergebnisse der beiden ersten Teile in ein makroskopisches Verkehrsflussmodell integriert, um über einen betrachteten Streckenabschnitt für jeden Fahrstreifen unter Einbezug „seitlicher“ Messwerte die verkehrlichen Kenngrößen zu erhalten.

Die Datenanalyse erfolgt für zwei Bundesautobahnen unter Verwendung historischer Daten eines Jahres. Basierend auf langjährigen Forschungsarbeiten werden hier die Untersuchungen um Wirkungsanalysen potenzieller Einflussfaktoren wie bspw. Verkehrsdichte, Anteil des Schwerlastverkehrs und zulässige Höchstgeschwindigkeiten für dreistreifige Richtungsfahrbahnen auf Autobahnen erweitert. Es wird gezeigt, dass die auf den Querschnitt bezogene Gesamtverkehrsdichte maßgebend bei der Betrachtung der Zusammenhänge zwischen den Einflussgrößen und des Verkehrsaufkommens auf den einzelnen Fahrstreifen ist. Die identifizierten Zusammenhänge werden für unterschiedliche Bereiche der Verkehrsdichte abschnittsweise durch Regressionskurven beschrieben. Die Ergebnisse unterliegen dabei bestimmten Voraussetzungen und Einschränkungen bzgl. des betrachteten Messquerschnitts und seiner Charakteristik. Einschränkungen betreffen z. B. den Gradienten der Strecke, die zulässige Höchstgeschwindigkeit oder auch die Lage zu einer angrenzenden Zu- oder Abfahrt. Die Regressionsfunktionen sind daher nicht auf alle Messquerschnitte übertragbar, jedoch repräsentieren diese Ergebnisse die vorhandene Datengrundlage und sind somit für Querschnitte mit gleichen oder ähnlichen Rahmenbedingungen gültig.

Induktivschleifen auf Autobahnen sind in großen Abständen voneinander entfernt in die Fahrbahn integriert. Auf den bisher nicht sensorisch abgedeckten Bereichen sollen seitlich installierte Radarsensoren zum Einsatz kommen und ergänzend Verkehrsdaten liefern, um eine genauere Aussage zum Verkehrszustand zwischen zwei entfernten Messquerschnitten treffen zu können. Die durch die seitliche Sensoranordnung erzeugten Verdeckungs-/ Abschattungseffekte verhindern eine fahrstreifenselektive Detektion der Fahrzeuge sowie die Erfassung der gesamten Fahrzeugzahl im Verkehrsfluss. Ein im Rahmen dieser Dissertation entwickelter Algorithmus dient der Schätzung des gesamten Verkehrsaufkommens über alle Fahrstreifen hinweg aus den durch den seitlichen Sensor potenziell erfassten Fahrzeugen. Als Grundlage dieses Algorithmus dienen Simulationsdaten. Dieser funktionale Zusammen-

hang wird im zweiten Teil dieser Arbeit in Abhängigkeit unterschiedlicher Abschattungsgrade ermittelt und kann somit je nach Detektionsfähigkeit eines Sensors angewandt werden. Der Algorithmus berücksichtigt dabei auch die Erfassungsseite, d.h. ob der Sensor rechts der Fahrbahn oder auf dem Mittelstreifen installiert ist und hieraus unterschiedlich starke Verdeckungseffekte entstehen.

Die Erkenntnisse der Fahrstreifenanalyse und des Algorithmus zur seitlichen Detektion fließen in das bewährte makroskopische Verkehrsflussmodell nach Payne/Cremer ein. Als Referenz dienen hier sowohl Simulationsdaten als auch Realdaten, für die eine ähnliche Testumgebung vorgefunden werden konnte. Anhand unterschiedlicher Szenarien wird gezeigt, dass die Schätzung der Verkehrskenngrößen mittels des gewählten Verkehrsflussmodells zumeist mit zunehmender Anzahl seitlich installierter Detektoren weiter verbessert werden kann. Eine Fehlersensitivitätsanalyse verdeutlicht die Notwendigkeit einer korrekten seitlichen Fahrzeugdetektion, um eine verbesserte Verkehrslageschätzung zu erzielen. Mit einer fehlerbehafteten seitlichen Fahrzeugdetektion sinkt auch die Qualität der Schätzung so deutlich, dass der Mehrwert durch die zusätzlichen Radarsensoren verloren gehen kann oder die Schätzung dadurch sogar schlechter wird als ohne Zusatzsensoren.

Die Integration der Regressionsfunktionen der zu Beginn dieser Arbeit durchgeführten Fahrstreifenanalyse ermöglicht eine realitätsnahe Schätzung der fahrstreifenselektiven Verkehrskenngrößen, welches anhand zweier auf Realdaten basierender Szenarien bestätigt werden konnte.

Diese Ergebnisse lassen folgende Schlussfolgerungen zu: Zum einen kann die Datenerfassungsdichte durch seitlich installierte Sensoren kostengünstig erhöht werden, um eine genauere Aussage über den Verkehrsfluss zu erreichen. Hierfür sind jedoch neben der genauen Kenntnis über die Funktionsweise und Detektionsgenauigkeit der Sensoren auch eine erneute Validierung und Kalibrierung der hier abgeleiteten Ergebnisse vor allem durch Verwendung realer Datensätze erforderlich. Zum anderen ist es möglich aufgrund historischer Datenmengen die Belastung der einzelnen Fahrstreifen abzuschätzen. Für diesen Ansatz muss jedoch die Gesamtverkehrsdichte verfügbar sein. Änderungen in der Fahrstreifenutzungsaufteilung sind in Echtzeit hierdurch nicht zu identifizieren. Vielmehr ist es vorstellbar, dass im Umkehrschluss bei einer verfügbaren fahrstreifengenauen Detektion aus dem Verlauf der Fahrstreifenbelastungen eine Störung frühzeitig erkannt werden kann. Dies ist Aufgabe zukünftiger Untersuchungen.

Abstract

Integration of lane-based traffic parameters and data of sidewise detection into a macroscopic traffic flow model for three-lane carriageways

The traffic state on motorways is usually described by the cross-sectional level of service. The subject of this thesis is the estimation of traffic parameters concerning each lane of a three-lane carriageway. Generally data are delivered from inductive loops or overhead radar sensors; whereas I show that left- or right-hand side installed sensors should be used for additional data detection.

The dissertation is subdivided into three topics. At the beginning, the data are analysed for a correlation between the ratio of traffic volume of each lane and the traffic density for a cross-sectional road. The second part of this thesis is focused on the roadside detection. The relationship between the data detected by left- or right-hand side installed sensors and the traffic flow of cross-sectional road is described. Finally, in the third section, the results obtained are integrated into an existing macroscopic traffic flow model in order to receive traffic parameters for each lane of a defined road section, while taking into account additional data from left- or right-hand side installed sensors.

Correlations between traffic parameters and lanes are derived by using the example of two German motorways. Historic data over one year is used for this data analysis. Former existing analyses are extended. The effect of potential influencing factors (e.g. traffic density, portion of heavy goods vehicles or speed limits) on lane-precise traffic parameters is investigated for three-lane motorways. It is shown that the cross-sectional related traffic density is the most important influencing factor. The identified relationships are described by means of regression-functions in sections for different regions of density. The results are subject to restrictions concerning the control cross-section with its physical characteristics. For example, constraints can include the gradient of the road, speed limits and the position of next on- or off-ramp. Therefore, the derived regression-functions are not applicable for every control cross-section, but for cross-sections with similar limiting factors.

Inductive loops on motorways are usually installed into the pavement at large intervals. Between the control cross-sections with inductive loops there are no data available. Therefore, radar sensors, which are installed at the left- or right-hand side of the road, should deliver additional traffic data in order to derive a more precise traffic-state between two adjacent control cross-sections. A disadvantage of sidewise installation of these radar sensors is that the detection of vehicles is not complete due to covering and shadowing effects among the vehicles. Vehicles shadow each other if the radar ray is coming from the roadside. Hence, it is impossible to detect vehicles per lane or even to derive the total amount of vehicles over a cross-section. Based on this situation, an algorithm is developed to estimate the cross-sectional traffic flow by using the data coming from the sidewise-installed sensors. The database for this algorithm is formed from simulated data. This relationship is described according to covering and shadowing levels and is applicable for sensors depending on

their detecting efficiency. The algorithm also considers the side of detection, i.e. whether the sensor is installed on the right-hand side or on the left-hand side, and the associated different intensive shadowing effects.

The findings of the lane-related analysis and of the algorithm of sidewise detection are integrated into the well-established and proven macroscopic Payne/Cremer traffic flow model. Simulation data as well as real data for a similar test bed is used. With the help of different scenarios it is shown that the estimation of traffic parameters by using the traffic flow model could be improved by increasing the number of sidewise-installed sensors.

An analysis of error-sensitivity has shown that vehicle detection by sidewise radar sensors must be correct in order to obtain an improved estimation of the traffic state. In case of errors, the sidewise vehicle detection and subsequent quality of estimation of the traffic state decreases in such a way that the added value of using additional sensors could diminish the quality of the estimation or could even worsen it compared to using no additional sensors.

The integration of the derived regression-functions of the lane-based analysis into the traffic flow model enables a realistic estimation of lane-precise traffic parameters which is confirmed with two scenarios based on real data.

The results can be summarised as follows: the density of data detection can be cost-effectively enhanced in order to receive a more precise estimation of the traffic state. However, for this purpose it is needed to know the correct operating mode and detection accuracy of the sensors as well as re-validating and re-calibrating the derived results by using real data. Furthermore, based on historic data the percentage of traffic volume in each lane can be estimated. For this approach the cross-sectional traffic density must be available. Real-time variations and changes in lane-related traffic flow cannot be described this way. Rather it could be imaginable to identify an incident with the regression-functions if lane-precise detection exists. This could be a challenge for the future.

Inhaltsverzeichnis

Kapitel I: Einleitung.....	1
1 Einführung.....	1
1.1 Motivation.....	1
1.2 Zielsetzung der Arbeit.....	2
1.3 Aufbau der Arbeit.....	3
2 Grundlagen.....	4
2.1 Verkehrszustand.....	4
2.2 Verkehrskenngrößen.....	5
2.3 Fundamentaldiagramm und Verkehrszustände.....	7
3 Stand des Wissens/Technik.....	12
3.1 Fahrstreifenbezogene Analysen.....	12
3.2 Verkehrsdatenerfassung.....	18
3.3 Verkehrsflussmodelle zur Verkehrslageschätzung.....	27
3.4 Zusammenfassung und Anwendungsbeispiel modellgestützter Verkehrslageschätzungen.....	38
4 Einordnung der Aufgabe.....	41
Kapitel II: Verfahrensentwicklung und – prüfung.....	43
5 Fahrstreifenbelastungen bzw. Fahrstreifennutzungsaufteilung.....	43
5.1 Analysegrundlagen.....	45
5.2 Untersuchungen und Ergebnisse.....	68
5.3 Zusammenfassung und Beispiel.....	111
6 Seitliche Fahrzeugdetektion.....	113
6.1 Ausgangslage.....	113
6.2 Annahmen.....	115
6.3 Algorithmus zur Ermittlung der Detektionsrate.....	120
6.4 Ergebnisse.....	125
6.5 Zusammenfassung und Fazit.....	135
7 Verkehrsflussmodell mit Berücksichtigung der Ergebnisse der Fahrstreifenanalysen und seitlichen Detektion.....	137
7.1 Das Basismodell.....	137
7.2 Die Testumgebung und Datenbasis.....	139
7.3 Datenaufbereitung und Diskretisierungsparameter.....	142
7.4 Kalibrierung des Basismodells.....	146

7.5 Einbindung der Korrekturdaten seitlich installierter Sensoren	149
7.6 Betrachtung der Fahrstreifenselektivität	159
7.7 Zusammenfassung.....	163
Kapitel III: Fazit.....	165
8 Zusammenfassung	165
9 Verfahrensmerkmale.....	166
10 Ausblick.....	168
10.1 Anwendung im Bereich der Verkehrssteuerung	169
10.2 Anwendung in verkehrstechnischen Verfahren und Modellen	170
10.3 Sicherheitsrelevante Anwendungsbeispiele	170
10.4 Bauliche Aspekte	171
Notationen und Definitionen	173
Literaturverzeichnis	185
Abbildungsverzeichnis	193
Tabellenverzeichnis	199
Anhang 1	203
Anhang 2	209

Kapitel I: Einleitung

1 Einführung

1.1 Motivation

Der Verkehrszustand auf Autobahnen wird heutzutage überwiegend aus Messdaten von Induktivschleifen und Überkopfdetektoren gewonnen. Diese liefern an definierten Messquerschnitten für einzelne Fahrstreifen lokale Verkehrsinformationen. Anhand bekannter makroskopischer Verkehrsflussmodelle wird der Verkehrszustand entlang der Strecke zwischen den lokalen Erfassungsquerschnitten geschätzt. Je nach Größe des Abstands zwischen den Messquerschnitten können diese Schätzungen mehr oder weniger genau ausfallen. Zur Gefahrenwarnung sowie zur strategischen Steuerung durch Harmonisierung des Verkehrs oder als Verkehrsinformation in Form des Level of Service für die Verkehrsteilnehmer können derartige Informationen ausreichen.

Jedoch stößt man auch mit den Steuerungsmethoden des derzeitigen Stands der Technik an seine Grenzen. Der begrenzte und nicht beliebig ausbaubare Straßenraum muss besser genutzt und der Verkehr somit am Fließen gehalten werden. Bei ständig steigendem Verkehrsaufkommen bedeutet dies eine besondere Herausforderung für die Aufgaben der Verkehrstechnik und des Verkehrsmanagements. Darüber hinaus werden derzeit auf nationaler und internationaler Ebene Forschungen mit dem Ziel betrieben, die Sicherheit mit Hilfe der Telematik auf den Straßen deutlich zu erhöhen. Ein beliebter Ansatz ist hier der Einsatz kooperativer Systeme, die nicht nur eine schnelle Erfassung verkehrs- und sicherheitsrelevanter Daten über die der lokalen Erfassung hinaus, sondern vor allem auch eine schnelle Kommunikation zwischen den beteiligten Verkehrsteilnehmern und der Infrastruktur bis in das Fahrzeug hinein ermöglichen.

Für eine bessere Nutzung des Straßenraumes und für eine erhöhte Sicherheit auf den Straßen sind nun detaillierte Daten mit einer erhöhten räumlichen Datendichte im Sinne einer auf den einzelnen Fahrstreifen bezogenen Information erforderlich. Hierfür können nun technische Erfassungseinrichtungen mit einer hohen Detektionsgenauigkeit in einer größeren Dichte eingesetzt werden, was jedoch häufig aus Kostengründen ausbleibt. Im Rahmen des EU-geförderten Projektes SAFESPOT verfolgte man daher den Ansatz einer neuartigen kostengünstigen Technologie, dem Wireless Sensor Network (WSN). Hierbei handelt es sich um ein Netz aus Sensoren, die über die Luft mit einem zentralen Kommunikationsknoten des Netzwerks kommunizieren. Als Sensoren kamen hierbei Radarsensoren zum Einsatz, die am Straßenrand in Höhe eines Pkw installiert wurden. Während die Messquerschnitte, die mit Induktivschleifen oder Überkopfsensoren auf bzw. über jedem Fahrstreifen ausgestattet sind, für jeden Fahrstreifen auch Daten liefern, sind die einzelnen Sensoren des WSN nicht in der Lage, jederzeit jedes Fahrzeug des Querschnitts zu erfassen und liefern

aufgrund ihrer Abschattungseffekte immer nur eine Teilinformation. Es ist dabei nicht bekannt, über welchen Bereich des Querschnitts, d.h. über welchen Fahrstreifen diese Information vorliegt. Innerhalb dieses Forschungsprojektes sollten auch Daten des Stauwarnsystems COMPANION genutzt werden. Diese werden ebenfalls von seitlich installierten und in die Warnpfosten integrierten Radarsensoren geliefert und weisen somit dieselbe Charakteristik auf wie die Daten der WSN-Sensoren.

Eine höhere Informationsdichte trägt zu einer verbesserten Staufrüherkennung und damit auch zu einer optimierten Verkehrssteuerung sowie erhöhter Verkehrssicherheit bei. Daher soll im Rahmen der vorliegenden Arbeit der Verkehrszustand für den einzelnen Fahrstreifen ermittelt und der Einsatz seitlich installierter Radarsensoren für eine verbesserte Verkehrslageschätzung beurteilt werden.

1.2 Zielsetzung der Arbeit

Bislang wurden für die Verkehrszustandsschätzung auf Autobahnen die Verkehrskenngrößen über einen Straßenabschnitt auf den Querschnitt bezogen genutzt. Erste Untersuchungen zeigten unterschiedliche Fahrstreifenbelastungen und Geschwindigkeitsdifferenzen der Fahrstreifen auf. Diese Untersuchungen sind vor einigen Jahren durchgeführt worden. Es ist zu erwarten, dass sich die heutigen Zusammenhänge aufgrund eines veränderten Fahrverhaltens und höheren Verkehrsaufkommens anders darstellen. Daher sind derartige Untersuchungen basierend auf realen und möglichst aktuellen Verkehrsdaten erneut durchzuführen, um die daraus abgeleiteten Zusammenhänge für die Verkehrszustandsschätzung nutzen zu können. Eine erste Zielsetzung der vorliegenden Arbeit ist somit die Ermittlung kenngrößenabhängiger Zusammenhänge für die einzelnen Fahrstreifen, die in ein Verkehrszustandsschätzverfahren einfließen können. Hierzu zählen beispielsweise die Anteile der Verkehrsbelastungen auf den einzelnen Fahrstreifen (q -Anteil) oder die Differenzen der Geschwindigkeiten zwischen benachbarter Fahrstreifen (v -Differenzen), die anhand historischer Verkehrsdaten unter Berücksichtigung unterschiedlicher Verkehrsszenarien ermittelt werden.

Die Nutzbarkeit der Daten von seitlich, entlang der Straße installierten Sensoren für eine Verkehrszustandsschätzung ist bisher noch nicht geklärt. Um eine Einschätzung darüber zu erhalten, ist zunächst eine Analyse dieser Daten erforderlich. Erst wenn die Dateninhalte bezogen auf den Gesamtquerschnitt eingeschätzt werden können und nicht nur eine quantitative sondern auch eine qualitative Aussage getroffen werden kann, können derartige Datentypen sinnvoll in eine Verkehrszustandsschätzung einfließen. Daraus leitet sich die zweite Zielsetzung dieser Arbeit ab. Es sind die Zusammenhänge zwischen den Daten der seitlich installierten Sensoren und den Verkehrskenngrößen herauszuarbeiten sowie qualitativ und quantitativ zu beschreiben, die eine adäquate Integration der gelieferten Daten in ein Verkehrsflussmodell ermöglichen. Hierzu zählen beispielsweise auch grundlegende Informationen wie der Anteil der vom Sensor überhaupt erkannten Fahrzeuge oder die vom Sensor ermittelten Geschwindigkeiten, die dann den Querschnittswerten gegenübergestellt werden. Eine zusätzliche Sensitivitätsanalyse soll zeigen, ob der Abstand der

Radarsensoren die Qualität der Verkehrszustandsschätzung beeinträchtigt bzw. welcher Sensorabstand für unterschiedliche Verkehrszustände für eine gesicherte Verkehrszustandsschätzung erforderlich ist.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen in eine Verkehrszustandsschätzung einfließen. Hier gilt es nun die Informationen der seitlich installierten Sensoren mit denen der fahrstreifenfenselektiven Überkopfradarsensoren oder Induktivschleifen zu verbinden und letztendlich die Verkehrskenngrößen für jeden Fahrstreifen zu ermitteln. Daher lautet auch die abschließende Zielsetzung dieser Arbeit, in einem Verfahren aus den Informationen und Daten unterschiedlicher Sensoren für jeden Fahrstreifen eines definierten Segments die Verkehrskenngrößen trotz lückenhafter Datendichte zu erzeugen.

Für den Einsatz von Verfahren ist es notwendig, das jeweilige Verfahren so zu generalisieren, dass es für einen häufigen Einsatz geeignet ist, das bedeutet hier möglichst für alle dreistreifigen Autobahnen. Es ist hier in jedem Fall herauszuarbeiten, wo die Einschränkungen und Grenzen dieses Verfahrens sind.

1.3 Aufbau der Arbeit

Diese Arbeit besteht aus drei Teilen.

Kapitel I: Einleitung (Grundlagen, Stand des Wissens)

Kapitel II: Verfahrensentwicklung und –prüfung (Fahrstreifen-Untersuchungen, Seitliche Detektion, Verkehrsflussmodell)

Kapitel III: Fazit (Zusammenfassung, Verfahrensmerkmale, Ausblick)

Die Einleitung gliedert sich erneut in drei Teile. Im ersten Teil wird allgemein in das Thema eingeführt; dieser Teil endet mit dem hier dargestellten Aufbau der Arbeit. Der nächste Teil beschreibt die für diese Arbeit relevanten verkehrstechnischen Grundlagen wie die Einführung der Verkehrskenngrößen, die Darstellung der Beziehungen zwischen den Verkehrskenngrößen in einem Fundamentaldiagramm sowie die daraus abzuleitenden Verkehrszustände. Inhalt des dritten und letzten Teils der Einleitung ist der Stand des Wissens. Der Aufbau dieses Abschnitts erfolgt dabei analog zur Bearbeitung der einzelnen Themen des zweiten übergeordneten Kapitels „Verfahrensentwicklung und –prüfung“. Zunächst werden dabei die früheren Forschungsarbeiten zum Thema Fahrstreifenbelastungen beleuchtet und deren hier relevanten Ergebnisse zusammengetragen. Im Anschluss wird ein Überblick über die heutigen Detektionsmöglichkeiten gegeben. Das Kapitel schließt mit einer Zusammenfassung der in der Vergangenheit und Gegenwart wichtigsten Verkehrsflussmodelle.

Das Kapitel **Verfahrensentwicklung und –prüfung** beginnt mit einer ausführlichen Analyse der Fahrstreifennutzungsverteilung. Die Nutzungsverteilung wird im Hinblick auf die Wirkung unterschiedlicher Einflussfaktoren wie die Verkehrsdichte, der Schwerverkehr, die Zu- und

Abflussmengen an Knotenpunkten oder die zulässige Höchstgeschwindigkeit hin untersucht. Die ermittelten Ergebnisse dienen im Rahmen der Verkehrszustandsschätzung zur Herleitung fahrstreifenselektiver Verkehrskenngrößen.

Im zweiten Abschnitt der Verfahrensentwicklung wird aus seitlich erfassten Daten eine Querschnittsinformation hergeleitet. Hierzu wird zunächst ein im Rahmen dieser Arbeit entwickelter Detektionsalgorithmus beschrieben, der aus simulativ erzeugten Querschnittsdaten die Fahrzeuge identifiziert, die mit hoher Wahrscheinlichkeit von seitlich installierten Sensoren detektiert werden, wobei Überdeckungen und Abschattungen der Fahrzeuge untereinander mit berücksichtigt werden. Auf Basis dieser Ergebnisse wird eine Beziehung zwischen der Anzahl der detektierten Fahrzeuge und der querschnittsbezogenen Fahrzeuganzahl sowie zwischen der querschnittsbezogenen Geschwindigkeit und der durch den Sensor ermittelten Geschwindigkeit hergestellt. Dieser Zusammenhang dient der späteren Datenverdichtung in der Verkehrszustandsschätzung.

Basis der hier angewandten Verkehrszustandsschätzung ist das makroskopische Verkehrsflussmodell nach Payne/Cremer [PAYNE, 1971, CREMER, 1979]. Nach der Herleitung der modellierten makroskopischen Querschnittskenngrößen werden sowohl die Ergebnisse der seitlichen Detektion als auch die der Fahrstreifenuntersuchungen integriert. Dabei werden unter anderem die Auswirkung unterschiedlicher Anzahl und Abstände der ergänzenden seitlichen Sensoren untersucht.

Im letzten Teil dieser Arbeit (Teil III) werden die Grenzen bzw. Einschränkungen dieses Verfahrens aufgezeigt sowie Einsatzmöglichkeiten im Rahmen eines Ausblicks diskutiert.

2 Grundlagen

Zu Beginn dieser Arbeit werden einige Grundlagen und Begriffe erläutert, um ein einheitliches Verständnis zu schaffen.

Die Aufgabe dieser Arbeit ist es, den Verkehrszustand anhand von Verkehrskenngrößen zu ermitteln. Die Begriffe *Verkehrszustand* und *Verkehrskenngrößen* werden daher zunächst erläutert.

2.1 Verkehrszustand

Der Verkehrszustand lässt sich anhand der in WIKIPEDIA [2012] gefundenen Definition des physikalischen Begriffs *Zustand* gut beschreiben:

„Der Zustand eines physikalischen Systems zu einem bestimmten Zeitpunkt umfasst die Gesamtheit aller Informationen, die zur vollständigen Beschreibung der momentanen Eigenschaften des Systems erforderlich sind, sofern sie nicht schon mit den unveränderlichen Eigenschaften des Systems als solches festliegen.“

Der Zustand eines Systems, das der Beobachtung zugänglich ist, legt insbesondere alle beobachtbaren Eigenschaften fest und gestattet damit Voraussagen über alle Messwerte beobachtbarer physikalischer Größen. Sind diese Größen durch Gleichungen verknüpft (z.B. Zustandsgleichung [...]), genügt es, eine geeignete Auswahl dieser Größen anzugeben, um den Zustand eindeutig festzulegen. Im engeren Sinn wird unter Zustand daher eine Mindestzahl physikalischer Größen verstanden, aus denen sich mit Kenntnis der Systemeigenschaften alle weiteren beobachtbaren Größen berechnen lassen. [...]

Existiert für ein System eine Bewegungsgleichung [...], kann man mit ihrer Hilfe aus den mit dem Zustand gegebenen momentanen Eigenschaften des Systems ermitteln, wie der Zustand sich verändert. Sofern weitere Einzelheiten aus der Vorgeschichte des Systems die weitere Entwicklung beeinflussen, muss die Definition des Zustands diese Informationen mit umfassen.“

Für die Beschreibung des Verkehrszustands sind daher als momentane Eigenschaften die Verkehrsdichte k und die Geschwindigkeit v erforderlich. Darüber hinaus gehört zur Zustandsbeschreibung auch die zu messende Verkehrsstärke q als beobachtbare Größe. Da diese drei Größen jedoch in Relation zueinander stehen und über Zustandsgleichungen verknüpft werden, sind zur Beschreibung mindestens zwei dieser Kenngrößen erforderlich. Auch nach einschlägiger Literatur wie das HCM [2000] wird der Verkehrszustand anhand der drei Kenngrößen q , k und v beschrieben.

2.2 Verkehrskenngrößen

Die Verkehrsstärke q , die Verkehrsdichte k und die Geschwindigkeit v sind Verkehrskenngrößen, die der makroskopischen Beschreibung des Verkehrszustandes dienen.

Die Verkehrsstärke ist definiert über die Anzahl der Fahrzeuge, die einen beobachteten Straßenquerschnitt innerhalb eines definierten Zeitraumes überqueren. Der definierte Zeitraum umfasst für gewöhnlich eine Stunde, die Einheit der Verkehrsstärke ist daher Fahrzeuge pro Stunde [Fz/h] bzw. [Kfz/h]. Maßgebend ist dabei der Ort des beobachteten Straßenquerschnitts. Die Verkehrsstärke wird daher auch als lokale Größe bezeichnet (vgl. hierzu auch Kapitel 5.1.3).

Die Verkehrsdichte beschreibt die Anzahl der Fahrzeuge, die sich zu einem bestimmten Zeitpunkt/Moment auf einem definierten Streckenabschnitt befindet. Dieser Wert kann sich entweder auf den Straßenquerschnitt (alle Fahrstreifen) oder einen einzelnen Fahrstreifen beziehen. Der definierte Streckenabschnitt wird überwiegend auf ein Kilometer festgelegt, so dass die Einheit für die Verkehrsdichte Fahrzeuge pro Kilometer [Fz/km] bzw. [Kfz/km] lautet. Von Bedeutung ist hier der augenblickliche Moment der Betrachtung. Aus diesem Grund bezeichnet man die Verkehrsdichte auch als momentane Kenngröße.

Die Geschwindigkeit eines Fahrzeugs beschreibt den zurückgelegten Weg innerhalb eines definierten Zeitraumes. Die Einheiten sind Kilometer pro Stunde $[km/h]$ oder Meter pro Sekunde $[m/s]$. Als makroskopische Größe ist die Geschwindigkeit ein aggregierter Wert und ist gemittelt entweder über die in der Verkehrsstärke oder die in der Verkehrsdichte beschriebenen Fahrzeuge. Daher unterscheidet man auch zwischen der lokalen und der momentanen Geschwindigkeit. Die lokale Geschwindigkeit wird wie die Verkehrsstärke an einem Ort/Messquerschnitt erfasst. Die momentane Geschwindigkeit hingegen ist die augenblickliche auf einem Streckenabschnitt gefahrene Geschwindigkeit.

Lokale Geschwindigkeit

Einzelfahrzeug

$$v_l^i$$

Gemittelt über mehrere Fahrzeuge
(arithmetisches Mittel, time mean speed)

$$\bar{v}_l = \frac{1}{N} \cdot \sum_{i=1}^N v_l^i \quad 2.1$$

Momentane Geschwindigkeit

Einzelfahrzeug

$$v_m^i$$

Gemittelt über mehrere Fahrzeuge
(harmonisches Mittel der lokal erhobenen Geschwindigkeiten,
space mean speed)

$$\bar{v}_m = \frac{N}{\sum_{i=1}^N \frac{1}{v_l^i}} \quad 2.2$$

WARDROP [1952] hat unter Einbezug der Streuung der momentanen Geschwindigkeiten s_m^2 folgende Beziehung zwischen der lokalen und momentanen gemittelten Geschwindigkeit hergestellt.

$$\bar{v}_l = \bar{v}_m + \frac{s_m^2}{\bar{v}_m} \quad 2.3$$

Daraus lässt sich ableiten, dass die lokale Geschwindigkeit immer größer ist als die momentane, wenn die Streuung der momentanen Geschwindigkeiten ungleich null ist. ($s_m^2 \geq 0 \rightarrow \bar{v}_l \geq \bar{v}_m$).

Für jedes dieser Kenngrößen existieren charakteristische Größen, die eine besondere Bedeutung in der Beschreibung der Relationen zwischen den Kenngrößen besitzen. Typischerweise werden diese Relationen in einem Fundamentaldiagramm dargestellt (vgl. Kapitel 2.3).

Dabei beschreibt die Kapazität bzw. maximale Verkehrsstärke q_{max} die maximale Durchlässigkeit der Straße. Sie gibt an, wie viele Fahrzeuge die Straße innerhalb eines definierten Zeitraumes maximal aufnehmen kann, ohne dass der Verkehrsfluss zusammenbricht. Wird dieser Wert nur geringfügig überschritten, wird der Fluss instabil. Wenn die Fahrzeuge zum Stillstand kommen, wird die maximale Verkehrsdichte k_{max} erreicht. Eine

weitere maßgebende Größe im Fundamentaldiagramm ist die freie Geschwindigkeit v_{frei} (in der Literatur auch häufig mit v_0 bezeichnet). Als freie Geschwindigkeit wird eine durchschnittlich gemessene Fahrzeuggeschwindigkeit bezeichnet, die bei geringen Verkehrsbelastungen und ohne Verkehrsbeeinflussung gefahren wird. Diese entspricht somit den durchschnittlichen Wunschgeschwindigkeiten.

2.3 Fundamentaldiagramm und Verkehrszustände

Die Grundlagen und Anwendungen des Fundamentaldiagramms werden ausführlich in FGSV [2004] beschrieben. Hier werden die wichtigsten Merkmale eines Fundamentaldiagramms daraus zusammengefasst. Das Fundamentaldiagramm beschreibt die Funktion zwischen den drei Kenngrößen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und mittlere Geschwindigkeit an einem Querschnitt und wird durch die freie Geschwindigkeit, die maximale Verkehrsdichte bei stehendem Verkehr, der maximal möglichen Verkehrsstärke und der zu dieser gehörigen kritischen bzw. optimalen Verkehrsdichte k_{crit} charakterisiert. Jeder der drei Kenngrößen wird dabei zu einer anderen in Beziehung gesetzt. Für die Analyse des Verkehrsflusses ist die $k - v$ - Beziehung aufgrund ihrer monoton fallenden Funktion und damit ihrer eindeutigen Interpretierbarkeit von besonderer Bedeutung (vgl. Abb. 2.1 c). Die $q - v$ - Beziehung lässt keine eindeutige Einordnung des Verkehrszustandes zu (vgl. Abb. 2.1 a). Sie dient vielmehr als Grundlage für die Dimensionierung von Autobahnen und Landstraßen.

Beobachtet man über einen gewissen Zeitraum den Verkehr an einem Querschnitt und stellt die Verkehrsstärke und Geschwindigkeit in einem $q - v$ -Diagramm dar, erhält man eine Parabel, wenn der Querschnitt im Beobachtungszeitraum überlastet war. Finden keine Störungen im Verkehrsablauf statt, so wird nur der obere Ast der Parabel abgebildet. Das parabelförmige Diagramm zeigt, dass zwei unterschiedliche Geschwindigkeiten ein und derselben Verkehrsstärke zugeordnet werden können. Eine eindeutige Zuordnung zu einem Verkehrszustand allein anhand der Verkehrsstärke ist daher nicht möglich. Der obere Ast der Parabel bildet den freien, stabilen Verkehr ab, der andere Parabelast den zusammengebrochenen, instabilen Verkehr. Am Übergang vom stabilen zum instabilen Zustand wird die optimale Geschwindigkeit v_{opt} gefahren, mit der das Durchflussmaximum q_{max} (Kapazität) erreicht werden kann. Auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen wird kurz vor dem Zusammenbruch des Verkehrs eine (optimale) Geschwindigkeit von 80 bis 90 km/h erreicht [FGSV, 2004].

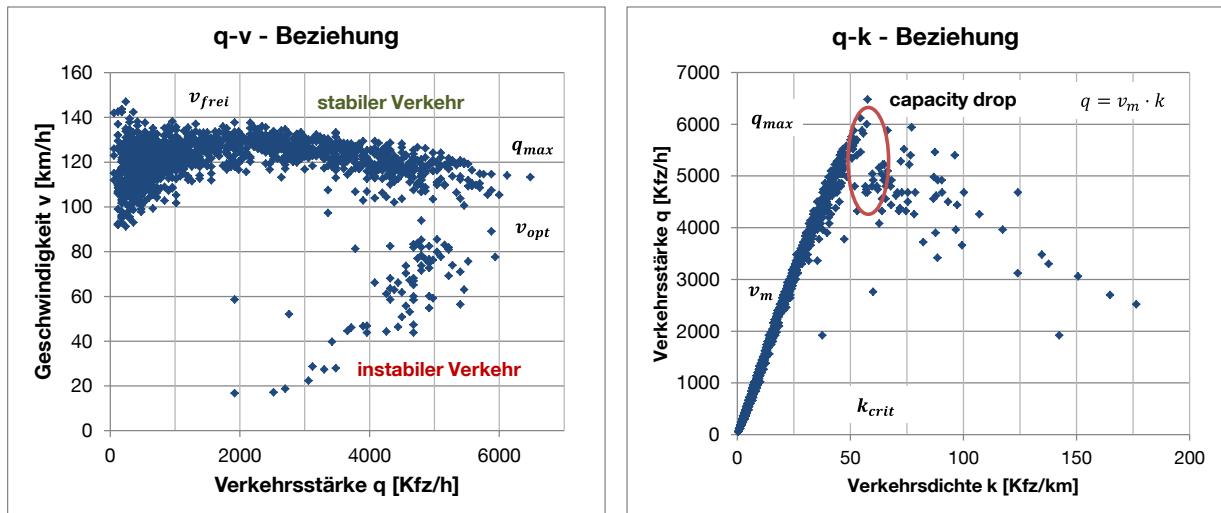
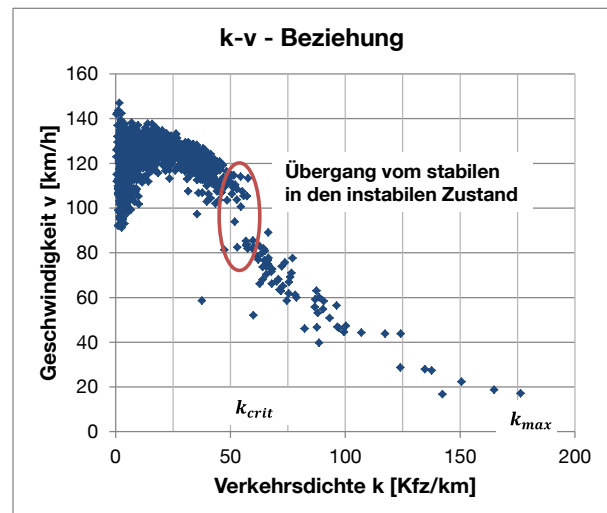
a) $q - v$ –Diagrammb) $q - k$ –Diagrammc) $k - v$ –Diagramm

Abb. 2.1: Beziehungen des Fundamentaldiagramms (exemplarische Darstellung anhand der Daten vom 10.03.2012, A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DETQ 63)

Am häufigsten ist die Darstellung der $q - k$ –Beziehung als Fundamentaldiagramm zu finden. Über die Beziehung $q = v_m \cdot k$ ist zu erkennen, dass die momentane Geschwindigkeit v_m der Steigung eines Datenpunktes durch den Ursprung entspricht. Bei Erreichen der maximalen Verkehrsstärke q_{max} liegt die kritische Verkehrsdichte k_{crit} vor. Am Übergang vom stabilen zum instabilen Zustand kann ggf. ein Abfall der Verkehrsstärke beobachtet werden; mit dem Zusammenbruch des Verkehrsflusses erfolgt eine Kapazitätsverringering, dem so genannten ‚capacity-drop‘. Im Gegensatz zu den anderen beiden Darstellungsformen ist im $q - k$ –Diagramm für den stabilen Zustand eine deutlich geringere Streuung der Datenpunkte zu erkennen. Dies lässt auf einen straffen Zusammenhang zwischen Dichte und Verkehrsstärke schließen. Im instabilen Bereich erstrecken sich die Werte der Verkehrsstärke über einen deutlich größeren Dichtebereich. Die Punktwolke dort weist größere Streuungen auf und ist weniger kompakt.

Während bei den eben beschriebenen Darstellungsformen relativ deutlich der Übergang vom stabilen zum instabilen Verkehrszustand zu erkennen ist, lässt die monotone Form des $k - v$ -Diagramms nur schwer eine derartige Unterscheidung zu. Der Vorteil in dieser Darstellung besteht jedoch in der Eindeutigkeit; so kann einem Dichtewert genau ein Geschwindigkeitsbereich eines Verkehrszustandes zugeordnet werden. Ein Wert eines anderen Verkehrszustandes kann dabei ausgeschlossen werden. Die Geschwindigkeitswerte nehmen mit zunehmender Verkehrsdichte gleichförmig ab. Charakteristische Grenzwerte wie v_{frei} , q_{max} oder k_{crit} sind dieser Darstellung allerdings nur schwer zu entnehmen und müssen aus den anderen Beziehungen abgeleitet werden.

Zahlreiche Forschungen zum Fundamentaldiagramm haben in der Vergangenheit stattgefunden. Das erste Fundamentaldiagramm beruhte auf einem Einbereichsmodell, das den Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und Verkehrsdichte beschrieb. Weitere Entwicklungen führten über Zweibereichsmodelle bis hin zu Mehrbereichsmodellen. Eine Übersicht dieser Forschungsarbeiten ist in FGSV [2004] gegeben. Bereits in der Kategorisierung der Verkehrszustände zeigen die historischen Arbeiten verschiedene Ansätze. So wird unterschieden zwischen

- stabilen und instabilen Verkehrsfluss
- fließenden und zähfließenden Verkehr
- freien und synchronisierten Verkehr sowie
- freien und gestauten Verkehr.

Den freien Verkehrszustand findet man in all den genannten Ansätzen, er wird als ein eindeutiger Zustand definiert. Es existieren jedoch unterschiedliche Einteilungen der Verkehrszustände für den synchronisierten Verkehr, bei dem das Fahrverhalten durch andere Fahrzeuge wesentlich bestimmt wird. So wurde dieser Zustand in drei bis sechs Sub-Zustände oder Phasen gegliedert. Die Tabellen 2.1 und 2.2 geben einen Einblick sowohl über ähnliche Ansätze als auch ihre Unterschiede. Detaillierte Informationen sind entweder in FGSV [2004] oder in der jeweils genannten Quelle nachzulesen.

	Stabiler Verkehrsfluss		Instabiler Verkehrsfluss		Phase
	freier/nichtgebundener Verkehr	Teilgebundener Verkehr	Gebundener Verkehr/ Kolonnenverkehr	Überfüllung/ „Stop-and-Go“	
SCHNABEL/LOHSE [1997]	Wunschgeschwindigkeit bei sehr geringer Verkehrsdichte	zunehmende Verkehrsdichte, gegenseitige Beeinflussung der Fahrzeuge, weniger Überholmöglichkeiten, erste Fahrzeuggruppen	wenige Überholmöglichkeiten, mehr Fahrzeuggruppen bis zur Kolonne	Verkehrsdichte zu hoch, ‚Stau aus dem Nichts‘, Wechsel zwischen Fahren und Stehen	Beschreibung des Zustands
	Fließender Verkehr		Zähfließender Verkehr (Stop-and-Go)		Phase
Wu [2000]	FREI	KOLONNE	GO	STOP	Zustand
	Freier Verkehr, einzelne Fahrzeuge, Wunschgeschwindigkeit	Gebundener Verkehr, Kolonne, Geschwindigkeit der Kolonne, Nettozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen	Gebundener Verkehr, Kolonne, Nettozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen	Stehender Verkehr (bei k_{max})	Beschreibung des Zustands
KERNER [2000]	Freier Verkehr	Synchronisierter Verkehr			Phase
	Unbegrenzte bis eingeschränkte Überholmöglichkeiten	zeitlich stationärer & homogener Verkehr v und q konstant über mehrere Minuten	zeitlich stationärer & inhomogener Verkehr v konstant über mehrere Minuten, q instabil	nicht stationärer Verkehr v und q instabil	Zustand Beschreibung des Zustands
KIM/KELLER [2001]	Freier Verkehr (V.)	Teilgebundener V.	Synchroner Verkehr	Gestauter Verkehr	Zustand
	stationär, stabil, deutliche Unterschiede zwischen Fahrstreifen	Metastabil, Bewegungsfreiheit stark eingeschränkt	v geringer, auf allen Fahrstreifen gleich	Stockender Verkehr v niedrig und extrem schwankend, q hoch	Stehender V. v und q gegen null

Tab. 2.1: Verkehrszustände nach unterschiedlichen Ansätzen (Teil 1)

		Gestauter Verkehr						Phase
TREIBER/KESTING [2010]	Freier Verkehr	Pinned Localized Cluster (PLC)	Moving Localized Cluster (MLC)	Homogeneous Synchronized Traffic (HST)	Triggered Stop-and-Go (TSG)	Oscillating Congested Traffic (OCT)	Homogeneous Congested Traffic (HCT)	Zustand (Phasen)
		Stauwelle: -begrenzte Ausdehnung -räumlich auf Störstelle begrenzt, -bei großen Störungen	Stauwelle: -stromaufwärts mit konst. v - Ausdehnung begrenzt, -bei großen Störungen	weitgehend homogener gebundener Verkehr, -kaum v - Schwankungen an Grenze zw. freiem Verkehr u. Stau.	Stauwelle: abgelöst/ erzeugt aus nahezu stationärer Zone gebundenen Verkehrs	ausgedehnter Stau mit Oszillationen, -Wellenlänge verschieden - v der Ausbreitung fast identisch - Stop-and-Go-Staus	homogener Stau ohne starke Schwankung der v , zähflüssig kriechender Verkehr	Beschreibung des Zustands

Tab. 2.2: Verkehrszustände nach unterschiedlichen Ansätzen (Teil 2)

3 Stand des Wissens/Technik

In diesem Kapitel wird der aktuelle Stand der Forschung zu den hier einzelnen untergeordneten Themen *fahrstreifenbezogene Analysen*, *Verkehrsdatenerfassung* und *Verkehrsflussmodelle* beschrieben. Die Ausführungen sollen einen Überblick geben und haben nicht den Anspruch auf Vollständigkeit, da sich auch im Laufe dieser Arbeit weitere Forschungen und damit neue Erkenntnisse auf tun.

3.1 Fahrstreifenbezogene Analysen

Der Verkehrszustand wird heutzutage üblicherweise durch die makroskopischen Verkehrskenngrößen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und Geschwindigkeit (vgl. Kapitel 2.2) beschrieben. Dabei beziehen sich diese Größen auf einen betrachteten Streckenabschnitt über alle Fahrstreifen hinweg. Jedoch kann auch eine Betrachtung der einzelnen Fahrstreifen sinnvoll erscheinen, wenn sich daraus Ergebnisse ableiten lassen, die für den Verkehrsablauf eine Bedeutung haben. Denkbar ist dabei eine Identifikation einer sich anbahnenden Störung oder das Einleiten bestimmter fahrstreifenbezogener Steuerungs- und Lenkungsmaßnahmen.

In der Literatur sind häufig die veralteten, heute noch umgangssprachlich genutzten Begriffe *Spur* bzw. *Fahrspur* zu finden. In der Fachsprache und somit auch in dieser Arbeit wird der Begriff *Fahrstreifen* verwendet. Im weiteren Verlauf ist auch von Spurwechsel bzw. Spurwechselmodellen die Rede, die hier auch Fahrstreifenwechsel bzw. Fahrstreifenwechselmodellen genannt werden.

In der Vergangenheit gab es einige Untersuchungen, die sich mit den verkehrlichen Unterschieden der Fahrstreifen befasst haben. Unterschiede existieren vor allem in den Belastungen der Fahrstreifen, d.h. der Verkehrsstärke des Fahrstreifens und welchen Anteil an der querschnittsbezogenen Gesamtverkehrsstärke der jeweilige Fahrstreifen aufnimmt. Zudem werden die Fahrstreifen verschieden schnell bzw. langsam befahren, was u.a. in der Verkehrszusammensetzung begründet ist. Daher wurden teilweise auch die Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen hergeleitet. Im Zusammenhang mit den hier nachfolgend beschriebenen Fahrstreifenuntersuchungen werden im Rahmen dieser Arbeit die Begriffe *Fahrstreifenbelastungsanteile* oder *Fahrstreifennutzungsanteile* mit derselben Bedeutung verwendet. Sie beschreiben den prozentualen Anteil der Verkehrsstärke, die ein Fahrstreifen bei einem bestimmten Verkehrszustand aufnimmt.

Die ersten Untersuchungen zu diesem Thema wurden bereits in den 70er Jahren von BREUER/BECKMANN [1975], HOTOP [1975] und SPARMANN [1978] durchgeführt und später von LEUTZBACH/BUSCH [1984] und GEISTEFELDT [2007] fortgeführt. Die Erkenntnisse all dieser Forschungen bezüglich Fahrstreifenbelastungen und -geschwindigkeiten lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

- Die einzelnen Fahrstreifen weisen unterschiedliche Belastungen der Verkehrsstärke auf.
- Es existiert ein straffer Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke des Gesamtquerschnitts einer Fahrtrichtung und den Anteilen der Verkehrsstärke der einzelnen Fahrstreifen.
- Die Wirkung des Rechtsfahrgebotes lässt sich bei niedrigen Verkehrsstärken durch den maximalen Anteil an der Gesamtverkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen beobachten.
- Der Schwerverkehr beeinflusst die Fahrstreifenwahl der Pkw-Fahrer. Nach SPARMANN [1978] ist der Einfluss des Lkw-Anteils jedoch nur sehr schwach.
- Die Streuungen der Belastungseinzelwerte (innerhalb definierter Verkehrsstärkeklassen) nehmen mit zunehmender Verkehrsstärke ab [LEUTZBACH/BUSCH, 1984; GEISTEFELDT, 2007].
- Die Streuungen der Geschwindigkeiten eines Fahrstreifens sowie die Geschwindigkeitsunterschiede zwischen den Fahrstreifen sind bei geringer Verkehrsstärke am größten und verringern sich mit steigender Belastung [LEUTZBACH/BUSCH, 1984].
- Zu Beginn eines Staus auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen betragen die Verkehrsflussanteile des rechten Fahrstreifens nur etwa 20% der Gesamtverkehrsstärke. Dieser Anteil nimmt im stromaufwärtigen Verlauf jedoch zu, die Anteile der anderen beiden Fahrstreifen ab, bis sie sich schließlich mit derselben durchschnittlichen Belegung und Geschwindigkeit angenähert haben an [HALL/LAM, 1988].

3.1.1 Fahrstreifenbelastungen auf zwei- bis vierstreifigen Richtungsfahrbahnen

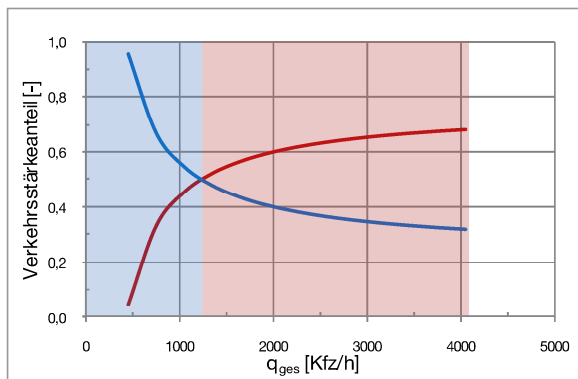
Betrachtet wurden bei den meisten Untersuchungen bisher nur die Verkehrszustände des fließenden Verkehrs. Dabei sind die qualitativen Kurvenverläufe der Fahrstreifenbelastungen bei den genannten Untersuchungen sehr ähnlich. Lediglich die quantitativen Verkehrsstärkewerte, die einen Wechsel zwischen den meist belasteten Fahrstreifen kennzeichnen, unterscheiden sich.

Zur qualitativen Darstellung der Unterschiede zwischen den Belastungskurven für zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen dient Abbildung 3.1. In dieser sind die unterschiedlichen Bereiche analog zu dem Fahrstreifen, der jeweils die Hauptbelastung trägt, farblich markiert. Daraus lassen sich je nach Anzahl der vorhandenen Fahrstreifen folgende Belastungsbereiche definieren:

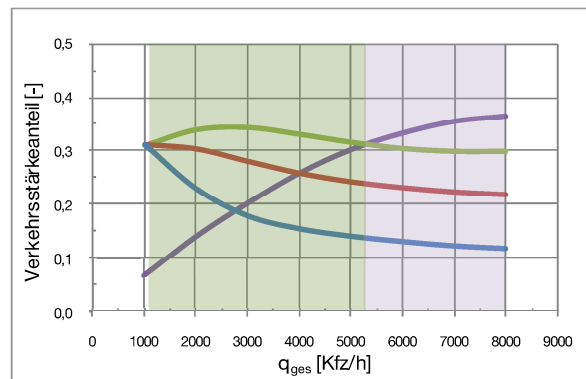
	zweistreifige Richtungsfahrbahn	dreistreifige Richtungsfahrbahn
BI:	die Verkehrsstärke des ersten (rechten) Fahrstreifens ist dominant	
BII:	die Verkehrsstärke des zweiten Fahrstreifens ist dominant die Verkehrsstärke des linken Fahrstreifens ist dominant	die Verkehrsstärke des mittleren Fahrstreifens ist dominant
BIII:	---	die Verkehrsstärke des dritten (linken) Fahrstreifens ist dominant

Tab. 3.1: Definition der Belastungsbereiche für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen

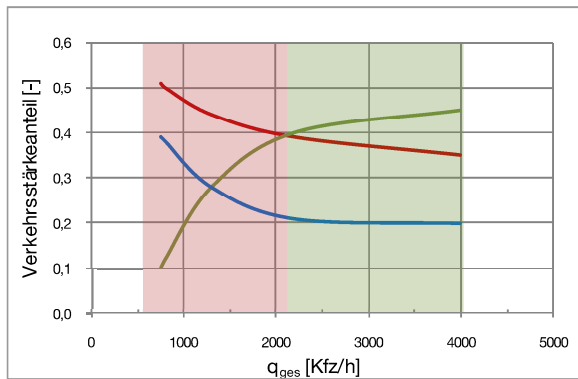
Zweistreifige Richtungsfahrbahn
[SPARMANN, 1978; HOTOP, 1975]



Vierstreifige Richtungsfahrbahn
[GEISTEFELDT, 2007]



Dreistreifige Richtungsfahrbahn
[HOTOP, 1975]



Dreistreifige Richtungsfahrbahn
[LEUTZBACH/BUSCH, 1984]

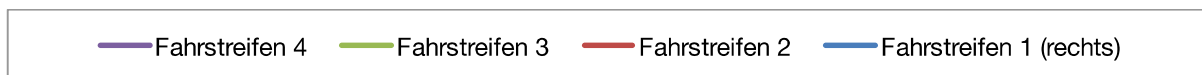
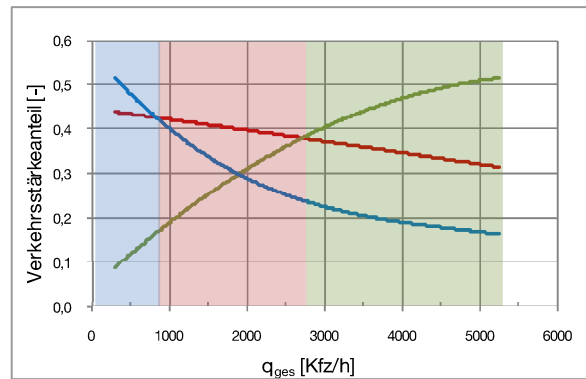


Abb. 3.1: Fahrstreifenaufteilung auf zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen

Aus dem qualitativen Vergleich der Belastungskurven aller genannten Untersuchungen (Abb. 3.1) wird ersichtlich, dass unabhängig von der Anzahl der Fahrstreifen pro Richtungsfahrbahn im Bereich der geringsten Verkehrsstärken der äußerst rechte Fahrstreifen den größten Anteil des Verkehrs aufnimmt. An der Kapazitätsgrenze hingegen wird am stärksten der

äußerst linke Fahrstreifen befahren. So ist jeder Fahrstreifen einer zweistreifigen oder dreistreifigen Richtungsfahrbahn innerhalb eines Verkehrsstärkebereichs dominant. Betrachtet man hingegen die Kurven einer vierstreifigen Richtungsfahrbahn nach GEISTEFELDT [2007], so dominiert der zweite Fahrstreifen von rechts (Fahrstreifen 2) bei keiner Verkehrsstärke. Somit trägt er in keinem Verkehrszustand die Hauptlast des Verkehrsaufkommens. Für den Bereich sehr geringer Verkehrsstärken bis etwa 1000 Kfz/h gibt GEISTEFELDT [2007] keine Verteilung der Belastungen auf die Fahrstreifen an. Extrapoliert man die Kurven gedanklich für den geringen Verkehrsstärkebereich, wird auch hier vermutlich Fahrstreifen 1 die meisten Belastungsanteile aufnehmen.

Quantifiziert man die Belastungskurven aus Abbildung 3.1, lassen sich sowohl für zweistreifige (Tab. 3.2) als auch für dreistreifige Richtungsfahrbahnen die Bereiche wie folgt (Tab. 3.3) abgrenzen:

Zweistreifige Richtungsfahrbahn - Belastungsgrenzen bei Verkehrsstärke:		
Verkehrsstärkewerte, ca.-Werte [Kfz/h]	BI	BII
HOTOP [1975]	≤ 1250	> 1250
SPARMANN [1978]	≤ 1200	> 1200

Tab. 3.2: Grenzwerte der Verkehrsstärke für zweistreifige Richtungsfahrbahnen

Dreistreifige Richtungsfahrbahn - Belastungsgrenzen bei Verkehrsstärke:				
Verkehrsstärkewerte, ca. [Kfz/h]	BI	BII	BIII	BII – Übergang zwischen FS1 u FS3
HOTOP [1975]	< 600	600 - 2200	> 2200	1300
LEUTZBACH/BUSCH [1984]	< 900	900 - 2800	> 2800	1900

Tab. 3.3: Grenzwerte der Verkehrsstärke für dreistreifige Richtungsfahrbahnen

HOTOP [1975] und SPARMANN [1978] haben für zweistreifige Richtungsfahrbahnen nur quantitativ geringfügig unterschiedliche Grenzwerte der Verkehrsstärke an den Belastungsgrenzen ermittelt (vgl. Tab. 3.2). Für dreistreifige Richtungsfahrbahnen existieren hingegen deutliche Unterschiede in den Bereichsgrenzen von HOTOP [1975] und LEUTZBACH/BUSCH [1984] (vgl. Tab. 3.3). So trägt bspw. der linke Fahrstreifen bei HOTOP [1975] bereits bei reichlich 2000 Fahrzeugen pro Stunde den Hauptanteil des Verkehrs, während nach LEUTZBACH/BUSCH [1984] hierfür die Verkehrsstärke von knapp 3000 Kfz/h erreicht werden muss. Die Ursache für derartige Diskrepanzen liegt vermutlich in der unterschiedlichen Datenbasis. HOTOP [1975] führte seine Datenerhebung nur an Wochenenden durch, bei denen darüber hinaus auch ein Fahrverbot für Lkw über 7,5t vorlag. Basis seiner Untersuchung ist daher der Wochenend- und Ferienreiseverkehr (Busse, Pkw mit Anhänger).

LEUTZBACH/BUSCH [1984] hingegen versuchten mit ihren Messungen sämtliche Verkehrszustände eines normalen Werktags mit mittlerem und starkem Berufsverkehr bis hin zur Reise- welle zu erfassen.

Die Belastungsanteile für Verkehrsstärken nahe der Sättigungsgrenze sind ebenfalls Teil der genannten Untersuchungen gewesen und differieren kaum. Tabelle 3.4 beinhaltet die Verkehrsstärkeanteile, die jeder Fahrstreifen bei sehr hohen, sich der Kapazität annähernden Verkehrsstärken annimmt. Es zeigt sich eine sehr hohe Aufnahmefähigkeit des linken Fahrstreifens, der i.d.R. mindestens die doppelte Verkehrsstärke des rechten Fahrstreifens aufweist. Ungeachtet blieb dabei jedoch der Lkw- oder Bus-Anteil, die Werte beziehen sich auf alle Kraftfahrzeuge.

Verkehrsstärke- Anteile [%]	Fahrstreifen				Untersuchung
	4 <i>links außen</i>	3 <i>links mitte</i>	2 <i>rechts mitte</i>	1 <i>rechts außen</i>	
zweistreifig	65 66	-	-	35 33	HOTOP [1975], SPARMANN [1978]
dreistreifig	50 45	32 35		18 20	LEUTZBACH/BUSCH [1984] HOTOP [1975]
vierstreifig	36	32	22	10	GEISTEFELDT [2007]

Tab. 3.4: Verkehrsstärkeanteile bei sehr hohen Verkehrsstärken (Circa-Werte)

Die Untersuchungen von HOTOP [1975] und BUSCH [1984] haben gezeigt, dass die Wahl der Messungen und Erhebungen deutliche Unterschiede in den Ergebnissen erzeugen können und somit für aussagekräftige Resultate sinnvoll gewählt werden müssen. Auch die Charakteristik der betrachteten Strecke ist maßgebend und sollte den Zielen einer Untersuchung entsprechen. So hat BUSCH [1984] für seine Messungen einen Streckenabschnitt ohne Steigungen, Querschnittsverengungen oder sonstiger gravierender Veränderung des Streckenumfeldes gewählt. Die Messquerschnitte lagen ausreichend weit entfernt von der letzten Ein- und der nächsten Ausfahrt. GEISTEFELDT [2007] hingegen hat unterschiedliche Streckentypen („freie Strecke außerhalb der Knotenpunkte“, „Abschnitte im Knotenpunktbereich“ und „Abschnitte mit dem Charakter einer langen Verflechtungsstrecke“) unter Einbezug der Geschwindigkeitsregelung untersucht, und zum Teil stark variierende Kurvenverläufe festgestellt. Für den Streckentyp „freie Strecke“ (ausreichend entfernt vom Knotenpunkt) und ohne Geschwindigkeitsregelung waren die resultierenden Kurven jedoch sehr ähnlich. Daher beschränkt er sich in seiner Arbeit letztendlich bei der Standardisierung seiner Fahrstreifenbelastungskurven auf diesen Streckentyp.

Neuere Arbeiten von HEIDEMANN [1994] und WU [2006] verfolgten einen theoretischen Ansatz bei der Betrachtung der Fahrstreifenaufteilung. HEIDEMANN [1994] leitete die Wahrscheinlichkeiten für die Nutzung der einzelnen Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen her. WU [2006] modifizierte

diese und beschrieb die Wahrscheinlichkeiten bzw. Aufteilungen auch für vier- und fünfstreifige Richtungsfahrbahnen. Dieser Ansatz beruht auf der Zeitlücken-Akzeptanz-Theorie, d.h. die benötigten Zeitlücken für einen Fahrstreifenwechselvorgang sind hier relevant. Bereits SPARMANN [1978] hat auf den Einfluss des Fahrstreifenwechselverhaltens auf die Fahrstreifenbelastungsaufteilung hingewiesen.

Auch KNOOP et al. [2010] nahm sich bei seinen Forschungen diesem Thema an und berücksichtigte in seiner Untersuchung dynamische Geschwindigkeitsschaltungen und betrachtete die daraus entstandenen Unterschiede in der Aufteilung der Fahrstreifennutzung. Zwei Bereiche einer Autobahn in den Niederlanden wurden hierzu verglichen. Die beiden Bereiche unterscheiden sich in ihrer Lage zu einer Zufahrt, während der eine weit entfernt von einer Zufahrt ist, liegt der andere Bereich unmittelbar vor einer Zufahrt. Beide Bereiche sind dabei etwa ein Kilometer voneinander entfernt. Verglichen werden die Auswirkungen einer Geschwindigkeitsreduktion von generell erlaubten 120 km/h auf 60 km/h auf die Fahrstreifennutzungsverteilung. Nach KNOOP et al. [2010] haben die dynamischen Geschwindigkeitsbegrenzungen einen großen Einfluss auf die Fahrstreifennutzungsverteilung.

3.1.2 Geschwindigkeitsunterschiede zwischen Fahrstreifen

LEUTZBACH/BUSCH [1984] haben sich darüber hinaus auch mit bestehenden Geschwindigkeitsunterschieden zwischen den Fahrstreifen beschäftigt. Sie haben im Rahmen ihrer bisher genannten Untersuchungen auch die Differenzen der gefahrenen Geschwindigkeiten benachbarter Fahrstreifen analysiert. Die vereinfachten, aus Messungen resultierenden Kurven sind Abbildung 3.2 zu entnehmen. Deutlich wird hier die große Geschwindigkeitsdiskrepanz zwischen den benachbarten Fahrstreifen bei einer Verkehrsstärke von etwa 1600 Fahrzeugen pro Stunde, also in dem Bereich, in dem der mittlere Fahrstreifen die meisten Fahrzeuge aufnimmt (vgl. Abb. 3.1) und der Verkehr stabil ist. Dabei spielt es kaum eine Rolle, ob es sich um die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen dem linken und mittleren oder zwischen dem mittleren und rechten Fahrstreifen handelt. Die Messwerte beinhalteten jedoch für geringe Verkehrsstärken (kleiner 1000 Fz/h) positive und negative Differenzen für den linken und mittleren Fahrstreifen. Demnach werden in diesem Bereich etwa die gleichen Geschwindigkeiten gefahren und es sind anhand dieser Werte keine rechnerisch brauchbaren Ergebnisse ableitbar. Daher wird dieser Bereich für den linken und mittleren Fahrstreifen auch nicht abgebildet. Allgemein gilt jedoch auch hier der straffe Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke und gefahrenen Geschwindigkeitsunterschieden benachbarter Fahrstreifen. So werden auch diese und ihre Streuungen mit zunehmender Belastung geringer [LEUTZBACH/BUSCH, 1984].

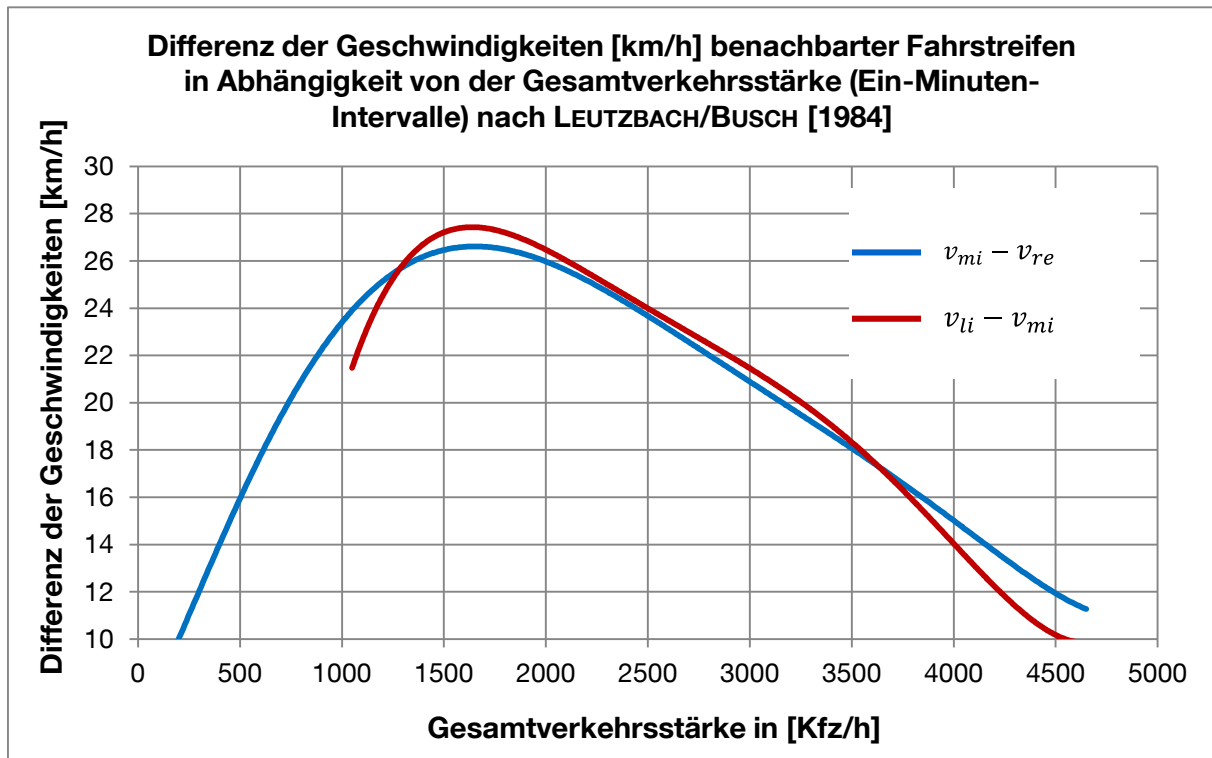


Abb. 3.2: Differenzen der Geschwindigkeiten benachbarter Fahrstreifen für dreistreifige Richtungsfahrbahnen, vereinfacht nach LEUTZBACH/BUSCH [1984]

3.2 Verkehrsdatenerfassung

Eine Beschreibung des Verkehrszustandes erfordert in jedem Fall aktuelle Verkehrsdaten. Diese werden mithilfe von Detektoren erhoben. In FGSV [1991] wird der Begriff Detektor folgendermaßen erklärt:

„Detektoren sind Geräte zur automatischen Erfassung von Zuständen und Zustandsänderungen sowie von besonderen Merkmalen und Eigenschaften des Verkehrs.“

Wie in Kapitel 2 (Grundlagen) beschrieben, setzt sich der Zustand aus den momentanen Eigenschaften Verkehrsdichte und Geschwindigkeit zusammen. Je nach Detektionsart können entweder lokale oder momentane Eigenschaften erfasst werden, die für eine Interpretation und Bewertung des Zustandes geeignet sind. Eine möglichst genaue Erfassung des Verkehrs dient dabei einer qualitativ guten Beurteilung des Verkehrsgeschehens.

Obwohl im Rahmen dieser Arbeit die seitliche Detektion durch Radarsensoren eine besondere Rolle spielt, werden nachfolgend auch andere Detektionsarten aufgeführt und beschrieben, so dass eine Übersicht über bestehende Möglichkeiten zur Verkehrsdatenerfassung entsteht. Anschließend werden die hier relevanten Detektionsarten, also der Verkehrsdatenerfassung seitlich entlang des Fahrbahnrandes, erläutert. Das Kapitel schließt mit einem Überblick über weitere existierende Detektionsarten sowie neue Methoden zur Verkehrsdatenerfassung.

3.2.1 Einordnung und Erläuterung

Je nach Anwendungsgebiet und verkehrstechnischen Anforderungen kommen unterschiedliche Detektorarten zum Einsatz. Grundsätzlich spricht man von zwei Gruppen,

- den Verkehrsdetektoren, die der Erfassung des Verkehrszustandes dienen und
- den Umweltdetektoren, die Umwelteinflüsse wie Schadstoffkonzentration, Sichtweite, Niederschlag oder Lärm messtechnisch erfassen. Derartig erfasste Daten nennt man Umfelddaten. Sie werden wesentlich zur sicherheitsrelevanten Verkehrssteuerung genutzt.

Da im Rahmen dieser Arbeit keinerlei Umwelteinflüsse erfasst werden, beschränke ich mich hier auf die Detektoren, die Verkehrsdaten aufzeichnen. Sie werden weiter in lokale und mobile Detektoren untergliedert. Lokale Verkehrsdetektoren sind typischerweise als Teil der Infrastruktur stationär im Verkehrsfluss verankert. Sie erfassen die Fahrzeuge eines Fahrstreifens, ganzer Streckenabschnitte oder Verkehrsflächen. Die bekanntesten und am meisten im Einsatz befindlichen Vertreter der lokalen Verkehrsdetektoren sind die Induktivschleifen. Auch die hier zur Anwendung kommenden Radarsensoren gehören in die Gruppe der infrastrukturseitigen Verkehrsdetektoren.

Die bekanntesten Vertreter der mobilen Verkehrsdetektoren hingegen sind die Floating Cars, also die Fahrzeuge, die während ihrer Bewegung im Verkehrsfluss auch Daten erfassen und diese zur Verwertung weiterleiten oder bereits im Fahrzeug analysieren. Diese Gruppe wird in den nächsten Jahren weiterhin an Bedeutung gewinnen. Mobiltelefone sind ebenfalls eine Datenquelle, die zukünftig stärker zur Verkehrsdatenerfassung genutzt werden kann. Durch sie können räumliche und zeitliche Bewegungen erfasst werden. Diese Daten werden Mobile Phone Data bzw. Floating Phone Data (FPD) genannt. Ihr Vorteil liegt in der hohen Verbreitungsrate der Mobiltelefone, wodurch eine grundsätzlich viel höhere Datendichte erreicht werden kann. Nachteilig ist jedoch die deutlich komplexere Aus- und Verwertung dieser Daten vor allem bei großen Datenmengen unterschiedlicher Anwender.

Diese und weitere Beispiele an Verkehrsdetektoren und ihre Einordnung sind in Tabelle 3.5 zusammengetragen. Als erstes Unterscheidungsmerkmal gilt dabei der Bezug zum Verkehrsfluss, ob die Sensoren sich im Verkehr mitbewegen oder nicht (mobil vs. stationär). Des Weiteren kann man die Sensoren durch ihren Installationsort charakterisieren, von wo aus sie den Verkehr erfassen (infrastrukturseitig, fahrzeugseitig etc.). Schließlich ist ein weiteres wichtiges Merkmal der Erfassungsbereich der Sensoren. Man unterscheidet dabei zwischen dem lokalen Erfassungsbereich eines Straßenquerschnitts bzw. eines Fahrstreifens in diesem Querschnitt, der Erfassung eines Streckenabschnitts oder einer gesamten Verkehrsfläche. Davon ist wesentlich ihr Einsatz abhängig.

Stationär im Verkehrsfluss			Mobil		
			im Verkehrsfluss mitschwimmend		außerhalb des Verkehrsflusses
infrastrukturseitig			fahrzeug- seitig	andere mobile Endgeräte	externe Verkehrsmittel
				<i>Erfassungsbereich</i>	
lokal	Streckenabschnitt	Verkehrsfläche	Streckenabschnitt	Verkehrsfläche	
<i>Beispiele</i>					
Induktivschleifen, Radar-, Infrarot-, Ultraschall-, Magnetfeldsen- soren, Laser- detektoren, Kombinations- detektoren	Fahrzeugwieder- erkennung durch Erfassung des Kennzeichens (Video) oder anderer Fahrzeug- charakteristika (z.B. Signatur eines Fahr- zeugs bei Induktiv- schleifen [MAIER, 2010], Sensornetze (Wireless Sensor Networks)	Videokamera, Bild-Detektor, Bildelemente- Detektor, Sensornetze (Wireless Sensor Networks)	Floating Car	Mobil- telefone (Floating Phone)	Kameras in Zeppelin, Helikoptern, Flugzeugen für Luftbildaufnahmen

Tab. 3.5: Einordnung der Verkehrsdetektoren

Im Rahmen dieser Arbeit wurden ausschließlich Daten von Induktivschleifen, Überkopf-Radarsensoren und seitlich installierter Radarsensoren bzw. simulierte Daten genutzt. Tabelle 3.6 beinhaltet die Einordnung der bekanntesten und am häufigsten angewandten Verkehrsdetektoren, den stationären Induktivschleifen und Radarsensoren mit lokalem Erfassungsbereich sowie den mobilen, im Verkehrsfluss mitschwimmenden FCD und FPD, die Auskunft über einen gesamten Streckenabschnitt geben können. Diese Detektoren werden in der nachfolgenden Übersicht weiter unterschieden in ihrer Eigenschaft, fahrstreifenlektive Informationen zu liefern oder nicht. Seitlich installierte Radarsensoren nehmen dabei eine spezielle Rolle ein. Sie können sich je nach Installationshöhe der Sensoren im Informationsgehalt und der Genauigkeit bzw. Detailtiefe der Information unterscheiden. Die ist maßgebend für den Einsatz dieser Detektoren und die Verwertbarkeit ihrer Daten. Seitlich installierte Radarsensoren in Überkopfhöhe können hingegen so eingestellt werden, dass sie über alle Fahrstreifen hinweg die Fahrzeuge erfassen. Werden Radarsensoren jedoch in geringer Höhe installiert, ist es zwar grundsätzlich auch möglich, dass verdeckte Fahrzeuge ebenfalls erkannt werden, allerdings sind für die Erkennung dieser Fahrzeuge und deren Geschwindigkeiten komplexe Filteralgorithmen erforderlich. Aus vereinfachenden Gründen wird darauf meist verzichtet und somit nur das dem Sensor näher liegende Fahrzeug detektiert [SAUNDERS, 1989].

Einordnung	fahrstreifenselektive Verkehrsdaten			Verkehrsdaten ohne Fahrstreifenbezug			
	Induktivschleifen		Radarsensoren		FCD bzw. FPD		
Detektionsart	Einfachschleife	Doppelschleife	Überkopf	am Straßenrand		FCD/xFCD	FPD
Bauart / Installation	auf/in der Fahrbahn			in großer Höhe	in geringer Höhe	im mobilen Fahrzeug / Endgerät	
Anwendungsbeispiel	Verkehrsbeeinflussungsanlagen (VBA)			BAB96 Lindau-München	COMPANION, Italien und Schottland [BMW AG, 2012; GROVES et al., 2000]	Taxi-FCD [ORINOKO, 2008; GLAS et al., 2004; BERMANN/BUSCH [2006]]	TMCpro (NAVTEQ) [ERWIG et al., 2009]
Dateninhalte	Position (längs und quer der Straße), Erfassung i.d.R. jedes Fahrzeugs			Zeit, ggf. Geschwindigkeit		Position (längs d. Straße), Erfassung einzelner Fahrzeuge	
						Erfassung für jedes mit dem Sensor ausgestattete Fahrzeug	

Tab. 3.6: Einordnung der häufigsten Verkehrsdetektoren hinsichtlich ihres Informationsgehalts

3.2.2 Beschreibung relevanter Detektionsarten

Die im Rahmen dieser Untersuchung relevanten Daten wurden von Induktivschleifen oder Überkopf-Radarsensoren sowie von seitlichen Radarsensoren des Warn- und Informationssystems COMPANION erfasst. Diese werden im Folgenden kurz beschrieben.

Die Induktivschleifen-Detektoren werden heutzutage am häufigsten für die Fahrzeugerkennung genutzt. Dabei wird eine Drahtschleife in oder unter die Fahrbahn verlegt. Dort wirkt sie als Spule und bildet durch Zuschaltung eines Kondensators einen Schwingkreis. Durch Annähern eines Fahrzeugs mit seiner individuellen Metallmasse ändern sich die Induktivität der Spule (je nach Metallmasse mehr oder weniger stark) und somit auch die Resonanzfrequenz des Schwingkreises. Diese messbare Verstimmung wird zur Fahrzeugerkennung, Fahrzeugklassifizierung und auch zur Fahrzeugwiedererkennung [vgl. MAIER, 2010] genutzt. Aus der Anstiegsgeschwindigkeit der Verstimmungskurve lässt sich die Fahrgeschwindigkeit messen. Je höher die Anstiegsgeschwindigkeit ist, desto schneller ist das Fahrzeug unterwegs [FGSV, 1991]. Die Messung der Fahrgeschwindigkeit kann jedoch durch den Einbau einer Doppelschleife, bestehend aus zwei in Fahrtrichtung hintereinander angeordneten Schleifen, genauer und zuverlässiger erfolgen. Die Doppelschleife lässt darüber hinaus auch eine Fahrtrichtungserkennung zu. Induktivschleifen werden üblicherweise pro Fahrstreifen eingebaut und sind somit in der Lage für jeden Fahrstreifen die einzelnen Fahrzeuge und deren Geschwindigkeiten zu erfassen. Diese mikroskopischen

Daten werden häufig zeitlich und räumlich zu makroskopischen Verkehrsdaten aggregiert, um den Verkehrszustand zu beschreiben.

Der Sender eines Radardetektors (Radar steht für Radio Detection And Ranging) strahlt hochfrequente elektromagnetische Wellen in Richtung Fahrbahn, die dort wieder reflektiert und zum Empfänger gelenkt werden. Trifft ein Fahrzeug auf diesen Radarstrahl, ändert sich dadurch die Frequenz der reflektierten Wellen proportional zur Fahrzeuggeschwindigkeit (Doppler-Prinzip). Ist diese jedoch gleich null, wird das Fahrzeug nicht erkannt und somit auch keine Geschwindigkeit ermittelt. Für die Anwendung im Stau sind Radardetektoren bzw. -sensoren daher nur wenig geeignet. Ihre Stärken liegen trotzdem in der genauen Ermittlung der Geschwindigkeit (ab etwa 2 km/h). Radardetektoren werden seitlich oder oberhalb (Überkopfsensoren) der Fahrbahn montiert und können neben der Geschwindigkeit auch die Fahrzeuglänge ermitteln. Überkopfsensoren können diese Daten auch fahrstreifenselektiv erfassen. Die nach dem Doppler-Prinzip arbeitenden Radardetektoren werden auch als Dauerstrichradar bzw. CW-Radar (continuous wave radar) bezeichnet. Ein CW-Radar allein ist nicht in der Lage die Entfernung zwischen dem sich bewegenden Objekt und dem Sensor zu ermitteln. Für diesen Fall müssen zwei unabhängig arbeitende CW-Radare parallel betrieben werden oder frequenzmodulierte Dauerstrichradarsensoren bzw. FMCW-Radarsensoren (frequency modulated continuous wave radar) eingesetzt werden [LISTL, 2003].

Das COMPANION-System ist ein Warn- und Informationssystem, das zur Erhöhung der Sicherheit im Straßenverkehr entwickelt wurde. Spezielle Leitpfosten können durch Blinken den Autofahrer vor flussabwärts befindlichen Störungen und Gefahrensituationen wie Unfällen, Nebelbänken oder Stauenden frühzeitig warnen und somit helfen, Folgeunfälle zu vermeiden. Dieses System wurde 1996 auf der A92 bei München als Prototyp erstmalig in Betrieb genommen. Zwei Jahre später wurde dieses System auch an einem vier Kilometer langen Streckenabschnitt der M90 bei Edinburgh, Schottland, sowie bei Verona, Italien, an der A4 über eine Strecke von neun Kilometern eingesetzt. Die Warn-/Leitpfosten wurden in diesen drei Pilotgebieten seitlich entlang der Straße installiert, bei München und Edinburgh entlang des Fahrbahnrandes, bei Verona auf dem Mittelstreifen. Die Installation auf dem Mittelstreifen ermöglicht eine bessere Sichtbarkeit der Warnpfosten, da sie durch Lkw nun weniger verdeckt werden. Auch besteht damit die Möglichkeit beide Fahrrichtungen gleichzeitig zu warnen. In Schottland und später auch in Italien wurden die COMPANION-Pfosten darüber hinaus mit Radardetektoren ausgestattet, so dass die Störungserkennung nicht nur auf Basis bestehender Induktivschleifen, sondern auch anhand dieser Sensoren erfolgen kann. Nachteilig ist die seitliche Installation dieser Sensoren, die durch Verdeckungs- / Abschattungseffekte keine fahrstreifenselektive und genaue Messung zulassen, jedoch für eine Störungserkennung ausreichend und zudem kostengünstig ist [LERNER et al., 2003; GROVES et al., 2000; HARDIE et al., 2001; BMW AG, 2012]. Inzwischen wurden in Italien zwei weitere Bereiche (zwischen Sirmione und Sommacampagna und zwischen Grisignano und Padova Est) der A4 mit je einer Länge von 20 Kilometern mit dem integrierten und vollautomatischen Überwachungssystem COMPANION ausgestattet. Die Warnpfosten haben einen Abstand von 250 Metern und sind zur Erfassung der Verkehrs- und Umweltbe-

dingungen mit Radarsensoren und zum Teil auch Nebelsensoren ausgestattet [BMW AG, 2012].

Heute ist dieses System nur noch in Italien und Schottland im Einsatz. Durch den Umbau der A92 bei München musste das System dort entfernt werden und wurde nicht erneut aufgebaut.

3.2.3 Weitere Detektionsarten und neue Methoden zur Verkehrsdatenerfassung

In den Tabellen 3.7 und 3.8 sind sämtliche zur Erfassung von Fahrzeugen geeignete stationären Detektorarten, deren physikalische Arbeitsweise und Anordnung zur Fahrbahn sowie die verkehrstechnischen Anwendungsbereiche zusammengefasst. Ausführliche Beschreibungen zu den einzelnen Verkehrsdetektoren sind in MAIER [2010], LISTL [2003] und vor allem in FGSV [1991] nachzulesen.

Die Entwicklung der Verkehrsdatenerfassung wird immer mehr dazu übergehen, die Informationen unterschiedlicher Datenquellen miteinander zu verknüpfen. Dabei werden neben den existierenden infrastrukturseitigen Datenquellen deutlich mehr mobile Datenquellen an Bedeutung gewinnen, so dass auch in den bisher sensorisch weniger ausgeprägten Gebieten Verkehrsdaten bereitgestellt werden können. Einen wesentlichen Beitrag werden dabei die Kommunikationstechnologien zwischen den Fahrzeugen untereinander und zur Infrastruktur leisten. Ganze Kommunikationsnetze (WSN - Wireless Sensor Network) werden somit aufgebaut. Auf diesem Gebiet gibt es bereits zahlreiche Forschungsarbeiten (vgl. sim^{TD} [SIMTD, 2012], SAFESPOT [SAFESPOT, 2012]).

Im Forschungsprojekt SAFESPOT wurde bspw. ein WSN basierend auf zehn Sensorknoten erstellt, wobei jeder dieser Knoten aus einem anisotropischen Magnetwiderstand und einem pyroelektrischen Sensor besteht und damit die Fahrzeugmenge, Geschwindigkeit und Fahrtrichtung erfassen kann. Als eine weitere Datenquelle außerhalb des WSN kommt dort auch die RFID-Technik (RFID - radio-frequency identification) zum Einsatz. Hierbei müssen jedoch die Fahrzeuge mit einem RFID-Tag (Transponder) ausgestattet sein, um vom infrastrukturseitigen RFID-Reader (Lesegerät) erkannt zu werden. Auslesbar sind die Fahrzeugklasse bzw. alle auf dem RFID-Tag hinterlegten Informationen, ableitbar ist der Verkehrsfluss. Werden mindestens zwei RFID-Reader installiert, kann daraus auch die Fahrtrichtung erkannt und ein Falschfahrer identifiziert werden.

Entscheidend über die Wahl der Sensoren ist neben dem jeweiligen Anwendungsfall meist das Kosten-Nutzen-Verhältnis. Stehen bspw. Induktivschleifen, Überkopfdetektoren und seitlich zu installierende Radarsensoren zur Auswahl und der verkehrstechnische Nutzen im Vordergrund, wird die Wahl auf die Induktivschleifen oder Überkopfdetektoren fallen. Auch seitlich installierte Radarsensoren haben ein hohes Nutzenpotential, wenn sie in der Lage sind, den gesamten Straßenquerschnitt zu erfassen. Hierzu müssen sie jedoch in ausreichender Höhe installiert werden. Seitlich installierte Sensoren haben allemal den Vorteil, dass deren Aufbau und Wartung den Verkehr kaum beeinträchtigen. Die Investition- und

Wartungskosten bleiben daher deutlich unter den zu erwartenden Kosten bei einem Einsatz der Induktivschleifen oder Überkopfsensoren. Werden die seitlichen Sensoren jedoch in einer geringen Höhe von etwa 50 cm über der Straße installiert, verlieren sie an verkehrstechnischer Bedeutung. Auftretende Abschattungseffekte ermöglichen nur die Erfassung des dem Sensor nächsten Fahrzeugs. Informationen über den gesamten Querschnitt können daraus nur abgeschätzt werden. Daher ist auch im Rahmen dieser Arbeit ein Ziel, anhand der verfügbaren Teilinformation die „Wahrheit“ für den Gesamtquerschnitt abzuleiten.

Übersicht der Verkehrsdetektoren für die Erfassung von Kfz aus FGSV [1991]

Arten der Verkehrsdetektoren	Physikalische Arbeitsweise				Reaktion durch ...	Bautechnische Anordnung zur Fahrbahn	Verkehrstechnische Anwendung								
	Berührung, Bötätigung	Elektromagnet. Wechselfelder	Statische Magnetfelder	Strahlungsfelder			Anwesenheit	Zählen	Richtungs-erkennung	Geschwindigkeit	Fahrzeugart	ÖPNV-Bevorrechtigung			
							Beginn / Ende	Dauer							
Induktivschleifen-Detektor		x			Wirbelströme in leitfähigen Teilen	in	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Ultraschall-Detektor				x	Strahlungsreflexion	neben / über	x	x	x	x	x				
Radar-Detektor				x	Strahlungsreflexion	neben / über	x			x	x				
Passiver Infrarot-Detektor				x	Wärmeabstrahlung	neben / über	+								
Bakensystem				x	Datenübertragung	neben / über	x	x	x	x	x	x	x	x	+
Lichtschranken - Detektor				x	Strahlungsreflexion, Unterbrechung	neben / über	x	x	x	x	x	x	x	x	
Pneumatischer Detektor	x				Stoß der Räder	in	+								
Magnetfeld- Detektor (Wechselfeld)		x			Feldveränderung der leitf. Teile	in	x	x	x	x	x	x	x	x	o
Piezo-Koaxialkabel	x				Stoß der Räder	in	+								
Schlitz-Koaxialkabel		x			Wellenwiderstandsänderung	in / neben	x	x	x	x	x	x	x	x	
Mechanische Schwellen	x				Druck der Räder	in	+								
Bild-Detektor				x	Bilddauswertung	neben / über	x	o	o	x	x	o	o	x	x

+ = übliche Anwendung; x = mögliche Anwendung; o = bedingt mögliche Anwendung bzw. selten angewendet

Tab. 3.7: Übersicht (Teil 1) der Detektoren zur Erfassung von Kfz aus FGSV [1991]

Arten der Verkehrsdetektoren	Physikalische Arbeitsweise				Reaktion durch ...	Bautechnische Anordnung zur Fahrbahn	Verkehrstechnische Anwendung								
	Berührung, Betätigung	Elektromagnet. Wechselfelder	Statische Magnetfelder	Strahlungsfelder			Beginn / Ende	Dauer	Zählen	Richtungs-erkennung	Geschwindigkeit	Fahrzeugart Pkw/Lkw	ÖPNV-Bevorrechtigung		
Bildelemente-Detektor				x	Bildzeilen-Auswertung	neben / über	x	o	o	o	o	o	x		
Lichttaster				x	Strahlungsreflexion diffus	neben / über	x								
Systeme zur Fahrzeugverfolgung	Nur in Verbindung mit Detektoren, die bestimmte Charakteristiken von Fahrzeugen erfassen (z.B. Verstimmungsverlauf bei Induktivschleifen)														+

+ = übliche Anwendung; x = mögliche Anwendung; o = bedingt mögliche Anwendung bzw. selten angewendet

Tab. 3.8: Übersicht (Teil 2) der Detektoren zur Erfassung von Kfz aus FGSV [1991]

3.3 Verkehrsflussmodelle zur Verkehrslageschätzung

„Zur theoretischen Ermittlung der Durchlassfähigkeit einer Fahrspur in Abhängigkeit von der gefahrenen Geschwindigkeit...“ [SCHNABEL/LOHSE, 1997] wurden in der Vergangenheit einige Verkehrsflussmodelle entwickelt. Sie sind Grundlage von Verkehrssimulationen sowohl für Planungszwecke (inkl. zu testender Lösungsszenarien) als auch für den Echtzeit-Betrieb und können somit auf Verkehrsprobleme und Störungen aufmerksam machen bzw. diese prognostizieren.

Je nach Aufgabe und Zweck kommen unterschiedliche Modelle zum Einsatz. Grundsätzlich werden sie in Abhängigkeit von ihrer Detailtiefe in mikroskopische, mesoskopische und makroskopische Modelle untergliedert. Nachfolgend werden die Unterschiede beschrieben und Beispiele angeführt. Genauer ist in HOOGENDOORN/BOVY [2001] nachzulesen, wo eine Übersicht der geläufigsten Verkehrsflussmodelle aller drei Kategorien erstellt wurde und die wesentlichen Modelle beschrieben sind.

3.3.1 Mikroskopische Verkehrsflussmodelle

Die mikroskopischen Verkehrsflussmodelle betrachten die einzelnen sich fortbewegenden Fahrer-Fahrzeug-Einheiten in einer Kolonne und beschreiben das Geschwindigkeits-Abstandsverhalten der Fahrzeuge untereinander nach der Fahrzeugfolgetheorie [SCHNABEL/LOHSE, 1997]. In der Vergangenheit wurden drei unterschiedliche Abstufungen mikroskopischer Modelle entwickelt. Sie unterscheiden sich in ihrer Genauigkeit bzw. im Ausmaß der berücksichtigten realen Interaktionen zwischen den Fahrzeugen bzw. Fahrern. Das einfachste Modell (*dynamisches Abstandsmodell*) geht von gleichen Fahrzeuglängen, -abständen und -geschwindigkeiten aus. In den *Fahrzeugfolgemodellen* (z.B. GIPPS [1981]) werden bereits das Beschleunigungsverhalten und somit die Interaktionen zwischen den Fahrzeugen nach der Fahrzeugfolgetheorie berücksichtigt. Ein noch genauerer Ansatz wird in den *psycho-physischen Abstandsmodellen* verfolgt. So wird von einer geschwindigkeits- und abstandsabhängigen Wahrnehmung und Reaktion ausgegangen, wobei bei großen Fahrzeugabständen die Geschwindigkeitsdifferenzen unberücksichtigt bleiben. VISSIM, ein Softwareprogramm für die Simulation von Fahrzeugkolonnen, vereint das Modell nach WIEDEMANN [1968] mit einem Fahrstreifenwechselmodell [PTV, 2007]. *Spurwechselmodelle* bzw. *Fahrstreifenwechselmodelle* gehören ebenfalls in die Gruppe der Fahrzeugfolge-Modelle, erweitern jedoch ihren Beobachtungsraum um die Interaktionen zwischen den Fahrzeugen benachbarter Fahrstreifen. Zu nennen sind hier exemplarisch die Modelle von GIPPS [1986] und AHMED et al. [1996]. In dem Modell von GIPPS [1986] werden die Fahrstreifenwechsel im städtischen Netz modelliert, wobei sowohl Lichtsignale, Behinderungen jeglicher Art als auch Schwerverkehr im Modell angesetzt werden können. Im Vordergrund stehen dabei die Fragen, ob es möglich, erforderlich oder überhaupt wünschenswert ist den Fahrstreifen zu wechseln. Basierend auf diesen Fragestellungen wurde ein Entscheidungsprozess entwickelt, der bei allen Fahrstreifenwechseln durchlaufen werden muss. AHMED et al. [1996] verfolgen den Ansatz der systematischen Modellierung

des Fahrstreifenwechselverhaltens auf Schnellstraßen und Autobahnen. Hierzu wurde ein dynamisches diskretes Modell entwickelt, das auf Entscheidungsprozessen für den Fahrstreifenwechsel beruht. Es ist in der Lage, heterogenes Verkehrsaufkommen abzubilden und gleichzeitig die zum Fahrstreifenwechsel geeigneten Zeitlücken zu berücksichtigen. Die Eigenschaften des Modells von GIPPS [1986] und weitere Fahrstreifenwechselmodelle werden in AHMED et al. [1996] diskutiert.

In den Arbeiten von HOOGENDOORN/BOVY [2001] geht man einen Schritt weiter. Dort werden bereits submikroskopische Modelle erwähnt, bei denen eine noch größere Detailtiefe berücksichtigt wird. Man versucht dabei das Fahrverhalten im Hinblick auf die Beschreibung der Schalt- oder auch Bremsvorgänge gemeinsam mit den bestehenden und auf den Fahrer einwirkenden Umfeldbedingungen, im Detail zu modellieren. So ist nicht mehr das Fahrzeug die kleinste betrachtete Einheit, sondern Teile des Fahrzeugs können charakterisiert werden und das Fahrverhalten beeinflussen. Derartige Systeme sind bspw. für die Untersuchung von Fahrerassistenzsystemen (automatische Abstandregelung, Tempomat etc.) geeignet. HOOGENDOORN/BOVY [2001] nennt als Beispiele die Systeme SIMONE, MIXIC und PELOPS und verweist dabei auf die Arbeiten von MINDERHOOD [1999] und LUDMANN [1998]. Weitere bekannte Vertreter für die softwarebasierte Mikrosimulation sind neben dem bereits zuvor erwähnten Produkt VISSIM auch PARAMICS und AIMSUN. Letzteres umfasst darüber hinaus auch die mesoskopische und makroskopische Simulation, die in den folgenden Kapiteln beschrieben werden [TSS, 2013].

Eine besondere Art in der Gruppe der mikroskopischen Modelle sind die *Zellularen Automaten*. Basis dieses Modells ist eine aus einzelnen Zellen bestehende Straße. Alle Zellen besitzen dabei dieselbe Größe, i.d.R. 7,5 Meter (in etwa entsprechend der Länge eines Fahrzeugs), so dass die Zelle entweder leer oder durch ein Fahrzeug besetzt ist. Ein Fahrzeug kann somit innerhalb eines Zeitschrittes die nächste Zelle erreichen, wenn seine Geschwindigkeit Eins ist, d.h. einem zuvor definierten fahrzeugspezifischen Geschwindigkeitsschritt entspricht (vgl. NAGEL/SCHRECKENBERG [1992] und SCHRECKENBERG et al. [1996]). Zeit und Weg sind nun – im Gegensatz zu den zuvor beschriebenen mikroskopischen Modellen mit kontinuierlichen Zeit- und Weggrößen – diskrete Größen. Das Fahrzeug erfährt innerhalb eines Zeitschrittes entweder eine Geschwindigkeitsänderung (Beschleunigung oder Verzögerung je nach Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug oder zur Maximalgeschwindigkeit) oder die Geschwindigkeit bleibt konstant. Berücksichtigt werden somit beim Propagieren des Fahrzeugs das Beschleunigen, das Abbremsen, sowie das „Trödeln“ des betrachteten Fahrzeugs. Das Fahrzeug wird somit einzig und allein durch seine Geschwindigkeit beschrieben. NAGEL/SCHRECKENBERG [1992] haben diesen Zellularen Automaten zunächst für einen Fahrstreifen auf Autobahnen entwickelt, inzwischen jedoch für mehrere Fahrstreifen modifiziert (vgl. NAGEL et al. [1998] und NAGEL et al. [1999]). Somit ist es möglich sowohl Fahrstreifenwechsel als auch Überholvorgänge abzubilden. Während NAGEL/SCHRECKENBERG [1992] ihr Modell eine räumliche Abhängigkeit unterstellten, gibt es bereits Entwicklungen, die statt der räumlichen eine zeitliche Komponente (Zeitlücke) ansetzen, um das Fahrverhalten realitätsnaher abbilden zu können (vgl. WU/BRILON [1999]).

Auch die Anwendung des Zellularen Automaten im städtischen Verkehr ist inzwischen erfolgt [EMMERICH, 1997; HARTMANN, 2004].

3.3.2 Mesoskopische Verkehrsflussmodelle

Bei der mesoskopischen Betrachtungsweise werden einzelne Fahrzeuge auf Basis makroskopischer Flussgleichungen modelliert und somit Aspekte mikroskopischer und makroskopischer Verkehrsflussmodelle vereint. Der Verkehrsfluss wird unter Berücksichtigung einzelner Fahrzeugbewegungen ermittelt [EMMERICH, 1997].

Zu den mesoskopischen Modellen zählen die *Zeitlückenverteilungsmodelle*, *Cluster-Modelle* und *gaskinetische Kontinuumsmodelle* [HOOGENDOORN/BOVY, 2001]. Die Zeitlückenverteilungsmodelle berücksichtigen die Verteilungen/Streuungen der Zeitlücken zwischen den Einzelfahrzeugen, jedoch nicht das einzelne Fahrzeug an sich. Bei den Cluster-Modellen werden Fahrzeuge mit bestimmten Eigenschaften in einem Cluster zusammengefasst. Die Cluster bilden sich insbesondere bei eingeschränkten Überholmöglichkeiten oder bei bestimmten Wetterbedingungen heraus, bei denen Fahrzeuggruppen eine gewisse Homogenität in ihrer Fahrcharakteristik entwickeln. Gaskinetische Kontinuumsmodelle hingegen beschreiben die Dynamik der Dichte und Geschwindigkeitsverteilungen der Fahrzeuge in einem Verkehrsfluss. Das von HELBING [1997] hergeleitete Modell berücksichtigt die physikalischen Druck-, Viskositäts- und Flusseigenschaften und somit unter anderem die Wechselwirkung zwischen den Fahrstreifen, die Fahrer-Fahrzeug-Typen, die Änderung der individuellen Fahrzeuggeschwindigkeiten, Eigenschaften der Fahrzeugdynamik und den Platzbedarf der Fahrzeuge.

Ein bekanntes Simulationstool, das mikroskopische Elemente mit einer makroskopischen Betrachtungsweise verbindet, ist DYNEMO [WIEDEMANN/SCHWERDTFEGGER, 1987].

3.3.3 Makroskopische Verkehrsflussmodelle

Makroskopische Verkehrsflussmodelle hingegen betrachten gesamte Fahrzeugkollektive und beschreiben ihr Verhalten. Es werden nicht pro Fahrzeug unterschiedliche Annahmen getroffen, vielmehr gibt es eine gemeinsame Aussage für alle Fahrzeuge in einem Kollektiv. Ein weiterer Unterschied gegenüber der mikroskopischen Betrachtungsweise besteht darin, dass im Falle der Beeinflussung auch das gesamte Kollektiv durch den Eingriff in die Straßeninfrastruktur erreicht werden kann. Bei der mikroskopischen Betrachtungsweise hingegen kann der einzelne Fahrer unterschiedlich beeinflusst bzw. muss das Fahrzeug mit den technischen Voraussetzungen dafür nachgerüstet werden. Darüber hinaus ist die Datenmenge der makroskopischen Berechnungen deutlich geringer als die Verarbeitung eines Datensatzes der einzelnen Fahrzeuge. Makroskopische Modelle sind daher eher für den Echtzeit-Betrieb einsetzbar. Sie nutzen das Wissen um die physikalischen Eigenschaften und das Verhalten flüssiger und gasförmiger Stoffe (z.B. Hydraulik, Boltzmannsche Gastheorie, Wellentheorie) und beschreiben analog den Verkehrsfluss.

Es gibt unzählige Arbeiten, die sich mit bestehenden makroskopischen Verkehrsflussmodellen beschäftigt haben. Deshalb beschränke ich mich hier zunächst auf die Nennung der wichtigsten makroskopischen Verkehrsflussmodelle und einiger Arbeiten, in denen diese analysiert und bewertet wurden. Etwas genauer wird im Abschluss auf das Modell eingegangen, welches innerhalb der vorliegenden Arbeit zum Einsatz kam, das Payne/Cremer-Modell (in der Literatur auch häufig unter Cremer/Payne-Modell zu finden).

LWR-Modell

Die Anfänge der makroskopischen Modelle gab es bereits in den 50er Jahren mit dem fluiddynamischen LWR-Modell. LIGHTHILL/WITHAM [1955] bzw. RICHARDS [1956] entwickelten unabhängig voneinander die Kontinuitätsgleichung, die darauf beruht, dass auf einem Streckenabschnitt ohne Zu- oder Abfahrten auch die Anzahl der Fahrzeuge erhalten bleibt, d.h. keine Fahrzeuge hinzukommen oder verloren gehen. Die Kontinuitätsgleichung für die Dichte lautet

$$\frac{\partial k(x, t)}{\partial t} + \frac{\partial q(x, t)}{\partial x} = 0 \quad 3.1$$

Payne-Modell

PAYNE [1971] ergänzte diese Kontinuitätsgleichung um eine zusätzliche dynamische Geschwindigkeitsgleichung und legt damit den Grundstein für zahlreiche weitere Forschungsarbeiten, die das Payne-Modell aufgegriffen und modifiziert haben. Die Geschwindigkeitsgleichung lässt sich wie folgt beschreiben:

$$\frac{\partial v(x, t)}{\partial t} = \underbrace{-v(x, t) \cdot \frac{\partial v(x, t)}{\partial x}}_{\text{Konvektion}} + \underbrace{\frac{1}{\tau} [V(k(x, t)) - v(x, t)]}_{\text{Relaxation}} - \underbrace{\frac{v}{\tau k(x, t)} \cdot \frac{\partial k(x, t)}{\partial x}}_{\text{Antizipation}} \quad 3.2$$

Diese Geschwindigkeitsgleichung enthält einen Relaxations-, einen Konvektions- und einen Antizipationsterm. Der *Konvektions- oder Transportterm* (manchmal auch unter dem Begriff Verschiebungsterm zu finden) beschreibt die zeitabhängigen Änderungen der mittleren Geschwindigkeit infolge ein- und ausströmender Fahrzeuge. Der *Relaxationsterm* (auch *Anpassungsterm* genannt) bildet die Verzögerung/Trägheit der mittleren Geschwindigkeit ab, sich an die ändernde Verkehrsdichte anzupassen. Der *Antizipations-/Dichtegefälleterm* berücksichtigt darüber hinaus die Situation stromabwärts und modelliert die antizipierte Anpassung der Geschwindigkeit an die in Fahrtrichtung sich ändernden Verkehrsbedingungen und Dichteänderungen.

Zur einfacheren Berechnung und Anwendung des Modells führte Payne eine räumliche und zeitliche Diskretisierung durch. Er unterteilte einen betrachteten Streckenabschnitt in n Segmente und leitete für jedes Segment j folgende Gleichungen her:

$$k_1(t + 1) = k_1(t) + \frac{T}{d_1}(q_0(t) - k_1(t)v_1(t)) \quad \text{für das erste Segment } j = 1 \quad 3.3$$

$$k_j(t + 1) = k_j(t) + \frac{T}{d_j}(k_{j-1}(t)v_{j-1}(t) - k_j(t)v_j(t)) \quad j = 2 \dots n \quad 3.4$$

$$v_1(t + 1) = v_1(t) - \frac{T}{\tau}(v_1(t) - V(k_1(t))) + \frac{Tv}{\tau} \cdot \frac{(k_2(t) - k_1(t))}{k_1(t) \cdot d_1} \quad \text{für das erste Segment } j = 1 \quad 3.5$$

$$v_j(t + 1) = v_j(t) - \frac{T}{d_j} \cdot v_j(t) \cdot (v_j(t) - v_{j-1}(t)) - \frac{T}{\tau}(v_j(t) - V(k_j(t))) + \frac{T \cdot v}{\tau} \cdot \frac{(k_{j+1}(t) - k_j(t))}{k_j(t) \cdot d_j} \quad j = 2 \dots n \quad 3.6$$

$$v_j(t + 1) = v_j(t) - \frac{T}{d_j} \cdot v_j(t) \cdot (v_j(t) - v_{j-1}(t)) - \frac{T}{\tau}(v_j(t) - V(k_j(t))) \quad 3.7$$

Für dieses Modell wurden unterschiedliche Abwandlungen und Varianten entwickelt. Als Beispiele führt HELBING [1997] hier die Arbeiten von PAPAGEORGIOU [1983], SMULDERS [1986] und RATHI et al. [1987] an. Auch die Arbeiten von CREMER [1979] basieren auf dem Payne-Modell.

Cremer bzw. Payne/Cremer-Modell

CREMER [1979] modifizierte Paynes Modell zweifach. Zum einen schwächte er durch die Addition des konstanten Dichtewertes κ im Nenner des Antizipationsterms den Einfluss des stromabwärtigen Dichtegefälles, wodurch die ermittelten Geschwindigkeitswerte bei sehr geringen Dichten näher an der Wahrheit liegen. Zum anderen führte Cremer eine Gewichtung der anliegenden Segmente ein. Anhand des Gewichtungsfaktors α , dessen Wert zwischen 0,5 und 1,0 betragen soll, kann dem stromaufwärts liegenden Segment eine größere Bedeutung beigemessen werden (vgl. Gl. 3.10).

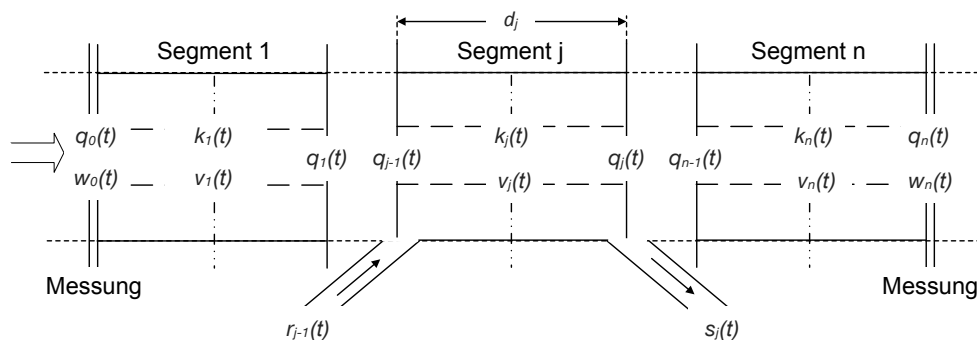


Abb. 3.3: Aufteilung eines Straßenabschnitts in n Segmente und ihre zugehörigen Variablen [nach CREMER, 1979]

Cremer unterteilt einen Streckenabschnitt in n Segmente, möglichst mit derselben Länge. Ein Streckenabschnitt ist dabei begrenzt durch Messquerschnitte, die die Messgrößen q_0, w_0, q_n, w_n für das Modell bereitstellen. Weitere Messabgriffe (q_j, w_j) auf einer Segmentgrenze J können der Modellvalidierung dienen. Es werden auch die zufahrenden r_{j-1} und abfahrenden s_j Fahrzeuge eines jeden Segments berücksichtigt. Das modifizierte Modell wird nachfolgend Payne/Cremer-Modell genannt und lässt sich als orts- und zeitdiskretes Modell wie folgt beschreiben.

Verkehrsdichte und mittlere Geschwindigkeit im j -ten Segment:

$$k_j(t+1) = k_j(t) + \left(\frac{T}{d_j}\right) \cdot [\alpha k_{j-1} v_{j-1} + (1-2\alpha) k_j v_j - (1-\alpha) k_{j+1} v_{j+1} + r_{j-1}(u_1) - s_j](t) \quad 3.8$$

$$v_j(t+1) = v_j(t) + \frac{T}{\tau} \cdot [V(k_j, u_2) - v_j](t) + \frac{T}{d_j} [v_j(v_{j-1} - v_j)](t) + \frac{v}{d_j} \cdot \frac{T}{\tau} \cdot \left[\frac{k_j - k_{j+1}}{k_j + \kappa}\right](t) \quad 3.9$$

Verkehrsstärke und lokale, gemittelte Geschwindigkeit am Ende eines Segments j , d.h. am Querschnitt J :

$$q_j(t) = \alpha k_j(t) v_j(t) + (1-\alpha) k_{j+1}(t) v_{j+1}(t) \quad 3.10$$

$$w_j(t) = \alpha v_j(t) + (1-\alpha) v_{j+1}(t) \quad 3.11$$

Mit der Geschwindigkeits-Dichte-Charakteristik

$$V(k) = v_{frei} \cdot \left[1 - \left(\frac{k}{k_{max}}\right)^{l-1}\right]^{\frac{1}{1-m}} \quad 3.12$$

Cremer unterscheidet zwischen Eingangs- und Ausgangsgrößen. Die Eingangsgrößen fließen als gemessene Größen in das Verfahren ein. Bei den Ausgangsgrößen handelt es sich um Referenz- bzw. Zielgrößen, die von den segmentweisen Zustandsgrößen (Dichte und Geschwindigkeit) abhängen und mithilfe eines Extrapolationsfaktors ε hergeleitet werden. Anders ausgedrückt wird durch die Eingangsgrößen als Ursache eine Wirkung (Ausgangsgrößen) erzielt.

Da das erste und letzte Segment eines Streckenabschnitts entweder nur ein Nachfolger- oder nur ein Vorgängersegment haben, müssen die Gleichungen 3.8-3.11 modifiziert werden. Hierfür nennt CREMER [1979] grundsätzlich zwei Möglichkeiten. Zum einen können die Messwerte als Eingangsgrößen (Randwerte) für die Werte der fehlenden benachbarten Segmente genutzt werden, zum anderen können diese Werte aus Extrapolation der zwei nachfolgenden bzw. vorangegangenen Segmenten nach folgenden Randbedingungen hergeleitet werden.

Mittlere Geschwindigkeit im Segment 0 und Verkehrsdichte im Segment $n + 1$:

$$v_0(t) = v_1(t) + \varepsilon \cdot (v_1(t) - v_2(t)) \quad \mathbf{3.13}$$

$$k_{n+1}(t) = k_n(t) + \varepsilon \cdot (k_n(t) - k_{n-1}(t)) \quad \mathbf{3.14}$$

Für die lokalen, extrapolierten Ausgangsgrößen an den Rändern eines Streckenabschnittes gilt nach CREMER [1979] dann:

Beginn des ersten Segments mit Index 0:

$$q_0(t) = (1 + \alpha\varepsilon) \cdot k_1(t) v_1(t) - \alpha\varepsilon \cdot k_2(t) v_2(t) \quad \mathbf{3.15}$$

$$w_0(t) = (1 + \alpha\varepsilon) v_1(t) - \alpha\varepsilon \cdot v_2(t) \quad \mathbf{3.16}$$

Ende des letzten Segments mit Index n

$$q_n(t) = (1 + (1 - \alpha)\varepsilon) \cdot k_n(t) v_n(t) - (1 - \alpha)\varepsilon \cdot k_{n-1}(t) v_{n-1}(t) \quad \mathbf{3.17}$$

$$w_n(t) = (1 + (1 - \alpha)\varepsilon) v_n(t) - (1 - \alpha)\varepsilon \cdot v_{n-1}(t) \quad \mathbf{3.18}$$

Bei Messung der lokalen Kenngröße q_0 am Beginn des Streckenabschnitts und Verwendung dieser als Eingangsgrößen in das Modell sowie dem Einsatz der durch Extrapolation abgeleiteten Ausgangsgrößen w_0 , q_n , w_n lassen sich folgende Zustandsgleichungen für die Dichte und Geschwindigkeit für das erste und letzte Segment des betrachteten Streckenabschnitts unter Vernachlässigung von Zu-/Abfahrten ableiten:

$$k_1(t+1) = k_1(t) + \left(\frac{T}{d_1}\right) \cdot [q_0 - \alpha k_1 v_1 - (1 - \alpha) k_2 v_2](t) \quad \mathbf{3.19}$$

$$v_1(t+1) = v_1(t) + \frac{T}{\tau} \cdot [V(k_1) - v_1](t) + \frac{T}{d_1} [v_1 \cdot \varepsilon \cdot (v_1 - v_2)](t) + \frac{v}{d_1} \cdot \frac{T}{\tau} \cdot \left[\frac{k_1 - k_2}{k_1 + \kappa}\right](t) \quad \mathbf{3.20}$$

$$k_n(t+1) = k_n(t) + \left(\frac{T}{d_n}\right) \cdot [\alpha + (1 - \alpha)\varepsilon] k_{n-1} v_{n-1} - (\alpha + (1 - \alpha)\varepsilon) k_n v_n](t) \quad \mathbf{3.21}$$

$$v_n(t+1) = v_n(t) + \frac{T}{\tau} \cdot [V(k_n) - v_n](t) + \frac{T}{d_n} [v_n (v_{n-1} - v_n)](t) + \frac{v}{d_n} \cdot \frac{T}{\tau} \cdot \varepsilon \cdot \left[\frac{k_{n-1} - k_n}{k_n + \kappa}\right](t) \quad \mathbf{3.22}$$

(nach CREMER [1979])

Cremer ermittelte bei der Validierung seines Modells folgende optimale Parameterwerte für eine zweistreifige Autobahn:

Parameter	Diskretisierungsparameter		Modellparameter								
	d	T	v_{frei}	k_{max}	$l - 1$	$\frac{1}{1 - m}$	τ	ν	α	κ	ε
Wert	500	10	34,0	0,2	1,4	4,0	34	6000	0,8	0,02	0,2
Einheit	[m]	[s]	$\left[\frac{m}{s}\right]$	$\left[\frac{Fz}{m}\right]$	[-]	[-]	[s]	$\left[\frac{m^2}{s}\right]$	[-]	$\left[\frac{Fz}{m}\right]$	[-]

Tab. 3.9: Optimale Parameterwerte für eine zweistreifige BAB, nach CREMER [1979] und CREMER et al. [1980]

HELBING [1997] hat in seinen Untersuchungen unterschiedliche makroskopische Verkehrsmodelle (Payne-Modell, Phillips-Modell, Kühne-Kerner-Konhäuser-Modell, Hilliges-Weidlich-Modell) verglichen und kommt dabei zum Ergebnis, dass sich „*alle verbreiteten Modelle als Spezialfälle eines allgemeinen Modells auffassen lassen*“. Dieses allgemeine Modell besteht demnach aus zwei Gleichungen: einer Kontinuitätsgleichung für die Dichte und einer Gleichung für die mittlere Geschwindigkeit, bestehend aus einem Transport-/Konvektionsterm, einem Druckterm, einem Relaxationsterm und einem glättenden Viskoseterm. Da lt. HELBING [1997] sich all diese Modelle bereits bewährt haben, jedoch nicht alle aufkommenden Fragen damit beantwortet werden konnten, entschied er sich ein gaskinetisches Modell herzuleiten. Hierzu erweitert Helbing das Payne-Modell erneut um eine partielle Differentialgleichung. Sein Modell basiert auf einer gaskinetischen Gleichung und besteht nun aus drei Gleichungen: der Kontinuitätsgleichung für die Dichte (vgl. Gl. 3.1), der dynamische Geschwindigkeitsgleichung (Gl. 3.2) und der Gleichung für die Varianz der Geschwindigkeit (vgl. HELBING [1997]). Anhand des Helbing-Modells können auch geringfügige Störungen im Verkehrsfluss sowohl stromabwärts als auch stromaufwärts abgebildet werden [HOOGENDOORN/BOVY, 2001].

DAMRATH/ROSE [2002] haben im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen einige makroskopische Verkehrsflussmodelle hinsichtlich ihrer Unterschiede und ihrer Anwendbarkeit verglichen. Hierfür analysierten sie die Modelle von Cremer/Papageorgiou¹ [CREMER, 1979; CREMER/MAY, 1985], von Hilliges [HILLIGES, 1995], von Helbing/Treiber [HELBING/TREIBER, 1999; HELBING/TREIBER, 1999] sowie das Modell von Kühne/Kerner/Konhäuser [KERNER/KONHÄUSER, 1993a; KERNER/KONHÄUSER, 1993b, KERNER et al., 1996, KÜHNE, 1991]. Damrath und Rose kamen dabei zu der Erkenntnis, dass anhand all dieser Verfahren bewegte Staus, Stop-and-Go-Wellen sowie breite Staus qualitativ korrekt dargestellt werden können. Für eine quantitative Anpassung der Verfahren wird jedoch eine ausführliche Kalibrierung der maßgebenden Parameter erforderlich. Außerdem sei nach DAMRATH/ROSE [2002] der Anpassungs- bzw. Relaxationsterm mit der Gleichgewichtsgeschwindigkeit die „*treibende Kraft des Verkehrsablaufs*“. Das darin enthaltene

¹ Wobei dieses Modell dem bereits beschriebenen Payne/Cremer-Modell entspricht

Fundamentaldiagramm sei für das Auftreten der Verkehrsphänomene ansich und die anderen Parameter für deren quantitative Ausprägung verantwortlich. Speziell das Modell von Cremer/Papageorgiou betreffend, zeigten die Analysen eher eine breite und flache Staufront. Im Gegensatz zu den anderen untersuchten Verfahren reagiert dieses Modell sehr sensitiv auf Parameteränderungen, so dass dies leicht zum Simulationsabbruch führen kann. Auch sei eine Segmentlänge von weniger als 100 Metern bei diesem Modell nicht geeignet.

Daganzo-Modell (CTM)

Ein weiteres zu erwähnendes Modell ist das Cell-Transmission-Model (CTM) von DAGANZO [1994a]. Hierbei handelt es sich um ein aus der hydrodynamischen Verkehrsflusstheorie (LWR-Modell) abgeleitetes zeit- und ortsdiskretes Modell. Wie auch andere Modelle ist das CTM in der Lage Stau- und Beschleunigungswellen abzubilden und somit die Entstehung, Bewegung und das Auflösen von Staus zu modellieren.

Bei Verwendung des CTM werden die Straßen in homogene Zellen c (c steht hier für *cell* (engl.)) der Länge Δl_c unterteilt. Die Zelllänge wird aus der Bedingung abgeleitet, dass ein sich mit freier Geschwindigkeit v_{frei} fortbewegendes Fahrzeug die nächste Zelle innerhalb eines definierten konstanten Zeitschrittes Δt (diskrete Zeitintervalle) erreicht, also den Weg der Zelllänge zurücklegt.

$$\Delta l_c = v_{frei} \cdot \Delta t \quad 3.23$$

Die Zellen wiederum sind durch gerichtete Kanten l (l hier für engl. *link*) verbunden, wobei zwei Zellen immer eine Kante begrenzen. Eine Zelle kann mit bis zu drei weiteren Zellen über Kanten verbunden werden, womit man Zu- und Abfahrten modellieren kann. Die Kanten haben bei Daganzo nur die Aufgabe, die Zellen miteinander zu verbinden und sie einer Vorgänger- und Nachfolgerzelle zuzuordnen, um den Weg der Fahrzeuge von Zelle zu Zelle zu modellieren. Die physikalischen Eigenschaften wie Kapazität oder maximale Belegung wird dagegen den Zellen zugeordnet. Abbildung 3.4 zeigt das Grundmodell eines Straßennetzes im CTM mit dessen Möglichkeiten, Zu- und Abfahrten zu modellieren.

- die maximale Anzahl von Fahrzeugen, die eine Zelle innerhalb eines Zeitschrittes einfahren können $\min\{(q_{max})_i, \alpha \cdot ((n_{max})_i - n_i(t))\}$.

Daraus ergibt sich für q_i :

$$q_i(t) = \min\{\underbrace{n_{i-1}(t), (q_{max})_{i-1}(t)}_{\text{Verlassen der Zelle } i-1}, \underbrace{(q_{max})_i(t), \alpha \cdot ((n_{max})_i - n_i(t))}_{\text{Einfahren in Zelle } i}\} \quad \text{3.26}$$

mit

$$\alpha = \begin{cases} 1 & \text{wenn } n_{i-1}(t) \leq \begin{cases} (q_{max})_i & \text{jederzeit} \\ n_i(t) & \text{zusätzlich bei Berücksichtigung des vorausschauenden Fahrens} \end{cases} \\ \frac{v_{Stauwelle}}{v_{frei}} & \text{wenn } n_{i-1}(t) > (q_{max})_i \end{cases}$$

Für die k-q-Beziehung nutzte Daganzo einen vereinfachten Ansatz. Die trapezförmige Gestalt des Fundamentaldiagramms wird dabei durch die freie Geschwindigkeit, die Kapazität q_{max} , die Stauwellengeschwindigkeit $v_{Stauwelle}$ und die maximale Dichte k_{max} bestimmt (vgl. Abb. 3.5). Er unterstellt dabei, dass bei geringen Dichten die freie Geschwindigkeit und bei hohen Dichten die stromaufwärts gerichteten Stauwellengeschwindigkeit konstant sind.

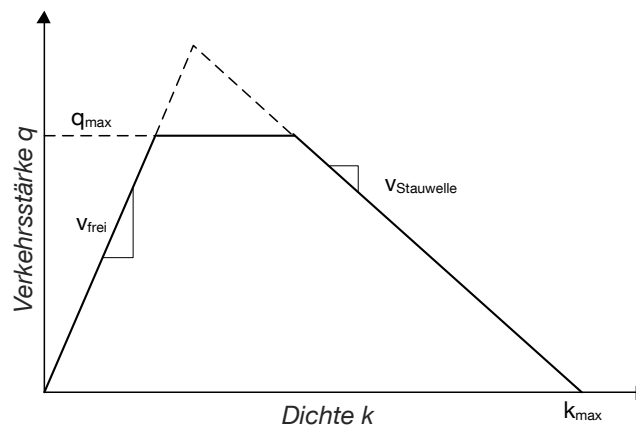


Abb. 3.5: Zugrunde gelegtes Fundamentaldiagramm im CTM [DAGANZO, 1994a]

Die Vorteile des CTM liegen mit Sicherheit in der Anwendung eines diskreten Modells, in der Zuverlässigkeit des Modells, das mit einfachen Regeln den Verkehr dynamisch modellieren kann und eine gute Annäherung an das LWR-Modell bietet. Außerdem wird zur Berechnung der in eine Zelle einfließenden Verkehrsstärke im Gegensatz zu anderen LWR-Modellen nicht auch die ausfließende Verkehrsstärke benötigt [SIMIN/LOONG, 2005]. Jedoch äußern

SIMIN/LOONG [2005] in ihren Arbeiten die Kritik, dass die Notwendigkeit praktikabler Zellengrößen und zeitlicher Intervalle unvermeidlich zu Fehlern in den Anwendungen führen könnten und dies somit eine wesentliche Einschränkung des Modells wäre. Auch wurde hier keine Modellierung der einzelnen Fahrstreifen durchgeführt, so dass bspw. Phänomene wie ein „moving-bottleneck“, das durch ein langsam fahrendes Fahrzeug eine Störung auf einem Fahrstreifen erzeugt, nicht simuliert werden können. Diese Situation entspricht einer stromabwärts bewegenden Zusammenführung der Fahrstreifen, ausgelöst durch das langsam fahrende Fahrzeug, das die Fahrer zum Überholen „zwingt“. Als letzten Kritikpunkt nennen SIMIN/LOONG [2005] die nicht realistische Abbildung der Beschleunigungs- und Verzögerungscharakteristiken der Fahrzeuge während der einzelnen Brems- oder Beschleunigungsvorgänge. Die Berücksichtigung derartiger Eigenschaften ist jedoch die Aufgabe eines mikroskopischen und weniger eines makroskopischen Modells. Zusammenfassend wird jedoch festgestellt, dass die Modellierung anhand des CTM eine gute erste Annäherung an das Verkehrsverhalten unter Stauungen bietet und für die meisten Zwecke eine simple und effiziente Art der Verkehrsflussmodellierung darstellt.

Im Unterschied zum Modell nach Payne/Cremer werden im CTM die Geschwindigkeiten nicht direkt geschätzt. Dies ist neben der Zuverlässigkeit und langjährigen Erprobung und dem wiederholten Einsatz des Payne/Cremer-Modells die ausschlaggebende Komponente für die weitere Nutzung dieses Modells innerhalb der vorliegenden Arbeit.

3.4 Zusammenfassung und Anwendungsbeispiel modellgestützter Verkehrslageschätzungen

Es hat sich gezeigt, dass es für die drei relevanten und hier beleuchteten Themenbereiche bereits einige Forschungen vorliegen. So gibt es recht ausführliche Untersuchungen zu den einzelnen **Fahrstreifenbelastungen** [HOTOP, 1975; SPARMANN, 1978; LEUTZBACH/BUSCH, 1984; GEISTEFELDT, 2007]. Dabei wurde erkannt, dass die Belastungen der einzelnen Fahrstreifen einen straffen Bezug zur Gesamtverkehrsstärke haben. Auch weitere Einflussgrößen wie die Lage eines betrachteten Querschnitts zu Knotenpunkten wurden zum Teil mit unterschiedlichen Ergebnissen untersucht. Da diese Analysen meist schon einige Jahre zurückliegen und sich die Verkehrsverhältnisse im Allgemeinen mit der Zeit gewandelt haben, sind hier erneut aktuelle Untersuchungen angebracht, die gegebenenfalls über die bisherigen hinaus zu konkretisieren sind. Beispielsweise können weitere potentielle Einflussgrößen herangezogen und die Stärke ihres Einflusses untersucht werden.

Die **Erfassung des fließenden Verkehrs** (im Gegensatz zum ruhenden Verkehr) wird heutzutage noch wesentlich vom Einsatz der Induktivschleifen und Radarsensoren dominiert und bezieht sich dabei auf die Erfassung der einzelnen Fahrstreifen eines Straßenquerschnitts. Für die Detektion anhand von seitlich am Fahrbahnrand installierten Radarsensoren gibt es jedoch nur wenige Anwendungsbeispiele (vgl. das Warn- und Informationssystem COMPANION in Schottland und Italien). Diese verfolgen zumeist das Ziel einer höheren Verkehrssicherheit und weniger die Erfassung des Verkehrszustands auf dem gesamten Straßenquerschnitt. Daher sind auch keinerlei Untersuchungen bekannt, die auf Basis von

seitlich und in geringen Höhen installierten Sensoren auf den genauen Verkehrszustand mit Angabe der einzelnen Verkehrskenngrößen – sei es auf den Querschnitt bezogen oder auf die einzelnen Fahrstreifen – schließen können. Weitere in Zukunft an Bedeutung zunehmende Methoden der Verkehrsdatenerfassung ist die Detektion aus mobilen Geräten heraus. Dabei können die Daten direkt im Fahrzeug (FCD), in mobilen Endgeräten (Mobiltelefon, Smartphone, portables Navigationsgerät) oder anhand von Kameras in Luftfahrzeugen generiert werden. Neueste Forschungen beschäftigen sich jedoch vor allem mit einer schnellen Kommunikation zwischen den Sensoren und Datenempfängern (z.B. anhand von ad-hoc-Netzen wie WSN), so dass im Verkehrsfluss aktuell erfasste Daten möglichst ohne Verzögerungen direkt in dem Fahrzeug landen, welches diese Information unmittelbar benötigt. Häufig werden auch Informationen verschiedener Detektoren gebündelt, um einen größeren Bereich mit unterschiedlichen Informationsgehalten für die Ermittlung des Verkehrszustandes zu erhalten.

Das Augenmerk dieser Arbeit liegt auf der Nutzung der Daten der Induktivschleifen und Radarsensoren. In Kapitel 3.2.2 wurde daher auch auf ihre Funktionsweise kurz eingegangen.

Kapitel 3.3 gibt einen Überblick der für eine **Verkehrsmodellierung** heute genutzten Modelle. Unterschieden wird dabei nach dem Detaillierungsgrad der Betrachtung des Verkehrsablaufs. In Abhängigkeit davon werden die Verkehrsmodelle in mikroskopische und makroskopische Modellen sowie in mesoskopische Modelle unterteilt. Die Abgrenzung zwischen diesen Modellen wird in Abbildung 3.6 nochmals veranschaulicht. Für die Wahl der geeigneten Kategorie und letztendlich des Modells ist das Ziel der Modellierung ausschlaggebend.

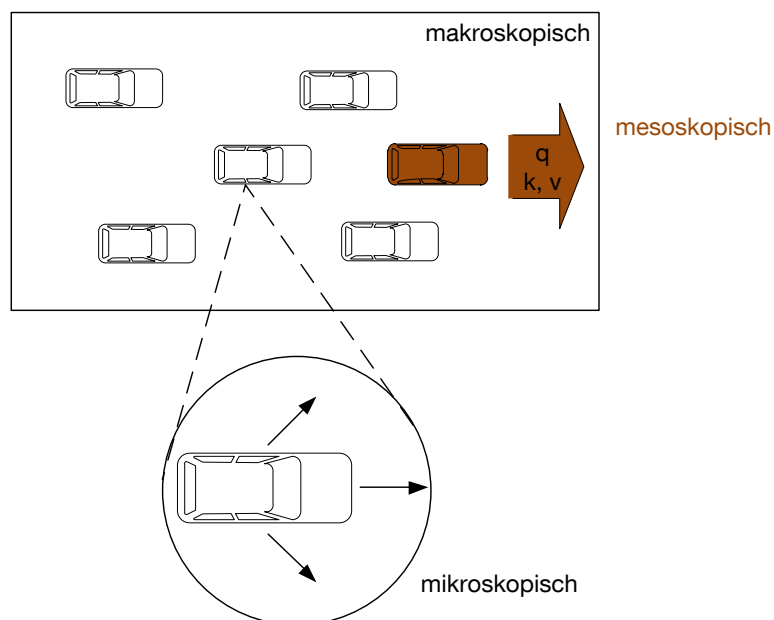


Abb. 3.6: Abgrenzung mikroskopisch, makroskopisch und mesoskopische Betrachtung des Verkehrs

Liegt das Ziel und der Schwerpunkt auf der Modellierung von Interaktionen zwischen den Fahrzeugen wird ein mikroskopisches Modell gewählt, anhand dessen genau diese Beziehungen abgebildet werden können. Ein mikroskopisches Modell wie der Zellulare Automat kommt jedoch gelegentlich auch zur Verkehrslageschätzung zum Einsatz.

Üblicherweise werden jedoch für die Verkehrslageschätzung makroskopische Kenngrößen genutzt. Daher finden hier auch die makroskopischen Verkehrsflussmodelle zumeist Anwendung. Hier werden grundsätzlich zwei verschiedene Ansätze beschrieben: das Payne-Modell mit seiner Modifikation nach Cremer und das Cell-Transmission-Modell von Daganzo. Das ältere und häufiger angewandte Modell ist das nach Payne (bzw. seine Folgemodelle).

Ein weiterer Vorteil der makroskopischen Modelle gegenüber den mikroskopischen ist ihre aggregierte Information, deren Volumen von der Fahrzeuganzahl unabhängig ist. Dadurch bleibt das Datenvolumen pro Segment konstant und ist deutlich geringer als bei mikroskopischer Betrachtung. Sie erfordern somit einen geringeren Rechenaufwand und sind daher für Echtzeit-Simulationen besonders geeignet. Auch die Diskretisierung der Modelle nach Ort und Zeit führte zu einer einfachen Umsetzbarkeit und macht die Anwendung relativ einfach.

In Tabelle 3.10 sind nochmal die wichtigsten Verkehrsflussmodelle der drei Kategorien zusammengefasst.

Mikroskopische Modelle	Mesoskopische Modelle	Makroskopische Modelle
dynamische Abstandsmodelle	Zeitlückenverteilungsmodelle	Lightwill-Whitham-Richards Modell
Fahrzeugfolgemodelle	Cluster-Modelle	Payne-Modelle (Cremer etc.)
psycho-physischen Abstandsmodelle	gaskinetische Kontinuummodelle	Helbing-Modelle
Spurwechselmodelle/ Fahrstreifenwechselmodelle		CTM nach Daganzo
Zellulare Automaten		

Tab. 3.10: Übersicht der mikro-, meso-, makroskopischen Verkehrsflussmodelle

Ein von MEIER [2007] entwickeltes und von SCHÖBER [2009] erweitertes Verfahren zur Verkehrszustandsschätzung sowie zur automatischen, frühzeitigen Störungserkennung auf Schnellstraßen, kurz AZTEK², basiert ursprünglich auf dem makroskopischen, orts- und zeitdiskreten Verkehrsflussmodell nach Payne/Cremer. Auf Basis lokaler und mobil erfasster Verkehrsdaten simuliert AZTEK anhand des Verkehrsmodells den Verkehrszustand auf definierten Segmenten eines Streckenabschnittes. Um die Qualität der Zustandsschätzung zu erhöhen werden unterschiedliche Stufen von Filtern eingesetzt, die eine Anpassung der Simulationsergebnisse an die Realität bewirken. Die eingesetzten Filter sind zum einen das erweiterte Kalman-Filter (EKF) sowie in einer weiteren Stufe das auf dem EKF aufbauenden

² AZTEK - **A**utomatische **z**eitlich-räumliche **S**törungserkennung

Constrained Extended Kalman-Filter (CEKF). Dadurch wird eine gewisse Robustheit gegen Fehler in den gemessenen Verkehrsdaten erreicht. Diese Forschungsarbeiten von SCHOBER [2009] wurden 2009 fertiggestellt. Das straßenseitige Warn- und Informationssystem COMPANION gab zunächst den Anlass für die Entwicklung von AZTEK, da für dieses System eine zeitlich-räumlich hochaufgelöste Störungsdetektion benötigt wurde, um den Verkehrsteilnehmern anhand der blinkenden Warnpfosten eine Störung frühzeitig zu signalisieren [WEHLAN et al., 2012]. Das System stößt jedoch u.a. an seine Grenzen, indem die Segmente eine Mindestlänge von knapp 500 Metern haben müssen, um eine stabile Verkehrszustandsschätzung erreichen zu können. Die Anforderungen der vorliegenden Forschungsarbeit bestanden jedoch u.a. darin, die Verkehrszustandsschätzung in möglichst geringen Abständen und somit auch unter den bei AZTEK möglichen 500 Metern durchzuführen.

4 Einordnung der Aufgabe

Bis heute werden Verkehrszustände für den gesamten Straßenquerschnitt geschätzt und als maßgebend für Lenkungs- und Steuerungszwecke gesehen. Unterschiede zwischen den Fahrstreifen werden bislang vernachlässigt, obwohl diese auf potentielle Änderungen im Verkehrsverlauf wie Störungen hinweisen könnten. Die Zusammenhänge zwischen Verkehrsstärke und Fahrstreifenbelastungen bzw. Streuungen wurden bereits in früheren Untersuchungen nachgewiesen. Die Berücksichtigung derartiger Teilinformationen kann daher hierfür sinnvoll sein. Darüber hinaus könnte man auch in Betracht ziehen, aus Informationen einzelner Fahrstreifen auf den gesamten Querschnitt zu schließen. Anlass hierfür geben bspw. die auf dem linken Fahrstreifen erfassten Verkehrsdaten durch die DDG³.

Die Installations- und Wartungskosten für eine fahrstreifenselektive Detektion der Verkehrsdaten und der damit verbundene erforderliche Eingriff in den Straßenraum und in den Verkehr veranlasst immer wieder, nach günstigeren und praktikableren Detektionsmöglichkeiten zu suchen. Eine Variante wäre hier die relativ leicht zu installierende seitliche Anbringung von Sensoren entlang des Fahrbahnrandes. Hierbei wird der Verkehr, wenn überhaupt, auch nur minimal beeinflusst. Bisher werden jedoch diese Daten nur genutzt, um anhand der detektierten Geschwindigkeiten Schlüsse auf Störungen im Verkehrsablauf zu ziehen [vgl. BMW AG, 2012]. Genauere Aussagen zu den makroskopischen Verkehrskenngrößen bzgl. eines Fahrstreifens oder des Gesamtquerschnitts werden daraus nicht abgeleitet. Dies wird daher hier zur Aufgabe, so dass eventuell anhand dieser günstigen Erfassungsmethode gesicherte Verkehrskenngrößen ableitbar werden.

Letztendlich erscheint es zweckmäßig diese Erkenntnisse innerhalb eines Verkehrsflussmodells zu berücksichtigen oder gemeinsam mit einer Verkehrslageschätzung anzuwenden. Dabei kann auf eines der vielen bereits entwickelten Modelle zurückgegriffen werden. Es ist

³ DDG - Gesellschaft für Verkehrsdaten mbH

also nicht die Aufgabe, ein neues Modell zu entwickeln, sondern die neuen Erkenntnisse aus den vorherigen Untersuchungen darauf anzuwenden.

Kapitel II: Verfahrensentwicklung und – prüfung

Das zu entwickelnde Verfahren besteht aus drei Themenbereichen. Zum einen werden Analysen durchgeführt, in denen die Unterschiede zwischen den einzelnen Fahrstreifen in Belastung, Geschwindigkeit und bzgl. anderer Einflussfaktoren herausgestellt und existierende Zusammenhänge beschrieben werden. In einem weiteren Schritt wird aus einer seitlichen Detektion vom Fahrbahnrand aus auf Querschnittsinformationen geschlossen. Die Ergebnisse beider Teile fließen in ein Verkehrsflussmodell ein, anhand dessen diese Ergebnisse und ihre Anwendbarkeit erneut geprüft werden. Die logische Abfolge ist auch der nachfolgenden Abbildung zu entnehmen.

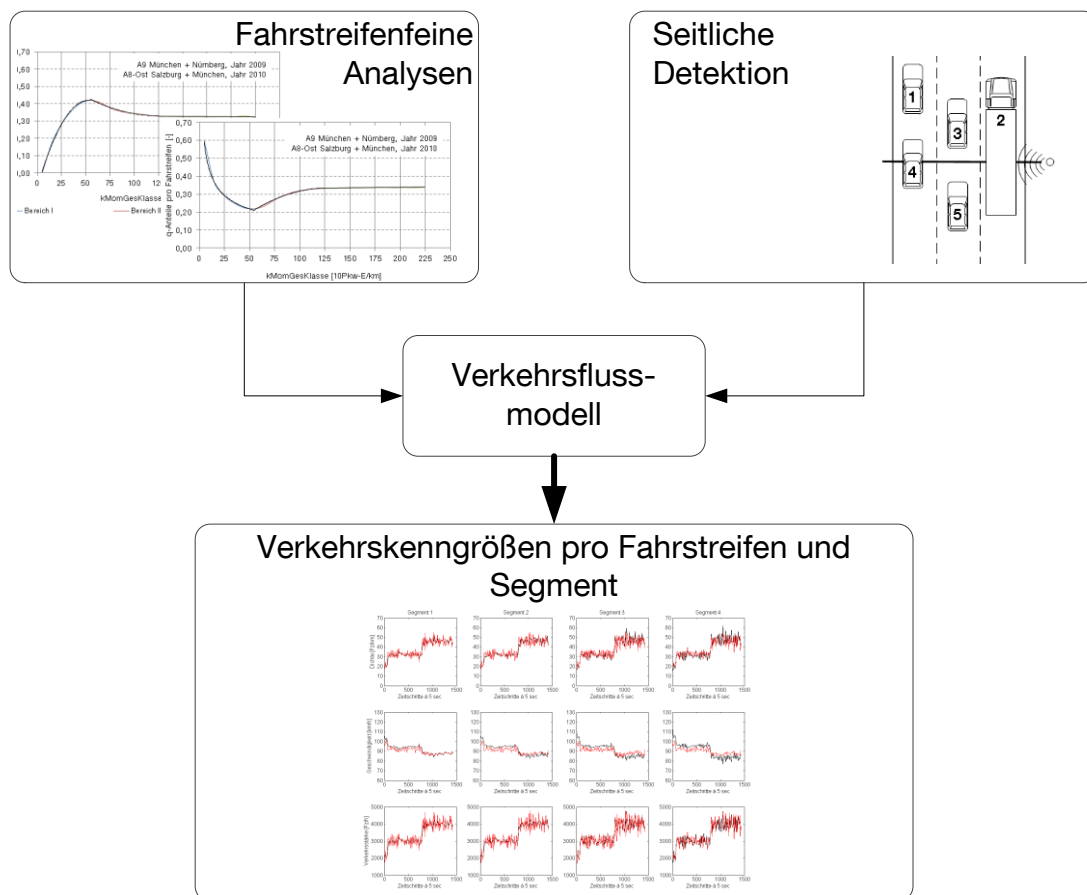


Abb. 4.1: Darstellung der thematischen Zusammenhänge des Verfahrens

5 Fahrstreifenbelastungen bzw. Fahrstreifennutzungsaufteilung

Autobahnen sind heutzutage weitgehend flächendeckend mit Detektionseinrichtungen ausgestattet. Die zur Erfassung des Verkehrszustandes am weitest verbreiteten Detektionstechnologien sind die Induktionsschleifen sowie die über Kopf installierten Radarsensoren (vgl. Kap. 3), die an sogenannten Messquerschnitten die Verkehrsdaten für jeden Fahrstreifen erheben. Geliefert werden dabei die Fahrzeuggeschwindigkeiten und Fahrzeug-

klassen. Diese Daten werden über ein definiertes zeitliches Intervall und über den Straßenquerschnitt aggregiert. Für nicht detektierte Straßenabschnitte werden über alle Fahrstreifen einer Fahrtrichtung hinweg Informationen für den Gesamtquerschnitt abgeleitet. Man bedient sich dabei im Allgemeinen makroskopischen Verkehrsflussmodellen und unterscheidet nicht zwischen den einzelnen Fahrstreifen.

Ein wesentliches Ziel dieser Arbeit ist, die Verkehrskenngrößen auch für die Bereiche zu ermitteln, für die keine oder nur unvollständige Messdaten vorliegen. Von einer unvollständigen Detektion spreche ich hier im Fall einer nur teilweisen Versorgung eines Messquerschnitts mit Detektoren oder einem Detektionsausfall. Beides hat zur Folge, dass keine Informationen für einzelne Fahrstreifen existieren. Zwischen den Messquerschnitten liegen aus stationärer Detektion keinerlei Daten vor. Für diese Abschnitte können grundsätzlich die Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und Geschwindigkeit aus der Modellierung gewonnen werden. Es liegt somit eine flächendeckende Information vor, jedoch noch nicht in der gewünschten, auf die einzelnen Fahrstreifen bezogenen Genauigkeit.

Die Verkehrskenngrößen Verkehrsdichte und Verkehrsstärke sowie die mittlere Geschwindigkeit sind für die einzelnen Fahrstreifen zu schätzen. Basis dieser fahrstreifenfeinen Schätzung ist die Analyse historischer Daten. Daraus werden allgemeine Erkenntnisse und detaillierte Zusammenhänge abgeleitet.

In der Vergangenheit wurden bereits Untersuchungen zur Fahrstreifenbelastungsaufteilung auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen von BREUER/BECKMANN [1975], HOTOP [1975], SPARMANN [1978], HALL/LAM [1988], HEIDEMANN [1994], LEUTZBACH/BUSCH [1984], GEISTEFELDT [2007], WU [2006] sowie von KNOOP et al. [2010] durchgeführt (vgl. Kapitel 3.1).

Mit Berücksichtigung der Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden die theoretischen, sich auf die Fahrstreifennutzungsaufteilung auswirkenden Einflussgrößen zusammengetragen. Nicht alle dieser Größen eignen sich zur Analyse, da häufig so detaillierte Daten in ausreichendem Umfang nicht verfügbar sind. Daher wurde die Analyse auf einige Einflussgrößen begrenzt.

Im folgenden Kapitel „Analysegrundlagen“ werden zunächst die potentiellen Einflussgrößen im theoretischen Ansatz vorgestellt und die Datenbasis sowie die Datenaufbereitung und -verarbeitung erläutert. Das Kapitel schließt mit einer Diskussion verkehrstechnischer Zusammenhänge, die für die weiteren Analysen ausschlaggebend sind.

Im darauffolgenden Kapitel sind die durchgeführten Untersuchungen beschrieben. Bestehende Abhängigkeiten zwischen potentiellen Einflussgrößen und der Fahrstreifennutzungsaufteilung werden nicht nur identifiziert, sondern auch qualitativ und quantitativ beschrieben. Die Ergebnisse wurden für die weitere Nutzung angemessen aufbereitet.

5.1 Analysegrundlagen

5.1.1 Theoretischer Ansatz

In der Theorie gibt es unterschiedliche Faktoren, die das Fahrverhalten und damit auch das Fahrstreifennutzungsverhalten beeinflussen. Unter anderem konnten die Forschungsarbeiten von BREUER/BECKMANN [1975], GEISTEFELDT [2007] bestätigen, dass neben der Gesamtverkehrsstärke und der Verkehrsdichte auch andere Faktoren Einfluss auf die Fahrstreifenbelastungsaufteilung und die Fahrstreifengeschwindigkeitsverteilung nehmen. Die für eine Beeinflussung des Fahrstreifennutzungsverhaltens möglichen Faktoren sind in Abbildung 5.1 dargestellt und werden hier erläutert.

Straßenlayout

- **Längsneigung:** Steigungsstrecken bringen eine Veränderung der Fahrstreifengeschwindigkeitsverteilung mit sich. Das daraus resultierende angepasste Überholverhalten lässt auch auf eine Änderung der Fahrstreifennutzungsverteilung schließen.
- **Krümmung:** BREUER/BECKMANN [1975] haben in ihren Untersuchungen festgestellt, dass eine starke Krümmung mit geringen Radien ($R < 1000$ m) die Zahl der Überholvorgänge reduzieren und damit die Fahrstreifenbelastung beeinflussen kann.
- **Fahrbahndecke:** Der Zustand der Fahrbahndecke nimmt bekanntermaßen ebenfalls Einfluss auf das Fahrverhalten und somit auch auf die Nutzung der einzelnen Fahrstreifen. Es ist bspw. zu erwarten, dass Fahrstreifen mit schlechter Fahrbahnqualität eher gemieden werden als andere.
- **Entfernung vom/zum Knotenpunkt:** Den Einfluss der Entfernung vom/zum Knotenpunkt haben BREUER/BECKMANN [1975] ebenfalls untersucht. Dabei konnten sie noch einen Einfluss in einem Kilometer Entfernung vom Knotenpunkt erkennen. Der Unterschied zur Belastungsaufteilung gegenüber der ‚freien Strecke‘ sei zwar gering, jedoch sei aufgrund des noch relativ geringen Abstandes vom Knotenpunkt noch immer mit Spurwechselvorgängen zur Eingliederung in den fließenden Verkehr zu rechnen. Laut einer Untersuchung in den USA wäre die Anzahl der eingefahrenen Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn erst ab einer Entfernung von 3,5 Kilometer stromabwärts unverändert [BREUER/BECKMANN, 1975 und DREW, 1965]. HESS [1963] wiederum ermittelte eine erforderliche Entfernung von 900 Metern bis sich ein konstanter Anteil eingefahrener Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen einstellt. KNOOP et al. [2010] untersuchte den Einfluss stromaufwärts. Hierzu verglich er die Messungen eines Querschnitts direkt vor einer Zufahrt mit den Messungen eines ca. 2 Kilometer stromaufwärts entfernten Querschnitts. Dabei stellte er fest, dass am Querschnitt direkt vor der Zufahrt die Verkehrsstärkeanteile auf dem rechten Fahrstreifen geringer sind als am 2 Kilometer entfernten Querschnitt. Diese Verkehrsflussanteile werden nahezu vom linken Fahrstreifen vollständig aufgenommen. Der mittlere Fahrstreifen scheint dabei von einer nahen Zufahrt kaum beeinflusst und bleibt in etwa unverändert. Bei sehr

geringen Verkehrsdichten (etwa bis 20 Kfz/km) konnte dieser Unterschied jedoch nicht beobachtet werden, da durch die großen Zeitlücken kein Fahrstreifenwechsel zum ‚Platzmachen‘ der einfahrenden Fahrzeuge unbedingt erforderlich ist.

- **Abstand zu einer Fahrstreifenreduktion:** Durch die Reduktion der Fahrbahn um einen Fahrstreifen muss sich der Verkehr neu ordnen. Es ist daher ein verändertes Spurwechselverhalten zu erwarten, das sich wiederum in den Fahrstreifenbelastungen widerspiegeln wird.

Kollektive Verkehrsbeeinflussung

- **Zulässige Höchstgeschwindigkeit:** Hierzu zählen sowohl statische Restriktionen der Geschwindigkeit als auch dynamische Schaltungen von Streckenbeeinflussungsanlagen mit dem Ziel, den Verkehr zu harmonisieren und somit einen Stau zu verhindern [GEISTEFELDT, 2007, KNOOP et al., 2010]. Eine Geschwindigkeitsbeschränkung und damit auch eine Harmonisierung des Verkehrs bringt typischerweise eine gleichmäßige Verteilung des Verkehrs auf allen Fahrstreifen mit sich.
- **Lkw-Überholverbote:** Lkw-Überholverbote führen zu einer räumlich stärkeren Trennung zwischen Lkw auf dem rechten Fahrstreifen und Pkw überwiegend auf dem mittleren und linken Fahrstreifen. Nicht nur eine Änderung des Überholverhaltens ist dadurch zu erwarten, sondern auch eine grundsätzliche Verlagerung der Fahrstreifennutzungen durch die einzelnen Fahrzeugklassen.
- **Fahrstreifenbezogene Beeinflussungen:** Zur Verkehrsbeeinflussung werden zum Teil für Fahrstreifen unterschiedliche Geschwindigkeitsbegrenzungen angegeben. Auch in Baustellen gibt es vom Fahrstreifen abhängige Rahmenbedingungen wie die unterschiedliche Fahrstreifenbreite. Beide Beeinflussungen führen zu einem veränderten Fahrstreifennutzungsverhalten, da der Verkehrsteilnehmer den unter diesen Bedingungen jeweils für ihn bevorzugten Fahrstreifen wählt.
- **Temporäre Seitenstreifenfreigabe:** Eine temporäre Seitenstreifenfreigabe führt durch die zeitweise Freigabe eines zusätzlichen Fahrstreifens zu einer Verlagerung der Querschnittsbelastung und damit zur Entlastung der einzelnen Fahrstreifen. Hier stellt sich die Frage, ob dann auf Forschungsergebnisse für vierstreifige Richtungsfahrbahnen zurückgegriffen werden kann, oder ob diese Situationen besonderen Bedingungen unterliegen.

Wetter

Sichtbehinderungen, Dunkelheit oder eine durch Nässe oder Glätte stark beeinträchtigte Fahrbahn beeinflussen die Geschwindigkeiten, das Spurwechselverhalten und somit auch die Fahrstreifennutzungsverteilung. MAIER [2009] hat insbesondere den Einfluss von Regen auf der A99 untersucht. Er konnte feststellen, dass der Belastungsanteil des rechten Fahrstreifens bei Regen im Gegensatz zum Zustand mit Sonnenschein leicht anstieg, der Anteil auf dem linken Fahrstreifen hingegen abnahm. Das Geschwindigkeitsniveau der Pkw sank über alle drei Fahrstreifen bei nasser Fahrbahn, deutliche Änderungen der Lkw-Geschwindigkeiten waren hingegen

nicht zu erkennen. Das Geschwindigkeitsgefälle über alle drei Fahrstreifen war daher bei Regen geringer als bei Sonne. Die Ergebnisse von MAIER [2009] zeigten auch, dass der Anteil der Pkw auf dem linken Fahrstreifen bei Regen sinkt und die Fahrer bevorzugt den rechten und vor allem aber den mittleren Fahrstreifen stärker nutzen.

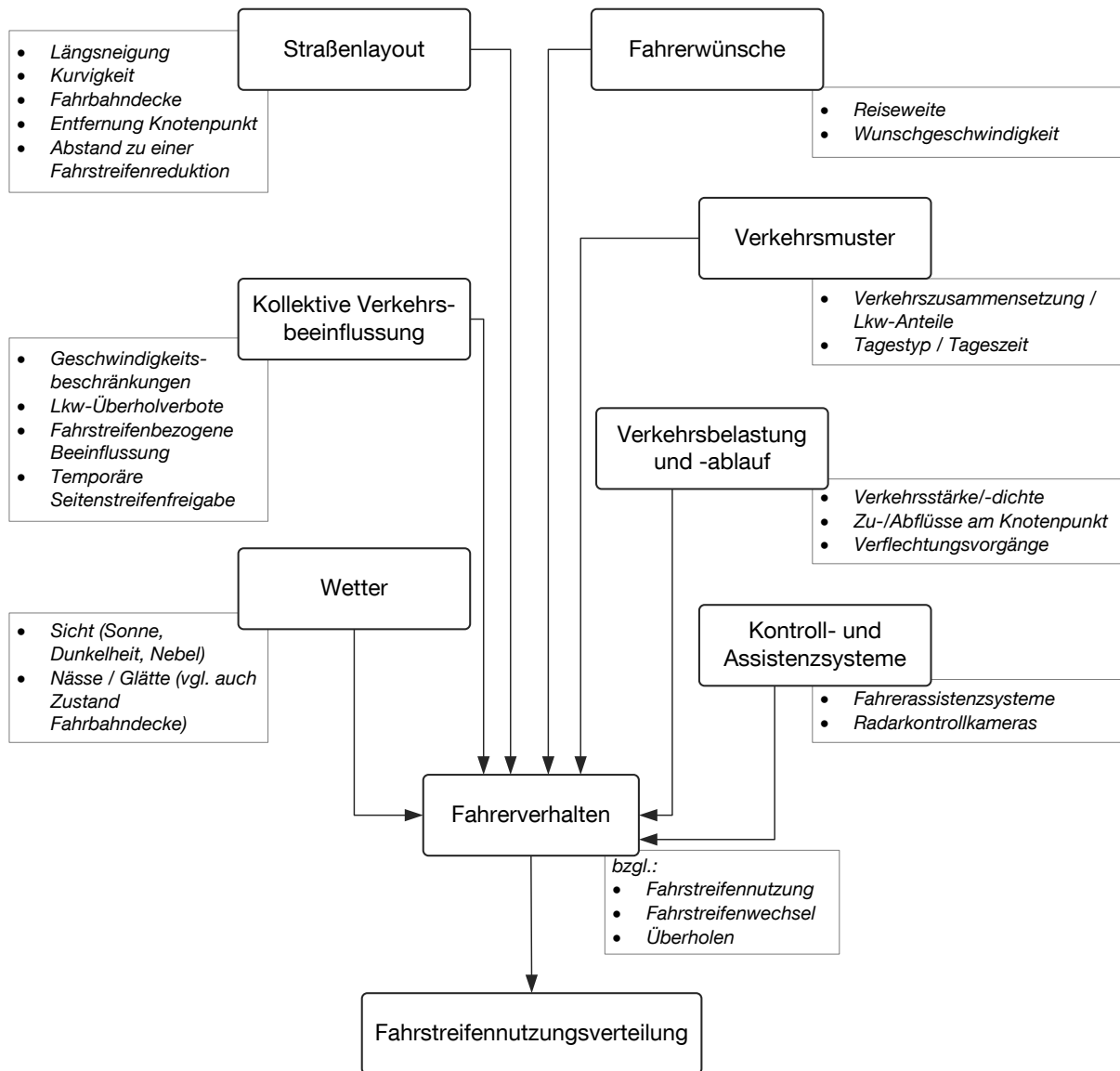


Abb. 5.1: Potentielle Einflussfaktoren für die Fahrstreifennutzungsverteilung

Fahrerwünsche

- **Reiseweite:** Die Untersuchung von DREW [1965] identifizierte außerdem einen Zusammenhang zwischen der Reiseweite und der Belastung des rechten Fahrstreifens. So nutzen Fahrzeuge, die nur einen Weg von drei Kilometern auf dem Freeway zurücklegten, stärker den rechten Fahrstreifen als diese mit einer Reiseweite von 10 Kilometern.
- **Wunschgeschwindigkeit:** Die Wunschgeschwindigkeit ist die Geschwindigkeit, die ein Fahrer im Idealfall, d.h. ohne Behinderung in seiner Fahrweise fahren würde. In

Abhängigkeit von der individuellen Wunschgeschwindigkeit werden bei einer vorhandenen Verkehrsdichte unterschiedliche Fahrstreifen genutzt. Mit zunehmender Verkehrsdichte steigt zunächst auch die Anzahl der darauf begründeten Fahrstreifenwechsel und dieser Faktor wirkt sich stärker aus bis sich bei hoher Verkehrsdichte ein Belastungsgleichgewicht einstellt und Fahrstreifenwechsel nur noch begrenzt möglich sind. Die Wunschgeschwindigkeit ist jedoch ein sehr individueller Faktor, sie lässt sich daher kaum aus der Verkehrsdichte herauslösen.

Verkehrsmuster

- **Verkehrszusammensetzung:** Hier wird bspw. unterschieden zwischen Freizeit-, Berufs- und Eventverkehr. Es ist allgemein bekannt, dass sich die Zusammensetzung des Verkehrs auch im Fahrverhalten und Verkehrsablauf widerspiegelt. Im Berufsverkehr sind Wege und Strecken bekannt, die Fahrer „arrangieren“ sich untereinander eher und kennen die täglichen Situationen. Im Freizeitverkehr hingegen sind die Wege und Rahmenbedingungen weniger bekannt, womit sich beinahe jeder Fahrer auseinandersetzen muss. Andere Rahmenbedingungen führen somit auch zu unterschiedlichen Fahrweisen und somit vermutlich auch zu anderen Fahrstreifenverteilungen.
- **Lkw-Anteil:** Aus der Praxis ist bekannt, dass Lkw im Verkehrsfluss maßgeblich das Fahrverhalten der andern Verkehrsteilnehmer beeinflussen. Mit zunehmendem Lkw-Anteil lässt sich somit auch eine steigende Beeinflussung vermuten, da der Pkw-Fahrer sich mehr und mehr gezwungen sieht, den rechten Fahrstreifen zu meiden. Zum einen ist das Fahren innerhalb einer Lkw-Kolonie für einen Fahrer eines deutlich an Volumen und Leistung geringer ausgestatteten Pkw unangenehm und zum anderen besteht häufig die Befürchtung, sich aufgrund geringer Zeitlücken bei einer hohen Verkehrsdichte nicht wieder in den überholenden Verkehrsfluss eingliedern zu können. Es ist also ein Einfluss durch dichten Verkehr mit hohem Lkw-Anteil auf das Fahrstreifenverhaltensverhalten zu erwarten. Ob das Fahrstreifenverhaltensverhalten jedoch allein auf den Einfluss des Lkw-Anteils zurückzuführen ist oder vielmehr im ‚dichten Verkehr‘ ohnehin auftritt und ob es einen Unterschied in der Beeinflussung zwischen einer hohen Verkehrsdichte mit hohem Lkw-Anteil und einer hohen Verkehrsdichte mit einem geringen Lkw-Anteil (laut SPARMANN [1978] sehr schwacher Zusammenhang) gibt, wird in den nachfolgenden Analysen untersucht.
- **Tage/Wochenende/Ferien/Tageszeit:** Erfahrungsgemäß wird bei vielen Untersuchungen zwischen Tages-Clustern unterschieden, die die tageszeitlichen Belastungen der einzelnen Wochentage beschreiben. Hier werden auch Cluster für die Ferienzeiten und Feiertage gebildet, für die ein anderes Verkehrsverhalten beobachtet werden kann.

Verkehrsbelastung

- **Verkehrsstärke, Verkehrsdichte:** Aus den früheren Untersuchungen [SPARMANN, 1978, HOTOP, 1975, LEUTZBACH/BUSCH, 1984, GEISTEFELDT, 2007] ist hervorgegangen, dass die Fahrstreifennutzungsaufteilung wesentlich von der Verkehrsbelastung abhängt. Diese Analysen zeigten die Beachtung des Rechtsfahrgebotes bei geringen Belastungen und die stärkere Nutzung der anderen Fahrstreifen bei zunehmender Verkehrsstärke. Sämtliche Untersuchungen haben dabei die Abhängigkeit von der Verkehrsstärke beschrieben (vgl. Kapitel 3.1). Hier stellt sich die Frage, ob die Bezugsgröße Verkehrsstärke ebenfalls aufgegriffen werden soll oder vielmehr die Verkehrsdichte sich als geeignete Abhängige darstellt. In Kapitel 5.1.3 wird diese Thematik behandelt und diskutiert.
- **Belastung eines Knotenpunktes:** Die Forschungen von BREUER/BECKMANN [1975], DREW, 1965], HESS [1963] und KNOOP et al. [2010] haben eine Abhängigkeit des Fahrstreifennutzungsverhaltens von der Lage des betrachteten Straßenquerschnitts (vgl. Abschnitt Straßenlayout) belegt. Es stellt sich nun die Frage, ob die Abfluss- bzw. Zuflussstärke einen zusätzlichen Einfluss auf das Fahrstreifenwechselverhalten haben und die Fahrer eher dazu tendieren den rechten Fahrstreifen bei einer höheren Abfluss-/Zuflussstärke zu meiden als bei geringer Belastung.
- **Verflechtungsvorgänge:** Verflechtungsvorgänge und damit Fahrstreifenwechsel können aus unterschiedlichen Gründen erfolgen. So führen verschiedene Wunschgeschwindigkeiten der Fahrzeuge zu Überholvorgängen mit Fahrstreifenwechsel, Änderungen des Straßenlayouts wie das Zusammenführen von Fahrstreifen, eingerichtete Baustellen oder Zu-/Abfahrten sowie Störungen durch Unfälle gehen meist mit der Reduktion von Fahrstreifen einher und machen somit einen Fahrstreifenwechsel erforderlich. Diese Aspekte werden im Rahmen dieser Arbeit jedoch nicht weiter untersucht.

Kontroll- und Fahrerassistenzsysteme

- **Fahrerassistenzsysteme:** Navigationssysteme können unterschiedlich früh oder spät auf bevorstehende Ausfahrten hinweisen, d.h. der Fahrer kann früher oder später auf diese Hinweise reagieren und einen Fahrstreifenwechsel einleiten. Somit ist es möglich, dass das Einordnen auf den rechten Fahrstreifen früher erfolgt als dies allein durch die kollektiven Hinweisschilder veranlasst werden würde.
- **Kontrollsysteme:** Kontrollieren Radarkontrollkameras nur einzelne Fahrstreifen einer mehrstreifigen Richtungsfahrbahn, so kann dies dazu führen, dass von Ortskundigen genau diese Fahrstreifen gemieden werden (z.B. Überwachung der Geschwindigkeit nur eines von vier Fahrstreifen auf der A9).

Fahrerverhalten

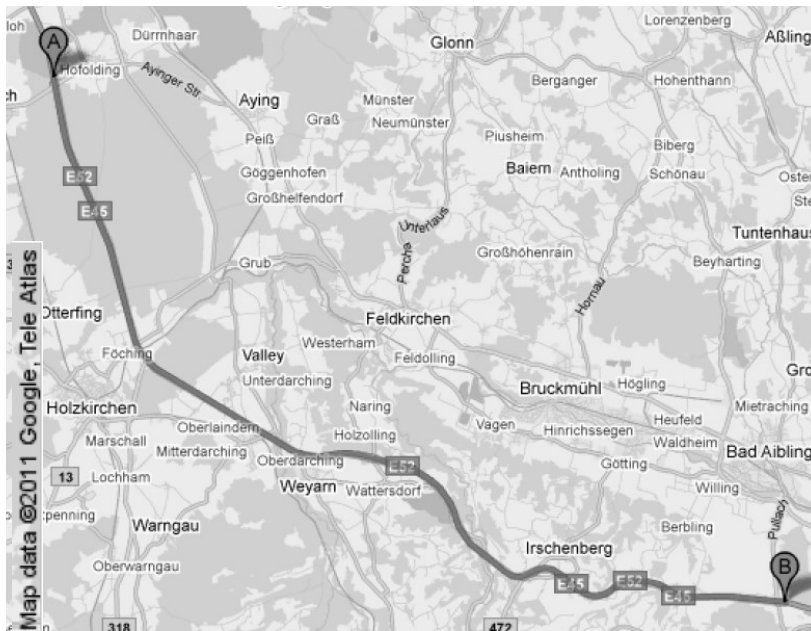
Hier werden mit dem Fahrerverhalten die Aspekte der *Fahrstreifennutzung*, des *Überholverhaltens* und des *Fahrstreifenwechselverhalten* angesprochen. Diese drei Begriffe greifen stark ineinander und sind schwer voneinander zu trennen. So werden Fahrstreifenwechsel zunächst aus einem bestimmten Grund z.B. zum Überholen vorgenommen. Aus der Praxis ist jedoch bekannt, dass auf den ursprünglich genutzten Fahrstreifen bei einem Überholvorgang häufig nicht nach dem Überholen zurück gewechselt wird, obwohl das individuelle Hindernis bereits passiert ist. Es wird demnach ohne ersichtlichen Grund der Fahrstreifen länger als erforderlich befahren, was allgemein dem Fahrstreifennutzungsverhalten zugeordnet werden kann. Jedoch kann dies auch dem Überholverhalten zugeordnet werden, wenn man bedenkt, dass der Überholvorgang erst abgeschlossen ist, wenn wieder auf den zuvor befahrenen Fahrstreifen gewechselt wurde. Das Fahrstreifenwechselverhalten hingegen betrachtet nur den Wechsel von einem auf einen anderen Fahrstreifen [SPARMANN, 1978; WU, 2006]. Es muss hier daher unterschieden werden zwischen dem Grund (Überholen, Fahrstreifenreduktion, Umfahrung einer Baustelle, individuelle Präferenzen wie Vermeidung des Fahrens in einer Lkw-Kolonne, etc.) der Aktion (Fahrstreifenwechsel) und der Umsetzung bzw. des Verhaltens während der Aktion (Nutzungsdauer des alternativen Fahrstreifens). Diese Gesichtspunkte werden im Rahmen dieser Arbeit nicht weiter analysiert.

5.1.2 Datengrundlage und –aufbereitung

Für die Untersuchungen wurden Streckenabschnitte der Bundesautobahnen A8-Ost und A9 gewählt. Beide Abschnitte weisen nicht nur drei Fahrstreifen mit einem zusätzlichen Standstreifen auf, sondern sind auch in ihrer Charakteristik bzgl. Anschlussdichte, Längsneigung und Krümmung ähnlich. Es wird angenommen, dass die dort herrschenden Bedingungen sehr häufig auf Autobahnen vorliegen und die Ergebnisse daher auch auf andere Strecken übertragbar sind. Sonderfälle werden hier nicht betrachtet, sie können Aufgabe für zukünftige Untersuchungen sein.

Die betrachteten Streckenabschnitte sind in Abbildung 5.2 dargestellt. Der Bereich der A8-Ost beginnt an der Anschlussstelle (AS) Holzkirchen und endet in Fahrtrichtung Salzburg an der AS Bad Aibling. In Fahrtrichtung München wird die Strecke zwischen der AS Irschenberg und der AS Hofoldingen Forst untersucht. Für die A9 stehen Daten zwischen dem Autobahndreieck Holledau und dem Autobahnkreuz Neufahrn für beide Fahrtrichtungen (Nürnberg, München) zur Verfügung. Diese Strecken haben eine Länge von 20 bis 30 km. Mit Ausnahme der A9 in Fahrtrichtung Nürnberg verfügten zum Zeitpunkt der Untersuchung alle untersuchten Streckenabschnitte über eine Verkehrsbeeinflussungsanlage (VBA). Weite Teile der A8-Ost in Richtung Salzburg sind dabei mit einer Geschwindigkeitsbegrenzung von 120 km/h grundversorgt. Für die anderen Strecken gibt es kaum generelle Geschwindigkeitsbegrenzungen. Zulässige Höchstgeschwindigkeiten werden nur bei Bedarf auf Basis von vorgegebenen Steuerungskriterien geschaltet und dem Verkehrsteilnehmer angezeigt.

Daten von insgesamt 27 Messquerschnitten gingen somit in die Auswertungen ein. Die Längsneigung dieser Querschnitte beträgt maximal 2,4%, so dass Einflüsse durch starkes Gefälle oder große Steigung ausgeschlossen werden können.



Streckenabschnitt der A8-Ost



Streckenabschnitt der A9

Abb. 5.2: Betrachtete Streckenabschnitte der A8-Ost und der A9

Für jeden Fahrstreifen der Messquerschnitte liegen Messdaten vor. Zustandsdaten, die Auskunft über eine vorliegende Schaltung bspw. über die erlaubte Höchstgeschwindigkeit geben, sind ebenfalls verfügbar.

Die Messdaten liefern für jede Minute die Anzahl der Fahrzeuge (q_{PKW} , q_{LKW} und q_{Kfz}), die Geschwindigkeit der Fahrzeuge (v_{PKW} , v_{LKW} und v_{Kfz}), sowie die Standardabweichung der Fahrzeuggeschwindigkeiten s_{Kfz} , die Nettozeitlücke t_{netto} und die geglättete mittlere Fahrzeuggeschwindigkeit \bar{v}_{Kfz} .

Die Zustandsdaten beinhalten nur die Historie der Schaltungen, d.h. jeder Datensatz zeigt eine Änderung der Anzeige der Verkehrsbeeinflussungsanlage an. Wetterdaten zählen im

Allgemeinen ebenfalls zu den Zustandsdaten, wurden jedoch für vorliegende Untersuchungen nicht herangezogen. Auf wetterbedingte Einflüsse wird daher hier nicht eingegangen.

Bei der Wahl der analyserelevanten Zeiträume sind Feier- und Ferientage das wesentliche Kriterium. Bayern dient häufig als Urlaubs- oder auch als Transitbundesland und weist somit einen starken Ziel- und Durchgangsverkehr auf, auch wenn in Bayern selbst zum selben Zeitpunkt keine Ferien sind. Aus diesem Grund bleiben die Zeiträume mit Feier- und Ferientagen im gesamten Bundesgebiet unberücksichtigt.

Darüber hinaus wurden Baustellensituationen von der Untersuchung ausgeschlossen. Wegen Umbaumaßnahmen auf der A9 im Jahr 2010 kamen für diese Autobahn die Daten aus dem Jahre 2009 zur Anwendung. Die analysierten Zeiträume - für die A9 das Jahr 2009 und für die A8-Ost das Jahr 2010 - sind in Tabelle 5.1 zusammengefasst.

Zeitraum (ZR)	A9	A8/Ost
	Jahr 2009	Jahr 2010
01	Mo 12.01. bis Do 29.01.	Mo 11.01. bis Do 28.01.
02	Mo 02.03. bis Do 05.03.	Mo 22.02. bis Do 04.03.
03	Mo 23.03. bis Do 26.03.	Mo 19.04. bis Do 29.04.
04	Mo 27.04. bis Do 14.05.	Mo 03.05. bis Mi 12.05.
05	Mo 15.06. bis Mi 24.06.	Mo 07.06. bis Mi 23.06.
06	Di 15.09. bis Do 01.10.	Di 14.09. bis Sa 02.10.
07	Mo 09.11. bis Do 17.12.	Mo 25.10. bis Do 28.10.
08		Mo 08.11. bis Do 16.12.

Tab. 5.1: Analysierte Zeiträume

Diese Daten wurden nach dem in Abbildung 5.3 beschriebenen Schema aufbereitet und verarbeitet. Grundlage der Auswertung sind Dateien mit Mess- oder Zustands-Rohdaten im xml-Format. Eine Datei beinhaltet entweder die Messdaten eines Fahstreifens pro Messquerschnitt der Hauptfahrbahn oder der Zu-/Abfahrten oder die Zustandsdaten einer Anzeige pro Schilderbrücke. Die Daten umfassen dabei den Zeitraum eines Tages.

In einem unabhängig vom Datentyp (Mess- oder Zustandsdaten) durchgeführten Einleseprozess erfolgte in einer MS Excel-Datendatei die Zuordnung der fahstreifenbezogenen Daten zum entsprechenden Messquerschnitt für einen vorab definierten Zeitraum. Auch für jeden Anzeigequerschnitt entstand auf diese Weise eine Datei mit den Zustandsdaten aller Anzeigen für denselben Zeitraum.

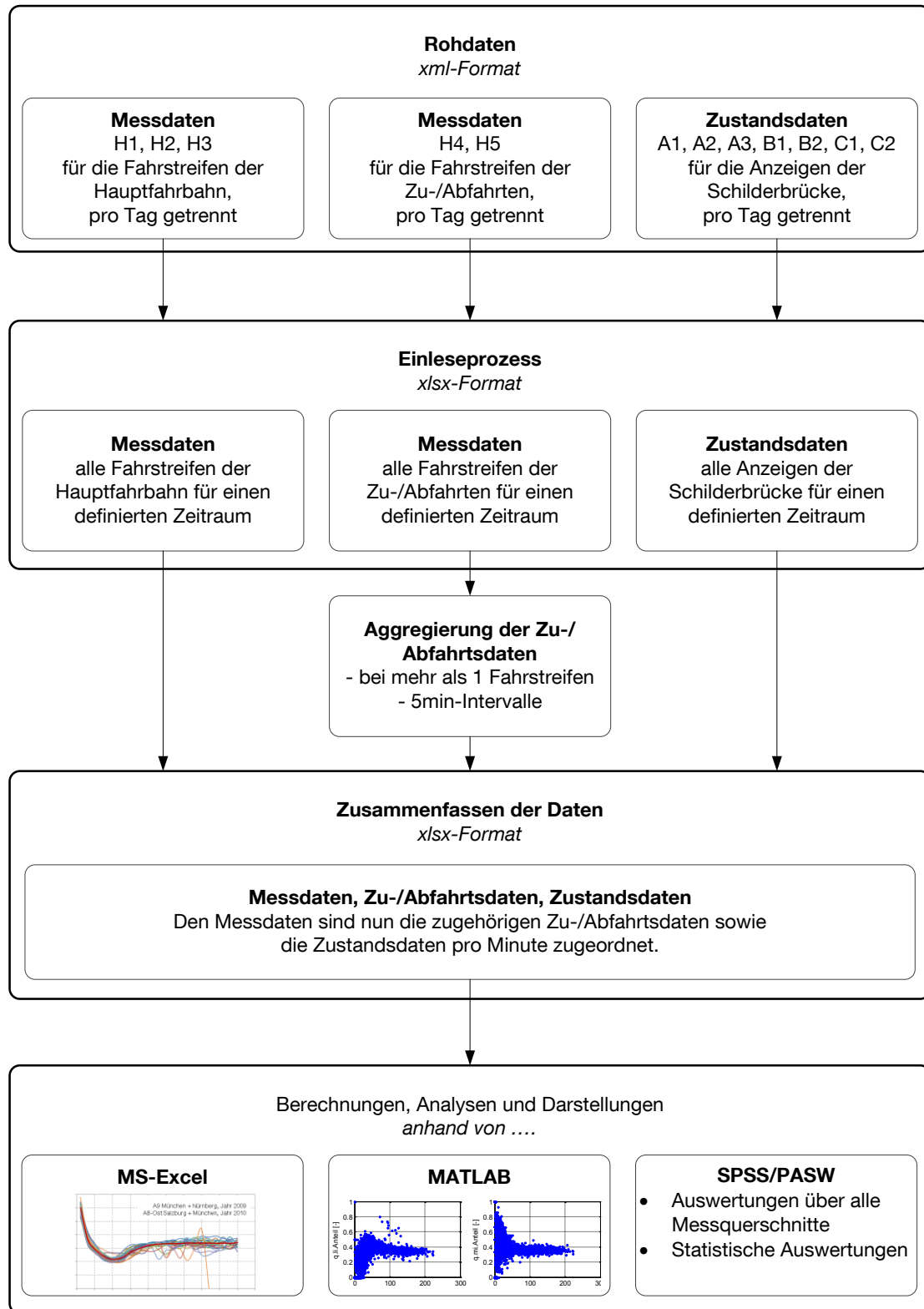


Abb. 5.3: Aufbereitungsschritte von den Rohdaten bis zur Analyse

Beim Aggregieren der Zu- bzw. Abflussdaten wurden die Zuflüsse bzw. Abflüsse mehrerer Fahrstreifen zu querschnittsbezogenen Daten zusammengefasst. Um zu starke Schwankun-

gen der Daten zu vermeiden, war es erforderlich, die gegebenen 1-min-Intervalle der Zu-/Abflüsse zu 5-min-Intervallen zu aggregieren.

Es folgte für jede Minute der Messdaten der Hauptfahrbahn eine Zuordnung der zugehörigen 5-min-Werte der Zu- und Abflüsse sowie der relevanten Anzeige der Geschwindigkeitsbegrenzungen. Der relevante, zur Zuordnung erforderliche Zeitpunkt an der Zu-/Abfahrt ergibt sich aus der Entfernung zum Messquerschnitt und der durchschnittlich gefahrenen Geschwindigkeit auf dieser Strecke. Die Geschwindigkeitsbeschränkungen durch dynamische Schaltungsanzeigen bezogen sich auf den Messquerschnitt, der ca. 30 Meter vor der Anzeige liegt und auf die nachfolgenden Messquerschnitte, wenn diese nicht selbst mit einer weiteren Schaltungsanzeige versorgt sind.

Auf Basis dieser Zuordnungen werden alle weiteren Berechnungen und Analysen durchgeführt, die später im Kapitel 5.2 beschrieben werden.

5.1.3 Verkehrstechnische Zusammenhänge

Wie zuvor beschrieben gab es bereits in der Vergangenheit einige Untersuchungen zur Fahrstreifennutzungsaufteilung. Viele dieser Untersuchungen verfolgten dabei einen ähnlichen Untersuchungsansatz und setzten bspw. die Verkehrsstärke als die maßgebende Abhängige der Fahrstreifennutzung an.

Die Diskussion verkehrstechnischer Grundlagen dient hier als Grundlage für die folgenden Analysen. Zu Beginn wird die Frage erörtert, ob eine lokale oder momentane Betrachtung des Verkehrs zur Anwendung kommen soll. Üblicherweise stehen aus Messdaten von Induktionsschleifen lokale Messgrößen und somit auch die lokale Geschwindigkeit zur Verfügung. Die Anwendung des Fundamentaldiagramms berücksichtigt jedoch die mittlere momentane Geschwindigkeit. In der Praxis wird dies häufig vernachlässigt und vereinfachend die lokale Geschwindigkeit genutzt. In der Literatur sind jedoch Untersuchungen zu finden, die auf zum Teil sehr starke Unterschiede zwischen beiden Betrachtungsweisen stoßen, so dass für die darauf basierenden Ergebnisse letztendlich deutliche Unterschiede zu erwarten sind.

Ebenfalls von Bedeutung für die Untersuchungen der potentiellen Einflussfaktoren ist die Wahl der Bezugsgröße. So wird geprüft, welche der beiden Kenngrößen Verkehrsdichte und Verkehrsstärke für den Einfluss der Verkehrsbelastung auf die Fahrstreifennutzungsaufteilung maßgebend ist. In der bereits erwähnten Literatur überwiegt die Verkehrsstärke als unabhängige Variable. Anhand dieser ist jedoch keine eindeutige Zuordnung zu einem Verkehrszustand möglich. Für die hier durchgeführten Analysen wird letztendlich die Verkehrsdichte als geeignete Bezugsgröße gewählt.

Erste durchgeführte Analysen zur Fahrstreifenaufteilung brachten unterschiedliche Ergebnisse vor allem zwischen den Autobahnen hervor. Zur Erreichung allgemeingültiger Ergebnisse, d.h. sie sollten für die meisten Autobahnen Gültigkeit haben, werden mögliche Einflüsse durch den Schwerverkehr in Form von Pkw-Einheiten in den Analysen berücksichtigt.

Die Umrechnung vom Schwerverkehr in Pkw-Einheiten wird im dritten und letzten Teil dieses Kapitels behandelt und findet in den folgenden Analysen Berücksichtigung.

Lokale Betrachtung versus momentane Betrachtung

Die aus Messsystemen verfügbaren Kenngrößen *Verkehrsstärke* und *Geschwindigkeit* werden lokal über einen bestimmten Zeitraum erfasst. Es werden die Anzahl der Fahrzeuge, die innerhalb eines definierten Zeitintervalls einen bestimmten Ort einer Straße passieren, und die über diesem Zeitintervall gemittelte Geschwindigkeit der Fahrzeuge angegeben. Die Verkehrsdichte entspricht jedoch einer Momentaufnahme eines Streckenabschnittes. Mit der Verkehrsdichte wird die Anzahl der Fahrzeuge beschrieben, die sich zu einem bestimmten Zeitpunkt auf einer festgelegten Strecke befindet. Die unterschiedlichen Betrachtungsweisen werden in Abbildung 5.4 verdeutlicht und die zugehörigen Verkehrskenngrößen der jeweiligen Betrachtungsweise wie nachfolgend in Tabelle 5.2 zugeordnet.

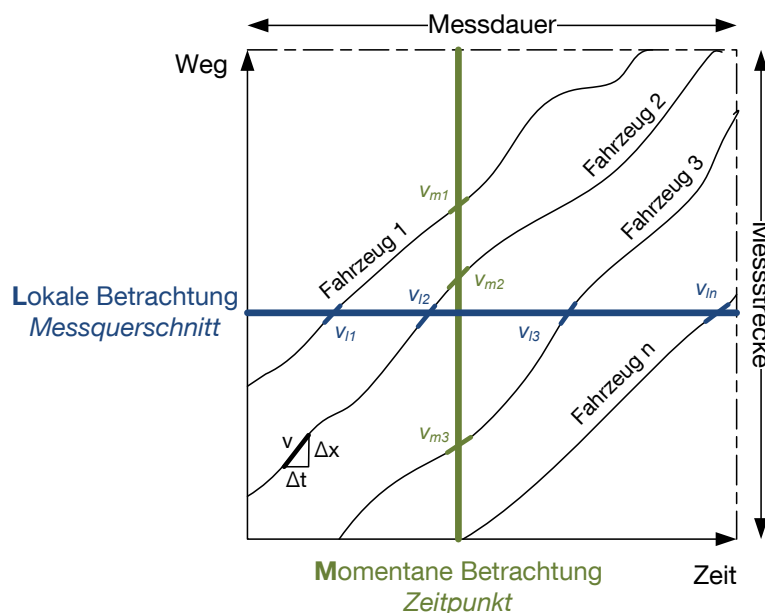


Abb. 5.4: Lokale und momentane Betrachtung in einem Weg-Zeit-Diagramm [nach BUSCH/MAIER, 2006]

Lokale Betrachtung an einem Messquerschnitt	Momentane Betrachtung über einen Streckenabschnitt
Verkehrsstärke	Verkehrsdichte
Zeitlücken zwischen den Fahrzeugen	Räumliche Abstände zwischen den Fahrzeugen
Geschwindigkeit (lokal)	Geschwindigkeit (momentan)

Tab. 5.2: Gegenüberstellung der lokalen und momentanen Verkehrskenngrößen

Der Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke (lokal) und der Verkehrsdichte (momentan) wird durch das Fundamentaldiagramm und der Beziehung

$$q = k \cdot \bar{v}_m$$

5.1

beschrieben. \bar{v}_m ist dabei die mittlere momentane Geschwindigkeit aller Fahrzeuge, die sich zum selben Zeitpunkt auf einem definierten Streckenabschnitt befinden. Im Fundamentaldiagramm wird \bar{v}_m als Steigung der Geraden abgebildet, die von einer bestimmten Verkehrsstärke q durch den Ursprung des Diagramms führt (vgl. Abb. 5.5).

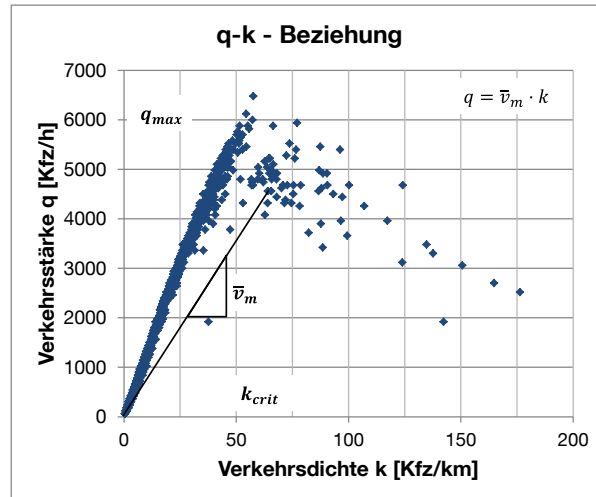


Abb. 5.5: Fundamentaldiagramm am Beispiel des Messquerschnitts DETQ63 der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg – mit Darstellung des Zusammenhangs zwischen q und \bar{v}_m (10.03.2012)

Das Problem heutiger Untersuchungen in der Verkehrstechnik ist, dass meist nur lokale Messgrößen zur Verfügung stehen. Vereinfachend wird daher häufig die mittlere lokale Geschwindigkeit statt der geforderten mittleren momentanen Geschwindigkeit für die Ermittlung der Verkehrsdichte aus Gleichung 5.1 genutzt. In den Arbeiten von KNOOP et al. [2009] wurde jedoch gezeigt, dass für die Berechnung der Dichte die Verwendung der mittleren momentanen Geschwindigkeit von Bedeutung ist.

Stichprobenartig wurde für vorliegende Daten ein Vergleich der mittleren momentanen und mittleren lokalen Geschwindigkeit sowie für die daraus abgeleitete Verkehrsdichte für den gesamten Fahrbahnquerschnitt durchgeführt. Die mittlere momentane Geschwindigkeit wurde hierfür aus den gegebenen Messgrößen anhand der Gleichung 5.6 angenähert.

WARDROP [1952] hat bereits den Zusammenhang (vgl. Gl. 5.2) zwischen der mittleren lokalen Geschwindigkeit \bar{v}_l und der mittleren momentanen Geschwindigkeit \bar{v}_m beschrieben.

$$\bar{v}_l = \bar{v}_m + \frac{s_m^2}{\bar{v}_m} \quad 5.2$$

s_m^2 ist die Varianz der mittleren momentanen Geschwindigkeit.

$$s_m^2 = \frac{1}{M_m - 1} \cdot \sum_{i=1}^{M_m} (v_m^i - \bar{v}_m)^2 \quad 5.3$$

M_m entspricht dabei der Anzahl der Fahrzeuge, die zum beobachteten Zeitpunkt auf dem betrachteten Streckenabschnitt fahren.

Nach Gleichung 5.2 ist die mittlere lokale Geschwindigkeit also immer etwas größer als die mittlere momentane Geschwindigkeit. Daraus folgt eine größere momentane als lokale Verkehrsdichte. Je geringer das Verhältnis von Varianz zu mittlerer momentanen Geschwindigkeit ist, desto stärker nähert sich die mittlere lokale Geschwindigkeit der mittleren momentanen Geschwindigkeit an. Geringe Streuungen sind erfahrungsgemäß bei gebundenen Verkehrszuständen und damit eher hohen Verkehrsdichten der Fall. Es sind daher in diesem Verkehrszustand nur geringe Unterschiede zwischen lokaler und momentaner Geschwindigkeit zu erwarten. Im ungebundenen Verkehr hingegen sind die Geschwindigkeitsunterschiede der einzelnen Fahrzeuge deutlich größer und die Streuungen daher stärker, so dass für diesen Bereich des Verkehrszustandes die mittlere lokale Geschwindigkeit von der mittleren momentanen Geschwindigkeit deutlicher abweichen müsste. Da in diesen Bereichen jedoch deutlich höhere mittlere Geschwindigkeiten zu erwarten sind und der Unterschied sich aus dem Verhältnis beider ergibt, wurden letztendlich ähnliche prozentuale Abweichungen wie im gebundenen Verkehrszustand festgestellt (vgl. Abb. 5.7).

Es besteht ferner folgender Zusammenhang zwischen lokaler und momentaner Betrachtungsweise. \bar{v}_m ergibt sich aus dem harmonischen Mittel der lokalen Einzelfahrzeuggeschwindigkeiten v_l^i bei M_l Fahrzeugen, die innerhalb eines bestimmten Zeitintervalls einen definierten Querschnitt passieren.

$$\bar{v}_m = \frac{M_l}{\sum_{i=1}^{M_l} \frac{1}{v_l^i}} \quad 5.4$$

All diese Gleichungen setzen wiederum voraus, dass entweder Geschwindigkeiten über eine Strecke hinweg aus den Daten verfügbar sind oder Einzelfahrzeugdaten vorliegen, das heißt die Geschwindigkeit pro Fahrzeug bekannt ist. Meist – wie auch in dieser Arbeit – existieren jedoch nur über die Zeit aggregierte lokale Kenngrößen aus Messungen. Daher sind die Gleichungen 5.2 bis 5.4 hier nicht anwendbar. Für die direkte Berechnung der mittleren momentanen Geschwindigkeit haben RAKHA/ZHANG [2005] die Annahme

$$\frac{s_m^2}{\bar{v}_m} \approx \frac{s_l^2}{\bar{v}_l} \quad 5.5$$

getroffen und anhand der Gleichung 5.2 nach WARDROP [1952] folgende Beziehung hergeleitet und bestätigt.

$$\bar{v}_m \approx \bar{v}_l - \frac{s_l^2}{\bar{v}_l} \quad 5.6$$

Für Gleichung 5.6 muss neben der über einem Intervall berechneten Geschwindigkeit auch die Varianz dieser lokalen Geschwindigkeit bekannt sein. Die zur Analyse herangezogenen

Daten liefern zusätzlich die Standardabweichung s_l - die positive Quadratwurzel der Varianz s_l^2 . Die mittlere momentane Geschwindigkeit wird daher im Rahmen dieser Arbeit mittels Gleichung 5.6 berechnet.

Analog zu den Arbeiten von KNOOP et al. [2009] beinhaltet Abbildung 5.6 das k-q-Fundamentaldiagramm und zeigt die Verkehrsdichten aus der momentanen Geschwindigkeit (in Abb. 5.6 links) und aus der lokalen Geschwindigkeit (in Abb. 5.6 rechts). Die Unterschiede liegen deutlich unter den von KNOOP et al. [2009] gefundenen Werten mit einem maximalen Unterschied von vier ($k_m/k_l \leq 4$ bei einem Aggregierungsintervall von 10 Sekunden). Aufgrund der geringeren Datenmenge für größere Dichten lassen sich vor allem in diesem Bereich deutliche Unterschiede zwischen momentaner und lokaler Verkehrsdichte erkennen. Für geringe Dichten wird in dieser Darstellungsform kein Unterschied sichtbar.

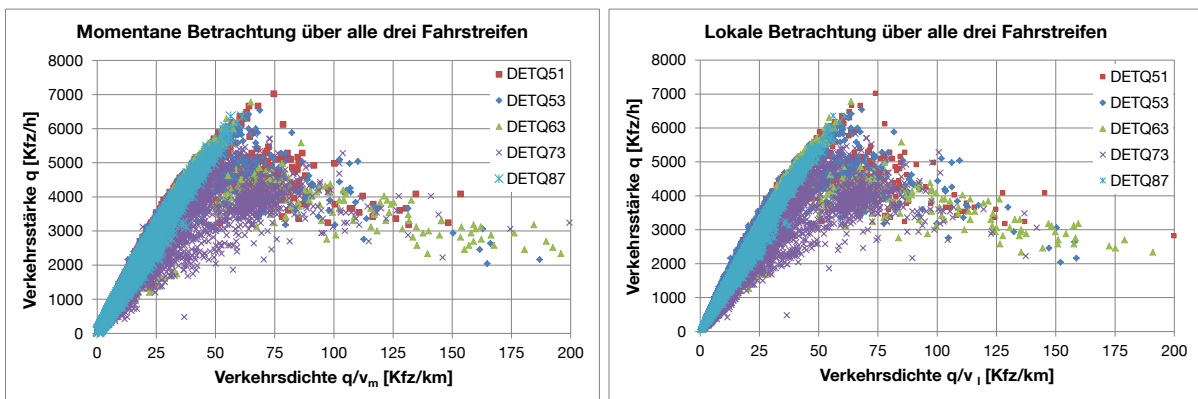


Abb. 5.6: Fundamentaldiagramm mit ‚momentaner‘ Verkehrsdichte und ‚lokaler‘ Verkehrsdichte (1-min-Daten)

In Abbildung 5.7 sind die mittlere lokale Geschwindigkeit und die mittlere momentane Geschwindigkeit ins Verhältnis zueinander gesetzt. Diese Abbildung zeigt die Daten sämtlicher verfügbarer Messquerschnitte mit geringer Längsneigung⁴ für den gesamten betrachteten Zeitraum. Dargestellt sind hier die Medianwerte für das Verhältnis von lokaler zu momentaner Geschwindigkeit über Verkehrsdichteklassen von 10 Kfz/km. Zu erkennen ist eine leicht zunehmende Differenz zwischen beiden Geschwindigkeiten mit ansteigender Dichte. Die lokale Geschwindigkeit beträgt dabei 101% bis 112% der momentanen Geschwindigkeit $\bar{v}_l = [1,01 \cdot \bar{v}_m ; 1,12 \cdot \bar{v}_m]$. Das bedeutet, dass mit Anwendung des Fundamentaldiagramms (vgl. Formel 5.1) die ‚momentane‘ Dichte immer etwas größer ist als die ‚lokale‘ Dichte. Die lokale Geschwindigkeit nimmt ab einer Dichteklasse von 100 Kfz/km (und ein weiteres Mal ab etwa 200 Kfz/km) gegenüber der momentanen Geschwindigkeit zu. Wie zuvor schon erwähnt ermöglicht der gebundene Verkehrszustand mit hohen Dichten jedoch nur geringe Streuungen. Demzufolge ist für diese Bereiche eher eine geringere Geschwindigkeitsdifferenz zwischen lokaler und momentaner Betrachtung zu erwarten. Der hier dargestellte und bereits in Abbildung 5.6 zu erkennende Unterschied resultiert vermutlich aus der geringeren Datenmenge (vgl. Abb. 5.6), die keine ausreichend gesicherte Aussage für

⁴ d.h. mit einer Längsneigung von maximal 2%, die hier exemplarisch untersucht wurden

diesen Dichtebereich zulässt. Für genauere Aussagen sind daher speziell für diese Bereiche umfangreichere Datenanalysen empfehlenswert.

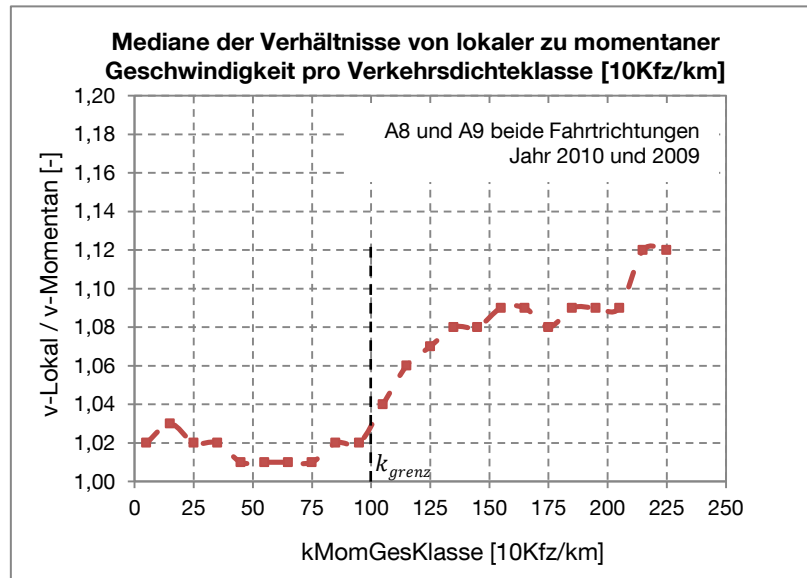


Abb. 5.7: Verhältnis mittlere lokale Geschwindigkeit zu mittlere momentane Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsdichteklasse anhand aller verfügbaren Daten über den gesamten Zeitraum 01 - 08

Geht man von einer Änderung des Kurvenverlaufs - ähnlich wie in Abbildung 5.7 dargestellt - und somit einer Unterscheidung zwischen den Dichtebereichen und Verkehrszuständen aus, ist eine Fall- bzw. Bereichsunterscheidung wie folgt denkbar:

$$\bar{v}_m = \begin{cases} \bar{v}_l & , \quad k \leq k_{\text{grenz}} \\ \bar{v}_l - \frac{s_l^2}{\bar{v}_l} & , \quad k > k_{\text{grenz}} \end{cases} \quad 5.7$$

mit bspw. $k_{\text{grenz}} = 100 \text{ Kfz/km}$ (vgl. Abb. 5.7).

Damit ergibt sich für die Verkehrsdichte

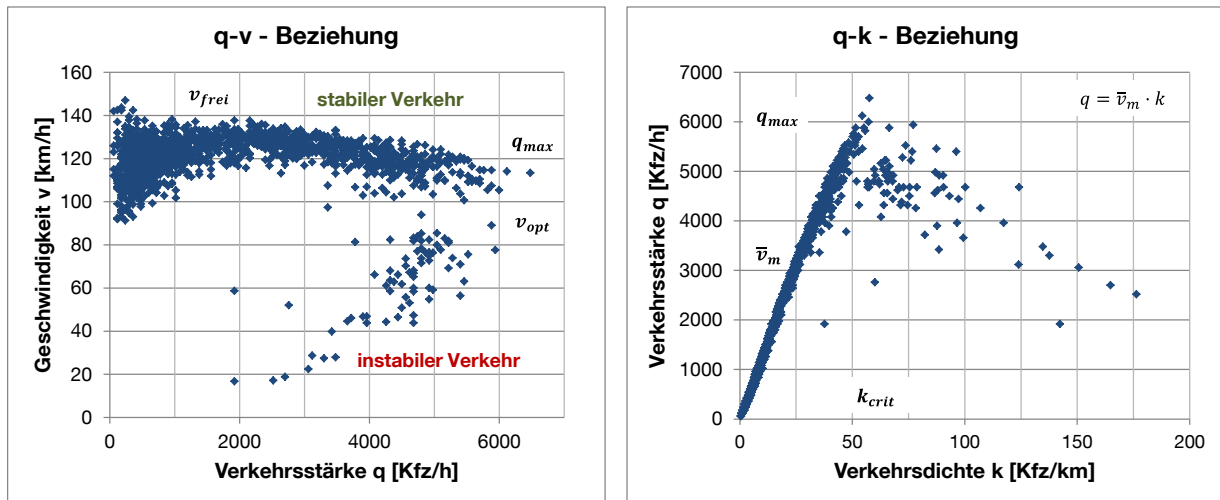
$$k_m = \begin{cases} \left(\frac{q}{\bar{v}_l} \right) & , \quad k \leq k_{\text{grenz}} \\ \frac{q}{\left(\bar{v}_l - \frac{s_l^2}{\bar{v}_l} \right)} & , \quad k > k_{\text{grenz}} \end{cases} \quad 5.8$$

In der vorliegenden Arbeit sollen jedoch grundsätzlich alle Verkehrszustände untersucht werden, so dass eine derartige Unterscheidung hier nicht sinnvoll ist.

Auf Basis der Untersuchung von KNOOP et al. [2009] und der eigenen stichprobenartigen Analysen ist die Entscheidung für eine Verwendung der mittleren momentanen Geschwindigkeit nach Gleichung 5.6 zur Ermittlung der Verkehrsdichte gefällt worden.

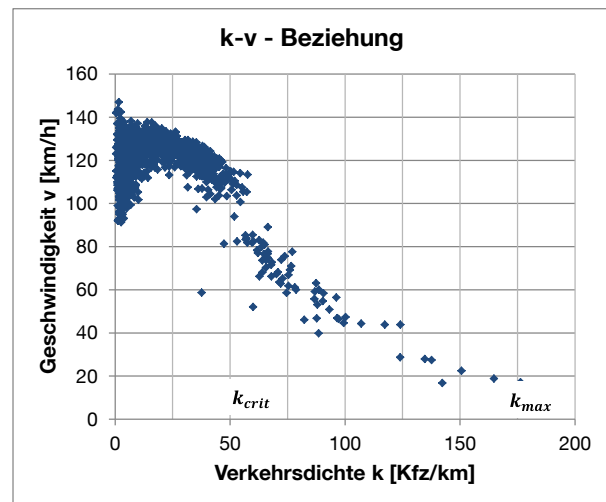
Verkehrsdichte versus Verkehrsstärke (Fundamentaldiagramm)

Aus der Literatur [LEUTZBACH/BUSCH, 1984; GEISTEFELDT, 2007; etc.] ist bekannt, dass die Fahstreifenbelastung von der Verkehrsstärke des Gesamtquerschnitts abhängt. Grundsätzlich ist jedoch von einer Abhängigkeit zwischen der Fahstreifennutzung und dem Verkehrszustand auszugehen. Die unterschiedlichen Darstellungsformen des Fundamentaldiagramms (vgl. Abb. 5.8) lassen eine gleichzeitige Betrachtung der Verkehrsstärke und Verkehrsdichte zu. Während einem Wert der Verkehrsstärke zwei Verkehrszustände zugeordnet werden können, definiert ein bestimmter Verkehrsdichtewert genau einen Verkehrszustand. Es ist daher allein anhand der Verkehrsstärke schwer zu unterscheiden, ob sich der Verkehr im betrachteten Zeitraum im freien Fluss oder im gestauten Zustand befindet. Nur der Bereich der Kapazität q_{max} kann eindeutig anhand der Verkehrsstärke beschrieben werden. Im Rahmen dieser Arbeit soll es grundsätzlich keine Beschränkungen auf einzelne Verkehrszustände geben. Wie bei KNOOP et al. [2010] wird daher für die Betrachtung aller Verkehrszustände die Fahstreifenbelastung zur Verkehrsdichte in Bezug gesetzt.



a) $q - v$ –Diagramm

b) $q - k$ –Diagramm



c) $k - v$ –Diagramm

Abb. 5.8: Beziehungen des Fundamentaldiagramms (exemplarische Darstellung anhand der Daten vom 10.03.2012, A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DETQ 63)

Abbildung 5.9 verdeutlicht nochmals die Unterschiede zwischen der Darstellung der Fahrstreifenbelastungsanteile für den linken, mittleren und rechten Fahrstreifen bezogen auf die Verkehrsstärke und die Verkehrsdichte. Die oberen Diagramme stellen den Bezug zur Verkehrsstärke, die unteren zur Verkehrsdichte dar. Hierbei sind zwei Werte mit derselben Verkehrsstärke von 1200 Kfz/h jedoch unterschiedlicher Verkehrsdichte (179 Kfz/km und 9 Kfz/km) markiert. Der rot gekennzeichnete Wert befindet sich im gebundenen Verkehrszustand, der grüne im ungebundenen. Für den mittleren Fahrstreifen sind die Belastungsanteile (0,45) für beide Werte identisch, es ist also mit der auf die Verkehrsstärke bezogen Darstellung keine Trennung zwischen beiden Verkehrszuständen möglich. Die darunter befindlichen Diagramme mit Bezug zur momentanen Verkehrsdichte lassen hingegen eine eindeutige Zuordnung zu den Verkehrszuständen und somit eine saubere Trennung zwischen diesen zu. Bei späterem Aggregieren der Werte bzgl. der definierten Dichteklassen werden somit die Fahrstreifenanteile unterschiedlicher Verkehrszustände nicht miteinander vermengt.

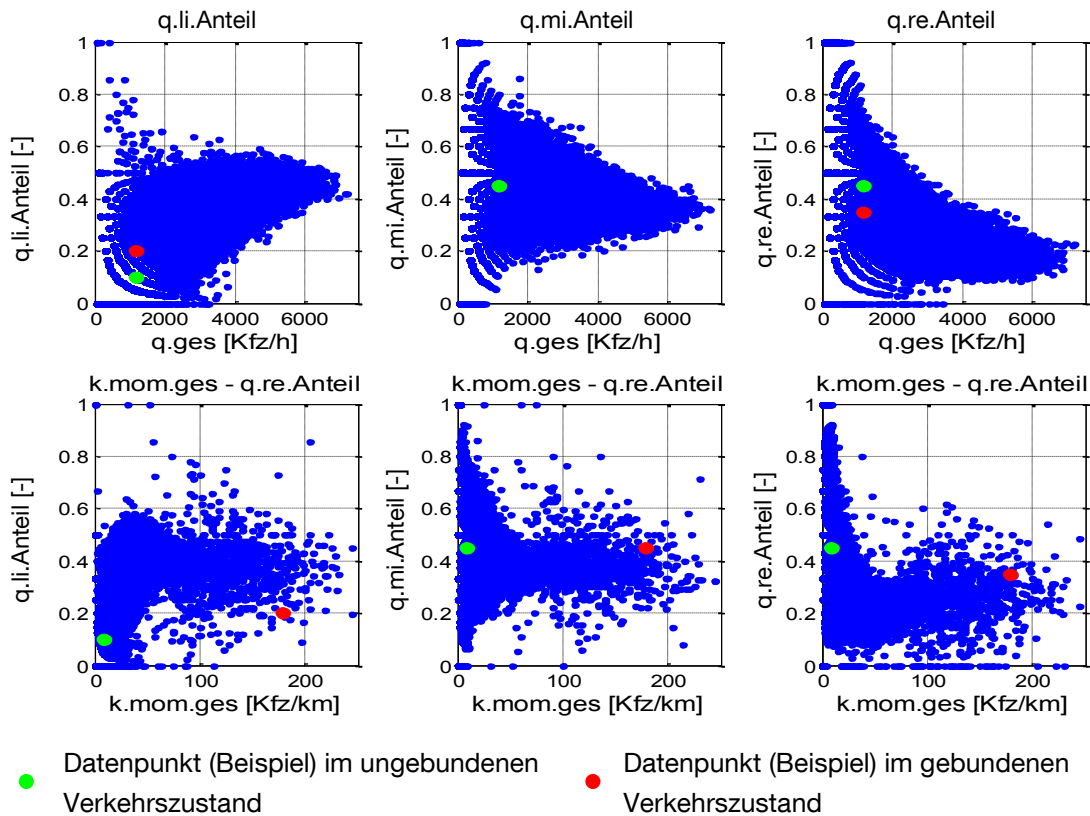


Abb. 5.9: Vergleich von Verkehrsstärke und Verkehrsdichte als Bezugsgröße am Beispiel der A9.DET109.Mch.ZR01-ZR07.2009

Kfz versus Pkw-Einheiten

Betrachtet man die Zusammenhänge zwischen Verkehrsdichte und Fahrstreifenbelastungen erwartet man ab einer kritischen Verkehrsdichte eine gleichmäßige Verteilung der Fahrzeuge auf alle drei Fahrstreifen. Abbildung 5.11 a) zeigt, dass die Anteile des rechten Fahrstreifens sich erst mit weiter ansteigender Verkehrsdichte den Anteilen der anderen beiden Fahrstreifen annähern. Die deutlich höhere Belastung durch Lkw und deren größere Fahrzeuglänge führt auf dem rechten Fahrstreifen zu einer geringeren Verkehrsstärke in Kfz/h. Daher wurden vergleichend zur bisherigen Analyse die Lkw in Pkw-Einheiten umgerechnet und die Kenngrößen Verkehrsstärke und Verkehrsdichte in Pkw-E/h bzw. Pkw-E/km berechnet. Für die Umrechnungsfaktoren f_{Pkw-E} von Lkw in eine Pkw-Einheit gab es in der Vergangenheit unterschiedliche Ansätze.

Die BAST [1999] berücksichtigt bei der Berechnung der Bemessungsverkehrsstärke grundlegend den Schwerverkehr in Form von Pkw-Einheiten und beschreibt den Umrechnungsfaktor f_{Pkw-E} mit

$$f_{Pkw-E} = k_1 + k_2 * (v_{Pkw} - v_{Lkw}). \quad 5.9$$

Hierbei sind k_1 und k_2 Parameter, die für jeden Messquerschnitt getrennt zu parametrisieren sind. Die bei der Parametrisierung anzunehmenden Startwerte sind mit $k_1 = 2,00$ und $k_2 = 0,01$ angegeben.

Im „Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS)“ [FGSV, 2005] wurden bereits die Unterschiede im Fahrverhalten, der Fahrzeuglängen und der Straßenverhältnisse berücksichtigt, indem bspw. für den speziellen Fall von Verflechtungsstrecken an ansteigenden Einfahrampen ein Umrechnungsfaktor f_{PKW-E} von 2,5 genannt wird.

Das HCM [2000] bezeichnet den Umrechnungsfaktor mit „passenger-car equivalent“ und definiert ihn als die Anzahl der Pkw, die durch ein einzelnes Fahrzeug eines bestimmten Typs unter bestimmten Straßen-, Verkehrs- und Steuerungszuständen ersetzt wird. So werden abhängig von Längsneigung, Lkw-Anteil und Länge des betrachteten Straßenabschnitts unterschiedliche Werte für den Umrechnungsfaktor im Bereich von 1,5 – für eine geringe Längsneigung und geringen Lkw-Anteil – bis 7,5 – für einen langen Streckenabschnitt mit maximaler Steigung und geringem Lkw-Anteil – angegeben [HCM, 2000]. In diesem Faktor ist der aktuelle Verkehrszustand jedoch nicht berücksichtigt.

Neuere Studien berücksichtigen bei der Bestimmung des Umrechnungsfaktors zunehmend die unterschiedlichen Verkehrszustände und zeigen, dass sich die Werte des Umrechnungsfaktors im freien Fluss und im gestauten Bereich [RAKHA et al., 2007; LI et al., 2006] deutlich unterscheiden. AL-KAISY et al. [2005] fand heraus, dass die für den freien Fluss bestimmten Umrechnungsfaktoren deutlich den Einfluss der Lkw nach der Entstehung eines Staus unterschätzten. VAN LINT et al. [2008] leitet daraus dynamische Umrechnungsfaktoren ab. Der vom Fahrzeug eingenommene Raum wird dabei immer von der Fahrzeuglänge und der Nettoweglücke, d.h. des räumlichen minimalen Abstands zwischen zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen bestimmt. VAN LINT et al. [2008] hat den Unterschied zwischen den Verkehrszuständen bezogen auf die räumliche Belegung der Fahrzeugklassen schematisch wie in Abbildung 5.10 dargestellt. Im freien Fluss ist die Bruttoweglücke, d.h. der räumliche frontale Abstand zwischen zwei aufeinanderfolgenden Fahrzeugen, um ein Vielfaches größer als die Fahrzeuglänge. Daher bleibt auch der relative Unterschied des eingenommenen Raumes zwischen den Fahrzeugklassen klein und der Einfluss des Schwerverkehrs gering ($f_{PKW-E} = 50m/40m = 1,25$). Mit zunehmender Verkehrsdichte steigt jedoch auch der Einfluss des Schwerverkehrs, da die Fahrzeuglänge verglichen zur Nettoweglücke an Bedeutung zunimmt ($f_{PKW-E} = 20m/7m = 2,85$). Der Wertebereich des Umrechnungsfaktors ergibt sich also zu $f_{PKW-E} = [1,25; 2,85]$.

Zusammenfassend sagt VAN LINT et al. [2008], dass die Werte der Umrechnungsfaktoren eine Einheit aus Fahrzeugcharakteristik und Fahrzeug-Folge-Verhalten widerspiegeln. Das Fahrzeug-Folge-Verhalten hängt wiederum vom Verkehrszustand ab und wird von der Verkehrszusammensetzung, der Straßengeometrie und der Verkehrssteuerung beeinflusst.

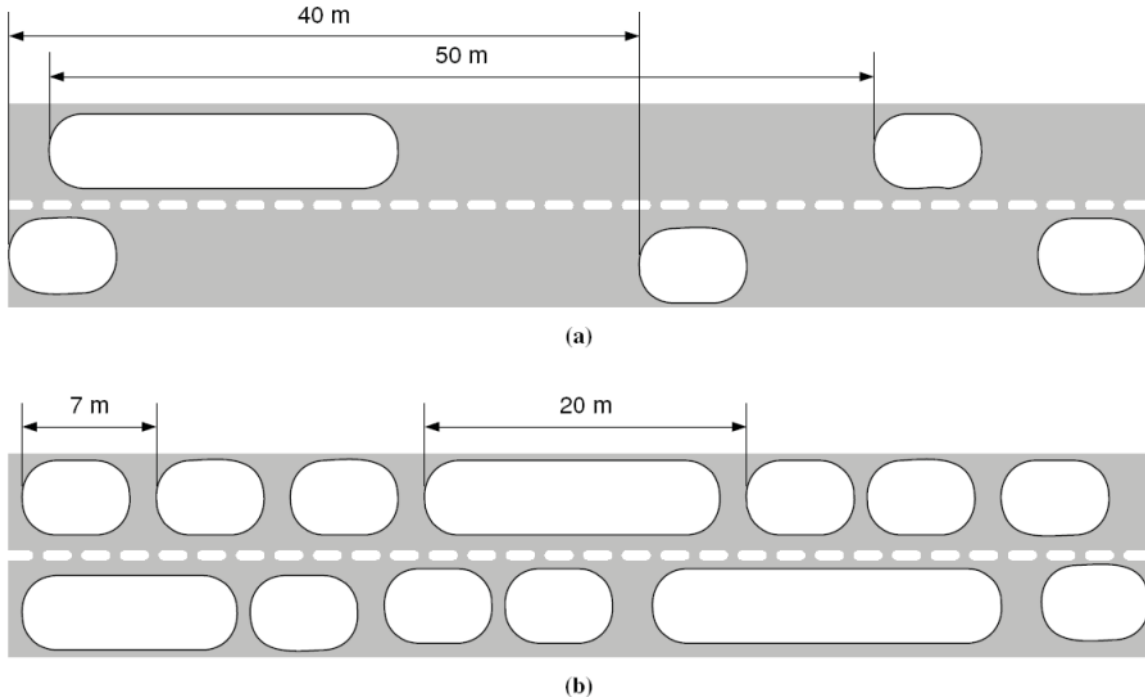


Abb. 5.10: Schematische Darstellung der dynamischen räumlichen Belegung (Bruttoweglücke) aus VAN LINT et al. [2008]: a) im freien Verkehrszustand und b) im gestauten Verkehrszustand

Für die hier durchgeführte Analyse wurde dieser Ansatz genutzt, sich jedoch vereinfachend auf die getrennte Betrachtung der Verkehrszustände beschränkt. Die Verkehrszustände wurden in die beiden Bereiche $k < k_{crit}$ und $k \geq k_{crit}$ unterteilt, wobei k_{crit} bei maximalem Verkehrsfluss q_{max} auftritt. Der gestaute Zustand mit dem Verhältnis $20/7 = 2,85$ wurde hier vernachlässigt. Stockender Verkehrsfluss mit einem stärkeren Einfluss der Weglücke tritt im Allgemeinen weit häufiger auf als der vollkommene Stillstand. Daher wurden die Faktoren für die Umrechnung der erfassten Lkw in Pkw-Einheiten wie folgt angenommen.

$$f_{Pkw-E} = \begin{cases} 1,25 & \text{für } k < k_{crit} \\ 2,25 & \text{für } k \geq k_{crit} \end{cases} \quad \mathbf{5.10}$$

Abbildung 5.11 zeigt nun die Belastungen der einzelnen Fahrstreifen mit der Verkehrsdichte als Referenzvariable - im Vergleich oben in der Abbildung (a) die Dichte in Kfz/km und unten (Abbildung (b)) die Verkehrsdichte in Pkw-E/km. Es werden hier geringe Unterschiede ab einer Dichte von etwa 75 Kfz/km bzw. Pkw-E/km ersichtlich. Die Belastungsanteile auf dem rechten Fahrstreifen sind aufgrund der deutlich höheren Belastung durch Lkw gestiegen, die Anteile des linken und mittleren Fahrstreifens hingegen sind gesunken. Die Anteile aller drei Fahrstreifen nähern sich nun bereits bei einer Verkehrsdichte von etwa 75 - 100 Pkw-E/km an. Durch Multiplikation mit dem Umrechnungsfaktor erstreckt sich nun die Verkehrsdichte über einen größeren Wertebereich, am Beispiel der A8-Ost Richtung Salzburg am Messquerschnitt Q67 für den Zeitraum vom 11.01.2010 bis 28.01.2010 von 222 Kfz/km auf 247 Pkw-E/km (vgl. Abb. 5.11).

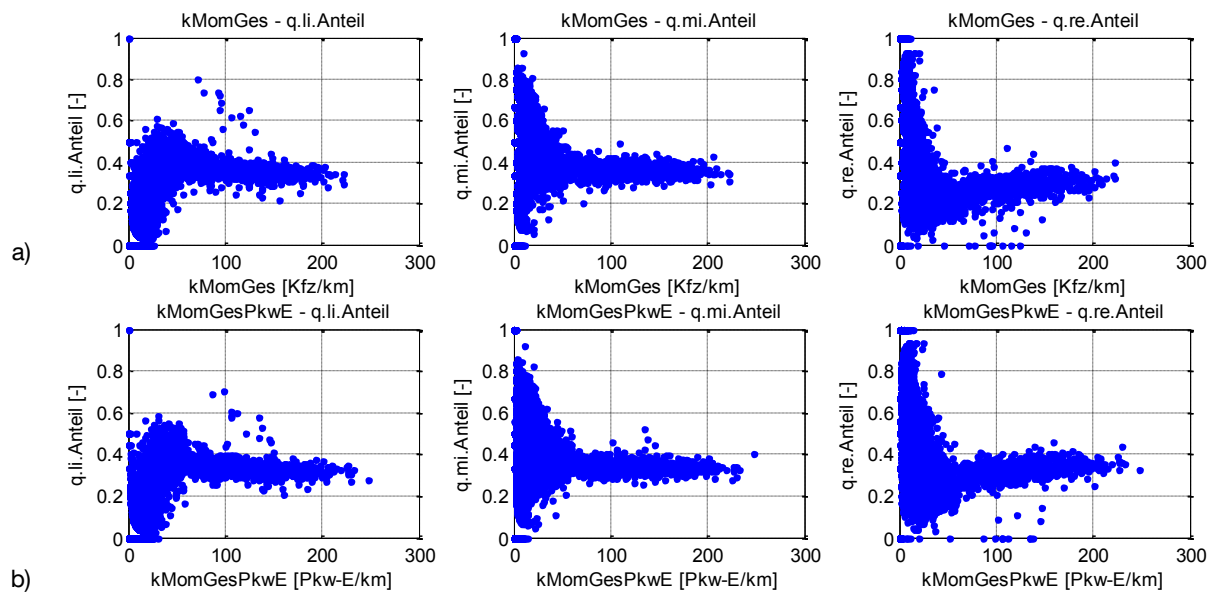


Abb. 5.11: Auswertung ohne und mit Berücksichtigung des Schwerverkehrs in Pkw-Einheiten am Beispiel der A8-Ost, Q67, Fahrtrichtung Salzburg für den Zeitraum vom 11.01.2010 bis 28.01.2010

Für eine bessere Abbildung der Realität wird grundsätzlich die Umrechnung in Pkw-Einheiten empfohlen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen die Ergebnisse in einem späteren Verarbeitungsschritt in den Gesamtalgorithmus einfließen, für den jedoch keinerlei Daten über Fahrzeugtyp, Fahrzeuglänge oder Lkw-Anteil verfügbar sind. Daher wurden sämtliche Analysen zunächst auf Basis der Einheit Kfz durchgeführt. Wird ein Zusammenhang zwischen Einflussgröße und Fahrstreifenbelastungsanteilen festgestellt, ist dieser im Anschluss anhand der Pkw-Einheiten beschrieben (vgl. Kap. 5.2.1).

5.1.4 Zusammenfassung

Grundlegendes Ziel der Analyse zur Fahrstreifennutzungsverteilung ist zu klären, ob überhaupt eine maßgebende und signifikante Abhängigkeit zwischen der Fahrstreifennutzungsaufteilung und einem potentiellen Einflussfaktor besteht. Ist dies der Fall ist die Art und Größe der Ausprägung dieser Beziehung von Interesse. Maßgebend für oder gegen die Berücksichtigung eines Faktors bei der Analyse sind zum einen die verfügbare Datenbasis und zum anderen die Existenz vergleichbarer Zusammenhänge aus den Untersuchungen der Vergangenheit. Tabelle 5.3 enthält eine Zusammenfassung der durchgeführten Analysen. Jedem untersuchten Einflussfaktor ist dabei die untersuchte Datenmenge zugeordnet.

Einflussfaktor	Untersuchungsmaterie / -bereich
Verkehrsdichte (Kapitel 5.2.1)	alle verfügbaren Querschnitte mit geringer Längsneigung, gesamter Zeitraum
Schwerverkehr / Lkw-Anteil (Kapitel 5.2.2)	<ul style="list-style-type: none"> • DETQ67 der A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg für ZR01 (ca. 3 km vor Ausfahrt +120+Lkw-ÜV) • DET109 in Fahrtrichtung München der A9 für ZR01 (‘freie Strecke’, um Fremdeinflüsse durch Zuflüsse zu vermeiden, ohne Grundversorgung)
Zufluss- und Abflussmengen ($q_{Zufluss}$, $q_{Abfluss}$) am Knotenpunkt (Kapitel 5.2.3)	<p>Von Interesse sind Messquerschnitte, die möglichst nahe am Knotenpunkt liegen:</p> <ul style="list-style-type: none"> • DET110 der A9 für ZR01 (ca. 1,5 km vor Ausfahrt – Abflussdaten sind relevant) • DET112 der A9 für ZR01 (ca. 130 m hinter Einfahrt – Zuflussdaten sind relevant)
Zulässige Höchstgeschwindigkeit v_{zul} (Kapitel 5.2.4)	<ul style="list-style-type: none"> • DETQ67 der A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg für ZR01 (ca. 3 km vor Ausfahrt +120+Lkw-ÜV) • DET109 in Fahrtrichtung München der A9 für ZR01 (‘freie Strecke’, um Fremdeinflüsse durch Zuflüsse zu vermeiden, ohne Grundversorgung)
Wochentage / Tageszeit (Kapitel 5.2.5)	<ul style="list-style-type: none"> • DETQ67 der A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg für ZR01 (ca. 3 km vor Ausfahrt +120+Lkw-ÜV) • DET109 in Fahrtrichtung München der A9 für ZR01 (‘freie Strecke’, um Fremdeinflüsse durch Zuflüsse zu vermeiden, ohne Grundversorgung)
Sonstige Analysen	
Geschwindigkeits- differenzen zwischen den Fahrstreifen (Kapitel 5.2.6)	alle verfügbaren Querschnitte mit geringer Längsneigung, gesamter Zeitraum

Tab. 5.3: Übersicht der Analysen

Es besteht grundsätzlich die Möglichkeit, dass die Anzahl der Variablen (hier der Einflussfaktoren) anhand einer Faktorenanalyse auf eine geringere Anzahl unabhängiger Einflussgrößen, den sogenannten Faktoren (ungleich den Einflussfaktoren) reduziert wird [BÜHL, 2010]. Dies ist sinnvoll, wenn mehrere Variablen eine starke Abhängigkeit zur Fahrstreifenutzungsaufteilung aufweisen. Dann wird die Korrelation der Variablen untereinander geprüft und diejenigen, die stark miteinander korrelieren, werden dabei zu einem Faktor zusammengefasst. Hierfür sind jedoch Korrelationsprüfungen der einzelnen Einflussfaktoren erforderlich, die in Kapitel 5.2 beschrieben werden.

Für die Analysen war die Beantwortung folgender drei Fragestellungen entscheidend:

1. Soll die lokale oder die momentane mittlere Geschwindigkeit verwendet werden?

2. Soll die Verkehrsstärke oder die Verkehrsdichte als Bezugsgröße zur Beschreibung der Abhängigkeiten genutzt werden?
3. Ist es erforderlich die Lkw in Pkw-Einheiten umzurechnen und damit zu arbeiten?

Auf Basis früherer Forschungsarbeiten [KNOOP et al., 2009; VAN LINT et al., 2008] und stichprobenartiger Analysen wurden diese Fragen erörtert. Die weiteren Untersuchungen erfolgen nun unter Verwendung der momentanen Geschwindigkeit, der Verkehrsdichte als unabhängige Variable in der Beschreibung der Abhängigkeiten der Einflussfaktoren und je nach Einsatz sowohl allgemein mit Kfz als auch mit besonderer Berücksichtigung des Schwerverkehrs mittels Umrechnung in Pkw-Einheiten. Für eine bessere Abbildung der Realität wird grundsätzlich die Umrechnung in Pkw-Einheiten empfohlen. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit sollen die Ergebnisse in einem späteren Verarbeitungsschritt in den Gesamtalgorithmus einfließen, für den jedoch keinerlei Informationen über Fahrzeugtyp, Fahrzeuglänge oder Lkw-Anteil verfügbar sind. Daher wurden sämtliche Analysen zunächst auf Basis der Einheit Kfz durchgeführt. Wird ein Zusammenhang zwischen Einflussgröße und Fahrstreifenbelastungsanteilen festgestellt, wird dieser im Anschluss anhand der Pkw-Einheiten beschrieben (vgl. Kap. 5.2.1). Durch die Verwendung der Verkehrsdichte kann eine größere Bandbreite des Verkehrszustandes berücksichtigt werden, da die Verkehrsdichte eine eindeutige Zuordnung zum Verkehrszustand ermöglicht. Eigene Analysen zeigten zwischen der momentanen mittleren und der lokalen mittleren Geschwindigkeit zwar nur geringe Unterschiede auf, jedoch führen die Arbeiten von KNOOP et al., 2009 zu deutlich größeren Differenzen in der Verwendung dieser beiden Geschwindigkeiten. Weitere umfangreiche Untersuchungen wären hier erforderlich, um diese Ergebnisse zu prüfen. Da laut Definition des Fundamentaldiagramms jedoch die momentane Geschwindigkeit die maßgebende Größe ist, wird diese hier nach Gleichung 5.6 berechnet und im weiteren Verlauf genutzt.

In Kapitel 5.2.6 erfolgt ergänzend zur Betrachtung der fahrstreifenspezifischen Unterschiede eine Analyse zu den Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen. Hierfür wurden für den gesamten Zeitraum alle verfügbaren Querschnitte mit geringer Längsneigung herangezogen.

5.2 Untersuchungen und Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die in Kapitel 5.1.4 aufgeführten Faktoren hinsichtlich ihres Einflusses auf die Fahrstreifenutzungsaufteilung untersucht. Für die Beeinflussung durch die Verkehrsbelastung wurde auf Basis der vorangegangenen Untersuchungen die Verkehrsdichte als relevante Bezugsgröße gewählt (Kapitel 5.1.3). Einflüsse durch den Schwerverkehr, durch zu- und abfließende Verkehrsmengen an Knotenpunkten, durch Einschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit sowie durch zeitliche Komponenten wie Wochentag oder Tageszeit auf die Fahrstreifenutzungsaufteilung werden hier untersucht und beschrieben. Abschließend wird in diesem Kapitel der Zusammenhang zwischen Geschwindigkeitsdifferenzen benachbarter Fahrstreifen und der Verkehrsdichte hergestellt.

Alle Analysen erfolgten auf der in Kapitel 5.1.2 beschriebenen Datenbasis der Bundesautobahnen A8-Ost und A9.

5.2.1 Einfluss der Verkehrsdichte

Für die Abhängigkeit der Fahrstreifenbelastungen von der Querschnittsbelastung wurde im Kapitel 5.1.3 als geeignete Bezugsgrößen die Verkehrsdichte (laut Fundamentaldiagramm die momentane Verkehrsdichte, vgl. Kapitel 5.1.3) bestimmt. Sie wurde in Klassen mit einer Klassenbreite von 10 Kfz/km bzw. 10 Pkw-E/km unterteilt. Für das jeweilige Klassenmittel wurden die Anteile an der Gesamtverkehrsstärke für die drei Fahrstreifen berechnet und in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt. Klassen mit weniger als zehn Datensätzen wurden aufgrund ihres geringen Stichprobenumfangs nicht berücksichtigt.

Die Gegenüberstellung von Fahrstreifenbelastungsanteilen und Verkehrsdichte in einem Streudiagramm zeigt für jeden untersuchten Querschnitt einen straffen Zusammenhang. Es ist deutlich erkennbar, dass die Daten für den ungebundenen Verkehrszustand um einiges mehr streuen als die Daten des gebundenen Verkehrszustandes (Abb. 5.12). Wie schon historische Untersuchungen gezeigt haben erkennt man auch hier die Wirkung des Rechtsfahrgebotes deutlich am hohen Belastungsanteil (bis über 80%) des rechten Fahrstreifens und am gegen Null strebenden Anteil des linken Fahrstreifens im ungebundenen Verkehr. Auf dem mittleren Fahrstreifen fließt immer ein gewisser Anteil des Verkehrs, bei geringen Verkehrsdichten sogar bis etwa 80%. Das Rechtsfahrgebot wird demnach nur zum Teil angenommen und umgesetzt. Im weiteren Verlauf der Untersuchungen zeigt sich eine von der Verkehrsdichte unabhängige und somit dauerhafte Belastung des mittleren Fahrstreifens von etwa 30-40%.

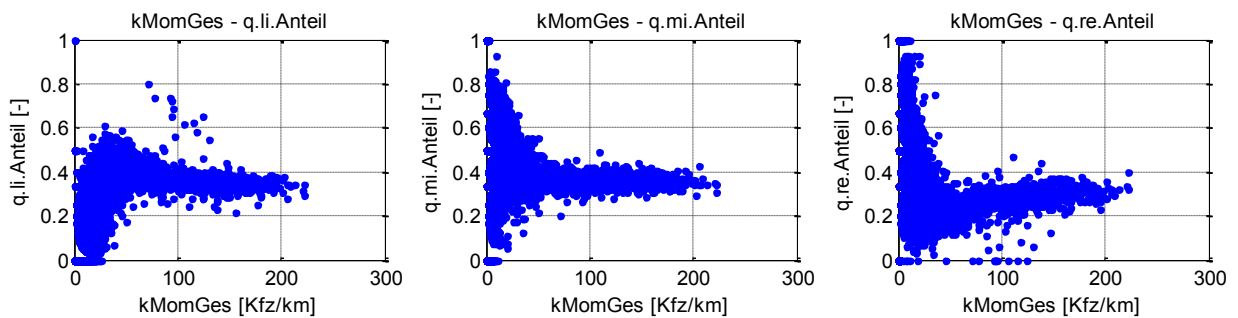
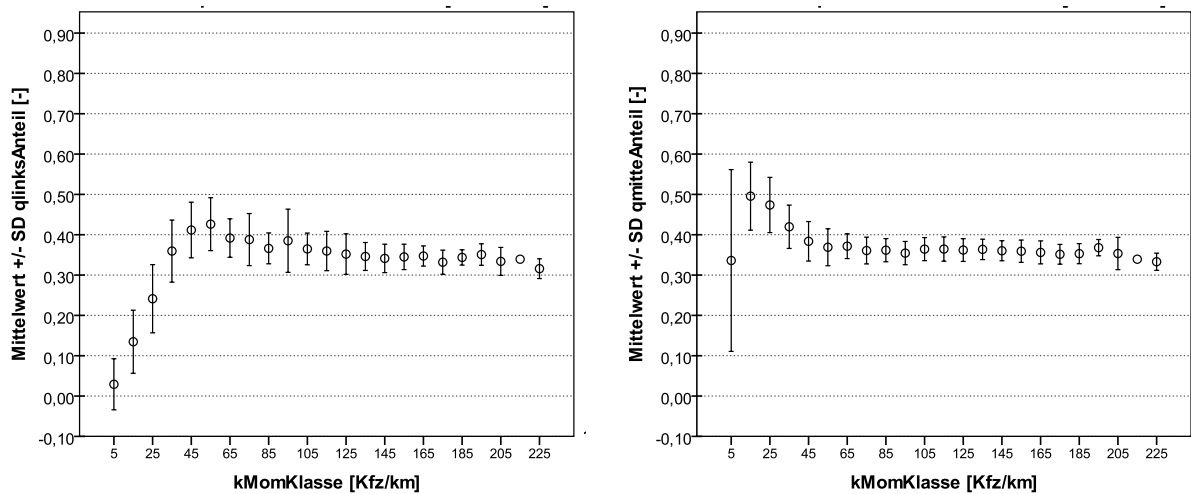


Abb. 5.12: Streudiagramme für Verkehrsstärkeanteile des linken, mittleren und rechten Fahrstreifens am Beispiel des Messquerschnitts der A8-Ost DETQ67.Sbg für den ZR 01

Abbildung 5.13 zeigt die Streuungen und Standardabweichungen pro Verkehrsdichteklasse am Beispiel des Messquerschnitts DETQ67 der A8-Ost für die einzelnen Fahrstreifen. Die Belastungsanteile des linken Fahrstreifens für die kleinste Verkehrsdichteklasse von 5 Kfz/km streuen erheblich weniger als die des mittleren und rechten Fahrstreifens. Dies lässt sich anhand der geringen Belastung dieses Fahrstreifens bei sehr geringen Dichten erklären.

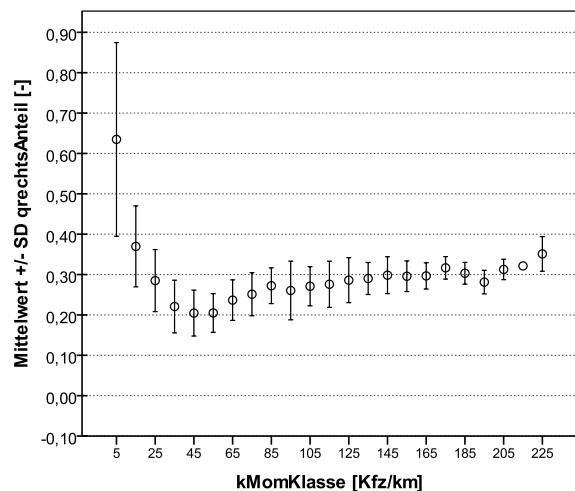
Standardabweichung der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse [10 Kfz/km]



(a) linker Fahrstreifen

(b) mittlerer Fahrstreifen

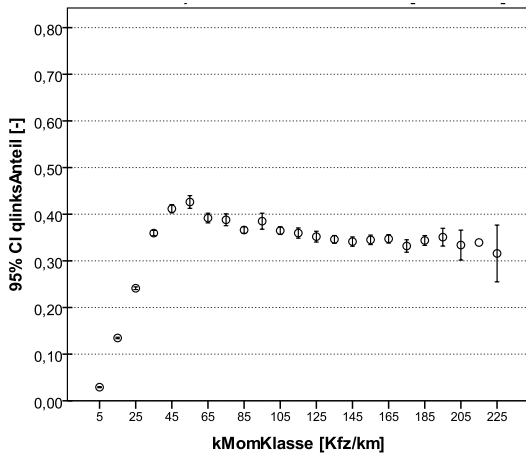
Abb. 5.13: Standardabweichungen für Verkehrsstärkeanteile des (a) linken, (b) mittleren und (c) rechten Fahrstreifens am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010



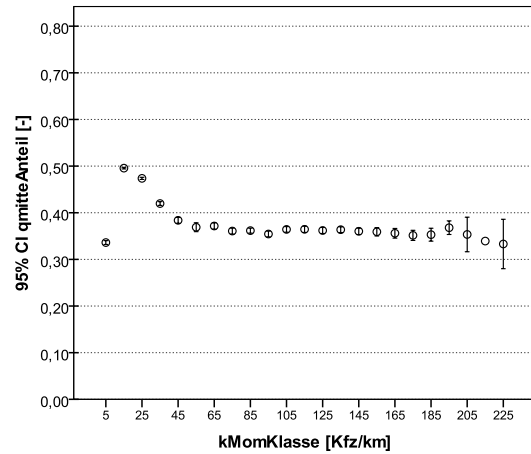
(c) rechter Fahrstreifen

Abbildung 5.14 zeigt exemplarisch für denselben Messquerschnitt die Konfidenzintervalle für die Mittelwerte der Belastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse mit einer Sicherheit von 95%. Das bedeutet, mit einer 95%iger Wahrscheinlichkeit liegt der wahre Mittelwert in dem dargestellten Intervall. Da die betrachtete Datenmenge bei geringen Verkehrsdichten sehr groß ist, ergibt sich trotz starker Streuung ein geringes Konfidenzintervall und der wahre Mittelwert liegt sehr nahe am berechneten Mittelwert. Bei hoher Dichte hingegen sind die Stichproben hier noch zu gering. Obwohl dort geringe Streuungen auftreten, ist das Konfidenzintervall trotzdem groß und der Mittelwert liegt mit einer 95%igen Wahrscheinlichkeit innerhalb dieses Intervalls. Da jedoch bei hoher Dichte aufgrund der Verkehrslage kaum andere Anteilswerte möglich sind, d.h. die Fahrstreifenbelastungsanteile können sich im gebundenen und gestauten Verkehr kaum ändern, können auch diese Mittelwerte als statistisch gesichert gelten und nachfolgend herangezogen werden.

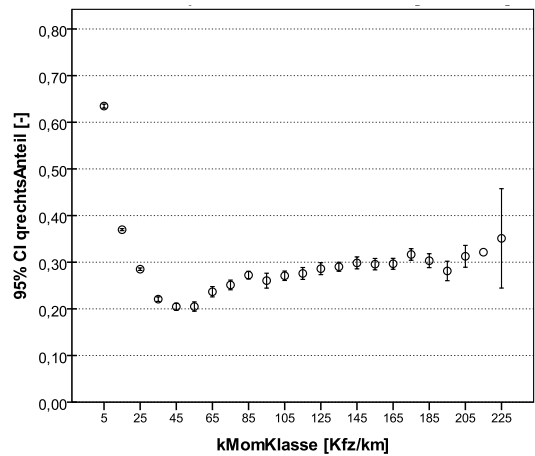
Konfidenzintervall der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse [10 Kfz/km]



(a) linker Fahrstreifen



(b) mittlerer Fahrstreifen

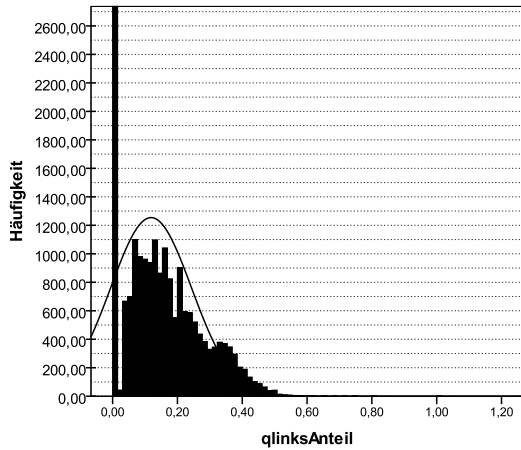


(c) rechter Fahrstreifen

Abb. 5.14: Konfidenzintervalle für Mittelwerte der Verkehrsstärkeanteile des (a) linken, (b) mittleren und (c) rechten Fahrstreifens am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010

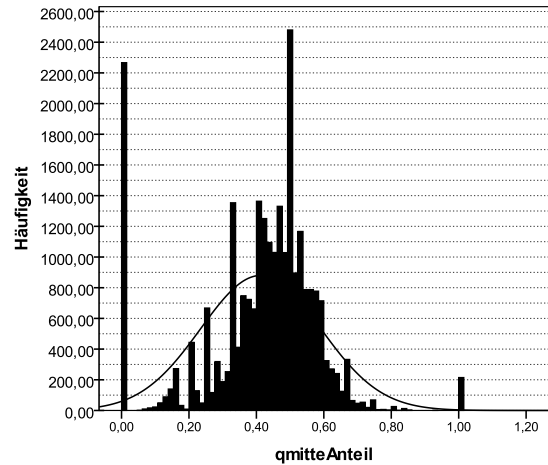
Für weitere Analysen ist die Verteilung der Fahrstreifennutzungsanteile von Interesse, genauer gesagt ob eine Normalverteilung vorliegt. Für diese Prüfung wurden in Abbildung 5.15 die Histogramme exemplarisch für denselben Messquerschnitt (MQ67 der A8-Ost) erstellt. Sie stellen die Häufigkeit der einzelnen Fahrstreifenbelastungen über die gesamte Verkehrsdichte dar und sind mit Normalverteilungskurven überlagert. Die Häufigkeitsverteilungen für alle drei Fahrstreifen lassen eher auf eine schiefe Verteilung als auf eine Normalverteilung schließen. Die signifikante Abweichung von der Normalverteilung wurde durch den Kolmogorov-Smirnov-Test mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit $p = 0\%$ bestätigt (vgl. Tab. 5.4).

Verteilung der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse [10 Kfz/km]



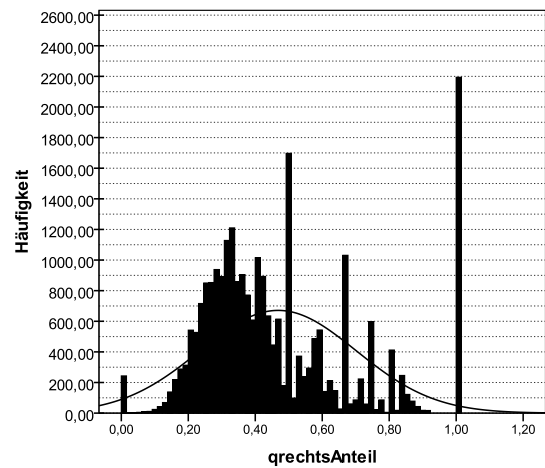
(a) linker Fahrstreifen

Mittelwert = 0,12, Std.-Abw.=0,125, N=25.516



(b) mittlerer Fahrstreifen

Mittelwert = 0,41, Std.-Abw.=0,178, N=25.516



(c) rechter Fahrstreifen

Mittelwert = 0,47, Std.-Abw.=0,233, N=25.516

Abb. 5.15: Histogramme der Belastungsanteile pro Fahrstreifen am Beispiel des MQ Q67, A8-Ost am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010

		Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest		
		q_{ii}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
N		25516	25516	25516
Parameter der	Mittelwert	,1187	,4129	,4684
Normalverteilung	Standardabweichung	,12485	,17797	,23335
Extremste Differenzen	Absolut	,196	,126	,138
	Positiv	,196	,079	,138
	Negativ	-,171	-,126	-,075
Kolmogorov-Smirnov-Z		31,231	20,172	21,981
Asymptotische Signifikanz (2-seitig)		,000	,000	,000

Tab. 5.4: Test auf Normalverteilung: Belastungsanteile pro Fahrstreifen bezogen auf Verkehrsdichteklassen über den gesamten Dichtebereich am Beispiel des Messquerschnitts DETQ67.Sbg, A8-Ost

Des Weiteren wurde der Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest für die einzelnen Dichteklassen durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst.

Verkehrsdichte- klasse	q_{li}^p			q_{mi}^p			q_{re}^p			N
	NV	MW	SD	NV	MW	SD	NV	MW	SD	
0-10	-	,0291	,06331	-	,3361	,22544	-	,6348	,23989	11481
10-20	-	,1347	,07823	-	,4956	,08430	-	,3697	,10028	8791
20-30	x	,2412	,08456	-	,4737	,06848	-	,2850	,07690	3358
30-40	x	,3595	,07697	x	,4198	,05376	-	,2208	,06533	691
40-50	-	,4117	,06903	x	,3837	,04895	-	,2046	,05687	232
50-60	x	,4262	,06560	x	,3689	,04583	x	,2049	,04794	92
60-70	x	,3918	,04767	x	,3716	,03077	x	,2366	,05017	81
70-80	-	,3880	,06456	x	,3608	,03324	x	,2513	,05332	102
80-90	x	,3661	,03822	x	,3617	,02878	-	,2723	,04425	113
90-100	-	,3851	,07839	x	,3544	,02886	-	,2605	,07274	82
100-110	x	,3648	,03941	x	,3643	,02861	x	,2710	,04852	90
110-120	-	,3596	,04877	x	,3645	,03001	x	,2759	,05721	80
120-130	-	,3519	,05020	x	,3620	,02820	-	,2861	,05573	75
130-140	x	,3461	,03464	x	,3637	,02537	x	,2902	,03968	68
140-150	x	,3413	,03528	x	,3603	,02490	x	,2984	,04569	51
150-160	x	,3450	,03155	x	,3592	,02773	x	,2958	,03793	39
160-170	x	,3472	,02492	x	,3561	,02850	x	,2967	,03248	32
170-180	x	,3319	,02998	x	,3515	,02450	x	,3166	,02786	22
180-190	x	,3438	,01897	x	,3530	,02492	x	,3032	,02694	15
190-200	x	,3509	,02660	x	,3679	,02029	x	,2812	,02927	10
200-210	x	,3339	,03470	x	,3534	,04015	x	,3127	,02532	7
210-220		,3393			,3393			,3214		1
220-230	x	,3159	,02456	x	,3330	,02133	x	,3511	,04286	3

Verkehrsdichteklasse [Kfz/km]; NV = Normalverteilung (normalverteilt = x, nicht normalverteilt = -); MW = Mittelwert; SD = Standardabweichung; N = Anzahl der Fälle

Tab. 5.5: Übersicht der Normalverteilungen der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse (am Beispiel des MQ 67, A8-Ost, 11.01.2010-28.01.2010)

Häufig liegt eine Normalverteilung für die Belastungsanteile einzelner Dichteklassen vor. Vor allem bei geringer Verkehrsdichte trifft dies jedoch nicht zu, so dass daher für weitere Berechnungen statt dem arithmetischen Mittel der Median genutzt wird. Der Median entspricht der Zahl der Datenmengenmitte, d.h. die Anzahl der größeren und kleineren Werte ist identisch. Dadurch werden einzelne Extremwerte nicht berücksichtigt und die Verhältnisse werden besser beschrieben. Abbildung 5.16 zeigt die Medianwerte der Belastungsanteile aller Fahrstreifen pro Dichteklasse für selbigen Messquerschnitt.

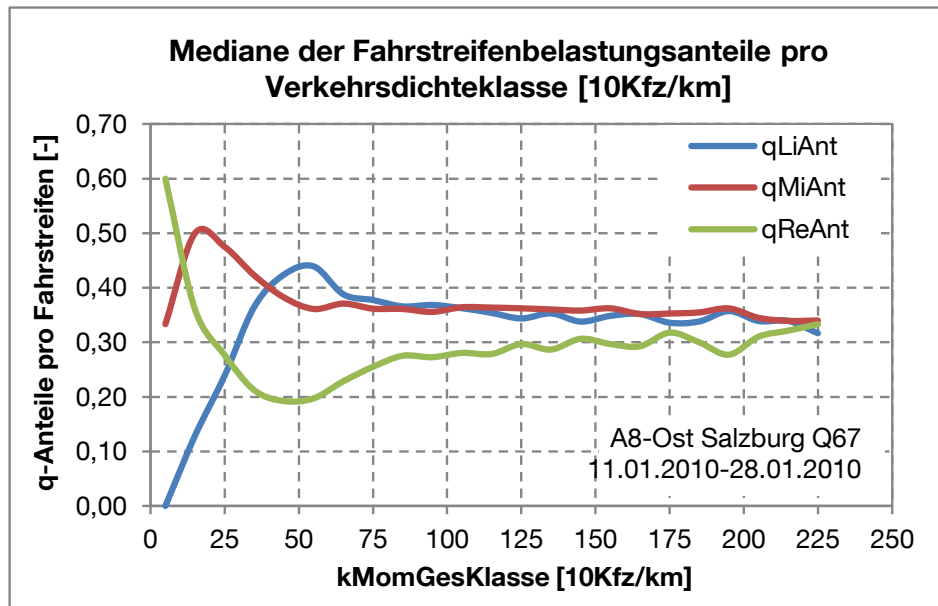


Abb. 5.16: Belastungsanteile pro Fahrstreifen bezogen auf Klassen der Verkehrsdichte über den Gesamtquerschnitt mit einer Klassenbreite von 10 Kfz/km am Beispiel des Messquerschnitts Q67, A8-Ost

Optisch ist also ein deutlicher Zusammenhang zwischen Fahrstreifenbelastungsanteilen und Verkehrsdichte zu erkennen. Dies wird zusätzlich anhand von Korrelationsberechnungen nach Spearman (für nicht-normalverteilte Variablen) überprüft. Die Zusammenhänge zwischen den Belastungsanteilen der einzelnen Fahrstreifen und der Verkehrsdichte sind in der Korrelationsmatrix (vgl. Tab. 5.6) dargestellt. Hier zeigt sich, dass sowohl der rechte als auch der linke Fahrstreifen stark mit der Verkehrsdichte korreliert, hingegen der mittlere Fahrstreifen nur in einem geringem Maße von der Verkehrsdichte abhängt (Korrelationskoeffizient $k_{korr} = 0,306$). Deutlich stärker korreliert der Anteil des rechten Fahrstreifens mit dem Anteil des mittleren Fahrstreifens ($k_{korr} = 0,658$ – mittlere Korrelation) und dem Anteil des linken Fahrstreifens ($k_{korr} = 0,774$). Die Belastungen des linken und mittleren Fahrstreifens scheinen sich hingegen kaum gegenseitig zu beeinflussen.

Da der Belastungsanteil des mittleren Fahrstreifens kaum von der Verkehrsdichte abhängt, wird auf die Ableitung einer Regressionsfunktion für diesen verzichtet. Dieser Anteil lässt sich aus den anderen Anteilen errechnen, da die Summe aller Anteile immer eins ergeben muss (vgl. Gleichungen in Tab. 5.7).

Korrelationen			k_m^{ges}	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	k_m^{ges}	k_{korr}	1,000	,837**	,306**	-,750**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25516	25516	25516	25516
	q_{li}^p	k_{korr}	,837**	1,000	,160**	-,774**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25516	25516	25516	25516
	q_{mi}^p	k_{korr}	,306**	,160**	1,000	-,658**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25516	25516	25516	25516
	q_{re}^p	k_{korr}	-,750**	-,774**	-,658**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	25516	25516	25516	25516

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Korrelationskoeffizient k_{korr} :

0 - 0,2 sehr geringe, 0,2 - 0,5 geringe, 0,5 - 0,7 mittlere, 0,7 - 0,9 hohe, > 0,9 sehr hohe Korrelation

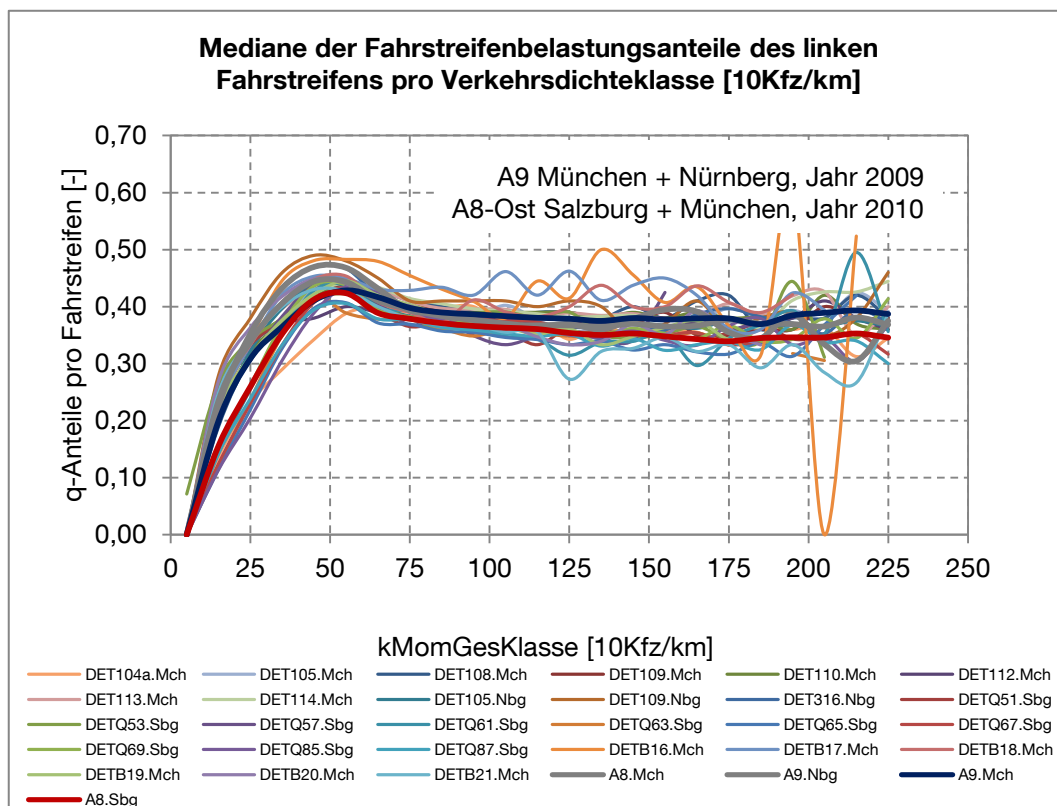
Tab. 5.6: Korrelationen zwischen Verkehrsdichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen

Die eben beschriebenen Zusammenhänge basierten auf der Auswertung eines Messquerschnitts. Ziel ist es allgemeine Aussagen über die Abhängigkeiten und Zusammenhänge zu treffen. Daher werden im Anschluss alle verfügbaren Messquerschnitte der A8-Ost und A9 für den gesamten beschriebenen Zeitraum untersucht und gemeinsam analysiert.

Abbildung 5.17 zeigt die Medianwerte der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Verkehrsdichteklasse in [Kfz/km] aller ausgewerteten Messquerschnitte beider Autobahnen für den gesamten Zeitraum. Die kräftigen Linien fassen die Messquerschnitte einer Fahrtrichtung je Strecke zusammen. Besonders hervorgehoben sind dabei die zwei Kurven, die bei hohen Verkehrsdichten am stärksten voneinander abweichen (blau - A9.Mch und rot - A8.Sbg), die anderen sind grau belassen. Für den rechten Fahrstreifen ist hier die größte Differenz zu erkennen. Dieser liegt für die A9 bei etwa 25% und für die A8-Ost (rote dicke Linie) bei 30%. Zu erwarten wäre eine nahezu gleichmäßige Verteilung der Belastungen auf allen drei Fahrstreifen bei stockendem Verkehr. Es liegt die Vermutung nahe, dass hier der Lkw-Anteil in einer bestimmten Art und Weise diesen Anteil beeinflusst. Zur Veranschaulichung werden die Lkw-Anteile in Abbildung 5.18 dargestellt. Es ist jedoch grundsätzlich kein Unterschied im durchschnittlichen Lkw-Anteil zwischen beiden Autobahnen erkennbar. Der Unterschied macht sich erst mit zunehmender Dichte bemerkbar. So weist die A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg (vgl. Abb. 5.18 rote dicke Linie) einen mittleren Lkw-Anteil von 5-7% und die A9 in Fahrtrichtung München (vgl. Abb. 5.18 blaue dicke Linie) für denselben betrachteten Dichtebereich einen mittleren Lkw-Anteil von ca. 15% auf. Durch den höheren Lkw-Anteil der A9 werden weniger Fahrzeuge (Kfz) pro Stunde und pro Kilometer erfasst und der Anteil des

rechten Fahrstreifens sinkt. Weitere, nachfolgend jedoch nicht untersuchte Gründe für die Unterschiede zwischen Belastungskurven können wie folgt beschrieben werden:

- Der Stichprobenumfang für hohe Dichten der A8-Ost ist geringer als bei der A9.
- Das Fahrerkollektiv der Autobahnen setzt sich unterschiedlich zusammen (z.B. auf der A8-Ost mehr Freizeitverkehr).
- Auf der A9 herrschen bessere Sichtbedingungen. Durch eine größere Sichtweite kann der Schwerverkehr früher erkannt und daher zum Überholen früher angesetzt werden.
- Durch eine Grundversorgung auf der A8-Ost wird eine Harmonisierung über die drei Fahrstreifen erzielt, die eine bessere Ausnutzung der Fahrstreifenkapazität zur Folge haben soll.
- Die Längsneigung der Trasse kann ebenfalls die Verteilungen beeinflussen, da es eine größere Diskrepanz zwischen dem möglichen Fahrzeugverhalten langsamer und schneller Fahrzeuge gibt.
- Eine hohe Anschlussdichte kann die Belastung des rechten Fahrstreifens durch häufige Inanspruchnahme dieses Fahrstreifens durch zu- und abfahrenden Verkehr beeinträchtigen. Jedoch ist die Anschlussdichte für beide Autobahnen im untersuchten Gebiet relativ ähnlich.



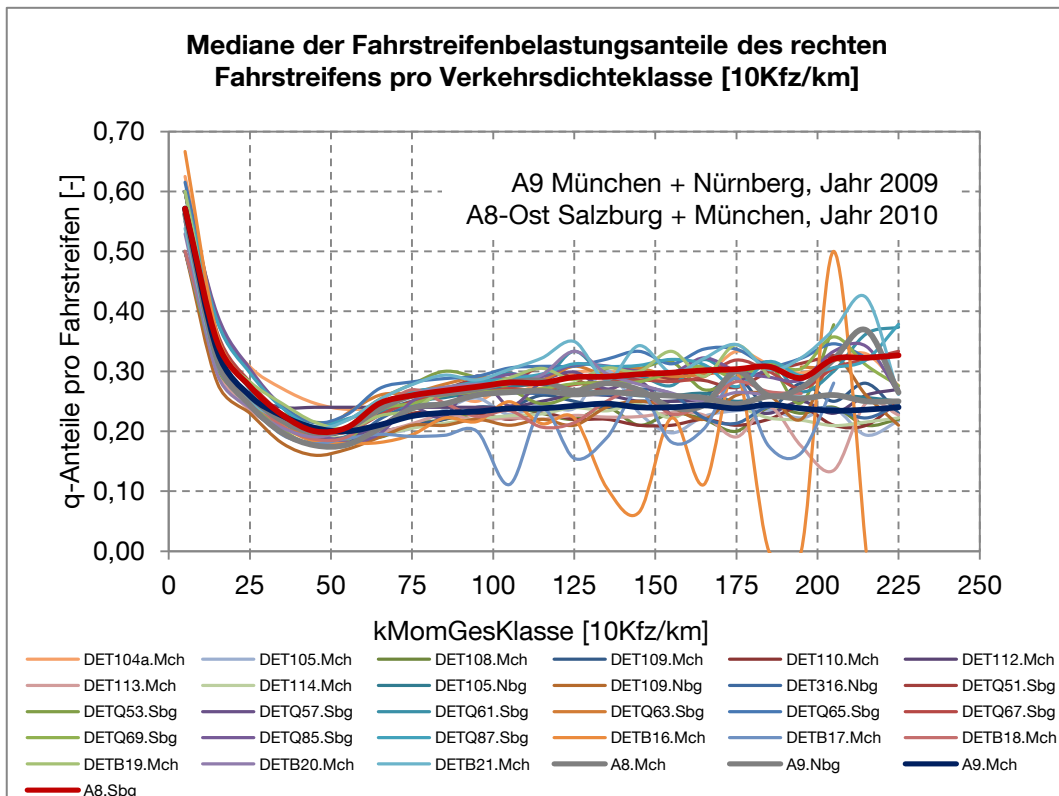
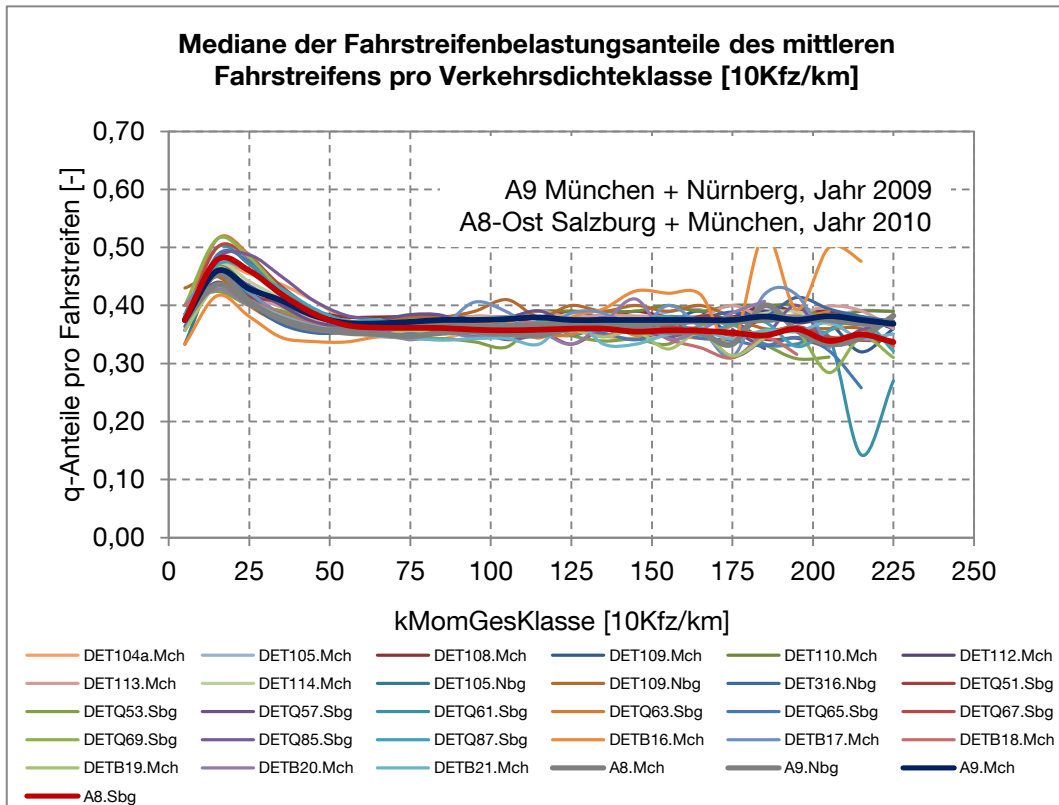


Abb. 5.17: Mediankurven der Belastungsanteile aller ausgewerteten Messquerschnitte für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Kfz/km]

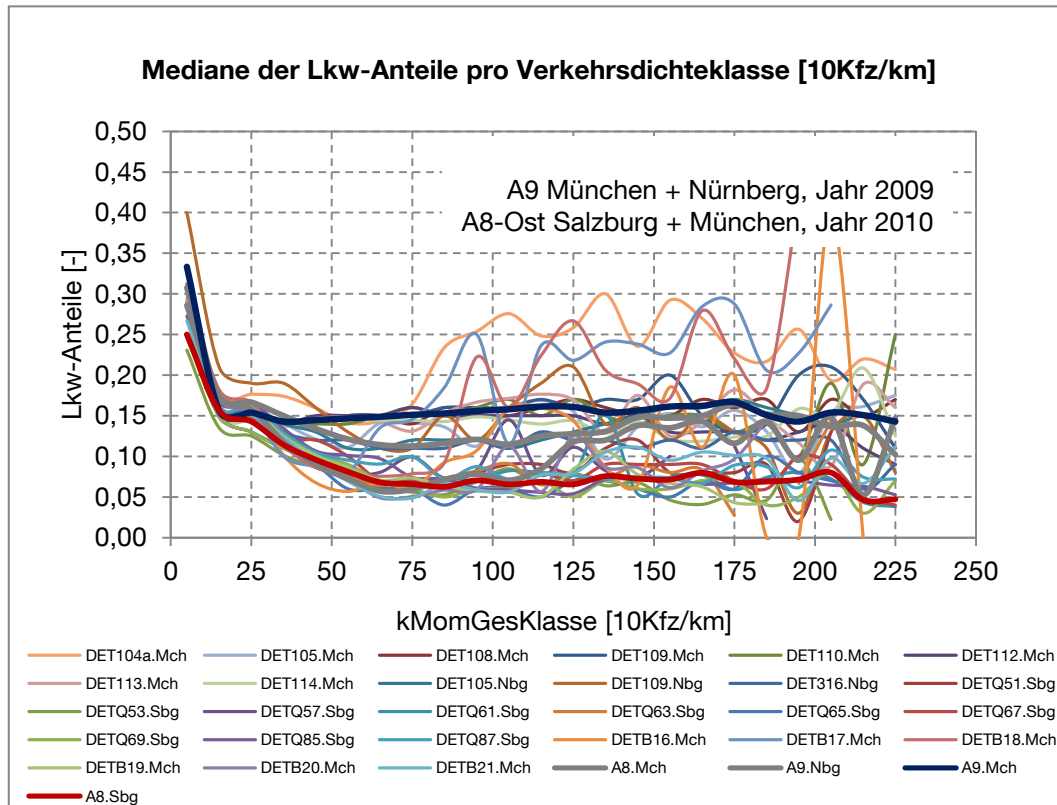
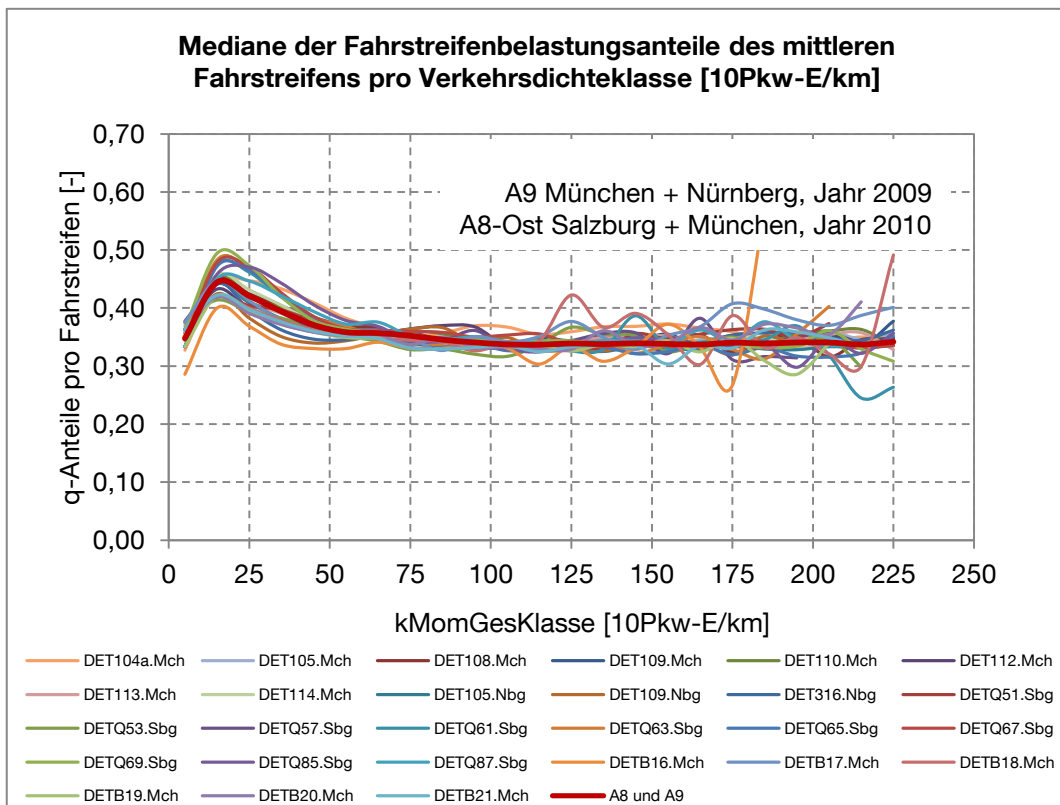
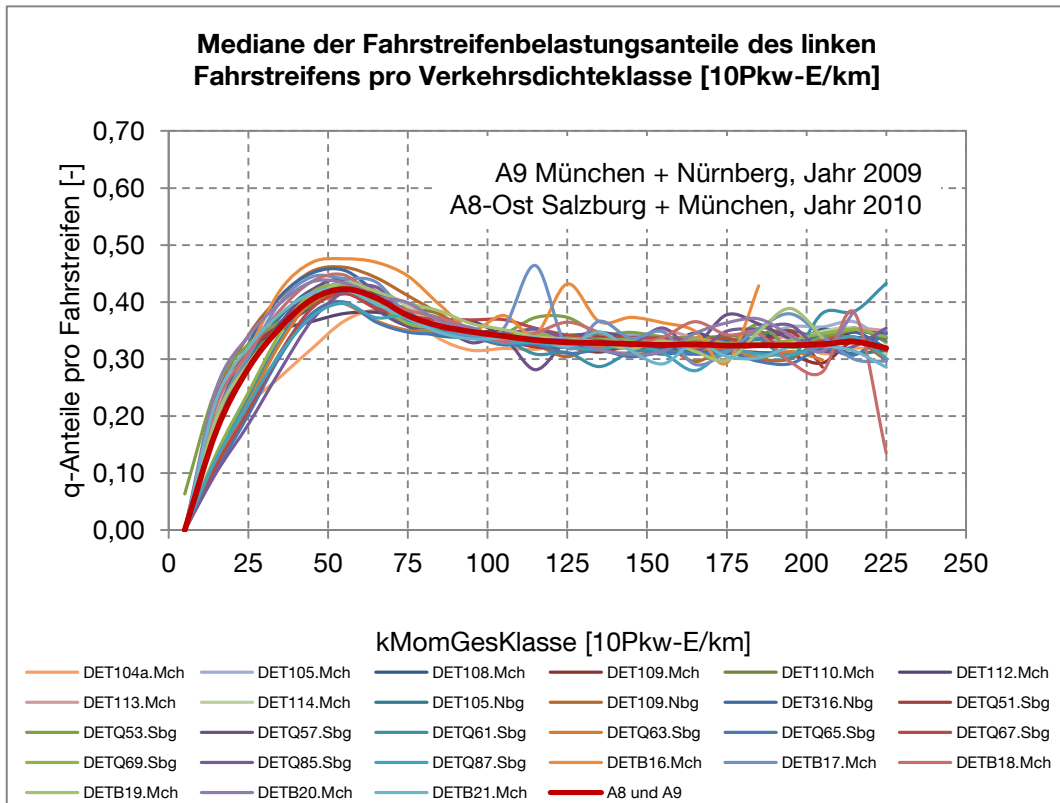


Abb. 5.18: Mediankurven der Lkw-Anteile aller ausgewerteten Messquerschnitte, getrennt für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Kfz/km]

Der Schwerverkehr wird im nächsten Schritt durch Umrechnung der Einheiten von Kfz in Pkw-Einheiten wie in Kapitel 5.1.3 beschrieben einfließen. Die Mediankurven werden analog dazu modifiziert und sind in Abbildung 5.19 enthalten. Es sind nun kaum noch Unterschiede zwischen den einzelnen Messquerschnitten und Autobahnen zu erkennen. Daher wurden die Werte aller Messquerschnitte zu einer Mediankurve (rote dicke Kurve) für jeden Fahrstreifen getrennt zusammengefasst.

Vergleicht man die Kurven der Abbildungen 5.17 und 5.19 wird die Änderung des rechten Fahrstreifenanteils sichtbar. Von ursprünglichen 20-35% ist dieser Anteil nun auf 30-35% gestiegen und die Anteile aller Fahrstreifen sind wie erwartet bei hohen Dichten etwa gleich groß. Über den gesamten Bereich der Verkehrsdichte haben sich die Anteile der anderen Fahrstreifen etwas verringert, da die Verkehrsdichte als Bezugsgröße nun in Pkw-Einheiten pro Kilometer leicht angewachsen ist.



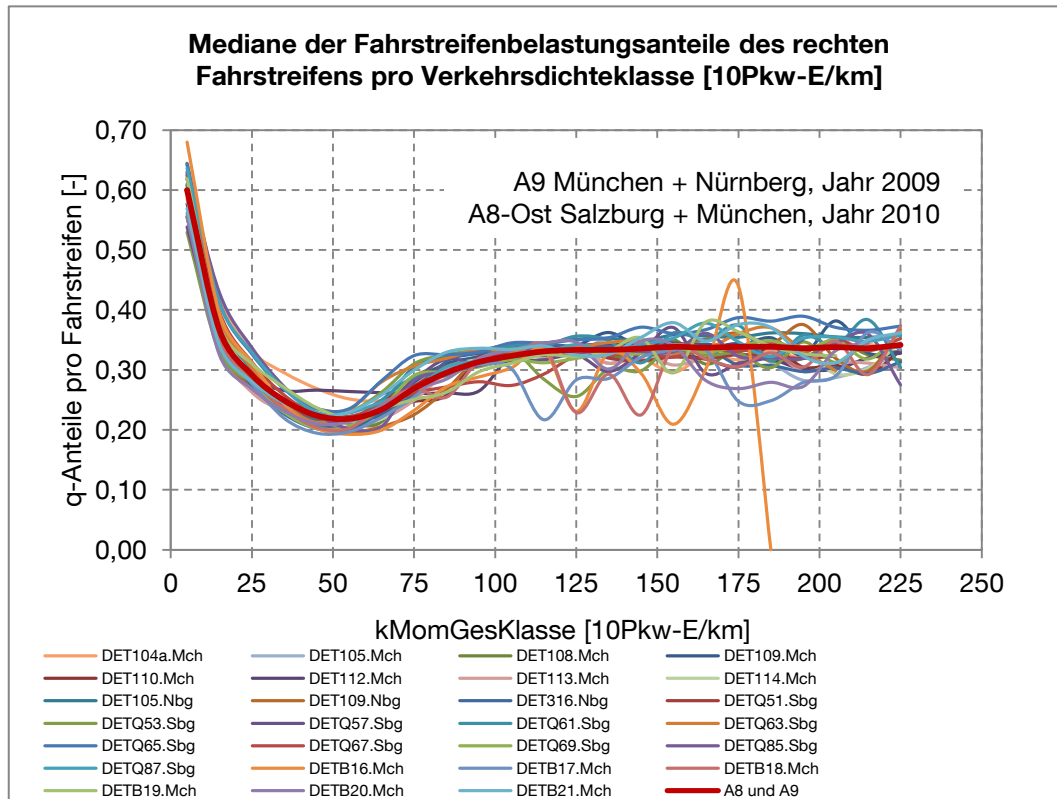


Abb. 5.19: Mediankurven der Belastungsanteile aller ausgewerteten Messquerschnitte für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Pkw-E/km]

Diese deutlichen und von der Autobahn und ihrer Charakteristik unabhängigen Ergebniskurven erlauben es nun, allgemein gültige Regressionskurven für den linken und rechten Fahrstreifen zu bilden (vgl. Abb. 5.20). Hierzu wird die Verkehrsdichte in drei Bereiche unterteilt. Bereich I ist der Bereich mit der geringsten Verkehrsdichte und betrifft den ungebundenen und teilgebundenen Verkehr. Bereich III beschreibt den gebundenen Verkehrszustand und Bereich II wird von den zuvor erwähnten umschlossen. Die Bereichsgrenzen liegen bei 55 Pkw-E/km und 125 Pkw-E/km, wobei der Bereich kleiner als 5 Pkw-E/km davon ausgenommen werden muss. Für diesen Bereich wird folgende Annahme getroffen: $q_{li}^p = 0,01$, $q_{re}^p = 0,85$.

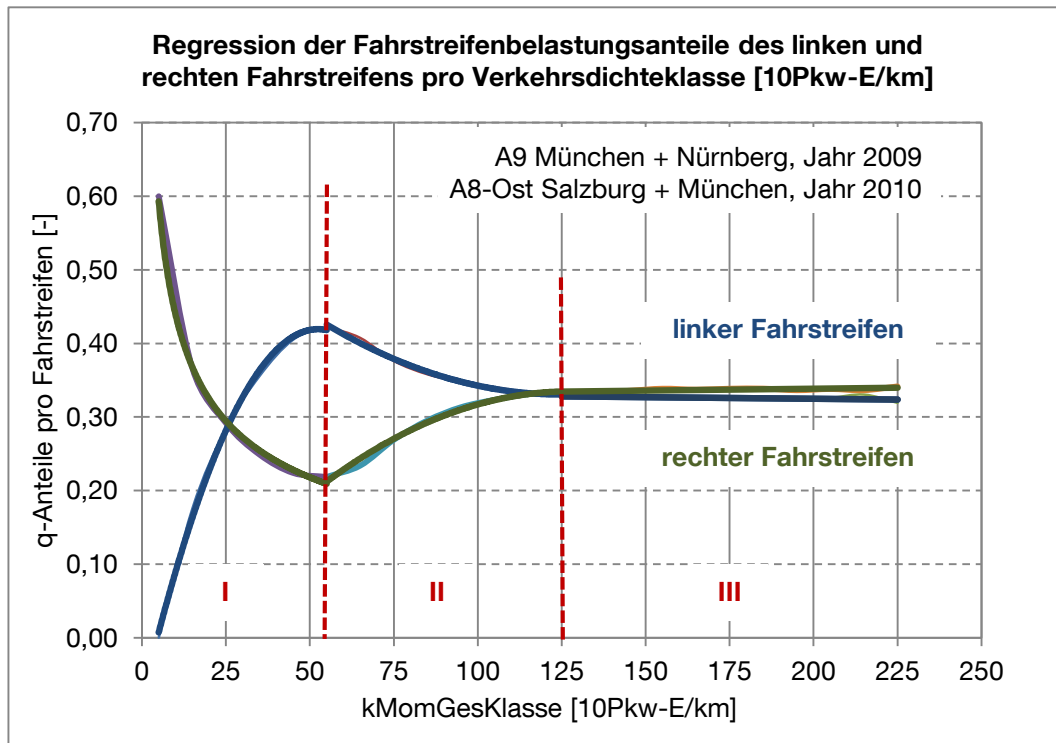


Abb. 5.20: Allgemeine Regressionskurven für den linken und rechten Fahrstreifen

Die zugehörigen Regressionskurven lauten nun wie folgt:

Abschnitt	Modell	Parameter			Bestimmtheitsmaß R^2
		a	b	c	
I	$q_{li}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$-1,83 \cdot 10^{-04}$	0,0192	-0,084	0,998
	$q_{re}^p = a \cdot k^b$	1,1944	-0,435	-	0,996
II	$q_{li}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$1,95 \cdot 10^{-05}$	$-4,86 \cdot 10^{-03}$	0,6341	0,990
	$q_{re}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$-2 \cdot 10^{-05}$	0,0059	-0,0441	0,989
III	$q_{li}^p = b \cdot k + c$	-	$-4,23 \cdot 10^{-05}$	0,3331	0,209
	$q_{re}^p = b \cdot k + c$	-	$5 \cdot 10^{-05}$	0,3279	0,508
I - III	$q_{mi}^p = 1 - q_{re} - q_{li}$	-	-	-	

Tab. 5.7: Funktionsgleichungen und ihre Parameter der allgemein gültigen Regressionsfunktionen

Obwohl die Anpassungsgüte der Regressionsgeraden für den Bereich III deutlich schlechter ist (Bestimmtheitsmaß $R^2=0,2$ bzw. $0,5$) als die der anderen Bereiche, zeigt Abbildung 5.20 eine zufriedenstellende Anpassung der Geraden an die Mediankurve. Aufgrund der eingeschränkten Möglichkeiten im Fahrverhalten im gebundenen Verkehr sind grundsätzlich nur

sehr geringe oder gar keine Änderungen in diesem Bereich möglich. Daher werden für die weitere Arbeit auch diese Regressionsfunktionen des Bereichs III verwendet.

Diese Untersuchungen erfolgten auf der Basis geringer Streckenlängsneigungen mit max. 2,4%. Messquerschnitte in Bereichen größerer Steigungen wurden hier vernachlässigt.

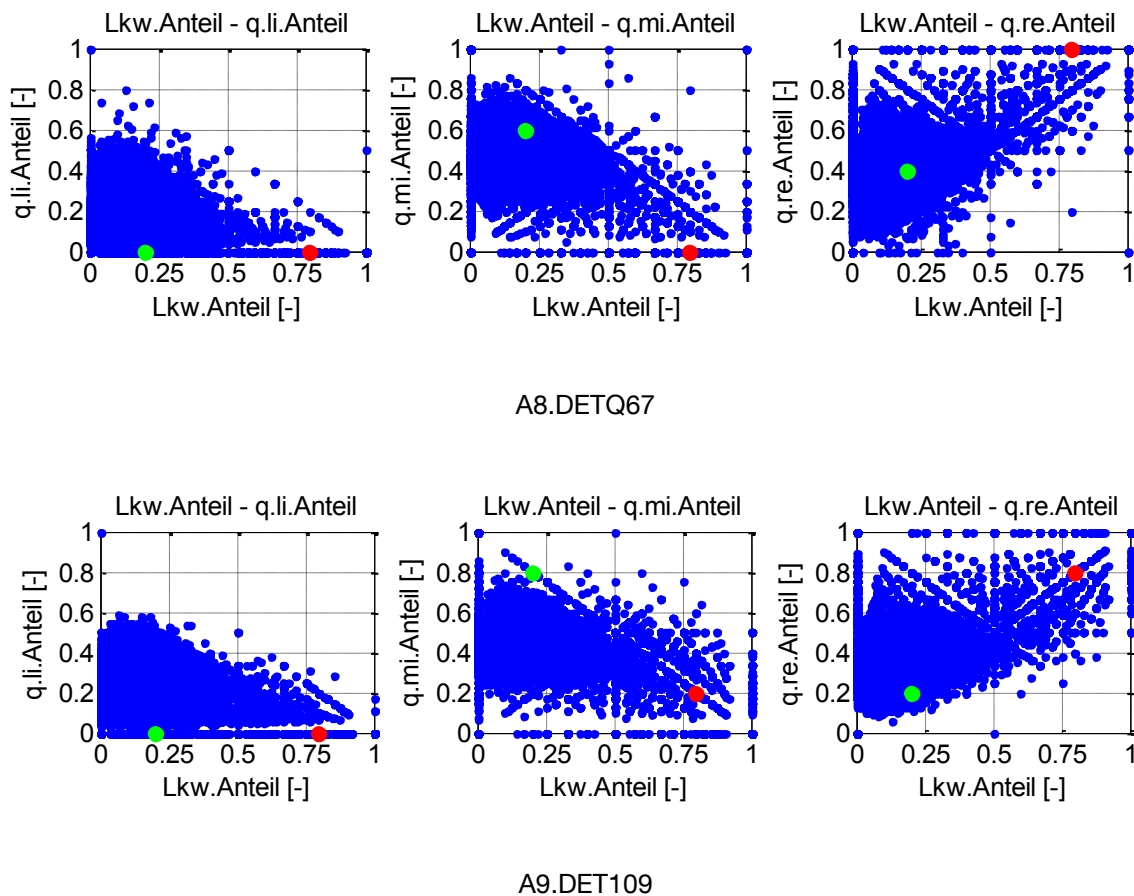
5.2.2 Einfluss des Schwerverkehrs

Wie im vorherigen Kapitel festgestellt wurde, hat der Schwerverkehr einen Einfluss auf die Fahrstreifenbelastungsaufteilung und wurde bei der Ermittlung der Regressionskurven bereits berücksichtigt. Ob neben diesem Einfluss auch ein direkter Zusammenhang festzustellen ist, wird hier ebenfalls anhand von Streudiagrammen und Korrelationsanalysen untersucht.

Abbildung 5.21 stellt exemplarisch für die zwei Messquerschnitte DETQ67 der A8-Ost und DET109 der A9 die Belastungsanteile pro Fahrstreifen dem Lkw-Anteil gegenüber. Die Lkw-Anteile bis 50% sind dabei stark vertreten, weisen große Streuungen auf und lassen daher kaum einen Zusammenhang zwischen den Größen herstellen. Betrachtet man die Bereiche mit größeren Lkw-Anteilen scheint eine Beziehung zwischen den Größen zu existieren. Mit zunehmendem Lkw-Anteil wird der linke Fahrstreifen weniger belastet. Dieselbe Tendenz zeigt sich auch für den mittleren Fahrstreifen. Die Belastung des rechten Fahrstreifens nimmt dagegen deutlich zu. Zu erklären ist dies mit einer geringeren Gesamtverkehrsbelastung bei sehr hohen Lkw-Anteilen, die vor allem zu gering belasteten Zeiten wie nachts auftreten. Der hohe Lkw-Anteil lässt sich also auf eine geringe Belastung zurückführen, bei der - wie bereits in Kapitel 5.2.1 beschrieben - der Belastungsanteil des rechten Fahrstreifens am höchsten und der des linken am niedrigsten ist.

Der Lkw-Anteil zu nächtlicher Stunde könnte beispielsweise mit 4 Lkw und 1 Pkw pro Minute bei 80% liegen. Die Gesamtbelastung beträgt dann 300 Kfz/h. Es kann jedoch auch in Zeiten des Lkw-Fahrverbotes am Wochenende (Sonderfahrten sind erlaubt) zu deutlich geringeren Lkw-Anteilen bei derselben Gesamtbelastung von 300 Kfz/h kommen (bspw. 4 Pkw und 1 Lkw pro Minute ergibt einen Lkw-Anteil von 20%). Aufgrund derselben niedrigen Gesamtbelastung wird unabhängig vom Lkw-Anteil die Fahrstreifenbelastungsaufteilung ähnlich aussehen, wenn man von einer Einhaltung des Rechtsfahrgebotes ausgeht. In Abbildung 5.21 sind Wertepaare mit der Gesamtbelastung von 300 Kfz/h und einem Lkw-Anteil von 20% in grün und einem Lkw-Anteil von 80% in rot angegeben. Für beide Messquerschnitte ist zu erkennen, dass hier bei einem geringen Lkw-Anteil von 20% die Belastung des mittleren Fahrstreifens höher ist als die des rechten. Das Verhältnis mittlerer zu rechtem Fahrstreifen beträgt für den DETQ67 3:2 und für den DET109 4:1. Die Pkw nutzen also in diesem Beispiel seltener den rechten Fahrstreifen, selbst wenn nur wenige Lkw unterwegs sind. Das Rechtsfahrgebot wird nicht vollständig eingehalten. Gerade für geringe Lkw-Anteile gibt es jedoch auch andere Belastungsaufteilungen mit einem geringem Anteil für den mittleren Fahrstreifen und höherem Anteil für den rechten Fahrstreifen. Es lässt sich daher

kaum eine zuverlässige Aussage über die genauen Zusammenhänge erschließen. Die Nutzung des Lkw-Anteils als einzelne Einflussgröße ist daher nicht sinnvoll.



- Datenpunkt (Beispiel) mit 20% Lkw-Anteil ● Datenpunkt (Beispiel) mit 80% Lkw-Anteil

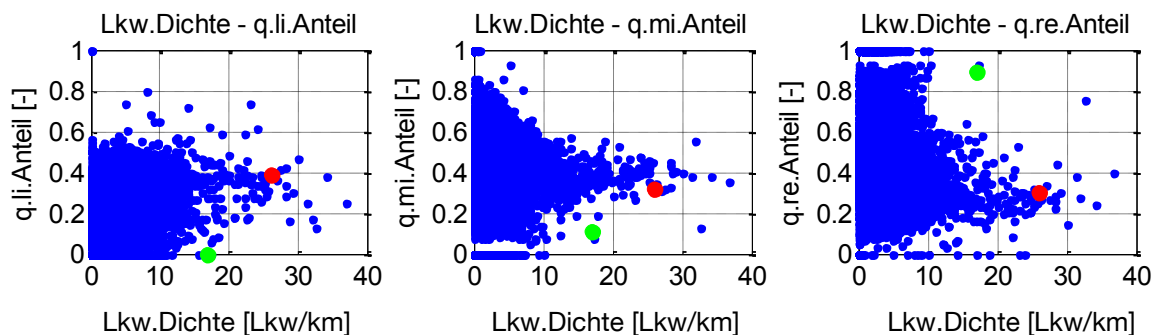
Abb. 5.21: Beziehung Lkw-Anteile zu Fahrstreifenbelastungsanteilen auf Basis von Kfz, A8.DETQ67.Sbg, ZR 01 und A9.DET109.Mch.ZR 01

Versucht man den Lkw-Anteil von der Gesamtbelastung zu entkoppeln und einen ähnlichen Bezug herzustellen wie zwischen Fahrstreifenbelastungsanteilen und Verkehrsdichte, kann man in der Darstellung den Lkw-Anteil durch die Lkw-Dichte k_{Lkw} [Lkw/km] ersetzen. Für die Lkw-Dichte gilt dann analog zur Dichte des Fundamentaldiagramms:

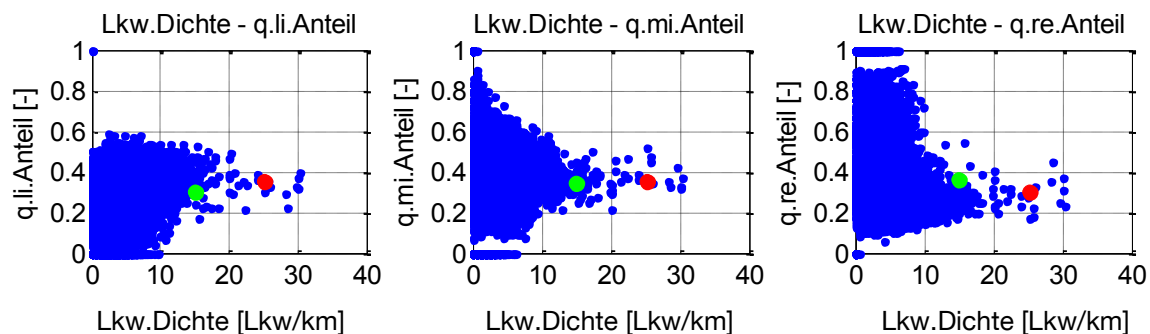
$$k_{Lkw} = \frac{q_{Lkw}}{v_{Lkw}} \quad 5.11$$

Die Lkw-Dichte beschreibt somit die tatsächliche Anzahl der Lkw bezogen auf einen Streckenabschnitt von einem Kilometer. Damit entspricht die Aussage einer hohen Lkw-Dichte auch der tatsächlichen Belastung durch den Schwerverkehr unabhängig von der allgemeinen Verkehrsbelastung. Neben der Anzahl der Lkw werden auch die gefahrenen Lkw-Geschwindigkeiten berücksichtigt (Gl. 5.11). Die Lkw-Geschwindigkeiten sind nur vom Verkehrszustand abhängig, sie sind jedoch deutlich träger als die Pkw-Geschwindigkeiten, die schneller und deutlicher auf Änderungen im Verkehrszustand reagieren. Eine hohe Lkw-Dichte bedeutet also auch eine tatsächlich hohe Belastung durch Lkw, unabhängig von der

Tageszeit und unabhängig von der Belastung durch Pkw. Der Zusammenhang zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen ist für beide Messquerschnitte in Abbildung 5.22 dargestellt. Ab einer Lkw-Dichte von etwa 10-15 Lkw/km erkennt man eine relativ konstante Belastung der einzelnen Fahrstreifen. Dieser Zusammenhang besteht auch bei hohen Gesamtverkehrsdichten (vgl. Kapitel 5.2.1). Die Anzahl der Lkw ist also ein wichtiger Bestandteil der Gesamtverkehrsdichte; die Lkw-Dichte jedoch ist unabhängig von der Gesamtverkehrsdichte. So gibt es sowohl relativ hohe Lkw-Dichten bei geringer Gesamtverkehrsdichte (in der Abbildung als grüner Punkt dargestellt) als auch bei hoher Gesamtverkehrsdichte (roter Punkt). Einen hohen Lkw-Anteil gibt es dagegen nur bei relativ geringen Gesamtbelastungen, von der der Lkw-Anteil letztendlich abhängt. Die Lkw-Dichte als von der Gesamtverkehrsdichte unabhängiger Parameter ist daher zur Untersuchung der Zusammenhänge geeigneter als der Lkw-Anteil.



A8.DETQ67



A9.DET109

- Datenpunkt (Beispiel) mit relativ hoher Lkw-Dichte bei geringer Gesamtverkehrsdichte
- Datenpunkt (Beispiel) mit relativ hoher Lkw-Dichte bei hoher Gesamtverkehrsdichte

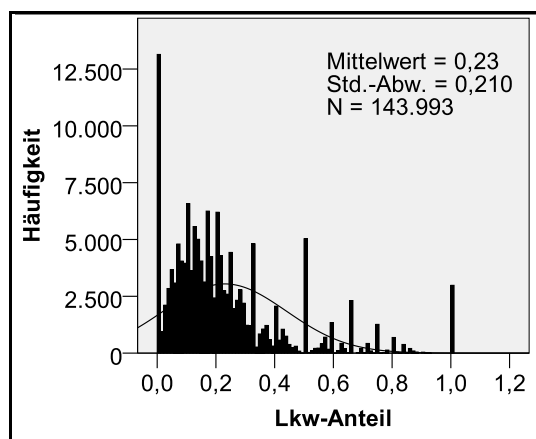
Abb. 5.22: Beziehung zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen (Pkw-E), A8.DETQ67.Sbg, ZR 01

Typischerweise nutzt man jedoch den Lkw-Anteil, um den Einfluss des Schwerverkehrs zu beschreiben. Die weiteren Schwerverkehrsanalysen umfassen folglich die Beziehungen zu beiden Parametern, dem Lkw-Anteil und der Lkw-Dichte.

Nachdem bisher die Zusammenhänge exemplarisch anhand des DETQ67 der A8-Ost und des DET109 der A9 optisch untersucht wurden, erfolgt nun die numerische Korrelationsanalyse für selbige Messquerschnitte.

Da für die Lkw-Anteile keine Normalverteilung vorliegt (vgl. Abb. 5.23), wird die Korrelationsanalyse nach Spearman durchgeführt (Tab. 5.8 und 5.10). Sie zeigt, dass zwischen Lkw-Anteil und Fahrstreifenbelastungsanteilen nur geringe Korrelationen vorliegen. Vergleichend hierzu sind in den Tabellen 5.9 und 5.11 die Ergebnisse der Korrelationsanalysen für die Lkw-Dichte aufgeführt. Der Lkw-Anteil korreliert am stärksten mit dem rechten Fahrstreifen, die Lkw-Dichte mit dem linken. Jedoch ist auch die maximale Korrelation mit einem Wert kleiner 0,5 als gering einzustufen. Die Korrelation zwischen Lkw-Anteil und Belastungen sind für alle Fahrstreifen etwa gleich stark ausgeprägt. Die Lkw-Dichte hat hingegen auf den mittleren Fahrstreifen eine deutlich geringere Auswirkung.

(a) A8.MQ67.Sbg für das Jahr 2010



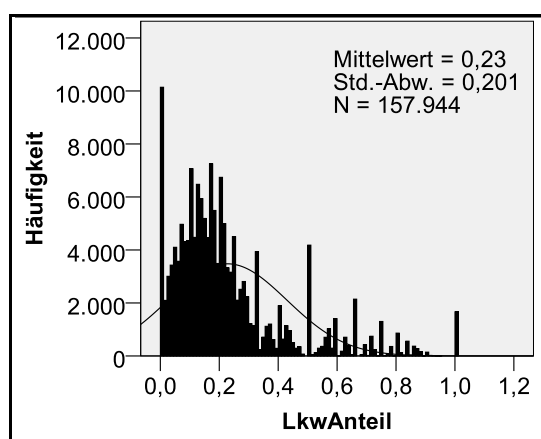
Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest

		Lkw-Anteil
N		143993
Parameter der	Mittelwert	,230464
Normalverteilung ^{a,b}	Standardabw.	,2095949
Extremste Differenzen	Absolut	,155
	Positiv	,155
	Negativ	-,136
Kolmogorov-Smirnov-Z		58,782
Asymptotische Signifikanz (2-seitig)		,000

a. Die zu testende Verteilung ist eine Normalverteilung.

b. Aus den Daten berechnet.

(b) A9.DET109.Mch für das Jahr 2009



Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest

		Lkw-Anteil
N		157944
Parameter der	Mittelwert	,228115
Normalverteilung ^{a,b}	Standardabw.	,2013271
Extremste Differenzen	Absolut	,167
	Positiv	,167
	Negativ	-,129
Kolmogorov-Smirnov-Z		66,440
Asymptotische Signifikanz (2-seitig)		,000

a. Die zu testende Verteilung ist eine Normalverteilung.

b. Aus den Daten berechnet.

Abb. 5.23: Verteilung der Lkw-Anteile und Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für das Jahr 2010 (a) und A9.DET109.Mch für das Jahr 2009 (b)

Korrelationen – DETQ67 ZR 01

			Lkw- Anteil	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman-Rho	Lkw-Anteil	k_{korr}	1,000	-,292**	-,271**	,392**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25517	25517	25517	25517
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	-,292**	1,000	,160**	-,774**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25517	25517	25517	25517
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	-,271**	,160**	1,000	-,658**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25517	25517	25517	25517
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	,392**	-,774**	-,658**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	25517	25517	25517	25517

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.8: Korrelationen zwischen Lkw-Anteil und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für ZR01

Korrelationen – DETQ67 ZR 01

			Lkw- Dichte	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman- Rho	Lkw-Dichte	k_{korr}	1,000	,460**	,075**	-,346**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25809	25517	25517	25517
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	,460**	1,000	,160**	-,774**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25517	25517	25517	25517
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	,075**	,160**	1,000	-,658**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25517	25517	25517	25517
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	-,346**	-,774**	-,658**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	25517	25517	25517	25517

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.9: Korrelationen zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für ZR01

Korrelationen – DET109 ZR01

			Lkw- Anteil	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman- Rho	Lkw-Anteil	k_{korr}	1,000	-,383**	-,241**	,469**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25846	25846	25846	25846
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	-,383**	1,000	-,116**	-,848**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25846	25846	25846	25846
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	-,241**	-,116**	1,000	-,320**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25846	25846	25846	25846
q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	,469**	-,848**	-,320**	1,000	
	Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.	
	N	25846	25846	25846	25846	

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.10: Korrelationen zwischen Lkw-Anteil und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET109.Mch für ZR01

Korrelationen – DET109 ZR01

			Lkw- Dichte	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman- Rho	Lkw-Dichte	k_{korr}	1,000	,474**	-,115**	-,363**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25883	25846	25846	25846
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	,474**	1,000	-,116**	-,848**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25846	25846	25846	25846
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	-,115**	-,116**	1,000	-,320**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25846	25846	25846	25846
q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	-,363**	-,848**	-,320**	1,000	
	Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.	
	N	25846	25846	25846	25846	

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.11: Korrelationen zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET109.Mch für ZR01

Anhand der Korrelationskoeffizienten kann man für das Fahrverhalten folgendes ableiten: Je höher der Lkw-Anteil ist, desto geringer ist die Gesamtbelastung und die Lkw können daher überwiegend den rechten Fahrstreifen nutzen. Je größer jedoch die Lkw-Dichte ist, also die

Anzahl der Lkw pro Kilometer, desto häufiger weichen die Pkw auf die anderen Fahrstreifen aus, wodurch vor allem die Belastung des linken Fahrstreifens beeinflusst wird.

Durch Betrachtung des direkten Zusammenhangs zwischen Lkw-Anteil bzw. Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen am einzelnen Messquerschnitt einer Autobahn erzielt man aufgrund der geringen Korrelationen jedoch keine weiteren nutzbaren Erkenntnisse. Der Einfluss zeigt sich erst bei der in Kapitel 5.2.1 durchgeführten Analyse mehrerer Messquerschnitte unterschiedlicher Autobahnen. Daher sollte der Schwerverkehr auch zukünftig in Form von Pkw-Einheiten berücksichtigt werden. Somit bleibt dieser Faktor nicht völlig unbeachtet, sondern fließt über einen indirekten Weg in die Abhängigkeit zwischen Verkehrsdichte und Fahrstreifenbelastungsanteil.

5.2.3 Einfluss der Zufluss- und Abflussmengen

In diesem Abschnitt wird der Einfluss der an einem Knotenpunkt zu- und abfließenden Verkehrsflüsse auf die Fahrstreifenbelastung der Hauptfahrbahn untersucht. Hierfür wurden die auf 5min-Intervalle aggregierten Zu- und Abflüsse (vgl. Kap. 5.1.2) genutzt. Die Belastungsverteilungen auf die Fahrstreifen werden umso stärker beeinflusst je näher der betrachtete Querschnitt hinter einer Zufahrt oder vor einer Ausfahrt liegt (vgl. Kap. 5.1.1). Daher wurden aus den hier verfügbaren Messquerschnitten diejenigen mit möglichst geringer Entfernung von der vorherigen Zufahrt bzw. zur nächsten Ausfahrt gewählt, für die auch Zufluss- bzw. Abflussmengen erfasst wurden. Für den 133 Meter hinter der Zufahrt liegenden Messquerschnitt DET112 der A9 wird der Einfluss der Zuflussmenge in Abbildung 5.24 oben und für den 1,574 Kilometer vor der Abfahrt liegende Messquerschnitt DET110 der A9 der Einfluss der Abflussmenge in Abbildung 5.24 unten für den Zeitraum 15.09.-01.10.2009 exemplarisch dargestellt. Die darauffolgende Korrelationsanalyse nach Spearman (Tab. 5.12 und 5.13) überprüft unterdessen auch den Einfluss des Zuflusses für den Messquerschnitt DET110, obwohl dieser bereits 6,846 Kilometer von der letzten Zufahrt entfernt ist. Nach BREUER/BECKMANN [1975] dürfte hier keine Beeinflussung der Fahrstreifenbelastung mehr zu erkennen sein (vgl. Kap. 5.1.1).

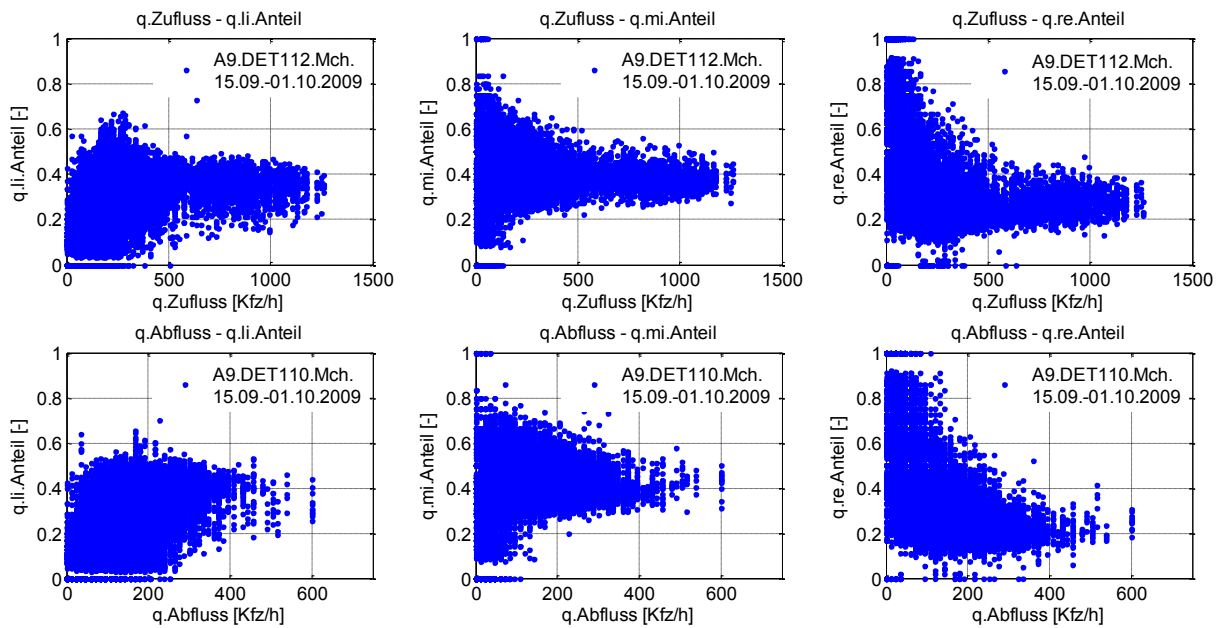


Abb. 5.24: Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit vom Zufluss und Abfluss am Beispiel des DET112 und des DET110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009

Die Streudiagramme der Abbildung 5.24 zeigen Ähnlichkeiten zu den Streudiagrammen, die die Abhängigkeit der Fahrstreifenbelastungen von der Verkehrsdichte darstellen (vgl. Abb. 5.12). Ein Zusammenhang zwischen Zu- bzw. Abflussmengen und Fahrstreifenbelastungsanteilen sind somit optisch ebenfalls erkennbar.

Die Korrelationsmatrizen (Tab. 5.12 und 5.13) zeigen mit ihren Korrelationskoeffizienten sowohl für den linken als auch für den rechten Fahrstreifen eine mittlere ($>0,5$) bis hohe ($>0,7$) Abhängigkeit auf. Der Einfluss des mehr als sechs Kilometer entfernten Zuflusses scheint nach dieser Analyse sogar höher als der des 133 Meter entfernten Zuflusses. Der Anteil des mittleren Fahrstreifens ist hingegen von der Menge des zu- oder abfließenden Verkehrs relativ unabhängig (sehr geringe Korrelation $< 0,2$).

Korrelationen

			$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	$q_{Abfluss}$ pro 5min [Kfz/h]	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman- Rho	$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	1,000 25878	,734** 25825	,750** 25804	,158** 25804	-,706** 25804
	$q_{Abfluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,734** 25825	1,000 25846	,708** 25804	,160** 25804	-,675** 25804
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,750** 25804	,708** 25804	1,000 25843	-,046** 25843	-,862** 25843
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,158** 25804	,160** 25804	-,046** 25843	1,000 25843	-,361** 25843
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	-,706** 25804	-,675** 25804	-,862** 25843	-,361** 25843	1,000 25843

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.12: Korrelationen zwischen Zu-, Abflussmenge und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

Korrelationen

			$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	q_{li}^p (DE35)	q_{mi}^p (DE34)	q_{re}^p (DE33)
Spearman- Rho	$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_{korr}	1,000	,729**	,010	-,599**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,118	,000
		N	25902	25827	25827	25827
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	,729**	1,000	-,133**	-,824**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25827	25845	25845	25845
q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	,010	-,133**	1,000	-,329**	
	Sig. (2-seitig)	,118	,000	.	,000	
	N	25827	25845	25845	25845	
q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	-,599**	-,824**	-,329**	1,000	
	Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.	
	N	25827	25845	25845	25845	

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.13: Korrelationen zwischen Zuflussmenge und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

Die Ähnlichkeit der Diagramme aus den Abbildungen 5.12 und 5.24 lässt auf die Frage schließen, inwiefern die Zu- und Abflüsse mit der Verkehrsdichte und der Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn zusammenhängen und ob die Abhängigkeit zwischen Zu- bzw. Abfluss und den Fahrstreifenanteilen nicht vielmehr auf die Verkehrsnachfrage und damit auf die Verkehrsdichte bzw. Verkehrsstärke zurückzuführen ist. In folgenden Tabellen 5.14 und 5.15 werden daher die Korrelationen zwischen Zu- bzw. Abflussmenge und Verkehrsdichte sowie Verkehrsstärke überprüft. Es ist für alle hier untersuchten Beziehungen ein starker Zusammenhang zu erkennen. Die Korrelationskoeffizienten weisen sogar auf eine stärkere Abhängigkeit hin als die zuvor untersuchten Abhängigkeiten zu den Fahrstreifenbelastungen.

Zum visuellen Vergleich wird in Abbildung 5.25 auf der linken Seite der Zufluss und auf der rechten der Abfluss in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte (oben) und der Verkehrsstärke (unten) für die beiden beschriebenen Messquerschnitte dargestellt. Bis zu einer Zuflussmenge von etwa 500 Kfz/h nimmt sowohl die Verkehrsdichte als auch die Verkehrsstärke zu. Größere Zuflussmengen gehen nicht mit einer weiteren Steigerung von Dichte oder Stärke einher. Für die Abflussmengen bis 500 Kfz/h stellt sich der Zusammenhang sehr ähnlich dar. Stärkere Abflüsse wurden im Gegensatz zu den Zuflüssen an diesen Beispielen kaum verzeichnet. Die Verkehrsbelastung korreliert also mit der Zu- und Abflussmenge.

Korrelationen

			$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	$q_{Abfluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_m^{sum} [Kfz/km]	q_{ges} [Kfz/h]
Spearman -Rho	$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_{korr}	1,000	,734**	,836**	,830**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	25878	25825	25804	25804
	$q_{Abfluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_{korr}	,734**	1,000	,783**	,788**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25825	25846	25804	25804
	k_m^{sum} [Kfz/km]	k_{korr}	,836**	,783**	1,000	,990**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	25804	25804	25843	25843
	q_{ges} [Kfz/h]	k_{korr}	,830**	,788**	,990**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	25804	25804	25843	25843

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.14: Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussmengen und Verkehrsdichte und Verkehrsstärke am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

Korrelationen

			$q_{Zufluss}$ pro 5min [Kfz/h]	k_m^{sum} [Kfz/km]	q_{ges} [Kfz/h]
Spearman- Rho	$q_{Zufluss}$ pro 5min [Fz/h]	k_{korr}	1,000	,848**	,848**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000
		N	25902	25827	25827
	k_m^{sum} [Kfz/km]	k_{korr}	,848**	1,000	,988**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000
		N	25827	25845	25845
	q_{ges} [Kfz/h]	k_{korr}	,848**	,988**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.
		N	25827	25845	25845

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.15: Korrelationen zwischen Zuflussmenge und Verkehrsdichte und Verkehrsstärke am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

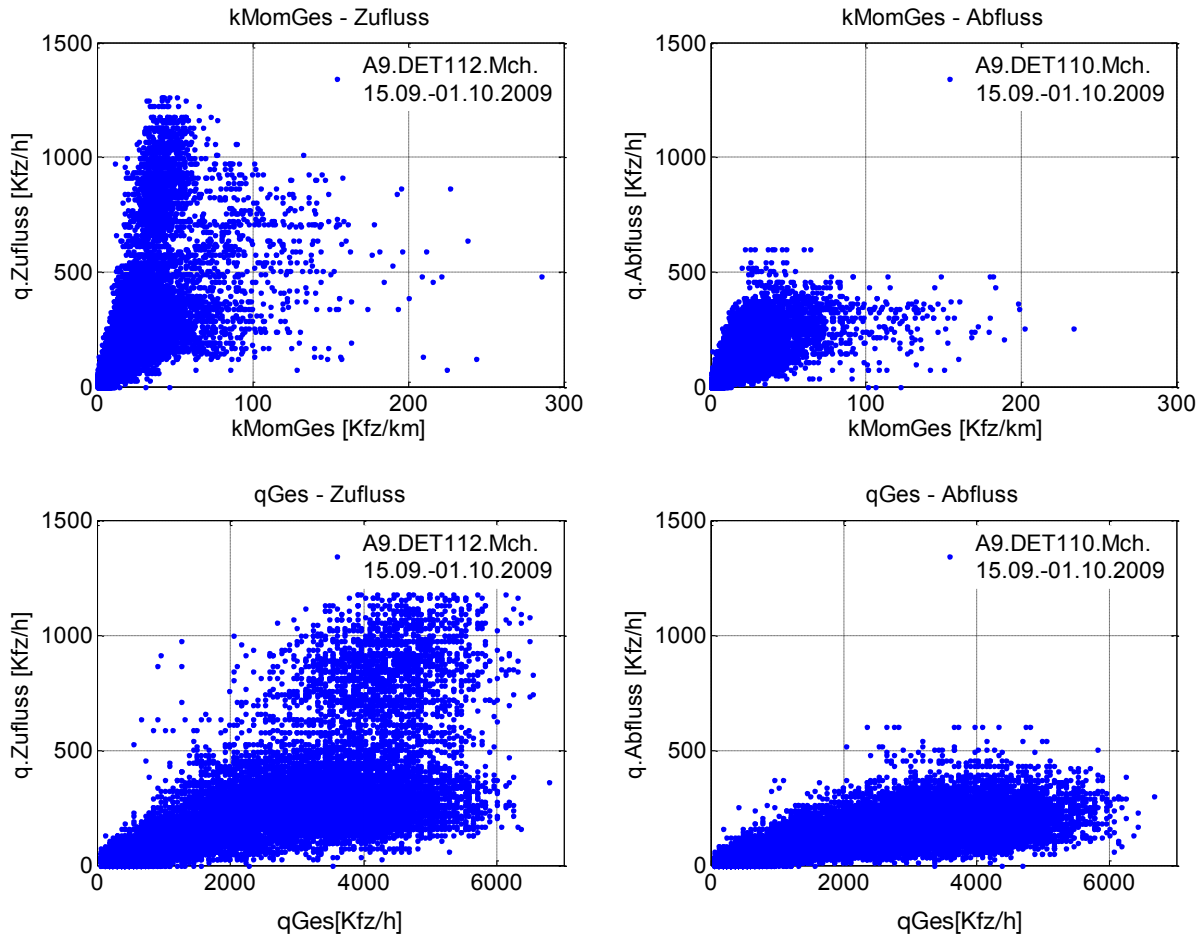


Abb. 5.25: Zusammenhang zwischen Zufluss, Abfluss und Verkehrsdichte sowie Verkehrsstärke am Beispiel der DET112 und DET110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009

Da nun noch nicht endgültig geklärt werden konnte, ob Zu- bzw. Abflussmengen einen Einfluss auf die Fahrstreifenbelastungsverteilungen haben oder ob dieser eher durch die Verkehrsdichte indiziert wird, wurden in einem weiteren Schritt die Abhängigkeit der zufließenden $p_{Zufluss}$ bzw. abfließenden $p_{Abfluss}$ Verkehrsstärkeanteile, somit das Verhältnis von Zuflussmenge $q_{Zufluss}$ bzw. Abflussmenge $q_{Abfluss}$ zu Gesamtverkehrsstärke q_{ges} , untersucht.

$$p_{Zufluss} = \frac{q_{Zufluss}}{q_{ges}} \quad \text{und} \quad p_{Abfluss} = \frac{q_{Abfluss}}{q_{ges}} \quad 5.12$$

Abbildung 5.26 beinhaltet die zugehörigen Streudiagramme. Die Zuflussanteile belaufen sich auf etwa 0-35%, die Abflussanteile auf etwa 0-20% der Gesamtverkehrsstärke. Innerhalb dieser Bereiche streuen die Fahrstreifenbelastungsanteile stark. Es ist kein eindeutiger Zusammenhang sichtbar. Die Korrelationskoeffizienten der Korrelationsmatrizen in den Tabellen 5.16 und 5.17 bestätigen die nur sehr geringen Korrelationen ($k_{korr} < 0,2$).

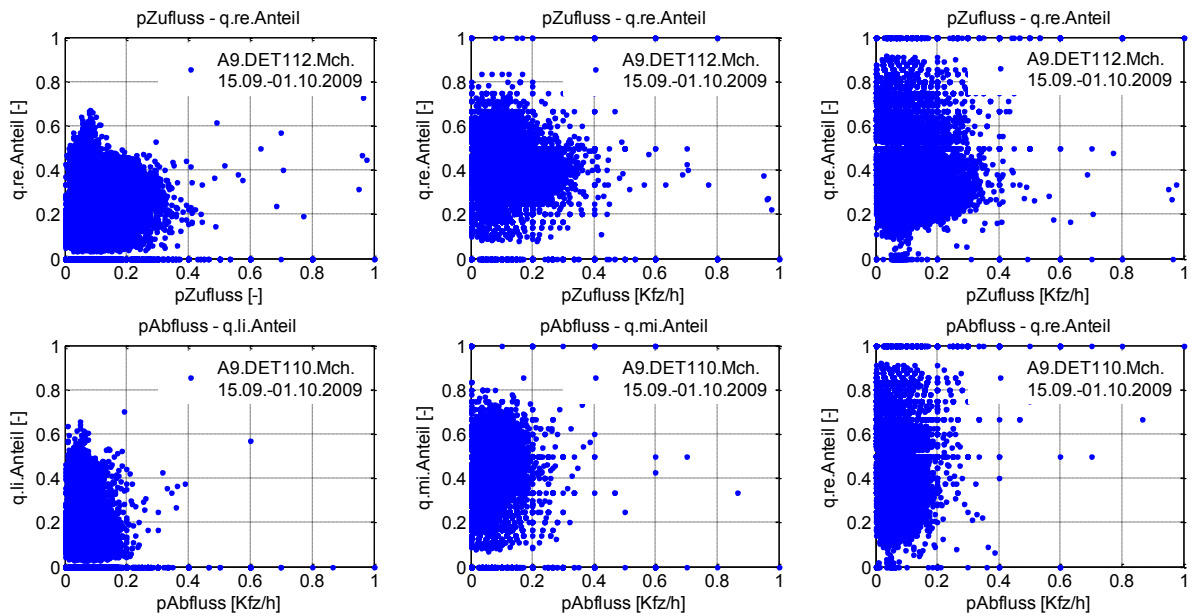


Abb. 5.26: Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit vom Anteil des Zufluss $p_{Zufluss}$ und des Abfluss $p_{Abfluss}$ am Beispiel des DET112 und des DET 110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009

Korrelationen

			$p_{Zufluss}$	$p_{Abfluss}$	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman-Rho	$p_{Zufluss}$	k_{korr}	1,000	,212**	,055**	,089**	-,070**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000	,000
		N	25834	25790	25804	25804	25804
	$p_{Abfluss}$	k_{korr}	,212**	1,000	-,121**	,074**	,091**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000	,000
		N	25790	25821	25804	25804	25804
	q_{li}^p	k_{korr}	,055**	-,121**	1,000	-,046**	-,862**
	(DE35)	Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000	,000
		N	25804	25804	25843	25843	25843
	q_{mi}^p	k_{korr}	,089**	,074**	-,046**	1,000	-,361**
	(DE34)	Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.	,000
		N	25804	25804	25843	25843	25843
	q_{re}^p	k_{korr}	-,070**	,091**	-,862**	-,361**	1,000
	(DE33)	Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	,000	.
		N	25804	25804	25843	25843	25843

** Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.16: Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussanteilen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

			Korrelationen			
			$p_{Zufluss}$	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	$p_{Zufluss}$	k_{korr}	1,000	,049**	-,019**	,008
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,002	,223
		N	25873	25827	25827	25827
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	,049**	1,000	-,133**	-,824**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	25827	25845	25845	25845
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	-,019**	-,133**	1,000	-,329**
		Sig. (2-seitig)	,002	,000	.	,000
		N	25827	25845	25845	25845
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	,008	-,824**	-,329**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,223	,000	,000	.
		N	25827	25845	25845	25845

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.17: Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussanteilen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29

Obwohl es scheinbar einen starken Zusammenhang zwischen Zufluss und Abfluss und der Verteilung der Belastung auf die einzelnen Fahrstreifen gibt, kann dieser letztendlich hier nicht bestätigt werden. Zufluss und Abfluss hängen stark von der Verkehrsstärke und Verkehrsdichte ab. Der scheinbar starke Zusammenhang entsteht vermutlich indirekt durch den Einfluss der Verkehrsdichte. Insbesondere die Betrachtung der Anteile $p_{Zufluss}$ und $p_{Abfluss}$ widerspricht dem potentiellen Zusammenhang. Obgleich durch Ein- oder Ausfädelungsvorgänge bei naheliegenden Zu- und Abfahrten das Nutzungsverhalten des rechten Fahrstreifens beeinflusst wird (vgl. BREUER/BECKMANN, 1975, DREW, 1965, HESS, 1963 und KNOOP et al., 2010), erlaubt der hier ermittelte, selbst bei einer sehr naheliegenden Zufahrt, geringe Zusammenhang im Rahmen dieser Arbeit eine Vernachlässigung dieser Einflüsse. Ein weiteres Indiz für vorhandene Fremdeinflüsse ist die scheinbar starke Abhängigkeit bei einer über sechs Kilometer entfernten Zufahrt. Aus diesen Gründen werden Zufluss- und Abflussmengen im weiteren Verlauf dieser Arbeit nicht berücksichtigt.

5.2.4 Einfluss der zulässigen Höchstgeschwindigkeiten

Geschwindigkeitsbeschränkungen auf Autobahnen mit dem Ziel der Harmonisierung bringen eine gleichmäßigere Verteilung der Fahrstreifenbelastung mit sich. Daher liegt die Vermutung nahe, einen Unterschied in der Fahrstreifenbelastung zu Bereichen mit unbeschränkter Geschwindigkeit zu erkennen. Dieser Unterschied beschreibt den vorhandenen Einfluss der Geschwindigkeitsbeschränkung auf die Fahrstreifenbelastungsaufteilung.

Folgende zwei Messquerschnitte wurden hierfür analysiert:

- Der DETQ67 der A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg ist mit einer Schaltung von 120 km/h und einem Überholverbot für Lkw grundversorgt. Der Messquerschnitt liegt 2,96 Kilometer vor einer Ausfahrt und sollte daher nahezu unbeeinflusst vom abfließenden Verkehr sein.
- Der DET109 der A9 in Fahrtrichtung München ist nicht dauerhaft grundversorgt. Schaltungen mit zeitweisen Geschwindigkeitsbeschränkungen liegen jedoch vor. Die Entfernungen des DET109 von der letzten Einfahrt und zur nächsten Ausfahrt sind mit 3,9 km bzw. 4,5 Kilometer so groß, dass ebenfalls keine Einflüsse des zu-/abfahrenden Verkehrs zu erwarten sind.

Abbildung 5.27 zeigt die Häufigkeiten der geschalteten Geschwindigkeitsbeschränkungen für diese beiden Messquerschnitte. Die angegebene Anzahl entspricht den Minuten, für die im betrachteten Zeitraum die jeweilige Geschwindigkeit geschaltet wurde. Minuten, denen keine eindeutige Schaltung zugeordnet werden konnte und Anzeigen ohne Geschwindigkeitsbegrenzung sind von dieser Betrachtung ausgenommen. Zu erkennen sind vor allem die Unterschiede in der Grundversorgung, in der für den DETQ67 genauso häufig 120 km/h geschaltet wurde wie bei DET109 keine Geschwindigkeitsbegrenzung vorlag. Die erste beeinflussende Geschwindigkeitsschaltung erfolgte durch die Schaltung 120 km/h. Am DETQ67 hingegen waren zur Grundversorgung kaum zusätzlich harmonisierende Schaltungen erforderlich.

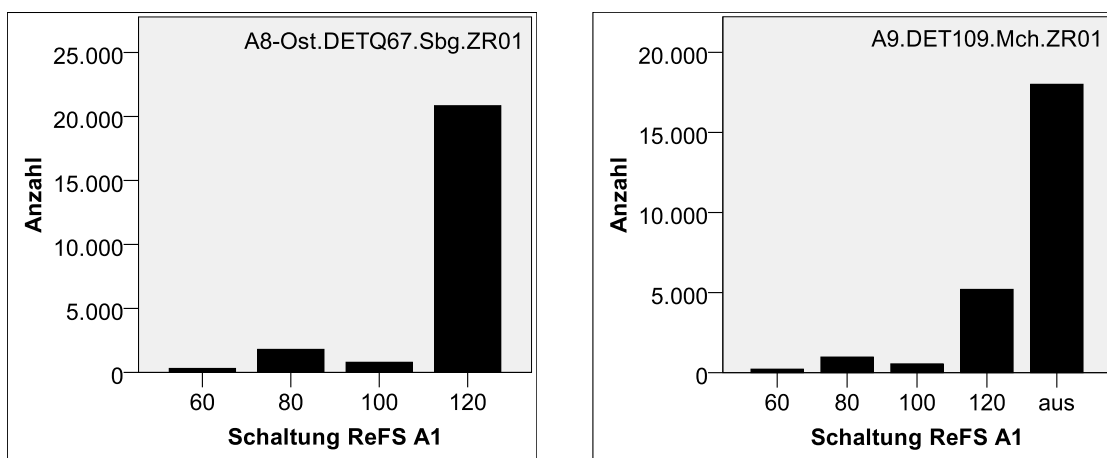


Abb. 5.27: Histogramme der geschalteten Geschwindigkeitsbeschränkungen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost für ZR01 und DET 109 der A9 für ZR01

Die Ergebnisse der Korrelation nach Spearman sind in den Tabellen 5.18 und 5.19 zu finden.

			Korrelationen			
			v_{zul}	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	v_{zul}	k_{korr}	1,000	,019**	,050**	-,030**
		Sig. (2-seitig)	.	,003	,000	,000
		N	23436	23436	23436	23436
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	,019**	1,000	,160**	-,774**
		Sig. (2-seitig)	,003	.	,000	,000
		N	23436	25517	25517	25517
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	,050**	,160**	1,000	-,658**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	23436	25517	25517	25517
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	-,030**	-,774**	-,658**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	23436	25517	25517	25517

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.18: Korrelationen zwischen zulässiger Höchstgeschwindigkeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010

			Korrelationen			
			v_{zul}	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	v_{zul}	k_{korr}	1,000	-,146**	,033**	,140**
		Sig. (2-seitig)	.	,000	,000	,000
		N	24960	24888	24888	24888
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr}	-,146**	1,000	-,116**	-,847**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000	,000
		N	24888	24888	24888	24888
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr}	,033**	-,116**	1,000	-,322**
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.	,000
		N	24888	24888	24888	24888
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr}	,140**	-,847**	-,322**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	,000	.
		N	24888	24888	24888	24888

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.19: Korrelationen zwischen zulässiger Höchstgeschwindigkeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DET109 der A9, München vom 12.01.-29.01.2009

Für den DETQ67 ist der maximale Korrelationskoeffizient von 0,05 so gering, dass man von einer Unabhängigkeit zwischen den betrachteten Parametern Fahrstreifenbelastungsaufteilung und zulässiger Höchstgeschwindigkeit (v_{zul}) ausgehen kann. Für den DET109 sind die Korrelationskoeffizienten mit einem Maximum von 0,146 etwas größer, jedoch immer

noch gering. Insbesondere der Belastungsanteil des mittleren Fahrstreifens scheint sich hier nicht von der Geschwindigkeitsbeschränkung beeinflussen zu lassen.

Entgegen den obigen Ergebnissen deutet die Kurve für den Messquerschnitt DETQ67 in Abbildung 5.28 eine stärkere Beeinflussung des linken Fahrstreifens bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 60 km/h an. Dieser Fahrstreifen wird bei dieser Geschwindigkeit stärker genutzt. Der Median hierfür liegt ca. 30% über den Medianen der anderen geschalteten Höchstgeschwindigkeiten. Der rechte und mittlere Fahrstreifen weist für 60 km/h einen geringeren Median (Anteile von ca. 20% und 10%) auf als bei größeren Geschwindigkeiten. Die Anteile des linken und des mittleren Fahrstreifens nähern sich bei abnehmender Geschwindigkeit an, der Anteil des rechten Fahrstreifens ist geringer (vgl. Kap. 5.2.1 und 5.2.2). Für den Messquerschnitt DET109 verhält es sich ähnlich. Der Einfluss auf den linken Fahrstreifen ist jedoch deutlich geringer. Die Anteile des rechten Fahrstreifens liegen etwa 10% unter denen mit dauerhafter Grundversorgung von 120 km/h, die Anteile des linken Fahrstreifens jedoch um mehr als 10% über diesen.

Auffällig ist bei allen Fahrstreifen eine deutlich geringere Streuung bei einer Begrenzung auf 60 km/h (vgl. Abb. 5.29). Dies muss nicht allein mit der erlaubten Geschwindigkeit zusammenhängen, vielmehr hängt die Schaltung einer geringen Geschwindigkeit häufig mit einer größeren Verkehrsstärke bzw. Verkehrsdichte zusammen, sodass davon auszugehen ist, dass die geringere Streuung der Daten durch den Verkehrszustand verursacht wird. Ein zunehmend gebundener Verkehr erlaubt es kaum noch, zwischen den Fahrstreifen zu wechseln. Ein weiteres Indiz dafür ist die deutliche Annäherung der Belastungsanteile der Fahrstreifen (Abb. 5.28).

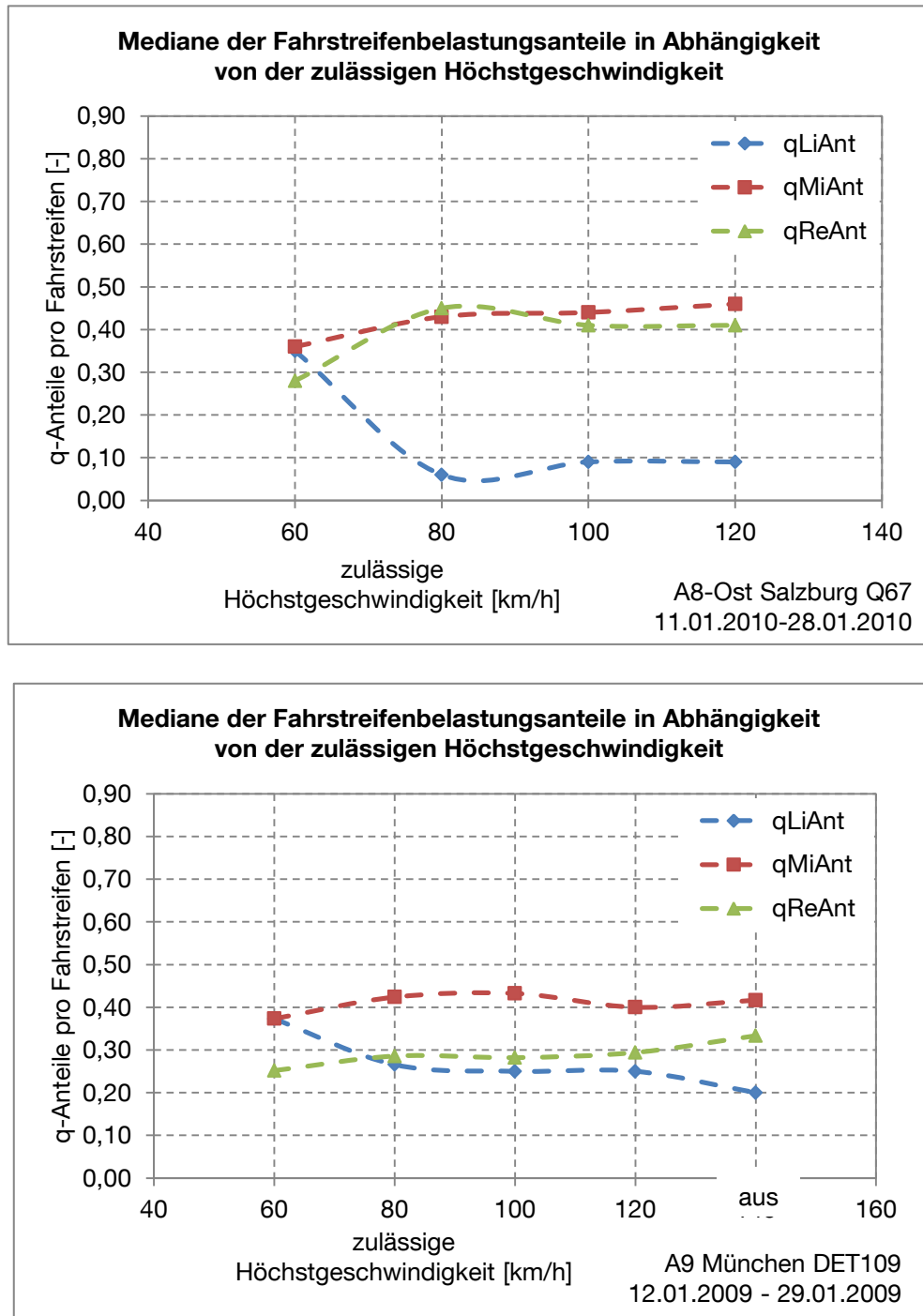


Abb. 5.28: Mediane der Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost für ZR01 und des DET109 der A9 für ZR01

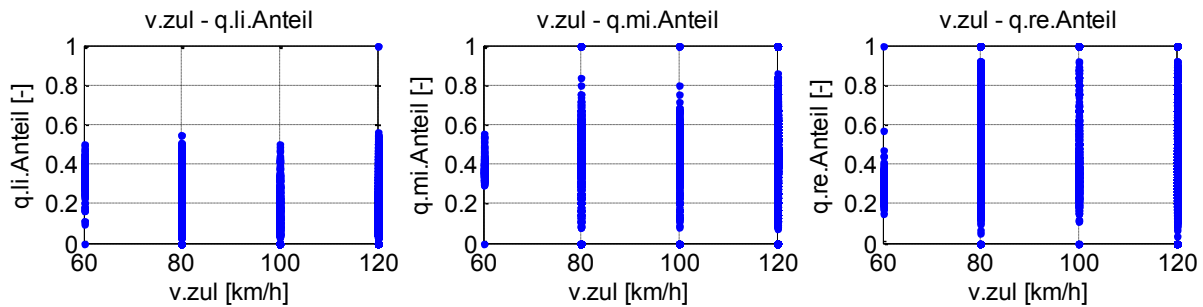


Abb. 5.29: Streuungen der Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010

Aufgrund dieser Ergebnisse werden im weiteren Verlauf der Arbeit die zulässigen Höchstgeschwindigkeiten nicht weiter berücksichtigt.

5.2.5 Einfluss der Wochentage und der Tageszeit

Erfahrungsgemäß wird bei vielen Untersuchungen zwischen Tages-Clustern unterschieden. Diese Cluster beschreiben die tageszeitlichen Merkmale der einzelnen Wochentage. Ob auch die Fahrstreifenbelastungen eine Abhängigkeit von Wochentagen und Tageszeit aufweisen, wird in diesem Abschnitt untersucht.

Die Analyse erfolgte anhand der Messquerschnitte DETQ67 der A8-Ost in Fahrtrichtung Salzburg und DET109 der A9 in Fahrtrichtung München. Die Messquerschnitte sind ebenfalls so gewählt, dass Einflüsse durch zu-/abfließenden Verkehr nicht zu erwarten sind.

Die Korrelation nach Spearman für den DETQ67 zeigt (vgl. Tab. 5.20), dass der Wochentag als Parameter nur einen sehr geringen Einfluss auf die Verteilung der Verkehrsstärke hat (k_{korrr} von 0,022 bis 0,107). Der Einfluss der Tageszeit bzw. Stunde ist etwas stärker als die der einzelnen Wochentage, jedoch auch nur als gering einzustufen (k_{korrr} von 0,263 bis 0,324). Bildet man nun aus Wochentag und Stunde einen neuen Parameter $ParamWoTagZeit = (Wochentag - 1) * 24 + Stunde$, um herauszufinden, ob die Tageszeit bezogen auf einen bestimmten Wochentag einen anderen Einfluss hat als die beiden Parameter für sich allein, so erhält man meist Korrelationskoeffizienten, die sich zwischen der Korrelation mit dem Wochentag und der Korrelation mit der Tageszeit befinden. Einzig der Einfluss für den mittleren Fahrstreifen scheint geringer als durch den Wochentag allein (vgl. Tab. 5.20). Schaut man sich die Korrelationskoeffizienten in Tabelle 5.21 für den DET 109 an, lässt sich keine signifikante Abhängigkeit zwischen dem Wochentag und der Fahrstreifenbelastungsaufteilung finden. Die Tageszeit (bzw. Stunden) ist hier der Parameter, der die Verteilung der Belastung auf die einzelnen Fahrstreifen am stärksten beeinflusst.

			Korrelationen					
			WoTag	Stunden	W-T-Z	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	Wochentag- Nr. (WoTag)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	1,000 . 25517	,001 ,816 25517	,989** ,000 25517	,107** ,000 25517	-,022** ,000 25517	-,094** ,000 25517
	Stunden	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,001 ,816 25517	1,000 . 25517	,149** ,000 25517	,314** ,000 25517	,263** ,000 25517	-,324** ,000 25517
	ParamWoTa gZeit (W-T-Z)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,989** ,000 25517	,149** ,000 25517	1,000 . 25517	,153** ,000 25517	,019** ,003 25517	-,143** ,000 25517
	q_{li}^p (DE35)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,107** ,000 25517	,314** ,000 25517	,153** ,000 25517	1,000 . 25517	,160** ,000 25517	-,774** ,000 25517
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	-,022** ,000 25517	,263** ,000 25517	,019** ,003 25517	,160** ,000 25517	1,000 . 25517	-,658** ,000 25517
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	-,094** ,000 25517	-,324** ,000 25517	-,143** ,000 25517	-,774** ,000 25517	-,658** ,000 25517	1,000 . 25517

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.20: Korrelationen zwischen Tageszeit, Wochentagen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010

			Korrelationen					
			WoTag	Stunden	W-T-Z	q_{li}^p	q_{mi}^p	q_{re}^p
Spearman- Rho	Wochentag- Nr. (WoTag)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	1,000 . 25919	,000 ,978 25919	,989** ,000 25919	-,007 ,296 25846	-,004 ,491 25846	,007 ,248 25846
	Stunden	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,000 ,978 25919	1,000 . 25919	,148** ,000 25919	,161** ,000 25846	,248** ,000 25846	-,204** ,000 25846
	ParamWoT agZeit (W-T-Z)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,989** ,000 25919	,148** ,000 25919	1,000 . 25919	,016* ,012 25846	,034** ,000 25846	-,022** ,000 25846
q_{li}^p (DE35)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	-,007 ,296 25846	,161** ,000 25846	,016* ,012 25846	1,000 . 25846	-,116** ,000 25846	-,848** ,000 25846	
	q_{mi}^p (DE34)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	-,004 ,491 25846	,248** ,000 25846	,034** ,000 25846	-,116** ,000 25846	1,000 . 25846	-,320** ,000 25846
	q_{re}^p (DE33)	k_{korr} Sig. (2-seitig) N	,007 ,248 25846	-,204** ,000 25846	-,022** ,000 25846	-,848** ,000 25846	-,320** ,000 25846	1,000 . 25846

** . Korrelation ist auf d. 0,01 Niveau sign. (zweiseitig). * . Korrelation ist auf d. 0,05 Niveau sign. (zweiseitig).

Tab. 5.21: Korrelationen zwischen Tageszeit, Wochentagen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010

Abbildung 5.30 bestätigt die Korrelationsergebnisse der Matrizen. Die Wochentage sind in der Abbildung nummeriert, beginnend mit 1 für Montag und endend mit 7 für Sonntag. Es sind keine Zusammenhänge zwischen Fahrstreifenbelastungsanteilen und dem Wochentag erkennbar. Die Tageszeit bewirkt scheinbar für den mittleren Fahrstreifen eine Abnahme der Streuung zwischen 9 und 13 Uhr und eine Zunahme ab 16 Uhr. Zwischen 20 und 9 Uhr streuen die Anteile etwa gleich stark. Auf dem linken Fahrstreifen ist die Streuung der Belastungsanteile für den Zeitraum von 7 bis 8 Uhr am stärksten und erreicht bis zu 80%.

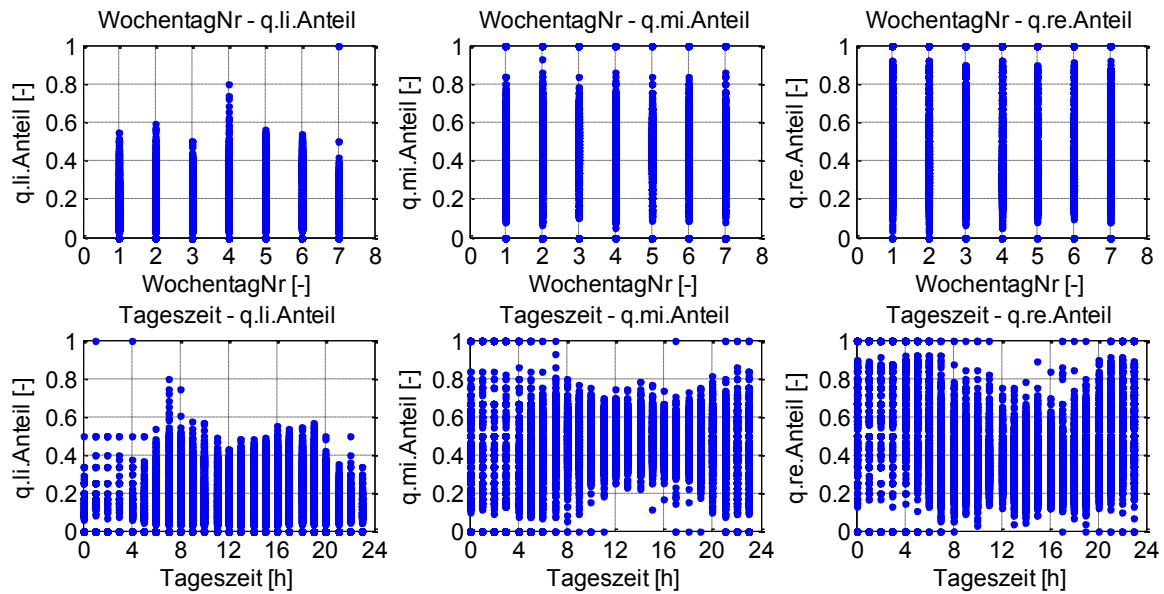


Abb. 5.30: Abhängigkeiten zwischen Wochentag (1-Montag ...7-Sonntag) bzw. Tageszeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010

Werden die Fahrstreifenbelastungsanteile mithilfe der Mediane über den Tag verteilt genauer betrachtet, dann wird für den rechten und den linken Fahrstreifen ein relativ starker Zusammenhang mit der Tageszeit sichtbar (Abb. 5.31). Die Differenz von knapp 50 Prozent zwischen Anteilsminimum und -maximum des rechten Fahrstreifens zeigt eine größere Änderung über den Tagesverlauf hinweg als die der anderen beiden Fahrstreifen. Anhand dieser tageszeitlichen Änderungen kann man die typischen Spitzenzeiten der Belastungen beobachten. Es zeigt sich darüber hinaus deutlich die Abhängigkeit der Belastungen des linken und rechten Fahrstreifens voneinander. Insbesondere im Tagesverlauf zwischen 7 und 18 Uhr entsprechen die Beträge der Belastungsänderung des einen Fahrstreifens denen des anderen. So nimmt beispielsweise die Belastung des linken Fahrstreifens zwischen 8 und 10 Uhr um 10 Prozent ab, während der rechte Fahrstreifen im selben Zeitraum nun etwa 10 Prozent mehr Fahrzeuge befördert (Abb. 5.31). Auch der hohe Anteil des rechten Fahrstreifens zwischen 21 und 5 Uhr lässt sich auf die geringe Verkehrsstärke bzw. Verkehrsdichte zurückführen. Der linke Fahrstreifen wird in diesem Zeitraum nur von wenigen oder keinen Fahrzeugen genutzt.

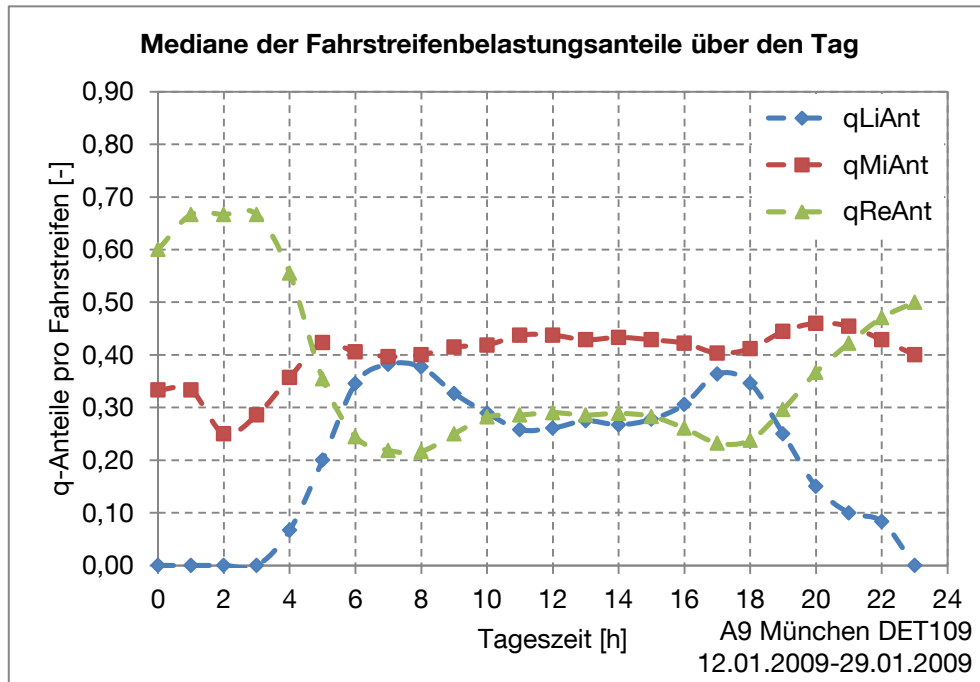


Abb. 5.31: Mediane der Fahrstreifenbelastungsanteile über den Tag verteilt am Beispiel des DET109 der A9 vom 12.01.-29.01.2009

Aufgrund der nur gering bestehenden Zusammenhänge zwischen Fahrstreifenbelastung und Wochentag, Tageszeit und ParamWoTagZeit, finden hier keine weiteren Analysen dazu statt. Diese Parameter werden daher auch im weiteren Verlauf dieser Arbeit vernachlässigt.

5.2.6 Geschwindigkeitsunterschiede auf den Fahrstreifen

Bereits LEUTZBACH/BUSCH [1984] haben im Rahmen ihrer Untersuchungen zum Spurwechselverhalten den Zusammenhang zwischen der Geschwindigkeitsdifferenz benachbarter Fahrstreifen und der Verkehrsstärke beschrieben.

Wie bei allen vorherigen Untersuchungen im Rahmen der vorliegenden Arbeit werden auch hier die Geschwindigkeitsdifferenzen in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte analysiert, um die gesamte Bandbreite an Verkehrszuständen berücksichtigen zu können (vgl. Kap. 5.1.3).

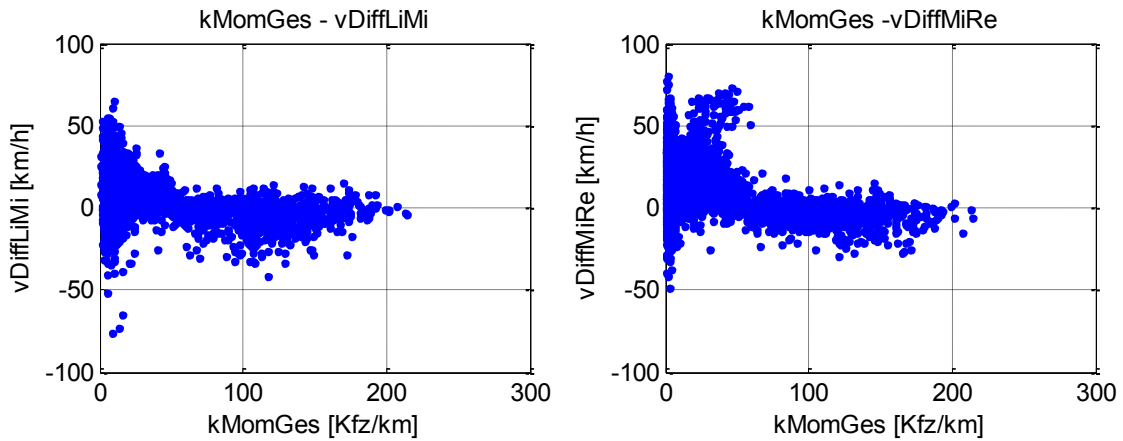
Die Geschwindigkeitsdifferenzen sind hier wie folgt definiert:

$$vDiff_{li-mi} = v_m^{li} - v_m^{mi} \quad \text{die Differenz der mittleren momentanen Geschwindigkeit zwischen linken und mittleren Fahrstreifen}$$

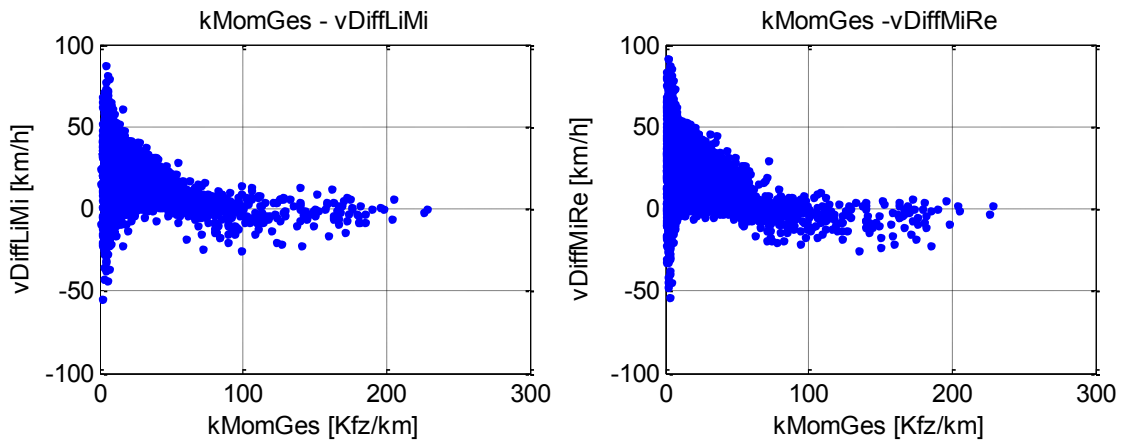
$$vDiff_{mi-re} = v_m^{mi} - v_m^{re} \quad \text{die Differenz der mittleren momentanen Geschwindigkeit zwischen mittleren und rechten Fahrstreifen}$$

Die Geschwindigkeitsdifferenzen in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte sind in der Abbildung 5.32 für die Messquerschnitte DET67 der A8 und DET109 der A9 exemplarisch dargestellt. Auch hier sind für geringe Verkehrsdichten deutlich stärkere Streuungen zu erkennen,

die mit zunehmender Dichte kleiner werden. Die Differenzen der Geschwindigkeiten zwischen den Fahrstreifen ändern sich ab einer Dichte von etwa 75 Kfz/km kaum noch. Sowohl die starken Streuungen im unteren Dichtebereich als auch die geringen Änderungen für größere Dichten sind der Grund für die in Tabelle 5.22 und 5.23 berechneten geringen Korrelationskoeffizienten. Ungeachtet dessen scheint in den dargestellten Diagrammen der Zusammenhang optisch sichtbar, so dass eine Beschreibung dieser Beziehung in Form von Regressionsfunktionen durchgeführt wurde.



A8.DETQ67 ZR01



A9.DET109 ZR01

Abb. 5.32: Beziehungen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsunterschieden benachbarter Fahrstreifen für den Messquerschnitt DETQ67 der A8-Ost, ZR 01 und DET109 der A9, ZR 01

Korrelationen – A8.DETQ67.ZR01

			k_m^{sum}	$vDiff_{li-mi}$	$vDiff_{mi-re}$
Spearman- Rho	k_m^{sum}	k_{korr}	1,000	-,090**	-,096**
	$= k_m^1 + k_m^2 + k_m^3$	Sig. (2-seitig)	.	,000	,000
		N	25517	16095	23008
	$vDiff_{li-mi}$	k_{korr}	-,090**	1,000	,065**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000
		N	16095	16095	16069
	$vDiff_{mi-re}$	k_{korr}	-,096**	,065**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.
		N	23008	16069	23008

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.22: Korrelationen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsdifferenzen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost, ZR01

Korrelationen – A9.DET109.ZR01

			k_m^{sum}	$vDiff_{li-mi}$	$vDiff_{mi-re}$
Spearman- Rho	k_m^{sum}	k_{korr}	1,000	-,332**	-,358**
	$= k_m^1 + k_m^2 + k_m^3$	Sig. (2-seitig)	.	,000	,000
		N	25846	19980	24934
	$vDiff_{li-mi}$	k_{korr}	-,332**	1,000	,216**
		Sig. (2-seitig)	,000	.	,000
		N	19980	19980	19975
	$vDiff_{mi-re}$	k_{korr}	-,358**	,216**	1,000
		Sig. (2-seitig)	,000	,000	.
		N	24934	19975	24934

** . Die Korrelation ist auf dem 0,01 Niveau signifikant (zweiseitig).

Tab. 5.23: Korrelationen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsdifferenzen am Beispiel des DET109 der A9, ZR01

Abbildung 5.33 zeigt die Kurven aller Medianwerte jedes einzelnen untersuchten Messquerschnitts (hier grau dargestellt) bezogen auf die Verkehrsdichte in Pkw-Einheiten pro Kilometer. Aus den Daten aller Messquerschnitte einer Autobahn in einer Fahrtrichtung wurden aggregierte Kurven erstellt, die farbige dargestellt sind.

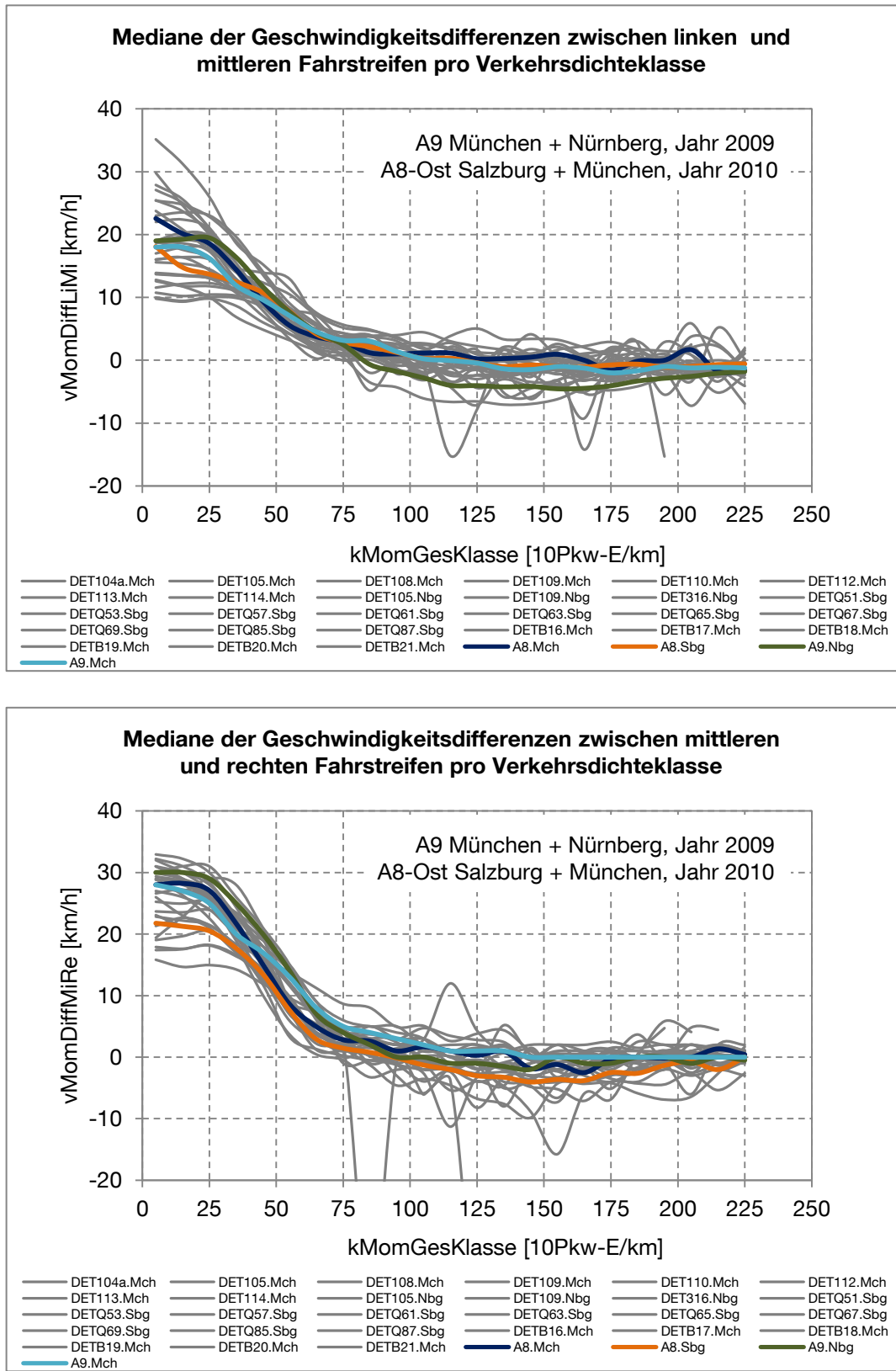


Abb. 5.33: Mediane der Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen, alle Messquer-schnitte der A8-Ost und A9

Da diese aggregierten Kurven für alle Fahrrichtungen und untersuchten Strecken sehr nahe beieinander liegen, wurde eine Kurve für die Differenz aus linker und mittlerer Geschwindigkeit und eine für die Differenz aus mittlerer und rechter Geschwindigkeit für alle untersuchten Daten erzeugt. Auf Basis dieser beiden Ergebniskurven werden im Anschluss die Regressionsfunktionen abgeleitet (vgl. Abb. 5.34).

Analog zu Kapitel 5.2.1 werden auch hier die Regressionskurven und –funktionen abschnittsweise definiert. Die Bereichsgrenzen sind ebenfalls durch die Dichten 55 Pkw-E/km und 125 Pkw-E/km festgelegt. Die zugehörigen Funktionsgleichungen sind in Tabelle 5.24 zusammengefasst.

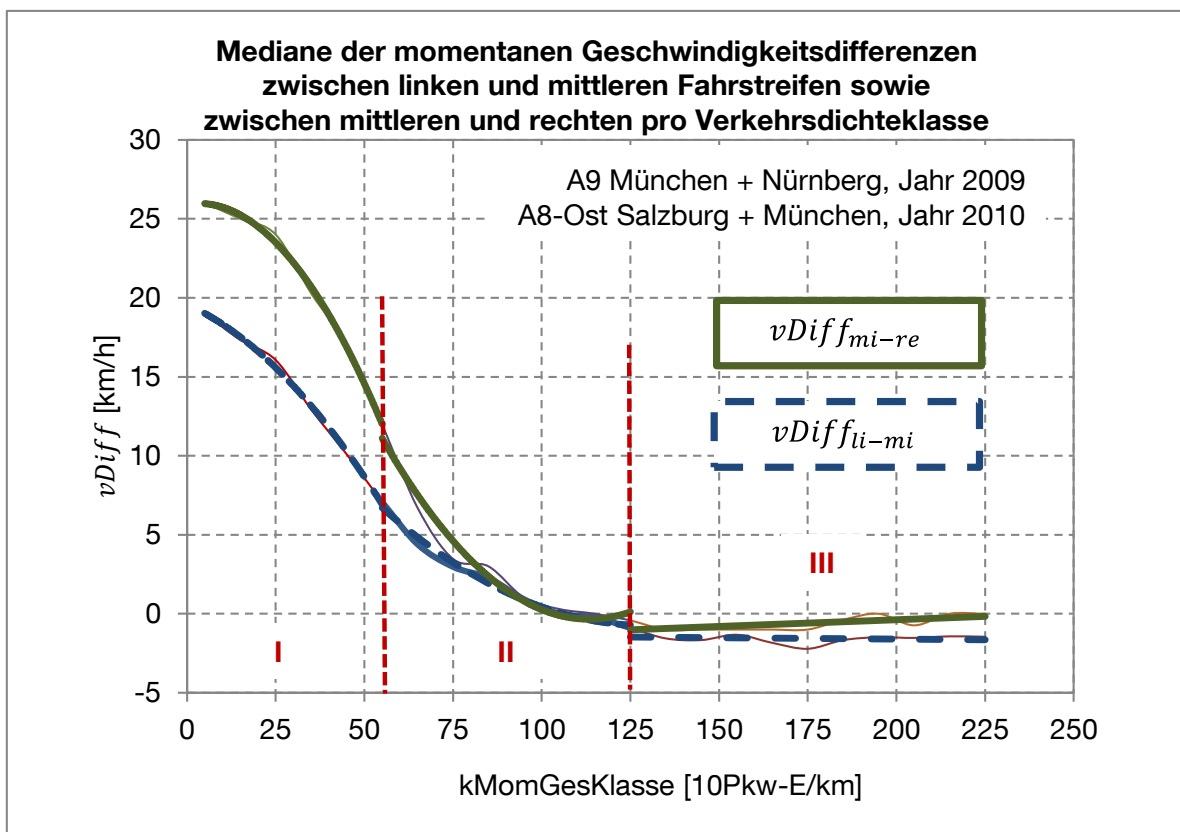


Abb. 5.34: Regressionskurven der Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen auf Basis aller Messquerschnitte der A8-Ost und A9

Abschnitt	Modell	Parameter			Bestimmtheitsmaß
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	R^2
I	$vDiff_{li-mi} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	-0,0023	-0,1019	19,577	0,997
	$vDiff_{mi-re} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	-0,0052	0,0328	25,926	0,997
II	$vDiff_{li-mi} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	0,0013	-0,3474	21,764	0,988
	$vDiff_{mi-re} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	0,0034	-0,7613	42,822	0,970
III	$vDiff_{li-mi} = b \cdot k + c$	-	-0,0018	-1,2382	0,034
	$vDiff_{mi-re} = b \cdot k + c$	-	0,0086	-2,1055	0,415

Tab. 5.24: Funktionsgleichungen und ihre Parameter der allgemein gültigen Regressionsfunktionen

Alle Regressionsfunktionen für Bereich I und Bereich II weisen ein hohes Anpassungsmaß durch die Regressionsfunktion auf (Bestimmtheitsmaß $R^2 > 0,9$). Lediglich im Bereich III ist numerisch eine schlechte Anpassung durch die Regressionsgerade erfolgt. Jedoch deckt dieser Bereich die hohen Verkehrsdichten ab, in denen der gebundene Verkehr kaum Änderungen im Fahrverhalten ermöglicht. Optisch (Abb. 5.34) sind die Regressionsgeraden ausreichend gut angepasst, sodass diese Funktionen trotz allem genutzt werden können. Diese Regressionsfunktionen erlauben es nun, Beziehungen zwischen den Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrstreifen herzustellen. So können die Geschwindigkeiten des linken und des rechten Fahrstreifens in Abhängigkeit von der Geschwindigkeit des mittleren Fahrstreifens wie folgt beschrieben werden.

$$v_m^{li} = vDiff_{li-mi} + v_m^{mi} \quad 5.13$$

$$v_m^{re} = v_m^{mi} - vDiff_{mi-re}$$

$vDiff_{li-mi}$ und $vDiff_{mi-re}$ sind dabei nach Tabelle 5.24 zu ermitteln.

Die Geschwindigkeit des Querschnitts kann durch folgende Beziehung aus den Fahrstreifengeschwindigkeiten ermittelt werden:

$$v_{ges} = \frac{v_{li} \cdot q_{li} + v_{mi} \cdot q_{mi} + v_{re} \cdot q_{re}}{q_{ges}} \quad 5.14$$

Nach Auflösen dieser Gleichung und unter Anwendung der Gleichungen 5.13 lässt sich für die Geschwindigkeit des mittleren Fahrstreifens folgender Zusammenhang beschreiben:

$$v_{mi} = \frac{v_{ges} \cdot q_{ges} - vDiff_{li-mi} \cdot q_{li} + vDiff_{mi-re} \cdot q_{re}}{q_{li} + q_{mi} + q_{re}} \quad 5.15$$

Anhand dieser Werte können die Geschwindigkeiten des linken und rechten Fahrstreifens berechnet und im weiteren Verlauf dieser Arbeit berücksichtigt werden.

5.3 Zusammenfassung und Beispiel

Die Belastung der einzelnen Fahrstreifen ist von unterschiedlichen Einflussgrößen abhängig. In der Literatur werden hierfür Parameter wie die Verkehrsstärke, der Lkw-Anteil und die Entfernung vom Knotenpunkt genannt. Nach einer Zusammenstellung aller theoretisch möglichen Einflussfaktoren wurden die Verkehrsdichte, der Schwerverkehr, die Zu- und Abflussmengen, die zulässigen Höchstgeschwindigkeiten und die zeitliche Komponente – beschrieben durch den Wochentag und die Tageszeit - genauer untersucht.

Die Verkehrsdichte zeigt die stärksten Korrelationen zu den Fahrstreifenbelastungen. Diese wurden in Form von Regressionsfunktionen beschrieben und können allgemein als Schätzwert für weitere dreistreifige Autobahnen genutzt werden.

Die anderen Parameter weisen meist nur geringe Korrelationen auf. Darüber hinaus stehen sie häufig in Bezug zur Verkehrsbelastung. So korrelieren beispielsweise die Zu- und Abflussmengen stark mit der Verkehrsdichte. Zunächst scheinbare Zusammenhänge existieren also in Wirklichkeit nicht. Die Verkehrsdichte bleibt hier die einzige unabhängige Variable, die einen wesentlichen Einfluss auf die Fahrstreifennutzungsaufteilung hat.

Ergänzend wurden die Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen benachbarten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte für einen späteren Einsatz im Rahmen dieser Arbeit untersucht. Die Zusammenhänge ließen sich abermals anhand von abschnittswisen Regressionsfunktionen beschreiben. Die Nutzung dieser Zusammenhänge soll hier kurz anhand eines Beispiels erläutert werden. Angenommen die Detektion eines Fahrstreifens fällt aus, so dass nur die Verkehrsdaten (Anzahl der Fahrzeuge und Geschwindigkeit) des linken und mittleren Fahrstreifens erfasst werden. Gesucht sind nun die Geschwindigkeit und Verkehrsstärke des rechten Fahrstreifens. Den Ablauf zur Lösung dieser Aufgabe zeigt Abbildung 5.35.

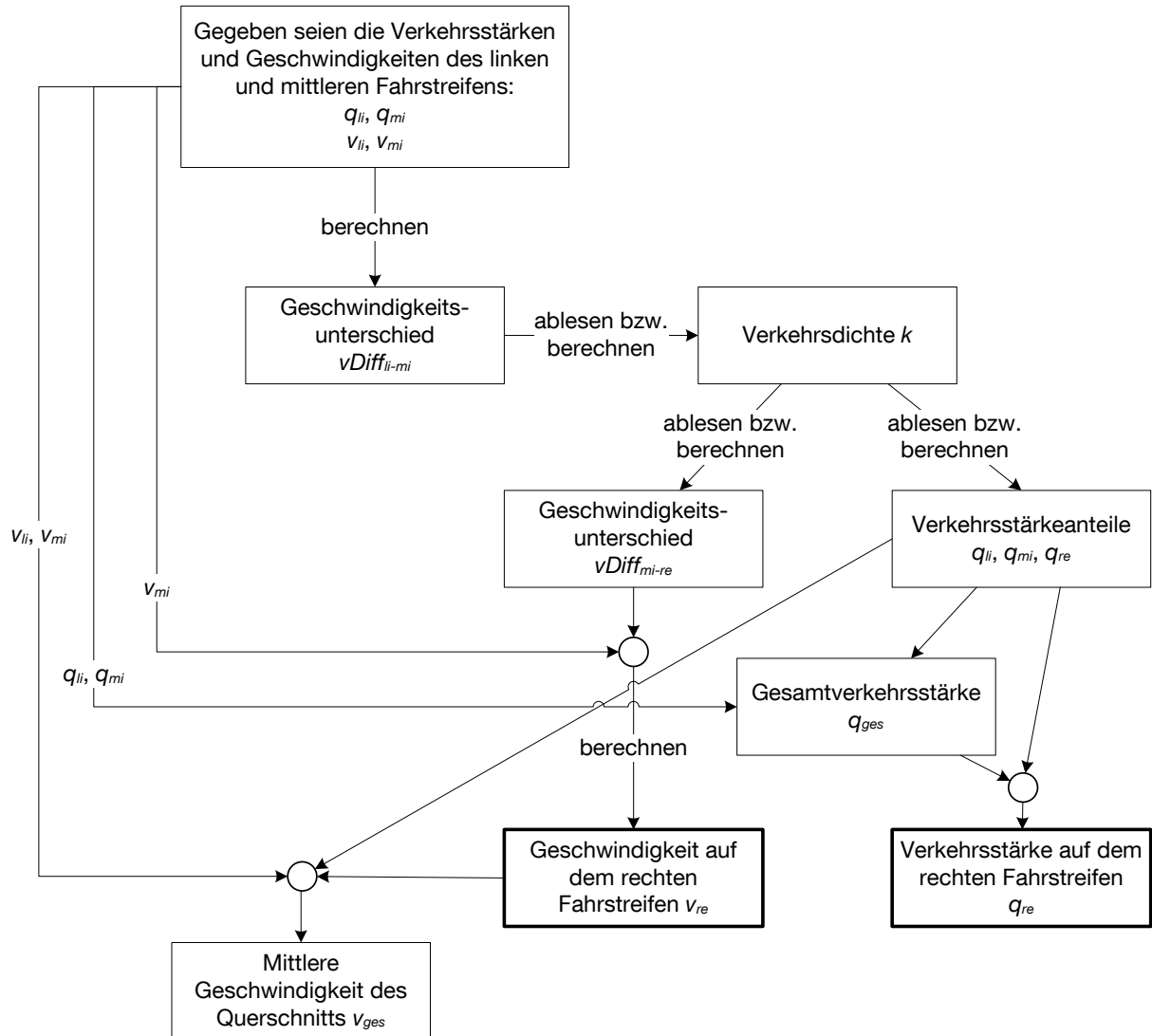


Abb. 5.35: Vorgehen bei einem Anwendungsbeispiel zur Herleitung eines nicht-detektierten Fahrstreifens

6 Seitliche Fahrzeugdetektion

Eine Fahrzeugdetektion vom Fahrbahnrand oder Mittelstreifen aus kann in unterschiedlichen Höhen erfolgen. Während bei einer Detektion in einer Höhe von mehr als zwei Metern über der Fahrbahn durchaus alle Fahrzeuge der einzelnen Fahrstreifen erfasst werden können, entstehen bei einer Detektionshöhe von einem halben bis einem Meter Abschattungseffekte. Diese verhindern eine fahrestreifenselektive Erfassung, eine Unterscheidung der erfassten Fahrzeuge nach dem Fahrstreifen kann nicht erfolgen. Auch die korrekte Anzahl der passierten Fahrzeuge ist allein durch seitlich und in geringer Höhe installierte Sensoren nicht ermittelbar. Diese Sensoren sind bspw. in dem Warn- und Informationssystem COMPANION integriert. Hier haben sie jedoch nur die Aufgabe, anhand der Geschwindigkeitsdaten bzw. der erkannten Geschwindigkeitseinbrüche Störungen zu identifizieren. Die Daten derartiger Sensoren sollen nun darüber hinaus auch zur Verkehrslageschätzung genutzt werden, zu der auch die Anzahl der Fahrzeuge aller Fahrstreifen benötigt wird. Hierbei sind die Abschattungseffekte zu berücksichtigen, um eine möglichst realitätsnahe Aussage über die Verkehrslage treffen zu können. Daher wird in diesem Kapitel zunächst der Zusammenhang zwischen einer seitlichen Detektion und der tatsächlichen Querschnittsbelastung hergestellt.

Als ein wesentliches Kriterium wird die Lage der Sensoren berücksichtigt, die am Fahrbahnrand oder auf dem Mittelstreifen installiert sind. Durch den deutlich stärkeren Schwerverkehrsanteil auf dem rechten Fahrstreifen sind in Abhängigkeit von der Detektionslage Unterschiede in der Detektionsgüte zu erwarten, da die Verdeckungsbereiche durch Lkw größer sind und dadurch weniger Pkw erkannt werden können. Weitere Fragen stellen sich bzgl. der Detektionsgüte eines Sensors: wann werden Fahrzeuge überhaupt detektiert, sind die Sensoren in der Lage zwei aufeinanderfolgende Fahrzeuge unterschiedlicher Fahrstreifen bei einem gewissen Verdeckungsbereich zu erkennen? Wenn ja, bis zu welchem Verdeckungsgrad erfolgt eine korrekte Detektion?

Diese Fragen werden in diesem Kapitel erörtert und anhand von Annahmen bei verschiedenen Randbedingungen berücksichtigt.

6.1 Ausgangslage

Basis dieser Untersuchung ist die in geringen Höhen seitliche Erfassung des Verkehrs mit Berücksichtigung der Abschattungseffekte. Es wird sowohl zwischen der alleinigen linksseitigen und der alleinigen rechtsseitigen Erfassung als auch der gleichzeitigen Erfassung von beiden Straßenseiten aus unterschieden. Letzteres kann beispielsweise auftreten, wenn verschiedene Erfassungssysteme gleichzeitig im Einsatz sind und deren Sensoren auf gegenüberliegenden Straßenseiten installiert wurden.

Eine Übersicht der möglichen Szenarien, bei denen sich zwei oder mehr Fahrzeuge überlappen, ist in der folgenden Abbildung (Abb. 3.5) zu finden. Die Fahrzeuge sind dabei

innerhalb eines Szenarios der zeitlichen Reihenfolge nach nummeriert. Exemplarisch ist hier die seitliche Detektion vom rechten Fahrbahnrand dargestellt.

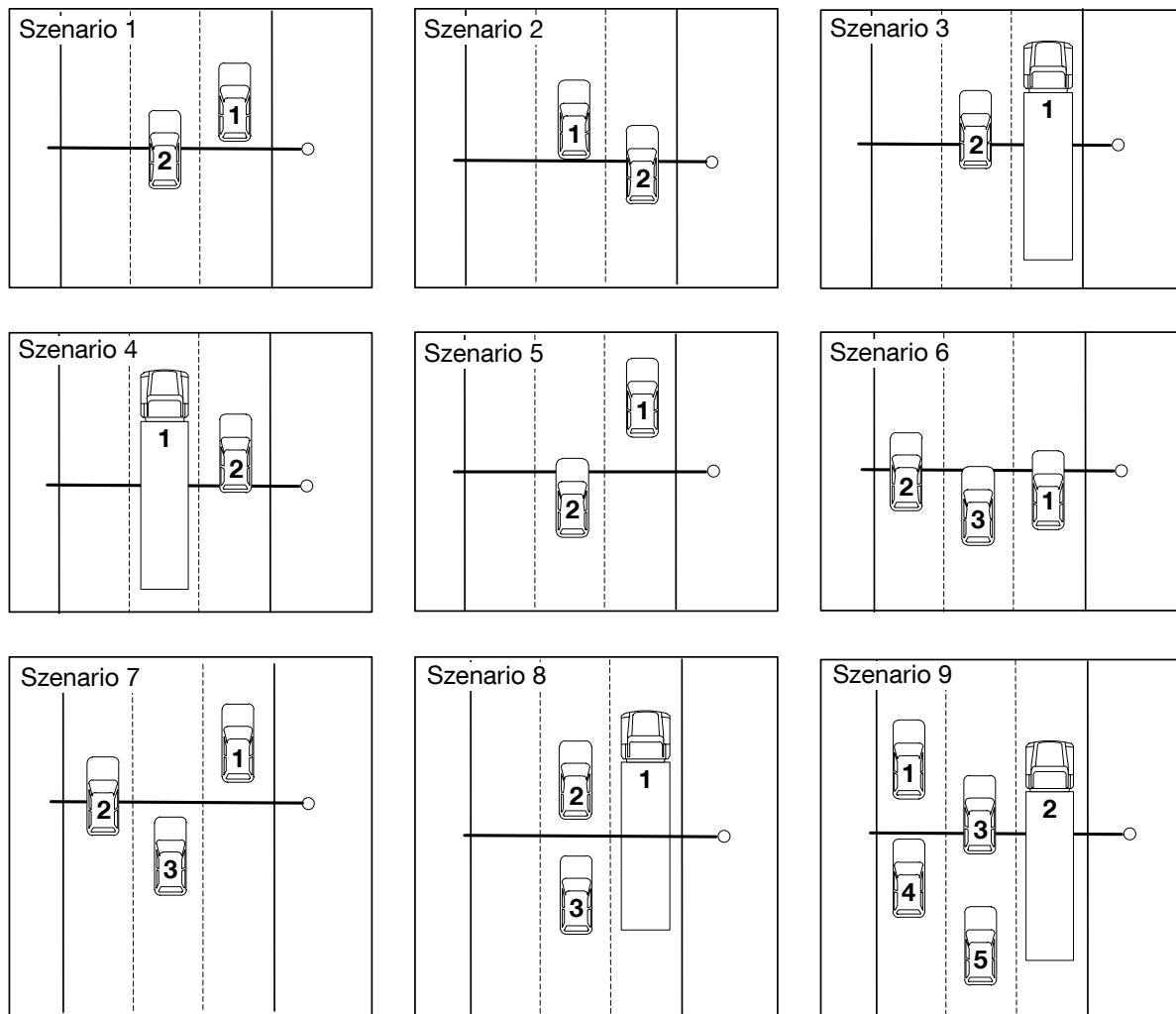


Abb. 6.1: Zusammenfassung möglicher Szenarien für zwei und mehr Fahrzeuge

Die seitlich installierten Sensoren erfassen immer das dem Sensor näher liegende Fahrzeug und ggf. auch dessen Geschwindigkeit. Aus dieser Information gilt es die Verkehrsstärke q_{ges} und die Geschwindigkeit v_{ges} für den gesamten Querschnitt, also über die drei Fahrstreifen hinweg zu schätzen.

Um einen Zusammenhang zwischen der seitlich detektierten Fahrzeugmenge q_{det} und der tatsächlichen querschnittsbezogenen Fahrzeuganzahl q_{ges} herstellen zu können, werden Messquerschnitte benötigt, an denen sowohl Induktivschleifen bzw. Überkopfdetektoren, die die Anzahl der Fahrzeuge fahstreifenselektiv erfassen, als auch seitliche Radarsensoren installiert sind. Für einen Querschnitt des nachfolgend beschriebenen Untersuchungsgebietes existiert eine ähnliche Sensoranordnung, wobei die mit unterschiedlichen Sensorarten ausgestatteten Querschnitte mit etwa 70 Meter Entfernung nicht genau auf dem selben Querschnitt liegen, dies jedoch vernachlässigt wird. Die für diesen Messquerschnitt vorhandenen Datenmengen wurden zur stichprobenartigen Validierung der Ergebnisse genutzt. Die Analyse und Ermittlung der $q_{det} - q_{ges}$ -Beziehung erfolgte anhand simulierter Daten, die

mithilfe der Simulationssoftware VISSIM erzeugt wurden. Im Untersuchungsgebiet ist mit über 20% ein recht hoher Lkw-Anteil alltäglich. Diese hohe Schwerverkehrsbelastung wurde auch in die Simulationen übernommen. Die Zuflussmengen der Simulationen betragen 2.500 Kfz/h, 3.500 Kfz/h und 4.500 Kfz/h, der Lkw-Anteil 20%. Betrachtet wurden hier die simulierten Daten von 20 Messquerschnitten mit einem Abstand von 50 Metern entlang einer Strecke.

Das Untersuchungsgebiet befindet sich in Italien auf der Autobahn A4 zwischen Brescia und Padova. Dieser sechsstreifige Autobahnabschnitt (drei Fahrstreifen pro Fahrtrichtung) ist über eine Länge von 47,7 Kilometern mit dem Sensor- und Warnsystem COMPANION ausgestattet. Radarsensoren zur Verkehrserfassung sind zwischen Grisignano und Padova-Ost in einem Abstand von 250 Metern auf dem Mittelstreifen als Teil des Systems installiert. Nur ein knapp neun Kilometer langer Bereich zwischen Soave und Montebello verfügt über keine Radarsensoren zur Detektion des Verkehrs [vgl. VISENTINI, 2007]. Ein Messquerschnitt, bei dem beide Sensortypen exakt auf derselben Kilometrierung liegen, existiert nicht. Zwischen dem COMPANION-Sensor REP 24 bei Kilometer 132,450 und dem Überkopfradarsensor bei Kilometer 132,522 der A4 in Fahrtrichtung Ost besteht mit 72 Metern der geringste Abstand. Der nächste COMPANION-Sensor REP 25 befindet sich bei Kilometer 132,700. Vereinfachend werden diese drei Querschnitte zu einem Messquerschnitt zusammengefasst und deren Daten für die Validierung herangezogen.

6.2 Annahmen

In der Simulation selbst ist es nicht möglich, seitliche Sensoren zu integrieren. Daher wurden die für jeden Fahrstreifen erzeugten Einzelfahrzeugdaten zur Nachbildung einer seitlichen Datenerfassung herangezogen. Anhand dieser Daten, mit denen ein hier neu entwickelter Algorithmus durchlaufen wird, ist es nun möglich, abzuschätzen welches Fahrzeug von einem seitlichen Sensor erkannt wird und welches nicht.

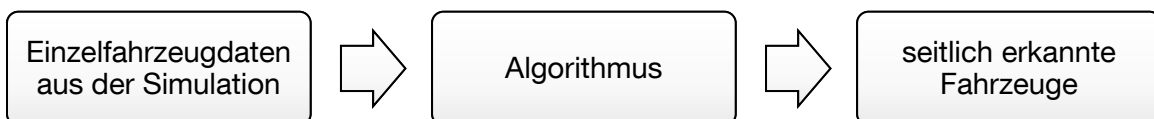


Abb. 6.2: Workflow zur Ermittlung der seitlich detektierten Fahrzeuge

Zu Beginn der Untersuchungen waren keine Aussagen zur quantitativen und qualitativen Erfassung der Fahrzeuge durch seitliche Radarsensoren bekannt, insbesondere die Frage der Verdeckungsbereiche und -effekte konnte nicht geklärt werden. Daher wird hier mit Annahmen gearbeitet, die Basis für den in Kapitel 6.3 beschriebenen Algorithmus zur Schätzung der Anzahl der seitlich detektierten Fahrzeuge sind.

6.2.1 Anordnung der seitlichen Detektion

Die Warnposten des im Untersuchungsgebiet installierten straßenseitigen Warn- und Informationssystem COMPANION sind wie bereits zuvor erwähnt zum Teil mit Radarsensoren ausgestattet. Abbildung 6.3 zeigt exemplarisch die Anordnung der Radarsensoren zur Straße bei einer seitlichen Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus.

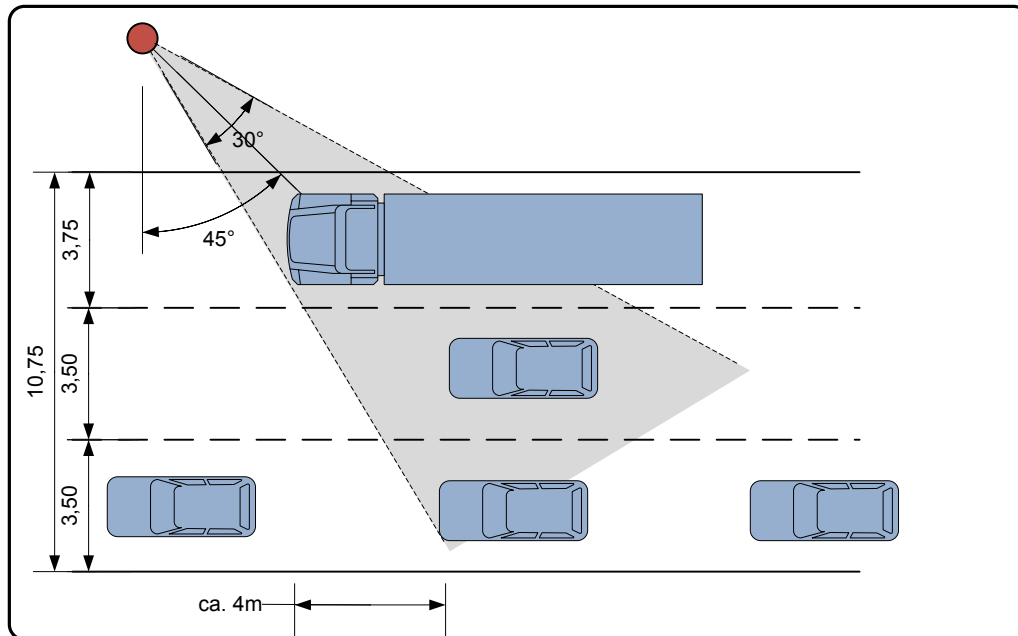


Abb. 6.3: Detektionsanordnung bei seitlicher Detektion vom Fahrbahnrand

Der rot dargestellte Sensor wird in einem Winkel von 45° zum Straßenquerschnitt am Fahrbahnrand aufgestellt. Der Öffnungswinkel des Sensors beträgt 30° . Betrachtet man nun den Unterschied zwischen der Erfassung eines Fahrzeugs auf dem Sensor nächstgelegenen Fahrstreifen (im Beispiel des Lkw auf dem rechten Fahrstreifen) und der Erfassung eines Fahrzeugs auf dem vom Sensor am weitest entfernten Fahrstreifen (hier des Pkw auf dem linken Fahrstreifen) ergibt sich eine Differenz von etwa vier Metern. Wie weit dabei der Sensor von der Fahrbahn entfernt ist, bringt keine Änderung mit sich und ist daher irrelevant.

Vereinfachend sind der Aufstell- und Einstrahlwinkel in der Simulation und Auswertung der Simulationsdaten unberücksichtigt geblieben. Die Messschleifen jedes Fahrstreifens sind daher auf gleicher Höhe angeordnet.

6.2.2 Detektion eines Fahrzeugs

Die Sensoren können sowohl auf dem Mittelstreifen bzw. am linken als auch am rechten Fahrbahnrand installiert werden. Die gewählte Fahrbahnseite ist hierbei von Bedeutung, da vor allem bei einem hohen Lkw-Anteil große Unterschiede in der Detektionsrate zu erwarten sind. Aus diesem Grund wurde diese Analyse für beide Sensoranordnungen durchgeführt.

Abbildung 6.4 gibt einen Überblick über mögliche Erfassungsszenarien, die sich für einen dreistreifigen Querschnitt ergeben. Dargestellt sind hier sowohl die Detektion von der linken

(orange) als auch von der rechten (violett) Straßenseite. Dabei sind die vom jeweiligen Sensor erfassten Fahrzeuge entsprechend farblich markiert.

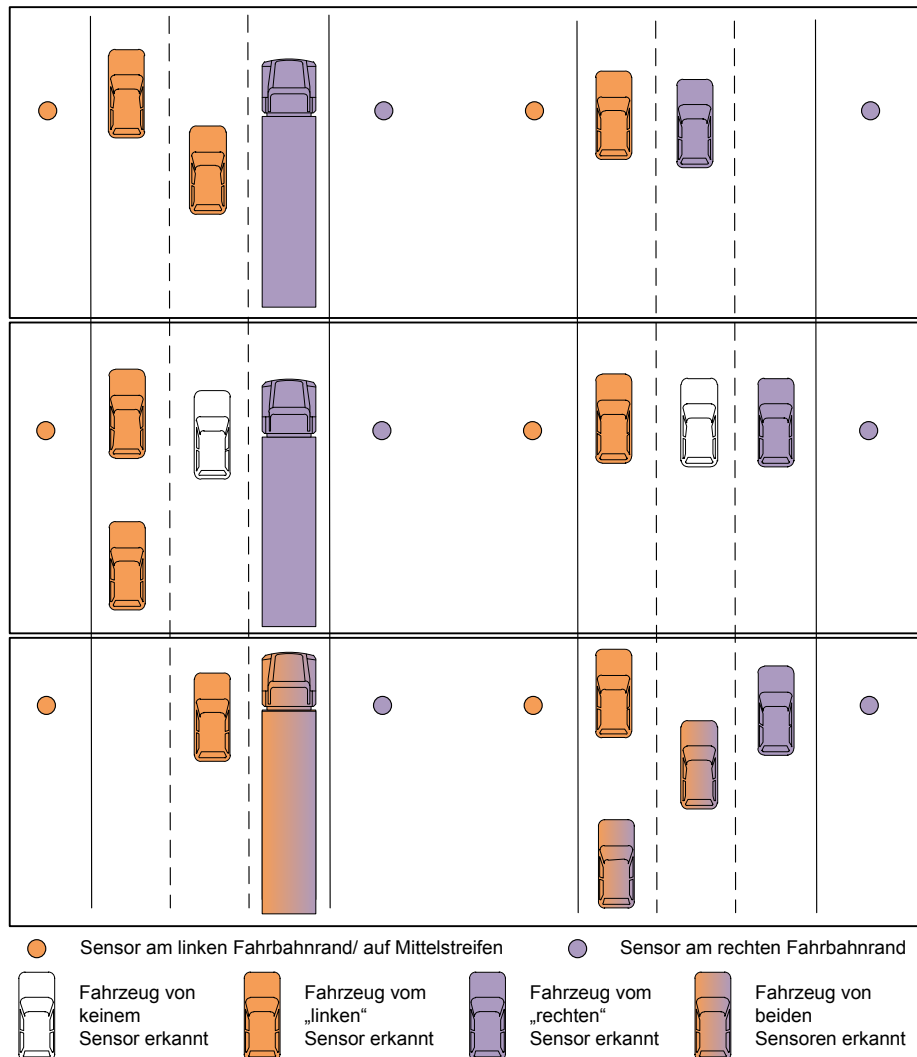


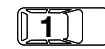
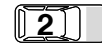
Abb. 6.4: Szenarien für die Detektion der Fahrzeuge durch seitlich installierte Sensoren

Bleibt ein Fahrzeug weiß, so wird es wahrscheinlich weder vom linken noch vom rechten Sensor erkannt. Es handelt sich dann um ein vollständig „abgeschattetes“ Fahrzeug. Weist ein Fahrzeug hingegen zwei Farben auf, wird es vermutlich von den Sensoren beider Seiten erkannt und führt zu einer doppelten Detektion, wenn auf beiden Straßenseiten jeweils ein Sensor existiert. Dies ist beispielsweise der Fall, wenn Sensoren unterschiedlicher Erfassungssysteme auf gleicher Höhe und unterschiedlichen Straßenseiten stehen. Das Auftreten einer sogenannten Doppeldetektion muss erkannt und in der Datenverwertung berücksichtigt werden. Letztendlich müssen die nicht erkannten Fahrzeuge mitgezählt und die mehrfach erfassten Fahrzeuge dürfen nur einmal berücksichtigt werden, so dass im Ergebnis die geschätzte gesamte Fahrzeugmenge der realen möglichst nahekommt.

Es ist nicht bekannt, in welchen Situationen derartige Sensoren Fahrzeuge erkennen können oder wie hoch ihr Erfassungsgrad ist. Daher werden zunächst die Bedingungen be-

schrieben, unter denen ein Fahrzeug als „erkannt“ angenommen werden kann, um eine Schätzung der detektierten Fahrzeuganzahl durchzuführen.

Fall a)



Ein Fahrzeug wird detektiert,

... wenn weniger als ein definierter Bereich / Länge eines Fahrzeugs durch ein anderes Fahrzeug abgeschattet wird. Ein Fahrzeug x wird als „abgeschattet“ bezeichnet, wenn ein anderes Fahrzeug y dieses Fahrzeug x am betrachteten Querschnitt um einen definierten Abschattungsgrad, bspw. 50% der Fahrzeuglänge (des Fahrzeugs x), oder mehr überdeckt. Der Wert des Abschattungsgrades ist in Abhängigkeit von der Detektionsfähigkeit des Sensors zu wählen, um die Realität abzubilden.

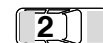
Die Geschwindigkeit

... aller vom Sensor detektierten Fahrzeuge werden durch die zeitliche Differenz zwischen Eintritt in und Austritt aus dem Detektionsbereich ermittelt. Dabei entspricht die Eintrittszeit eines zum Teil abgeschatteten Fahrzeugs der Austrittszeit des verdeckenden Fahrzeugs.

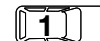
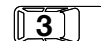
Eine Alternative dazu ist die Erfassung der Geschwindigkeit des dem Sensor näher gelegenen Fahrzeugs. Die Geschwindigkeiten aller abgeschatteten Fahrzeuge werden unabhängig vom Abschattungsgrad ignoriert. Hier wird unterstellt, dass zwar der Sensor in der Lage sein kann, eine Änderung in seinem Detektionsbereich zu erkennen und ein weiteres Fahrzeug detektiert, jedoch fehlt durch das verdeckte Einfahren in den Erfassungsbereich des Sensors die Einfahrtszeit des Fahrzeugs bzw. kann der Sensor die Ausfahrtszeit des überdeckenden Fahrzeugs nicht dem relevanten Fahrzeug zuordnen, wodurch eine Geschwindigkeitserfassung deutlich erschwert wird.

Spätere Analysen setzen jedoch die zuerst beschriebene Variante voraus.

Fall b)



Ein Fahrzeug wird detektiert,



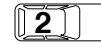
... wenn sich mehrere Fahrzeuge überlappen – unabhängig vom Ausmaß der Überlappung. In diesem Fall werden diese Fahrzeuge als ein langes zusammenhängendes Fahrzeug erkannt bis eine Zeitlücke zu einem nachfolgenden Fahrzeug entsteht. Dieser Fall bleibt nachfolgend unberücksichtigt.

Die Geschwindigkeit

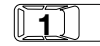
... des langen zusammenhängenden Fahrzeugs wird aus der Einfahrtszeit des ersten Fahrzeugs und der Ausfahrtszeit des letzten Fahrzeugs und der zurückgelegten

Wegstrecke des „langen“ Fahrzeugs ermittelt.

Fall c)



Ein Fahrzeug wird detektiert,



... wenn es sich um ein einzelnes Fahrzeug handelt, das sich nicht mit anderen Fahrzeugen am Erfassungsquerschnitt überschneidet.

Die Geschwindigkeit

... des detektierten Fahrzeugs wird vom Sensor erfasst.

6.2.3 Zusammenfassung

Alle getroffenen Annahmen, auf Basis derer die nachfolgenden Untersuchungen und Analysen stattfinden, sind hier zusammengefasst.

Ausrichtung Es wird zur Vereinfachung in der Simulation eine zur Straßenachse rechtwinklige Ausrichtung der Sensoren angenommen.

Betrachtetes Zeitintervall Die Einzelfahrzeugdaten der Simulationen werden in einem 5-Minuten-Intervall betrachtet.

Detektiertes Fahrzeug Im Algorithmus werden das dem Sensor näher „gelegene“ Fahrzeug sowie das überdeckte Fahrzeug, falls dies vom Sensor ebenfalls erkannt wird, berücksichtigt. Ungeachtet dessen wird ein einzelnes Fahrzeug, das keine Überlappungen mit anderen Fahrzeugen hat, zu jeder Zeit detektiert.

Fahrzeuggeschwindigkeiten Die Fahrzeuggeschwindigkeiten der vom Sensor detektierten Fahrzeuge werden berücksichtigt.

Auf Basis dieser Annahmen wurde zur Schätzung der Anzahl der detektierten Fahrzeuge bzw. der Detektionsrate ein Algorithmus entwickelt, der im nächsten Kapitel beschrieben wird.

Da über die Detektionstechnik an sich zu wenig bekannt ist, um alle Einflüsse und technischen Gegebenheiten in den Algorithmus einfließen zu lassen, wurde als einzige parametrisierbare Größe der Abschattungsparameter eingeführt. Dieser beschreibt die maximale Größe des durch ein anderes Fahrzeug verdeckten Fahrzeuganteils, um vom Sensor noch erkannt zu werden.

6.3 Algorithmus zur Ermittlung der Detektionsrate

In diesem Kapitel wird der Algorithmus beschrieben, der ein Fahrzeug als „detektiertes Fahrzeug“ oder als „abgeschattetes Fahrzeug“ identifiziert. Basis dieses Algorithmus sind die aus der Simulation erzeugten Einzelfahrzeugdaten und die zuvor getroffenen Annahmen. Die Summe aller vom Algorithmus ermittelten, innerhalb eines bestimmten Zeitfensters detektierten Fahrzeuge q_{det} wird zur tatsächlichen Gesamtanzahl der Fahrzeuge q_{ges} über alle Fahrstreifen hinweg in Beziehung gesetzt. Dieser Anteil der detektierten Fahrzeuge an der gesamten Querschnittsbelastung beschreibt die Detektionsrate. Ist es dabei möglich aus dieser Beziehung einen allgemeinen Zusammenhang herzustellen, so lässt sich von der Summe der detektierten Fahrzeuge auf die letztendlich gesuchte Gesamtbelastung des Querschnitts schließen.

Analog zur $q_{det} - q_{ges}$ -Beziehung soll ebenso eine $q_{det} - v_{ges}$ -Beziehung sowie eine $v_{det} - v_{ges}$ -Beziehung hergestellt werden. Aus der Anzahl der detektierten Fahrzeuge lässt sich somit die mittlere Geschwindigkeit über alle Fahrstreifen hinweg ableiten.

Unterschiedliche Szenarien müssen bei der Nachbildung der seitlichen Detektion berücksichtigt werden. Maßgebend für die Unterscheidung bestehender Überlappungen und Abschattungen sind die Einfahrtszeiten $t_{in}(i)$ und $t_{in}(i + 1)$ und Ausfahrtszeiten $t_{out}(i)$ und $t_{out}(i + 1)$ zwei aufeinanderfolgender Fahrzeuge am Messpunkt. Fahrzeug i ist dabei immer das Fahrzeug, das den Messquerschnitt zuerst erreicht, Fahrzeug $(i + 1)$ das auf dem Querschnitt direkt folgende Fahrzeug. Es gilt also immer für die Einfahrtszeiten

$$t_{in}(i) \leq t_{in}(i + 1) \quad 6.1$$

und für die Ausfahrtszeiten

$$t_{out}(i) \leq t_{out}(i + 1) \text{ oder } t_{out}(i) > t_{out}(i + 1) \quad 6.2$$

In Abbildung 6.5 werden die unterschiedlichen Fälle dargestellt, die - je nachdem wie sich zwei aufeinanderfolgende Fahrzeuge zueinander verhalten - unterschiedliche Verdeckungen / Abschattungen aufweisen. Diese Darstellung kann beliebig für drei oder mehr Fahrzeuge erweitert werden. Je mehr Fahrzeuge an einer Situation beteiligt sind, desto komplexer wird es diese zu beschreiben und alle Fahrzeuge und Beziehungen der Fahrzeuge untereinander zu beachten (s. a. Abb. 3.5). Zu berücksichtigen sind dabei nicht nur zwei bzgl. ihrer Einfahrtszeit direkt aufeinanderfolgende Fahrzeuge, sondern alle Fahrzeuge, die untereinander Abschattungen aufweisen. Das bedeutet: Fahrzeug i kann auch mit Fahrzeug $(j + 2)$ Überlappungen aufweisen und beide Fahrzeuge werden im Algorithmus somit als ein „Fahrzeugpaar“ betrachtet.

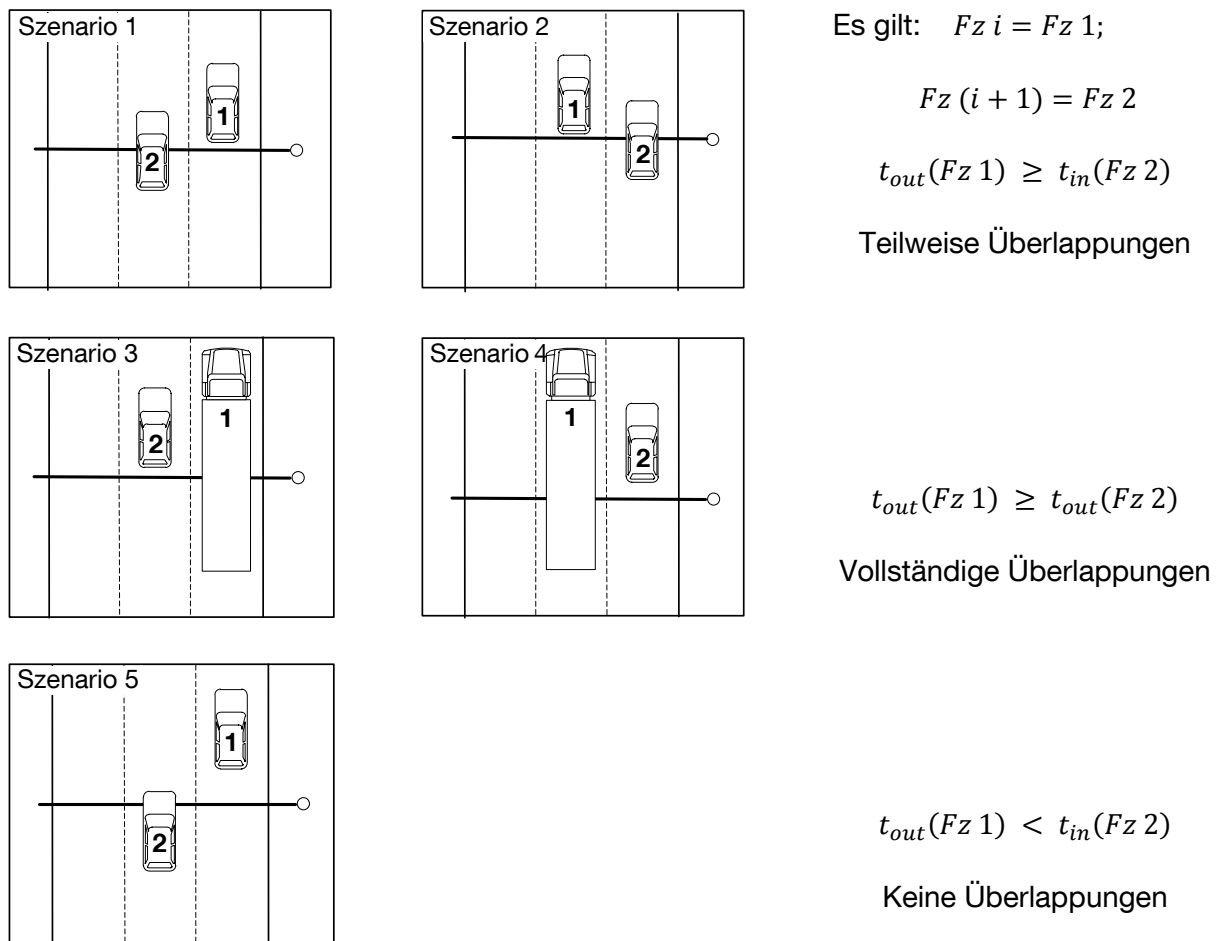


Abb. 6.5: Maßgebende zeitliche Betrachtung eines Fahrzeugpaares anhand ihrer Ein- und Ausfahrzeiten am Beispiel einer Fahrzeugdetektion von rechts

Nachdem in einem ersten Schritt zwischen den unterschiedlichen Überlappungen differenziert wurde, muss in einem weiteren Schritt der Anteil der Überlappungen berechnet werden, um die verschiedenen Abschattungsgrade berücksichtigen zu können.

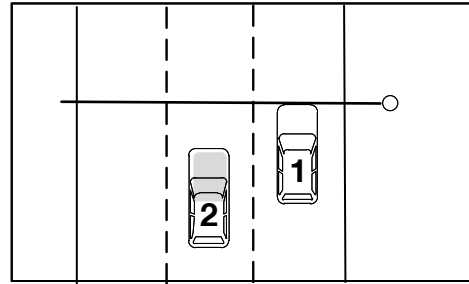
Anhand

- der Fahrzeuglängen l_{veh} [Genauigkeit (1/100) Meter],
- der Ein- und Ausfahrzeiten t_{in} bzw. t_{out} [Genauigkeit (1/100) Sekunden] sowie
- der Einzelfahrzeuggeschwindigkeiten v_{veh} und
- der befahrenen Fahrstreifen FS

wird der teilweise von einem anderen Fahrzeug abgeschattete Fahrzeuganteil wie in Abbildung 6.6 hergeleitet. Im Anschluss wird der abgeschattete Fahrzeuganteil mit dem Abschattungsgrad/-parameter verglichen und daraus entschieden, ob das Fahrzeug detektiert wird oder abgeschattet ist.

Der gesamte Detektionsalgorithmus ist in Abbildung 6.7 beschrieben.

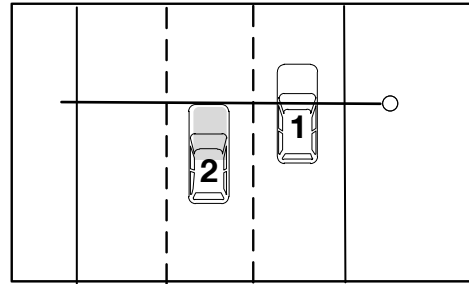
Zum Zeitpunkt $t = t_{in}^{Fz1}$



Zum Zeitpunkt $t = t_{in}^{Fz2}$

Von Fahrzeug 1 zurückgelegte Strecke:

$$s_{Teil1}^{Fz1} = v_{veh}^{Fz1} \cdot (t_{in}^{Fz2} - t_{in}^{Fz1})$$



Zum Zeitpunkt $t = t_{out}^{Fz1}$

Von Fahrzeug 1 zurückgelegte Strecke:

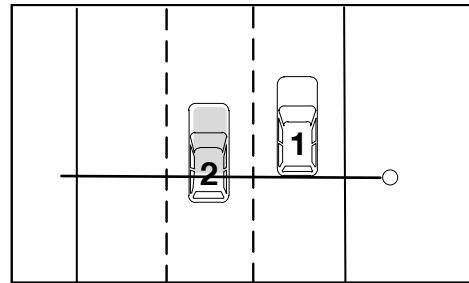
$$s_{gesamt}^{Fz1} = v_{veh}^{Fz1} \cdot (t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz1}) = l_{veh}^{Fz1}$$

Von Fahrzeug 2 zurückgelegte Strecke bzw. von Fahrzeug 1 überdeckte Strecke:

$$s_{abgeschattet}^{Fz2} = v_{veh}^{Fz2} \cdot (t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz2})$$

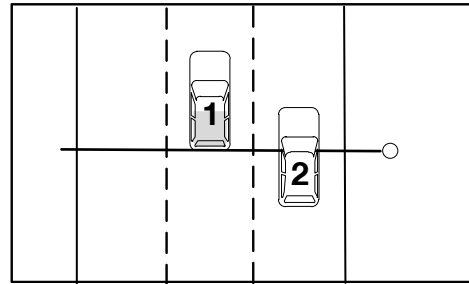
mit $v_{veh}^{Fz2} = \frac{l_{veh}^{Fz2}}{(t_{out}^{Fz2} - t_{in}^{Fz2})}$ ergibt sich

$$s_{abgeschattet}^{Fz2} = \frac{l_{veh}^{Fz2}}{(t_{out}^{Fz2} - t_{in}^{Fz2})} \cdot (t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz2})$$



Analog gilt für die Abschattung des Fahrzeugs 1:

$$s_{abgeschattet}^{Fz1} = \frac{l_{veh}^{Fz1}}{(t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz1})} \cdot (t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz2})$$



Für die vollständige Überlappung eines Fahrzeugs gilt für den abgeschatteten Bereich von Fahrzeug 1:

$$s_{abgeschattet}^{Fz1} = \frac{l_{veh}^{Fz1}}{(t_{out}^{Fz1} - t_{in}^{Fz1})} \cdot (t_{out}^{Fz2} - t_{in}^{Fz2})$$

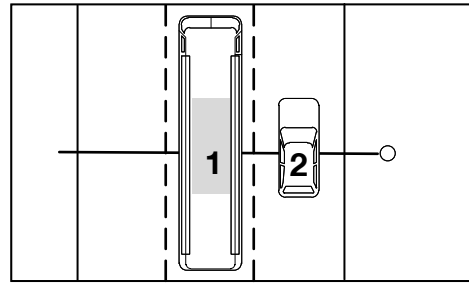


Abb. 6.6: Herleiten des abgeschatteten Bereichs eines Fahrzeugs

Der Detektionsalgorithmus aus Abbildung 6.7 wird für ein gewähltes Zeitintervall I (z.B. 5-Minuten) durchlaufen. Innerhalb dieses Intervalls wird sowohl die Anzahl der seitlich detek-

Der Detektionsalgorithmus aus Abbildung 6.7 wird für ein gewähltes Zeitintervall I (z.B. 5-Minuten) durchlaufen. Innerhalb dieses Intervalls wird sowohl die Anzahl der seitlich detektierten Fahrzeuge $N_{det}(I)$, die Anzahl der abgeschatteten Fahrzeuge als auch die Gesamtzahl der Fahrzeuge $N_{ges}(I)$ berechnet. Die Detektionsrate für ein Intervall ergibt sich dann zu

$$detRate(I) = \frac{N_{det}(I)}{N_{ges}(I)} = \frac{\text{Anzahl der detektierten Fahrzeuge (I)}}{\text{Gesamtanzahl der Fahrzeuge (I)}}$$

6.3

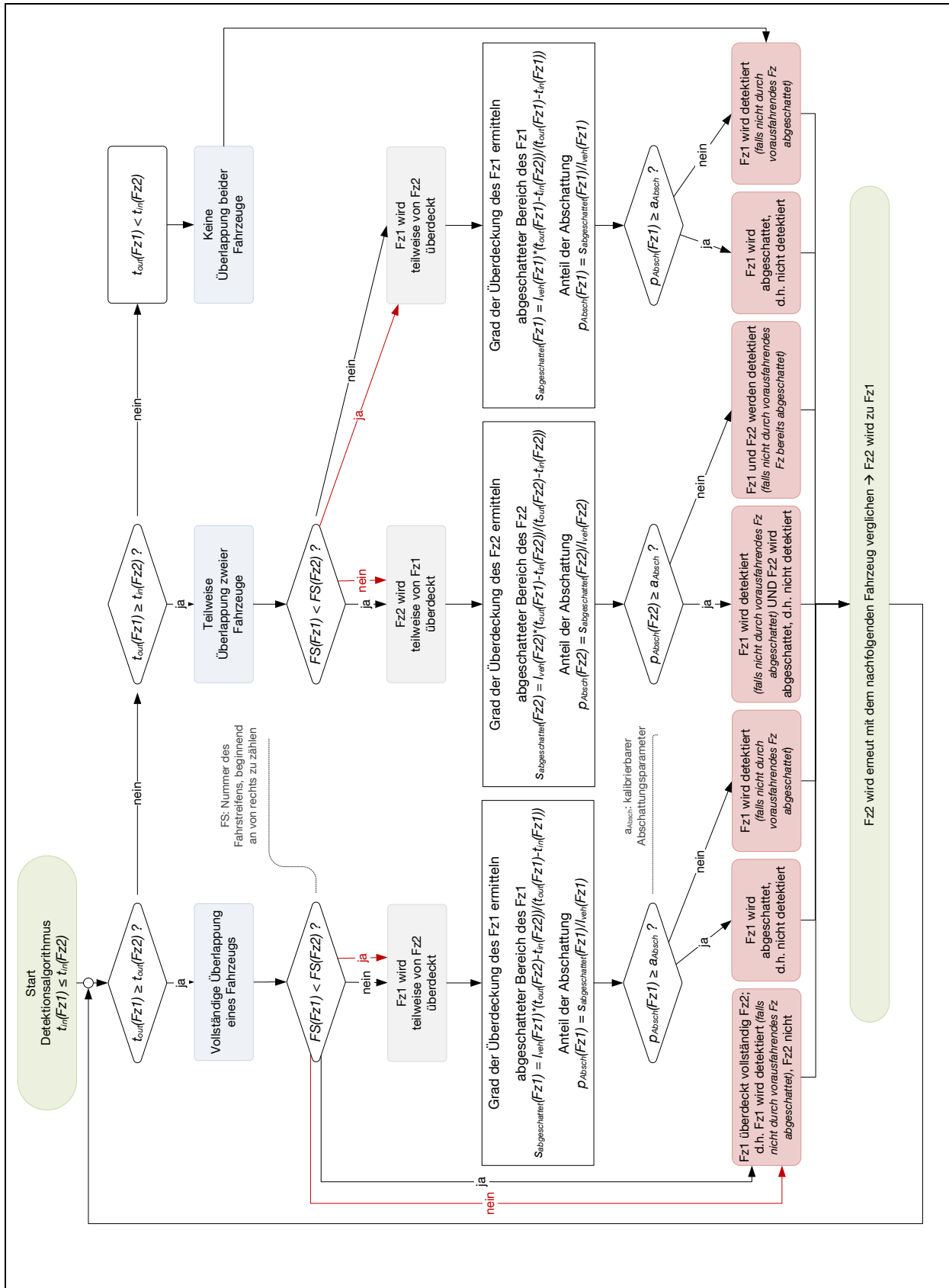


Abb. 6.7: Flussdiagramm des Detektionsalgorithmus für den Fall der Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus (Änderungen für Detektion vom linken Fahrbahnrand aus sind in rot (ja/nein) dargestellt)

6.4 Ergebnisse

Der in Kapitel 6.3 beschriebene Algorithmus wurde für die simulierten Daten mit den Zuflüssen von 2500 Kfz/h, 3500 Kfz/h und 4500 Kfz/h und einem Lkw-Anteil von 20% für eine dreistreifige Richtungsfahrbahn angewandt. Unterschieden wurde dabei zwischen einem Abschattungsgrad von 0% bis 100% mit einer Schrittweite von 25%. Der Abschattungsgrad ist dabei wie folgt definiert:

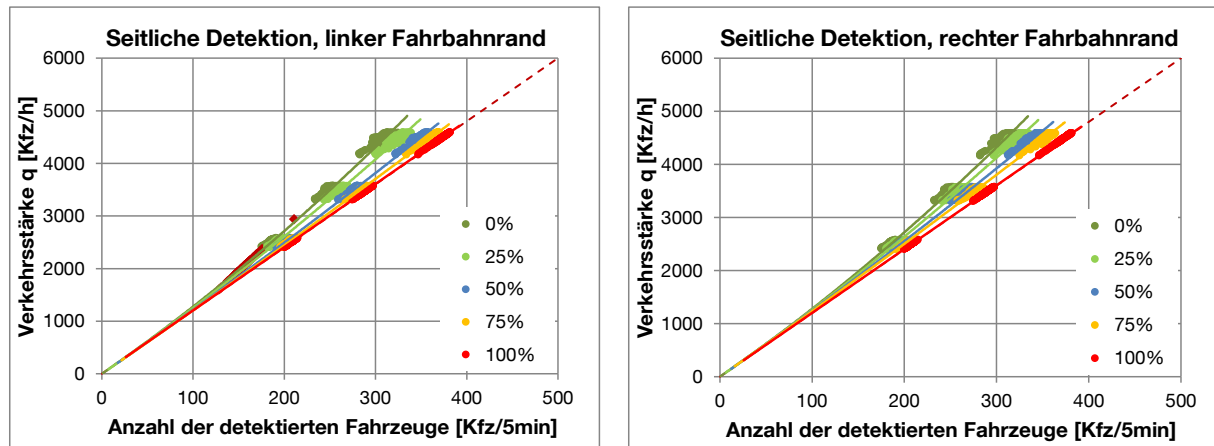
Der Abschattungsgrad bezieht sich auf die Fähigkeit des Sensors, bis zu welchem Abschattungsanteil / -grad er in der Lage ist, ein verdecktes Fahrzeug zu erkennen. Bei einem Abschattungsgrad von 100% kann beispielsweise der Sensor auch ein voll überdecktes Fahrzeug erkennen und detektieren. Ist der Sensor jedoch nur in der Lage Fahrzeuge zu erkennen, wenn ein Abschattungsgrad von 0% vorliegt, darf ein Fahrzeug keinerlei Überlappungen mit einem weiteren Fahrzeug aufweisen.

Für die unterschiedlichen Abschattungsgrade wurde die Anzahl der detektierten Fahrzeuge sowohl bei einer links- als auch einer rechtsseitigen Detektion abgeschätzt und mit den Querschnittswerten q_{ges} und v_{ges} in Beziehung gesetzt.

Für die Anwendung des zuvor beschriebenen Algorithmus stehen keine realen Daten mit der erforderlichen Genauigkeit und Detaillierungsgrad bereit. Die Auswertung basiert daher allein auf der Anwendung der Simulationsdaten.

6.4.1 $q_{det} - q_{ges}$ – Beziehung

In Abbildung 6.8 sind die Ergebnisse für die seitliche Detektion sowohl vom linken Fahrbahnrand bzw. Mittelstreifen als auch vom rechten Fahrbahnrand aus dargestellt. Hierbei ist das Verhältnis zwischen der Anzahl der seitlich detektierten Fahrzeuge und der gesamten Verkehrsstärke über den Querschnitt hinweg für die Abschattungsgrade 0%, 25%, 50%, 75% und 100% aufgetragen. Für jeden Abschattungsgrad wurden die erzeugten Datenmen-gen durch Kurven angenähert. Aufgrund der geringen Abschattungsmöglichkeiten bei sehr geringer Verkehrsdichte muss für alle Abschattungsgrade die Näherungskurve im Nullpunkt starten. Die Diagonale (1:1) deckt sich mit der Näherungskurve für den Abschattungsgrad von 100% und beschreibt die Detektion jedes einzelnen Fahrzeugs.



- ◆ COMPANION-Sensoren REP 24 und REP 25 und Überkopfradarsensoren der A4 (Italien) vom 21.04.2010
- - - Winkelhalbierende

Abb. 6.8: $q_{det} - q_{ges}$ - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus

Die Näherungskurven aller Abschattungsgrade weisen bis zu einer Detektionsmenge von etwa 100 Kfz/h innerhalb von fünf Minuten (entspricht einer Verkehrsstärke von 1200 Kfz/h) kaum Unterschiede auf. Dies zeigt, dass bei einem geringen und störungsfreien Verkehrsfluss unabhängig vom Abschattungsgrad nahezu alle Fahrzeuge detektiert werden. Mit steigender Verkehrsmenge treten zunehmend Abschattungen von Fahrzeugen auf und die Sensorfähigkeit, ein verdecktes Fahrzeug zu erkennen, spielt zunehmend eine Rolle. So besteht der Unterschied bei einem Verkehrsfluss von 4500 Kfz/h zwischen einer vollständigen Detektion und einem Abschattungsgrad von 0% von etwa 65 detektierten Fahrzeugen innerhalb von 5 Minuten (0%: 310 Kfz/5min, 100%: 375 Kfz/5min) für eine Detektion vom Mittelstreifen aus. Diese Differenz (65 Kfz/5min) entspricht einer nicht detektierten Verkehrsstärke von 780 Kfz/h.

Zur Validierung der Näherungskurven stand eine geringe, nicht repräsentative Datenmenge aus dem in Kapitel 6.1 beschriebenen COMPANION-Sensoren REP 24 und REP 25 und den Überkopfradarsensoren der A4 (Italien) vom 21.04.2010 zur Verfügung (vgl. Abb. 6.8 links). Die COMPANION-Sensoren liefern dabei die Anzahl der detektierten Fahrzeuge vom linken Fahrbahnrand bzw. Mittelstreifen aus und die Überkopfradarsensoren die Verkehrsstärke. Die beste Anpassung an die verfügbaren realen Daten aus dem Testfeld zeigt dabei die Kurve für den Abschattungsparameter von 0%. Dies bedeutet, dass diese dort eingesetzten Sensoren bereits bei der geringsten Abschattung eines Fahrzeugs dieses Fahrzeug nicht erkennen.

Die Näherungskurven zur Abschätzung der querschnittsbezogenen Verkehrsstärke für die einzelnen Abschattungsgrade können wie folgt beschrieben werden:

Verkehrsstärke q in [Kfz/h]				
a_{Absch}	Linksseitige Detektion		Rechtsseitige Detektion	
	$q_{ges} =$	$R^2 =$	$q_{ges} =$	$R^2 =$
0%	$0,008 \cdot q_{det}^2 + 11,978 \cdot q_{det}$	0,9936	$0,0081 \cdot q_{det}^2 + 11,985 \cdot q_{det}$	0,9931
25%	$0,0053 \cdot q_{det}^2 + 11,997 \cdot q_{det}$	0,9967	$0,0056 \cdot q_{det}^2 + 12,072 \cdot q_{det}$	0,9959
50%	$0,0026 \cdot q_{det}^2 + 11,948 \cdot q_{det}$	0,9991	$0,0031 \cdot q_{det}^2 + 12,159 \cdot q_{det}$	0,9978
75%	$0,0014 \cdot q_{det}^2 + 11,934 \cdot q_{det}$	0,9997	$0,0017 \cdot q_{det}^2 + 12,176 \cdot q_{det}$	0,9989
100%	$12,021 \cdot q_{det}$	1	$12,031 \cdot q_{det}$	1

Tab. 6.1: Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtsseitiger Detektion und der Gesamtverkehrsstärke für verschiedene Abschattungsgrade

Vereinfachend gilt für alle Abschattungsfaktoren a_{Absch} unabhängig von der Detektionsseite folgender Zusammenhang:

$$q_{ges} = f_1 \cdot q_{det}^2 + f_2 \cdot q_{det} \quad \mathbf{6.4}$$

Für die Faktoren f_1 und f_2 können die Werte dabei durch folgende Formeln angenähert werden.

Linksseitige Detektion:	Rechtsseitige Detektion:
$f_1 = 0,0047 \cdot a_{Absch}^2 - 0,0126 \cdot a_{Absch} + 0,008$	$f_1 = 0,0031 \cdot a_{Absch}^2 - 0,0111 \cdot a_{Absch} + 0,0081$
$f_2 = 0,9013 \cdot a_{Absch}^3 - 1,1566 \cdot a_{Absch}^2 + 0,2982 \cdot a_{Absch} + 11,979$	$f_2 = -0,864 \cdot a_{Absch}^3 - 0,6857 \cdot a_{Absch}^2 + 0,2243 \cdot a_{Absch} + 11,985$

Der Abschattungsgrad a_{Absch} kann dabei Werte zwischen 0 und 1 annehmen, wobei der Wert 1 für einen Abschattungsgrad von 100% steht.

Diese beschriebenen Zusammenhänge zwischen Abschattungsgrad und den Faktoren f_1 und f_2 wurden anhand folgender Diagramme hergeleitet.



Abb. 6.9: Diagramme zur Herleitung der Faktoren f_1 und f_2

Folgende Zahlenbeispiele der Tabelle 6.2 zeigen den existierenden Einfluss der Detektionsseite. Werden bspw. vom rechten Fahrbahnrand 200 Fahrzeuge innerhalb von 5 Minuten detektiert, lässt sich daraus bei Berücksichtigung eines Abschattungsgrades von 0 Prozent eine Gesamtverkehrsstärke von 2721 Fahrzeuge pro Stunde ableiten. Wird dieselbe Anzahl von Fahrzeugen hingegen vom Mittelstreifen aus detektiert, kann man daraus die Verkehrsstärke auf knapp 2716 Fahrzeuge pro Stunde schätzen. Die Differenz von fünf Fahrzeugen pro Stunde scheint zunächst nicht viel, jedoch werden die Unterschiede größer mit zunehmender Verkehrsbelastung und auch mit einem zunehmenden Abschattungsgrad.

Verkehrsstärke q [Kfz/h]										
Detektionsrate [-]										
a_{Absch}	Linksseitige Detektion q_{det} in [Kfz/5min]					Rechtsseitige Detektion q_{det} in [Kfz/5min]				
	100	200	300	400	500	100	200	300	400	500
0%	1277.8	2715.6	4313.4	6071.2	7989	1279.5	2721	4324.5	6090	8017.5
	0.9391	0.8838	0.8346	0.7906	0.751	0.9379	0.882	0.8325	0.7882	0.7484
25%	1252.7	2611.4	4076.1	5646.8	7323.5	1263.2	2638.4	4125.6	5724.8	7436
	0.9579	0.919	0.8832	0.85	0.8193	0.95	0.9096	0.8726	0.8385	0.8069
50%	1220.8	2493.6	3818.4	5195.2	6624	1246.9	2555.8	3926.7	5359.6	6854.5
	0.983	0.9625	0.9428	0.9239	0.9058	0.9624	0.939	0.9168	0.8956	0.8753
75%	1207.4	2442.8	3706.2	4997.6	6317	1234.6	2503.2	3805.8	5142.4	6513
	0.9939	0.9825	0.9713	0.9605	0.9498	0.972	0.9588	0.9459	0.9334	0.9212
100%	1202.1	2404.2	3606.3	4808.4	6010.5	1203.1	2406.2	3609.3	4812.4	6015.5
	0.9983	0.9983	0.9983	0.9983	0.9983	0.9974	0.9974	0.9974	0.9974	0.9974

Tab. 6.2: Verkehrsstärke (Zahlenbeispiele) und Detektionsrate in Abhängigkeit vom Abschattungsgrad für die linksseitige und die rechtsseitige Detektion im Vergleich

Die in Tabelle 6.1 angegebenen Formeln können zusätzlich durch kalibrierbare Parameter p_1 und p_2 erweitert werden. So wird der Zusammenhang zwischen Anzahl der detektierten Fahrzeuge und Verkehrsstärke für den Abschattungsgrad von 0% bei einer Detektion vom linken Fahrbahnrand aus durch folgende Funktion beschrieben:

$$q_{ges} = p_1 \cdot 0,008 \cdot q_{det}^2 + p_2 \cdot 11,978 \cdot q_{det} \quad 6.5$$

Anhand realer Daten können diese Parameter ermittelt werden und somit unterschiedliche Sensoreigenschaften berücksichtigen. Im Folgenden werden $p_1 = 1$ und $p_2 = 1$ gesetzt.

6.4.2 $q_{det} - v_{ges}$ – Beziehung

Ist ein Sensor in der Lage auch abgeschattete Fahrzeuge zu erkennen und zu detektieren, folgt daraus nicht unbedingt, dass er auch die korrekte Geschwindigkeit dieses Fahrzeugs ermitteln kann. Gerade im Hinblick auf die unbekannte Zeit, zu der das verdeckte Fahrzeug in den Detektionsbereich des Sensors einfährt, wird eine Geschwindigkeitsberechnung deutlich erschwert. Letztendlich wird hier keine Aussage getroffen, wie derartige Herausforderungen sensorisch gelöst werden. Vielmehr wird statt der Ermittlung der Sensorgeschwindigkeit eine $q_{det} - v_{ges}$ – Beziehung analog zur $q_{det} - q_{ges}$ – Beziehung hergestellt, um aus der Anzahl der detektierten Fahrzeuge auf die Geschwindigkeiten schließen zu können.

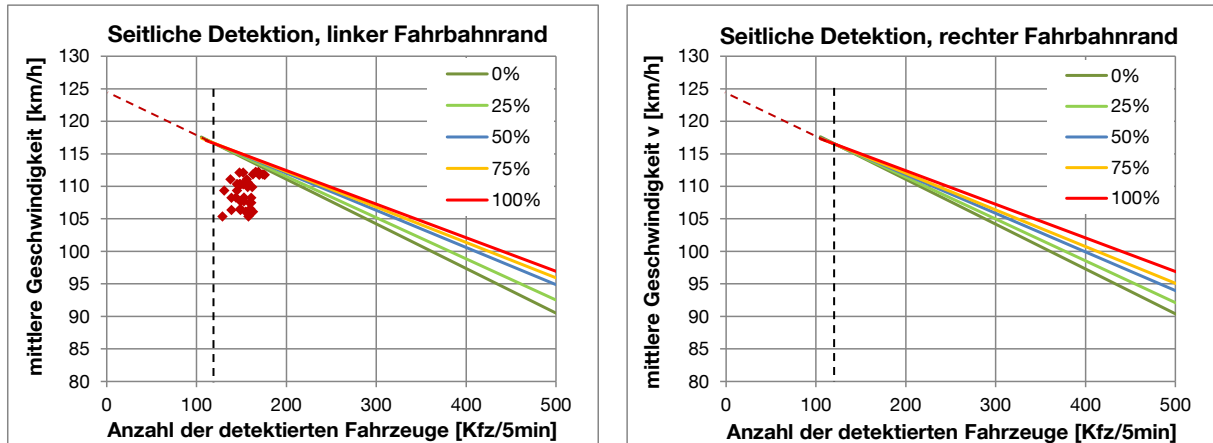
Kommt dennoch ein Sensor zum Einsatz, der die einzelnen Fahrzeuggeschwindigkeiten $v_{veh}^{Fz i}$ genau erfassen kann, ergibt sich für das betrachtete Intervall die vom Sensor erfasste Geschwindigkeit zu

$$v_{det} = \frac{1}{q_{det}} \cdot \sum v_{veh}^{Fz i} \quad 6.6$$

Der Zusammenhang zwischen dieser detektierten Geschwindigkeit und der mittleren Geschwindigkeit über alle Fahrstreifen hinweg wird in Kapitel 6.4.3 untersucht.

Wird von der detektierten Fahrzeugzahl als Basis ausgegangen und daraus nicht nur die Verkehrsstärke sondern auch die mittlere Geschwindigkeit abgeschätzt, gelten die in Abbildung 6.10 gezeigten und in Tabelle 6.3 beschriebenen Zusammenhänge. Diesen Näherungskurven liegen dieselben Simulationsdaten zugrunde wie bereits in Abbildung 6.8 dargestellt. Diese simulierten Daten beginnen bei etwa 160 Kfz/5min detektierter Fahrzeuge und enden bei etwa 380 Kfz/5min. Die Annäherung an diese Daten erfolgt unter Berücksichtigung der Randbedingungen, dass zum einen mit abnehmender Verkehrsdichte die Geschwindigkeit bis zum Erreichen der Wunschgeschwindigkeit zunimmt und zum anderen eine Zunahme der Verkehrsdichte einen Geschwindigkeitsabfall mit sich bringt. Die Näherungskurven aller Abschattungsgrade schneiden sich bei etwa 120 Kfz/5min und 117 km/h. Werden weniger Fahrzeuge detektiert, ist eine weitere Unterscheidung der Näherungskurven nicht mehr sinnvoll, da der Einfluss des Abschattungsgrades mit

abnehmender Dichte vernachlässigbar wird. Wie die Annäherung in diesem Bereich aussehen könnte, ist in Abbildung 6.10 durch eine gestrichelte Kurve angedeutet.



- ◆ COMPANION-Sensoren REP 24 und REP 25 und Überkopfradarsensoren der A4 (Italien) vom 21.04.2010
- - - Prognostizierte Näherungskurve im Bereich geringer Dichten für alle Abschattungsgrade

Abb. 6.10: $q_{det} - v_{ges}$ - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus

Die Näherungskurven zur Abschätzung der mittleren Geschwindigkeit für die einzelnen Abschattungsgrade können wie folgt beschrieben werden:

Mittlere Geschwindigkeit v_{ges} in [km/h] für $q_{det} \geq 120 \frac{Kfz}{5min}$				
a_{Absch}	Linksseitige Detektion		Rechtsseitige Detektion	
	$v_{ges} =$	$R^2 =$	$v_{ges} =$	$R^2 =$
0%	$-0,0686 \cdot q_{det} + 124,81$	0,921	$-0,0689 \cdot q_{det} + 124,85$	0,9219
25%	$-0,0634 \cdot q_{det} + 124,21$	0,9188	$-0,0643 \cdot q_{det} + 124,29$	0,9207
50%	$-0,0572 \cdot q_{det} + 123,48$	0,9148	$-0,0595 \cdot q_{det} + 123,68$	0,9222
75%	$-0,0544 \cdot q_{det} + 123,14$	0,9148	$-0,0564 \cdot q_{det} + 123,3$	0,9231
100%	$-0,0517 \cdot q_{det} + 122,75$	0,9184	$-0,0517 \cdot q_{det} + 122,76$	0,9185

Tab. 6.3: Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtsseitiger Detektion und der mittleren Geschwindigkeit für verschiedene Abschattungsgrade in Abhängigkeit von der detektierten Fahrzeuganzahl

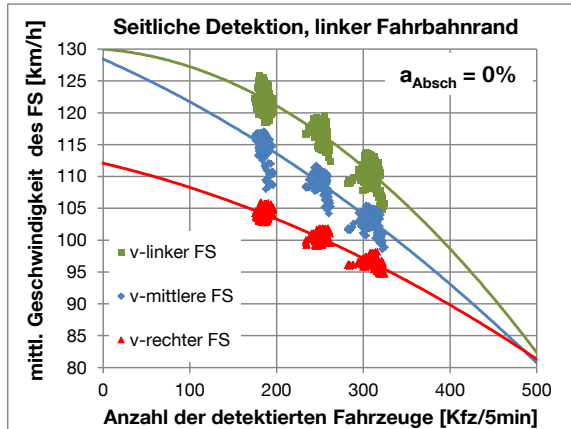
Je höher der Abschattungsgrad ist, desto flacher ist die Näherungskurve. Da die mittlere Geschwindigkeit über alle Fahrstreifen hinweg zunächst unabhängig vom Abschattungsgrad ist, jedoch mit steigendem Abschattungsgrad die Anzahl der detektierten Fahrzeuge zunimmt, wandert demnach der Wert für q_{det} nach rechts und das Gefälle der Kurve wird geringer. Der Unterschied zwischen links- und rechtsseitiger Detektion ist auch hier sehr gering, wobei die Näherungskurven für die Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus etwas steiler sind, da generell die Detektionsrate geringer ist.

Für die Anzahl der vom linken Fahrbahnrand detektierten Fahrzeuge wurden erneut die realen Daten vom 21.04.2010 der zuvor beschriebenen Querschnitte (REP 24 und REP 25) des Testfeldes zum Vergleich herangezogen. Die mittlere Geschwindigkeit wurde aus den Daten der Überkopfradarsensoren (km 132,522) abgeleitet. Die Wertepaare dieser realen Daten befinden sich jedoch außerhalb des Datenbereiches der durch Simulation erzeugten Daten, wobei sie der Abschattungskurven von 0% am nächsten sind. Sie zeigen jedoch, dass insbesondere die Bereiche einer geringen Verkehrsstärke und somit auch einer geringen Anzahl detektierter Fahrzeuge einer größeren Streuung unterliegen, da sie die zwei unterschiedlichen Verkehrszustände „frei“ und „gestört“ abbilden können. Die ermittelten Näherungskurven sollten somit nur auf störungsfreie Verkehrszustände angewandt werden. Für den gestörten Zustand hingegen werden eher deutlich geringere Geschwindigkeiten erwartet.

Aufgrund der geringen Datenmengen können die Näherungskurven im Rahmen dieser Arbeit hinsichtlich ihrer Anwendung im gestörten Verkehrszustand nicht optimiert werden. Für den ungestörten Verkehrszustand wird ebenfalls eine weitere Validierung der Näherungskurven für zukünftige Arbeiten empfohlen.

Am Beispiel des 0%-Abschattungsgrades sind in Abbildungen 6.11 und 6.12 die Korrelationen zwischen der Anzahl der detektierten Fahrzeuge und den mittleren Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrstreifen für den störungsfreien Verkehrszustand hergestellt. Die Näherungskurven werden auch hier nicht nur allein durch die Simulationsdaten bestimmt. Die hier berücksichtigten Randbedingungen ergeben sich aus einer grundsätzlich zu erwartenden Geschwindigkeitsabstufung vom linken über den mittleren zum rechten Fahrstreifen, dem Trend die Wunschgeschwindigkeit erreichen zu wollen sowie bei höheren Verkehrsdichten und somit auch wachsender Anzahl detektierter Fahrzeuge das Geschwindigkeitsniveau aller Fahrstreifen anzunähern.

Anhand dieser Näherungen lässt sich die mittlere Geschwindigkeit eines Fahrstreifens aus der vom Sensor erfassten Fahrzeugmenge ableiten, immer unter der Annahme, dass allgemein gültige Zustände herrschen. Gestörte Verkehrszustände wie Stauungen oder Unfälle mit Blockierung einzelner Fahrstreifen o.ä. werden hier nicht berücksichtigt. Ein Indiz für Störungen im Verkehrsablauf können die vom Sensor gemessenen Geschwindigkeiten sein, vor allem wenn sie sowohl mit der detektierten Geschwindigkeit als auch der detektierten Fahrzeuganzahl außerhalb des definierten störungsfreien Bereichs liegen.



$$v_{li} = -0,0002 \cdot q_{det}^2 - 0,0107 \cdot q_{det} + 130$$

$$R^2 = 0,9104$$

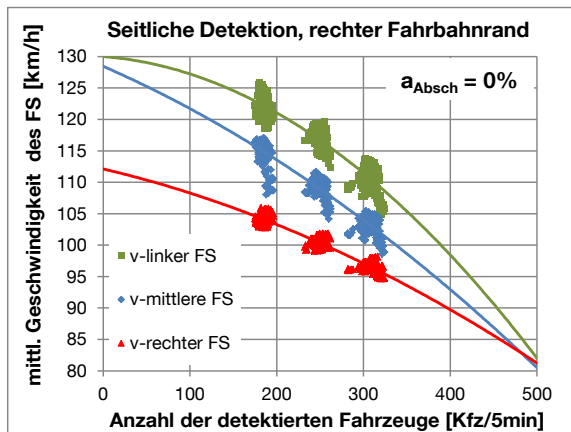
$$v_{mi} = -7 \cdot 10^{-5} \cdot q_{det}^2 - 0,06 \cdot q_{det} + 128,43$$

$$R^2 = 0,9167$$

$$v_{re} = -6 \cdot 10^{-5} \cdot q_{det}^2 - 0,0321 \cdot q_{det} + 112,08$$

$$R^2 = 0,9379$$

Abb. 6.11: $q_{det} - v_{FS}$ - Näherungskurven und -funktionen für die linksseitige Detektion für $a_{\text{Absch}} = 0\%$



$$v_{li} = -0,0002 \cdot q_{det}^2 - 0,0105 \cdot q_{det} + 130$$

$$R^2 = 0,9111$$

$$v_{mi} = -7 \cdot 10^{-5} \cdot q_{det}^2 - 0,0601 \cdot q_{det} + 128,44$$

$$R^2 = 0,9173$$

$$v_{re} = -6 \cdot 10^{-5} \cdot q_{det}^2 - 0,0325 \cdot q_{det} + 112,12$$

$$R^2 = 0,9366$$

Abb. 6.12: $q_{det} - v_{FS}$ - Näherungskurven und -funktionen für die rechtsseitige Detektion für $a_{\text{Absch}} = 0\%$

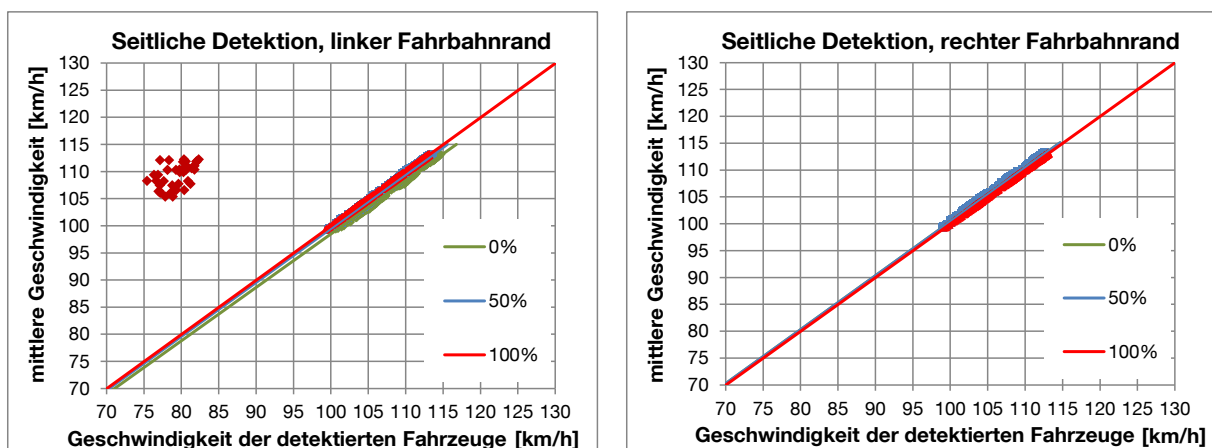
6.4.3 $v_{det} - v_{ges}$ - Beziehungen

Wie bereits im letzten Kapitel erwähnt, lässt sich allein aus der Anzahl der detektierten Fahrzeuge nur schwer etwas über den Verkehrszustand sagen. Grundsätzlich kann sowohl bei gestörtem Zustand eine geringe Anzahl von Fahrzeugen innerhalb eines definierten Zeitintervalls erfasst werden, wenn kaum ein Fortkommen zu verzeichnen ist, als auch bei freiem Verkehr und einer sehr geringen Dichte. Eine wesentliche Kenngröße, die zur Unterscheidung der Verkehrszustände beiträgt, ist die Geschwindigkeit der Fahrzeuge. Auch wenn diese nur von einem Teil der Fahrzeuge erfasst werden kann, soll hier auf die mittlere Geschwindigkeit über alle drei Fahrstreifen hinweg geschlossen werden.

Die Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrzeuge sind Teil der Simulationsergebnisse. Anhand des zuvor beschriebenen Algorithmus konnten die möglichen seitlich detektierten Fahrzeuge identifiziert werden, um im Anschluss deren Geschwindigkeiten für ein Zeitintervall von 5 Minuten zu aggregieren. In Abbildung 6.13 sind die Näherungskurven für die $v_{det} - v_{ges}$ - Beziehung dargestellt, die auf Basis der 5-Minuten-Daten generiert wurden. Diese Näherungskurven werden nur für die Abschattungsgrade 0%, 50% und 100%

beschrieben, da bereits zwischen diesen Kurven die Unterschiede sehr gering sind. Für einen Abschattungsgrad von 100% muss die Näherungskurve der 1:1-Diagonalen entsprechen, da hier die Geschwindigkeit eines jeden Fahrzeugs auch erfasst wird. Für alle anderen Abschattungsgrade gilt der Schnittpunkt im Ursprung des Diagramms als Randbedingung. Für die Detektion vom linken Fahrbahnrand aus sind zusätzlich einige Datensätze des Testfeldes visualisiert.

Allein aufgrund dieser Darstellungen ist kaum etwas erkennbar. Ein Blick auf die Regressionsfunktionen (Tab. 6.4) zeigt jedoch, dass bei einer linksseitigen Detektion und einer Abschattung von 0% die detektierten Fahrzeuggeschwindigkeiten etwas über den mittleren Geschwindigkeiten der Hauptfahrbahn liegen. Mit zunehmendem Abschattungsgrad entspricht die detektierte Geschwindigkeit mehr und mehr der mittleren querschnittsbezogenen Geschwindigkeit. Für die Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus verhält sich dies genau umgekehrt, die detektierte Geschwindigkeit für einen Abschattungsgrad von 0% ist geringer als die mittlere Geschwindigkeit über alle drei Fahrstreifen hinweg. Die Stichproben mit realen Daten weisen für die von links detektierten Geschwindigkeiten mit etwa 25-30 km/h geringere Werte als die Querschnittswerte auf. So wird von links eine Geschwindigkeit von etwa 80 km/h detektiert und in Wirklichkeit wird eine mittlere Geschwindigkeit zwischen 105 und 110 km/h gefahren. Dies widerspricht der Logik. Ob diese Daten somit Messfehlern unterliegen oder eine Störung auf dem linken Fahrstreifen vorlag, konnte hier nicht geklärt werden. Die Zusammenfassung und die gemeinsame Betrachtung der drei beschriebenen Querschnitte könnte theoretisch neben weiteren Fehlerquellen eine Ursache für die Diskrepanz in den realen Daten sein. Dieses Ergebnis bestätigt erneut, dass weitere Untersuchungen mit repräsentativen Datenmengen aus der Realität durchgeführt werden müssen, um die hier entwickelten Zusammenhänge zu bestätigen oder gegebenenfalls zu modifizieren.



◆ COMPANION-Sensoren REP 24 und REP 25 und Überkopfradarsensoren der A4 (Italien) vom 21.04.2010

Abb. 6.13: $v_{det} - v_{ges}$ - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus

Mittlere Geschwindigkeit v in [km/h]				
a_{Absch}	Linksseitige Detektion		Rechtsseitige Detektion	
	$v_{ges} =$	$R^2 =$	$v_{ges} =$	$R^2 =$
0%	$0,9849 \cdot v_{det}$	0,9926	$1,0036 \cdot v_{det}$	0,998
50%	$0,995 \cdot v_{det}$	0,9986	$1,0037 \cdot v_{det}$	0,9989
100%	$0,9998 \cdot v_{det}$	1,0	$1,0001 \cdot v_{det}$	1,0

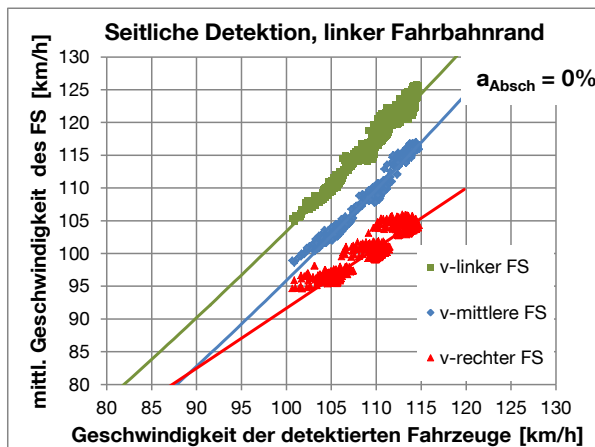
Tab. 6.4: Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtsseitiger Detektion und der mittleren Geschwindigkeit für verschiedene Abschattungsgrade in Abhängigkeit von der detektierten Geschwindigkeit

Die Ergebnisse der oben durchgeführten Analyse lassen folgende vereinfachende und für beide Detektionsseiten und alle Abschattungsparameter gültige Annahme zu:

$$v_{ges} = v_{det}$$

6.7

Im Hinblick auf eine mögliche spätere Integration der Ergebnisse in ein Verkehrsflussmodell und der Betrachtung der einzelnen Fahrstreifen werden in Abbildung 6.14 exemplarisch für einen Abschattungsparameter von 0% die Korrelationen zwischen der mittleren Geschwindigkeit aller von links (bzw. rechts in Abb. 6.15) detektierten Fahrzeuge und der mittleren Geschwindigkeit eines einzelnen Fahrstreifens abgebildet. Auch hier müssen alle Näherungskurven durch den Nullpunkt führen. Die Geschwindigkeiten für den linken Fahrstreifen liegen dabei immer über den detektierten Geschwindigkeiten, die des rechten Fahrstreifens unter den detektierten Geschwindigkeiten. Die Geschwindigkeit des mittleren Fahrstreifens ist der detektierten am nächsten. Dies gilt für beide Detektionsseiten. Für die Abschattungsparameter 50% und 100% wurden kaum Unterschiede zu den eben beschriebenen Ergebnissen festgestellt. Daher wurde auf die Darstellung dieser Ergebnisse hier verzichtet.

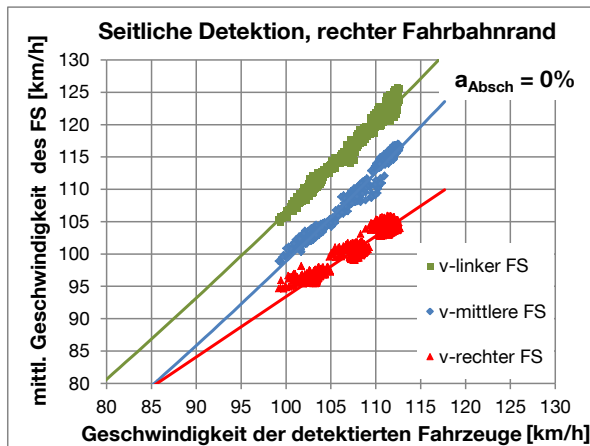


$$v_{li} = 0,0032 \cdot v_{det}^2 + 0,7157 \cdot v_{det} \quad R^2 = 0,9679$$

$$v_{mi} = 0,0039 \cdot v_{det}^2 + 0,5696 \cdot v_{det} \quad R^2 = 0,9698$$

$$v_{re} = 0,9167 \cdot v_{det} \quad R^2 = 0,8609$$

Abb. 6.14: $v_{det} - v_{FS}$ - Näherungskurven und -funktionen für die linksseitige Detektion für $a_{Absch} = 0\%$



$$v_{li} = 0,0028 \cdot v_{det}^2 + 0,7846 \cdot v_{det}$$

$$R^2 = 0,9757$$

$$v_{mi} = 0,0035 \cdot v_{det}^2 + 0,6403 \cdot v_{det}$$

$$R^2 = 0,9719$$

$$v_{re} = 0,9341 \cdot v_{det}$$

$$R^2 = 0,9056$$

Abb. 6.15: $v_{det} - v_{FS}$ - Näherungskurven und –funktionen für die rechtsseitige Detektion für $a_{Absch} = 0\%$

Die Unterschiede zwischen links- und rechtsseitiger Detektion sind sehr gering. Jedoch ist dabei ausreichend zu erkennen, dass die Detektionsseite eine Rolle spielt. Bspw. wird bei einer von links detektierten Geschwindigkeit von 100 km/h auf dem linken Fahrstreifen knapp 104 km/h gefahren. Werden jedoch die 100 km/h von rechts detektiert, beträgt die Geschwindigkeit auf dem linken Fahrstreifen mehr als 106 km/h. Für den hier dargestellten Geschwindigkeitsbereich haben die Näherungskurven eine hohe Anpassung. Für weiterführende Arbeiten sollte hier anhand eines breiter angelegten Definitions- und Wertebereichs und unter Anwendung realer Daten eine erneute Regression bzw. eine abschnittsweise Regression erfolgen.

6.5 Zusammenfassung und Fazit

Die Untersuchungen haben folgende Erkenntnisse erbracht:

- Bei einer linksseitigen Detektion werden grundsätzlich mehr Fahrzeuge erkannt als bei einer Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus.
- Die Detektionsrate ist bei einem nullprozentigen Abschattungsgrad am geringsten und sinkt weiter mit zunehmender Verkehrsbelastung. Dies gilt für beide Detektionsseiten.
- Bei einem nullprozentigen Abschattungsgrad ist der Unterschied von links- zu rechtsseitiger Detektion am geringsten. Er beträgt bspw. bei 500 detektierten Fahrzeugen innerhalb von 5 Minuten maximal 28 Fahrzeuge pro Stunde (vgl. Tab. 6.2).
- Der stärkste Unterschied zwischen beiden Detektionsseiten ist bei einem Abschattungsgrad von 50% und hohem Verkehrsaufkommen zu erkennen. Dies lässt sich damit erklären, dass die größeren Längen der rechtsfahrenden Lkw mehr Pkw überdecken als die Pkw die Lkw verdecken können. Somit können neben den von links detektierten Pkw auch zumeist die teilweise überdeckten rechts fahrenden Lkw

erkannt werden. Der Einfluss der Detektionsseite ist mit einem Abschattungsgrad größer null Prozent stärker und sollte bei der Wahl einer Detektionsseite berücksichtigt werden.

- Die Analysen haben gezeigt, dass zwischen q_{det} und q_{ges} , q_{det} und v_{ges} sowie zwischen v_{det} und v_{ges} lineare Zusammenhänge bestehen.
- Die ermittelten Näherungskurven für die $q_{det} - q_{ges}$ -Beziehung können für alle Verkehrszustände eingesetzt werden, da im gestörten Zustand dieselben Einschränkungen sowohl bei der Anzahl der detektierten Fahrzeuge als auch bei der Verkehrsstärke vorliegen.
- Die Näherungskurven für die $q_{det} - v_{ges}$ -Beziehung hingegen sind nur für einen störungsfreien Zustand nutzbar.

Aus den ermittelten Verkehrskenngrößen q_{ges} und v_{ges} lässt sich unter Anwendung des Fundamentaldiagramms auch die Verkehrsdichte k errechnen. Da sich die hier erzielten Ergebnisse jedoch auf den störungsfreien Verkehrszustand beschränken, trifft dies auch für die Verkehrsdichte zu. Um alle Verkehrszustände mit einbeziehen zu können, sollte noch die Geschwindigkeit der detektierten Fahrzeuge mit berücksichtigt werden. Sie ist ein Indiz für Störungen im Verkehrsablauf. Für eine allgemeingültige Aussage empfiehlt es sich diese Ergebnisse anhand von repräsentativen realen Datenmengen erneut zu verifizieren.

Die Ergebnisse haben außerdem gezeigt, dass Überlappungen von Fahrzeugen von den Sensoren vermutlich nicht erkannt werden. Dies lässt sich aus der Nähe zur 0%-Kurve ableiten (vgl. Abb. 6.8). Bei zukünftigen Untersuchungen der Detektionsgüte seitlicher Radarsensoren sollte daher weniger der Schwerpunkt auf der Berücksichtigung eines Abschattungsgrades liegen, sondern vielmehr die Frage gestellt werden, welcher Mindestabstand bzw. welche Nettozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen existieren muss, wenn die Fahrzeuge von einem Sensor detektiert werden. Dieser erforderliche Mindestabstand kann letztendlich zu einem veränderten Zusammenhang zwischen der Anzahl der detektierten Fahrzeuge und der gesamten Verkehrsstärke führen. Ein weiterer zu berücksichtigender Aspekt vor allem hinsichtlich der Informationen über die Detektionstechnologie kann der Abstand eines Fahrzeugs zum Sensor und somit der Einfluss des befahrenen Fahrstreifens sein. Es ist möglich, dass das vom Sensor am weitesten entfernte Fahrzeug (also auf dem ganz rechten Fahrstreifen bei Detektion von links) grundsätzlich vom Sensor nicht erfasst wird. Außerdem ist vorstellbar, dass der Sensor die Entfernung zum detektierten Fahrzeug misst, so dass eine Zuordnung zu einem Fahrstreifen möglich wird.

Hier wurden für einen angenommenen Detektionstyp die Zusammenhänge hergeleitet und beschrieben. Sie können für einen anderen Detektionstyp ungültig werden und müssen daher neu ermittelt oder zumindest kalibriert werden. Es wird daher nicht nur eine Überprüfung anhand realer Daten sondern auch eine umfassende Detektoruntersuchung erforderlich, um Randbedingungen wie Detektionsgüte, Abschattung, Geschwindigkeitsdetektion und Zeitlückenerfassung in der Herleitung berücksichtigen zu können.

Folgende Formel wird im weiteren Verlauf dieser Dissertation für die linksseitige Detektion und einem Abschattungsgrad von 0% angewandt:

Für die Gesamtverkehrsstärke:

$$q_{ges} = 0,008 \cdot q_{det}^2 + 11,978 \cdot q_{det}$$

6.8

Abgeglichen wird dieser Wert mit der aus dem Verkehrsflussmodell ermittelten Verkehrsstärke.

Die Nutzung der detektierten Geschwindigkeiten wird aufgrund der unklaren Bedingungen zur Geschwindigkeitsdetektion und der damit verbundenen nicht bewertbaren Qualität (vgl. Kap. 6.2) hier vernachlässigt.

7 Verkehrsflussmodell mit Berücksichtigung der Ergebnisse der Fahrstreifenanalysen und seitlichen Detektion

In den vorherigen Kapiteln wurden Zusammenhänge zwischen querschnittsbezogenen makroskopischen Verkehrskenngrößen und

- fahrstreifenfeinen Belastungsanteilen sowie
- seitlich erfassten Daten

hergestellt.

Diese Ergebnisse entstanden unter Betrachtung einzelner Querschnitte. In einem weiteren Schritt sollen diese nun mithilfe eines Verkehrsflussmodells in einen größeren räumlichen Bezug gebracht werden. Zur Beschreibung des Verkehrsflusses zwischen zwei detektierten Querschnitten eignet sich ein makroskopisches Verkehrsflussmodell. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das durch PAYNE [1971] entwickelte und von CREMER [1979] modifizierte Modell herangezogen (vgl. Kap. I.3.3).

Es folgt zunächst eine Beschreibung des Basismodells und der Testumgebung. Im weiteren Verlauf werden die seitlichen Sensordaten in Form von Korrekturdaten im Verkehrsflussmodell berücksichtigt. Auch der Einfluss der Sensorpositionen sowie möglicher Datenfehler wird untersucht. Im letzten Schritt erfolgt die Berechnung der Verkehrskenngrößen für den einzelnen Fahrstreifen.

7.1 Das Basismodell

Als Basismodell dient hier das makroskopische Verkehrsflussmodell nach Payne/Cremer (vgl. Kap. I.3.3). Die Ergebnisse der zuvor untersuchten Themen fließen im Anschluss in die modellierten Verkehrskenngrößen ein, indem sie zum einen als Datenabgleich (mit seitlich installierten Sensoren) und zum anderen als Datenverfeinerung (Fahrstreifendifferenzierung) genutzt werden.

Das Basismodell ist definiert durch die momentane Dichte und Geschwindigkeit eines jeden Segments j sowie durch die lokalen Kenngrößen Verkehrsstärke und gemittelte Geschwindigkeit an den Segmentgrenzen J (vgl. Abb. 7.1). Nachfolgend sind die Modellgleichungen des stochastischen Verkehrsflussmodells nach Payne/Cremer ohne Berücksichtigung von Zu- oder Abfahrten beschrieben.

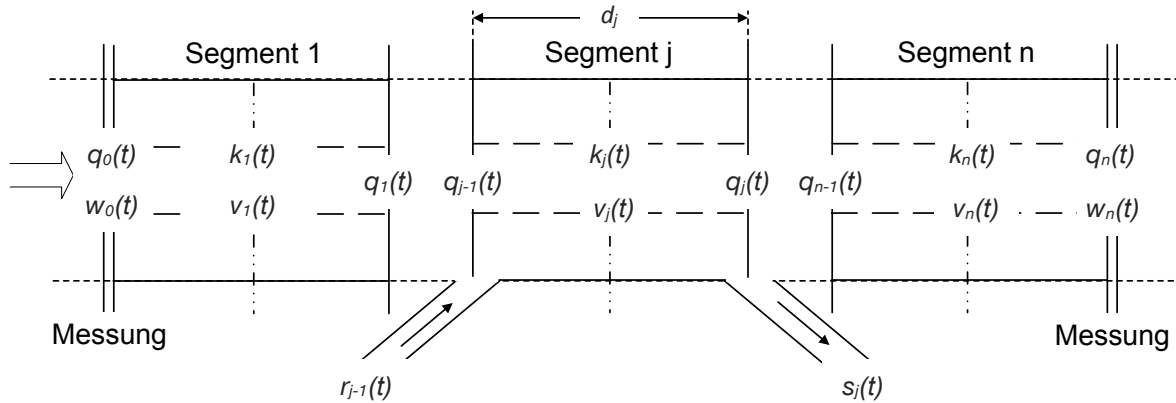


Abb. 7.1: Aufteilung eines Straßenabschnitts in n Segmente und ihre zugehörigen Variablen (nach CREMER [1979])

Verkehrsdichte im j -ten Segment

7.1

$$k_j(t+1) =$$

$$k_j(t) + \left(\frac{T}{d_j}\right) \cdot [\alpha \cdot k_{j-1}(t) \cdot v_{j-1}(t) + (1-2\alpha) \cdot k_j(t) \cdot v_j(t) - (1-\alpha) \cdot k_{j+1}(t) \cdot v_{j+1}(t) + (\xi_{j-1} - \xi_j)]$$

Mittlere Geschwindigkeit im j -ten Segment:

7.2

$$v_j(t+1) =$$

$$v_j(t) + \left(\frac{T}{\tau}\right) \cdot [V(k_j(t), u_2) - v_j(t)] + \left(\frac{T}{d_j}\right) \cdot [v_j(v_{j-1}(t) - v_j(t))] + \left(\frac{v}{d_j}\right) \cdot \left(\frac{T}{\tau}\right) \cdot \frac{k_j(t) - k_{j+1}(t)}{k_j(t) + \kappa} + \eta_j(t)$$

Lokale Verkehrsstärke (Referenzgröße) am Querschnitt J :

7.3

$$q_J(t) =$$

$$\alpha \cdot (k_j(t) \cdot v_j(t)) + (1-\alpha) \cdot (k_{j+1}(t) \cdot v_{j+1}(t)) + \xi_J(t) + \zeta_{qJ}(t)$$

Gemittelte Geschwindigkeit (Referenzgröße) am Querschnitt J :

7.4

$w_J(t) =$

$$\alpha \cdot v_j(t) + (1 - \alpha) \cdot v_{j+1}(t) + \xi_J(t) + \zeta_{wJ}(t)$$

Mit der Geschwindigkeits-Dichte-Charakteristik

7.5

$$V(k_j(t), u_2) = v_{frei} \cdot \left[1 - \left(\frac{k}{k_{max}} \right)^{l-1} \right]^{\frac{1}{1-m}}$$

Die Bedeutung der einzelnen Variablen ist in der Übersicht *Symbole, Variablen und Parameter* am Ende des Dokuments erläutert; einzelne Terme werden unten beschrieben.

Im Wesentlichen wird die mittlere Geschwindigkeit (Gl. 7.2) durch drei Terme beschrieben. Der Anpassungs- bzw. Relaxationsterm $(T/\tau) \cdot [V(k_j(t), u_2) - v_j(t)]$ bildet mit der Anpassungszeitkonstanten τ die Verzögerung der mittleren Geschwindigkeit ab, sich an die ändernde Verkehrsdichte im aktuell betrachteten Segment anzupassen. Der Konvektions- oder Transportterm $(T/d_j) \cdot [v_j(v_{j-1}(t) - v_j(t))]$ beschreibt die zeitabhängigen Änderungen der mittleren Geschwindigkeit infolge auf ein Segment bezogener ein- und ausströmender Fahrzeuge. Der Antizipations-/Dichtegefälleterm $(\nu/d_j) \cdot (T/\tau) \cdot ((k_j(t) - k_{j+1}(t)) / (k_j(t) + \kappa))$ berücksichtigt darüber hinaus die Situation stromabwärts und modelliert die antizipierte Anpassung der Geschwindigkeit an die in Fahrtrichtung sich ändernden Verkehrsbedingungen und Dichteänderungen. Dieser Term ist daher für die Abbildung einer Stautenstehung von Bedeutung. Der Empfindlichkeitsfaktor ν trägt zur Gewichtung dieses Einflusses bei, die im Nenner zu findende Dichte-Konstante κ sorgt für eine Abschwächung dieses Einflusses bei freiem Verkehr.

7.2 Die Testumgebung und Datenbasis

Als Testbereich wurde eine Strecke von zwei Kilometern Länge mit drei Fahrstreifen ohne Berücksichtigung spezieller Trassierungscharakteristika sowie ohne Zu- bzw. Abfahrten definiert. Es handelt sich dabei um dieselbe Simulationsstrecke wie bereits im vorangegangenen Kapitel 6. Der betrachtete Streckenabschnitt hat eine Länge von zwei Kilometern, wobei diese alle 50 Meter mit Detektoren versorgt sind. Für die Anwendung im Verkehrsflussmodell werden jedoch nur die Messstellen alle 250 Meter genutzt. Vergleichbare reale Bedingungen bzgl. Streckenlänge und einen für Kontrollmessungen geeigneten Mittelabgriff (auf etwa der Hälfte des Streckenabschnitts) weist die A8 München - Salzburg zwischen den Messquerschnitten Q63 und Q67 auf. Beide Teststrecken sind in Tabelle 7.1 gegenübergestellt.







Beschreibung des Netzes:

Eigenschaft	VISSIM-Netz	Reales Netz, A8 München - Salzburg
Länge Abschnitt:	2 km	2,54 km
Anzahl Fahrstreifen:	3	3
Messstellen: <i>Anzahl</i>	9 (bzw. 41)	3
<i>Bezeichnung</i>	--	Q63-Q65-Q67
<i>Kilometrierung</i>	--	35,671 - 36,759 - 38,211
<i>Abstand [km]</i>	250 m (bzw. 50 m)	1,088 km - 1,452 km
Segmente: <i>Anzahl</i>	8	8
<i>Länge</i>	250 m	Segment 1-4: 272 m Segment 5-8: 363 m
Sonstige Eigenschaften: <i>Geschwindigkeits- begrenzungen</i>	keine	Grundversorgung 120 km/h
<i>Steigung / Gefälle</i>	0%	bis zu 2,4% Gefälle
<i>Zu-/ Abfahrten (bei MQ)</i>	keine	keine


Tab. 7.1: Gegenüberstellung der Testfelder

Die Verkehrsdaten für die modellierte Strecke wurden mithilfe des Simulationstools VISSIM erzeugt. Dabei gab es drei wesentliche Kriterien. Der Zufluss variierte sowohl in seiner Menge als auch in seiner Dynamik. Der Anteil des Schwerverkehrs wurde sowohl mit 8% als auch mit 20% angesetzt, blieb jedoch während eines Simulationsdurchgangs konstant. Als letztes Kriterium wurde eine Störung simuliert, die nicht aus Gründen der Überlastung des Streckenabschnitts durch Kapazitätsüberschreitung sondern bspw. wegen eines Unfalls entstanden ist, der Fahrstreifensperrungen zur Folge hat. Aufgrund dieser Kriterien wurden folgende, in Tabelle 7.2 beschriebene Szenarien erstellt und simuliert.

Übersicht der simulierten Szenarien:

Simulationsdauer [min]	Zufluss – statisch [Kfz/h]		Zufluss – dynamisch [Kfz/h]	
	3.500		3.000 - 4.000	
60	I-1h-3500 	II-1h-3500 	---	
	I-1h-3500_2FS_gesperrt  			
120	---		I-2h-3000-4000 	II-2h-3000-4000 

I bzw. II ... Lkw-Anteil (8% bzw. 20%) 1h bzw. 2h ... Simulationsdauer: 60min bzw. 120min

 ... mit 8% Lkw-Anteil 3000 ... Zuflussmenge in [Kfz/h]
(5% Lkw <= 12t, 3% Lkw > 12t)

 ... mit 20% Lkw-Anteil  ... mit Störung
(17% Lkw <= 12t, 3% Lkw > 12t)

Tab. 7.2: Simulierte Szenarien

Das Störungsszenario spiegelt einen Rückstau wider. Dieser Rückstau ist aus einer erzeugten Behinderung der beiden rechten Fahrstreifen (FS 1 und FS 2) entstanden. Rückstau bedeutet hier, dass die Ursache dieses Staus hinter dem betrachteten Streckenabschnitt liegt (Ursache bei 4600 m, betrachtete Streckenabschnitt endet bei 3500 m). Bei einer Segmentlänge von 250 Metern wird somit zuerst Segment 8 von der Störung betroffen sein. Es wird damit nur der stromaufwärtige Verkehrsfluss untersucht.

Für die reale Teststrecke wurden für einen störungsfreien Verkehr die Daten vom 25.01.2010 des bereits in Kapitel 5 genutzten Datenbestands gewählt. Als Beispiel für einen nicht störungsfreien Verkehrsfluss wurden außerdem die Daten vom 10.03.2012 herangezogen. Einen tabellarischen Überblick der untersuchten Verkehrsdaten sowie einen visuellen Eindruck des herrschenden Verkehrsflusses liefern die nachfolgende Tabelle 7.3 und Abbildung 7.2. In dieser Abbildung ist die räumlich-zeitliche Ausdehnung der Betrachtungen gesondert durch einen schwarzen Rahmen gekennzeichnet.

Übersicht der betrachteten Realdaten:

Strecke	Zeit	Verkehrsfluss
Q63-Q65-Q67	25.01.2010, 06:00 – 09:00 Uhr	störungsfreier Verkehr
Q63-Q65-Q67	10.03.2012, 16:00 – 18:00 Uhr	Störung etwa von 16:45 Uhr bis 17:15 Uhr beginnend am Q67, Rückstau bis Q63 mit geringerer zeitlichen Ausdehnung an diesem Querschnitt

Tab. 7.3: Übersicht der untersuchten Realdaten

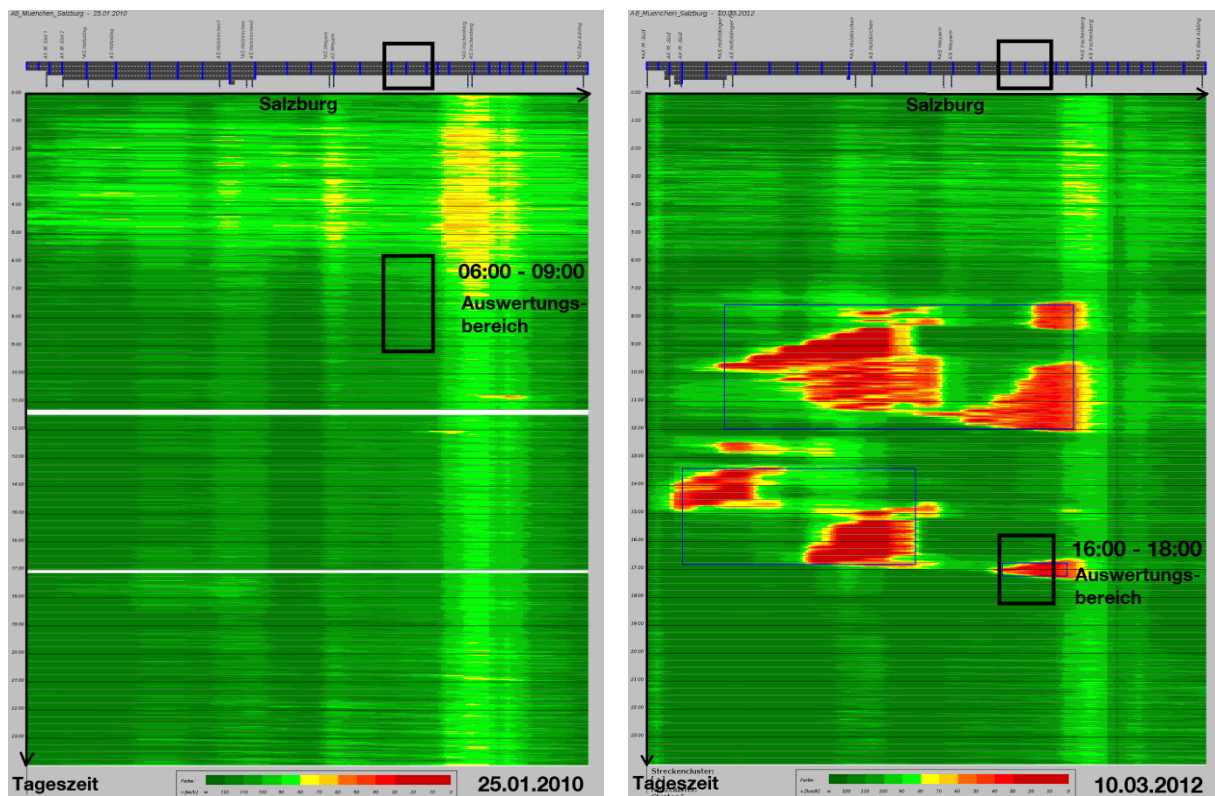


Abb. 7.2: Verkehrslage der ausgewählten Tage / Zeiträume der BAB A8, Fahrtrichtung Salzburg

7.3 Datenaufbereitung und Diskretisierungsparameter

Die realen Daten sind ursprünglich auf 1-Minuten-Intervalle aggregiert. Ebenso wurden die Simulationsdaten aufbereitet, um dieselbe Ausgangsbasis zu schaffen. Im nächsten Schritt wurden die Daten (q , v und k) anhand des Kalman-Filters geglättet, um das Rauschen und damit die Schwankungen der Messungen zu reduzieren. Das Kalman-Filter wird anhand der Gleichungen 7.6 - 7.10 sowohl in allgemeiner als auch in der hier angewandten eindimensionalen Form beschrieben. Dabei werden zuerst für den Zeitpunkt $t = 0$ Initialisierungswerte festgelegt. Die gewählten Initialisierungswerte sind im Anschluss der Gleichungen zusammengefasst. Anhand dieser Initialisierungswerte kann der erste Berechnungsschritt durch-

geführt werden. Dadurch erhält man einen neuen verbesserten Messwert, der wiederum erneut in die Gleichungen einfließt. Auf diese Weise erhält man für jeden Datensatz geglättete und somit verbesserte Werte. Der Ablauf erfolgt dabei nach dem in Abbildung 7.3 dargestellten Schema.

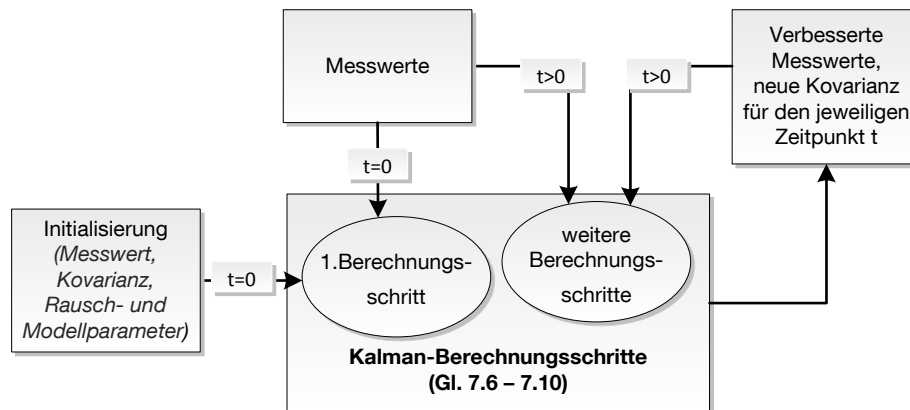


Abb. 7.3: Schematischer Ablauf der Datenglättung anhand des Kalman-Filters

Kalman-Filter in ...

allgemeiner Form

eindimensionaler Form

Eingangsschätzung für den nächsten Zeitschritt

$$\bar{x} = \Phi \cdot \hat{x}$$

$$\bar{x} = \Phi \cdot \hat{x} \tag{7.6}$$

Kovarianz des Zustands \bar{x}

$$\bar{P} = \Phi \cdot P \cdot \Phi^T + Q$$

$$\bar{P} = P \cdot \Phi^2 + Q \tag{7.7}$$

Rückführungs- oder Korrekturmatrix

$$K = \bar{P} \cdot M^T (M \cdot \bar{P} \cdot M^T + R)^{-1}$$

$$K = \frac{M \cdot \bar{P}}{\bar{P} \cdot M^2 + R} \tag{7.8}$$

Neuer Schätzwert

$$\hat{x} = \bar{x} + K(y - M \cdot \bar{x})$$

$$\hat{x} = \bar{x} + K(y - M \cdot \bar{x}) \tag{7.9}$$

Kovarianzmatrix des Messfehlers

$$P = (1 - K \cdot M) \cdot \bar{P} \cdot (1 - K \cdot M)^T + K \cdot R \cdot K^T$$

$$P = \bar{P} \cdot (1 - K \cdot M)^2 + R \cdot K^2 \tag{7.10}$$

Initialisierungswerte zum Zeitpunkt $t = 0$

$$\hat{q} = 2400 \text{ Kfz/h}$$

$$Q = 100$$

$$\hat{v} = 110 \text{ km/h}$$

$$\Phi = 1 \quad \text{um lediglich das Rauschen zu}$$

$$\hat{k} = 20 \text{ Kfz/km}$$

$$M = 1 \quad \text{unterdrücken und keine}$$

Modellierung vorzunehmen

$$P = 10$$

$$R = 200$$

\hat{x} beschreibt den Anfangszustand zum Zeitpunkt $t = 0$ und geht in Gleichung 7.6 ein. Dieser Wert wird mit der Matrix Φ multipliziert, die das dynamische Modell beschreibt (Modellmatrix). Hieraus ergibt sich die Eingangsschätzung für die Zustandsschätzung \hat{x} des folgenden Zeitschritts (vgl. Gl. 7.9). Das Rauschen des Systems bzw. der Messdaten wird durch die Kovarianzen Q bzw. R abgebildet. Die Matrix M hat die Aufgabe die Messung zu modellieren. Anhand dieser ermittelten Matrizen kann gemeinsam mit dem aktuellen Messwert y der neue Schätzwert \hat{x} für $t > 0$ berechnet werden.

Das Kalman-Filter ist vor allem für Prozesse geeignet, die durch lineare, zeitdiskrete Systemgleichungen beschrieben werden. Daher wird er hier nur zur Glättung der Eingangsdaten und nicht zur Schätzung des Verkehrszustands genutzt, da dieser durch nichtlineare Systemgleichungen beschrieben wird. Hierfür ist das Erweiterte Kalman-Filter (EKF) besser geeignet. Abbildung 7.4 zeigt den Vorgang der Zustandsschätzung anhand des EKF und somit auch den Unterschied zwischen Realität und Modell. Der Einsatz des EKF ist jedoch mit deutlich mehr Aufwand verbunden, da mit der Anzahl der Segmente, in die ein betrachteter Streckenabschnitt unterteilt wird, auch die Matrizen anwachsen, da alle zu berechnenden Zustandsdaten eines jeden Segments in die Matrizen einfließen. Darauf wurde im Rahmen dieser Arbeit verzichtet, zumal sich bereits einige Forschungsarbeiten zuvor mit dem Einsatz des EKF auseinandergesetzt haben [z.B. CREMER, 1979; CREMER et al., 1980; MEIER, 2007; SCHÖBER, 2009]. Des Weiteren ist es sinnvoll, derartige Untersuchungen und Bewertungen anhand von Realdaten größeren Umfangs durchzuführen.

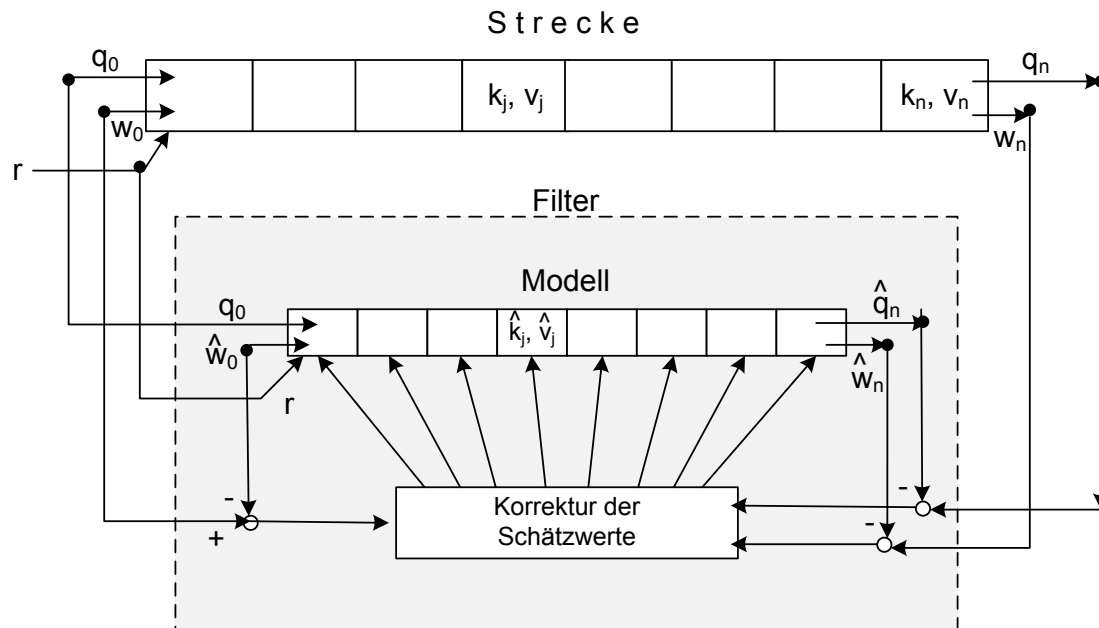


Abb. 7.4: Fluss der Zustandsschätzung auf einem Streckenabschnitt [CREMER, 1979]

Die anhand des Kalman-Filters geglätteten Werte wurden anschließend in Datensätze mit einer Zeitschrittweite deutlich geringer als eine Minute unterteilt. Hierfür wurde das Verfahren der Interpolation gewählt, um zu vermeiden viele identische Datensätze einfließen zu lassen. Auf diese Weise entstand für jeden Simulationszeitschritt T ein geglätteter Datensatz.

Die zu wählende Zeitschrittweite hängt von der gewählten Länge d_j der Segmente ab. Dabei ist zu beachten, dass jedes Segment innerhalb eines Zeitschrittes von jedem Fahrzeug mindestens einmal belegt sein muss. Ein Fahrzeug darf daher innerhalb eines Berechnungsschrittes nicht ein Segment übersprungen haben. Aus diesem Zusammenhang und aus der gewählten Segmentlänge von 250 Metern ergibt sich eine Zeitschrittweite der Simulation von maximal 6,9 Sekunden bei einer gewählten Geschwindigkeit von 130 km/h, bei höheren Geschwindigkeiten ist die Zeitschrittweite entsprechend geringer zu wählen. Für eine geeignete Anwendung, gerade auch im Hinblick auf die verfügbaren 1-Minuten aggregierten Daten, wurde eine Zeitschrittweite $T = 5s$ gewählt. Dieser Wert ist auch für die untersuchte reale Strecke geeignet, da die Segmentlängen hier mit 272 Metern und 363 Metern dieser Forderung entsprechen (vgl. Tab. 7.4).

$v =$	130 km/h	180 km/h	130 km/h	130 km/h	130 km/h	180 km/h
$d_j \geq$	250 m	250 m	180,6 m	272 m	363 m	272 m
$T \leq$	6,9 s	5 s	5 s	7,5 s	10 s	5,4 s

Tab. 7.4: Zahlenbeispiele zur Wahl der Zeitschrittweite T

Betrachtet man die dritte Spalte der Tabelle 7.4 könnte man für die simulierte Teststrecke von zwei Kilometern Länge auch rein theoretisch elf Segmente mit je einer Segmentlänge von 181,8 Metern wählen. Dann müsste man jedoch davon ausgehen, dass kaum eine höhere Geschwindigkeit als 130 km/h im freien Zustand gefahren wird, auch wenn dieser Wert üblicherweise als freie Geschwindigkeit angenommen wird. Bei der Beschreibung des Verkehrszustandes auf Autobahnen ist für gewöhnlich ein Abstand von 250 Metern ausreichend, da bei normalen Sichtverhältnissen dieser Bereich gut einsehbar ist.

7.4 Kalibrierung des Basismodells

Die geglätteten Daten fanden in den Gleichungen 7.1 bis 7.4 ihre Anwendung. Für die Modellparameter k_{max} , v_{frei} , ν , τ , κ , l und m wurden zunächst die von CREMER [1979] als optimal ermittelte Werte genutzt (vgl. Tab. 3.9). Die Kalibrierung dieser Parameter erfolgte iterativ und anhand der Summe der quadratischen Fehler als Bewertungskriterium. Dieses Kriterium berücksichtigt sowohl die Geschwindigkeit als auch die Verkehrsstärke. Als Referenz dienten die VISSIM-Simulationsdaten eines jeden Segments, so dass der Fehler zwischen den geschätzten und den simulierten Verkehrskenngrößen ermittelt werden konnte. Es wurde dabei angenommen, dass die VISSIM-Simulationsdaten die Realität abbilden.

Die Summe der Fehlerquadrate aus Geschwindigkeit und Verkehrsstärke wird hier als Güteindex GI bezeichnet. Dieser berechnet sich wie folgt (vgl. CREMER [1979], CREMER et al. [1980])

$$GI = \frac{1}{N} \sum_{t=1}^{N \cdot T} [(w_j(t) - \hat{w}_j(t))^2 + \gamma(q_j(t) - \hat{q}_j(t))^2] \rightarrow Min \quad 7.11$$

γ ist dabei der Gewichtungparameter zwischen der Geschwindigkeit und Verkehrsstärke; es wird $\gamma = 0,001$ gesetzt. Für eine bestmögliche Modellanpassung muss dieser Güteindex minimal werden. Ein weiteres Gütekriterium ist die visuelle Betrachtung der geschätzten Kenngrößen mit deren Kurvenverläufen. So bildet eine Kombination aus minimalem Güteindex und guter visueller Anpassung das Ergebnis des optimalen Parametersatzes. Die Kalibrierung wurde anhand des Störungsszenarios (l-1h-3500_2FS_gesperrt, vgl. Tab. 7.2) durchgeführt, da das Modell bei Störung auf die Änderung einzelner Parameter deutlich empfindlicher reagiert als im störungsfreien Zustand. Anhang 1 zeigt die einzelnen Iterationsschritte zur Kalibrierung des Modells. Die Kalibrierung erfolgte manuell. Ausgehend von zwei Parametersätzen - der erste resultierte aus ersten Modelltests, der zweite entspricht dem optimalen Parametersatz aus den Arbeiten von CREMER [1979] und CREMER et al. [1980] - wurden 39 Iterationsschritte durchgeführt und der für dieses Modell optimale Parametersatz (vgl. Tabelle im Anhang 1, Iterationsschritt 24) ermittelt.

Für die visuelle Bewertung werden die Verläufe der Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für jedes Segment des Störungsszenarios (l-1h-3500_2FS_gesperrt) herangezogen. Die Anmerkungen dazu sind in der letzten Spalte der Tabelle im Anhang 1 enthalten. Ebenfalls im Anhang 1 werden exemplarisch die Kurven für die visuelle

Bewertung für drei Parametersätze (Nr. 1, Nr. 10, Nr. 24) dargestellt. Dabei dienen die Kurvenverläufe aus den VISSIM-Simulationen als Referenz; sie sind rot gekennzeichnet. Die schwarzen Kurvenverläufe spiegeln die Ergebnisse des Payne/Cremer-Modells wider.

Wie in diesen Abbildungen (Anhang 1) zu sehen ist, wirken sich die gewählten Werte der einzelnen Parameter weniger auf die Segmente 1-4 aus als vielmehr auf die stromabwärts der Störung gelegenen Segmente 5-8. Insbesondere in diesen Bereichen (einige Bereiche sind gesondert hervorgehoben) erfolgt durch die Kalibrierung eine bessere Anpassung an die Referenzkurven.

Ein abnehmender Parameter ν , wachsendes κ und τ bewirken bei der Berechnung der Geschwindigkeit für den nächsten Zeitschritt einen geringeren Einfluss des Anpassungsterms sowie des Antizipationsterms. Allein der Konvektionsterm bleibt durch die Änderung dieser Parameter unberührt. Visuell wird dies durch die Beeinflussung der Schwingungen der Kurven ausgedrückt. So konnten mit abnehmenden ν , wachsenden κ und τ geringere Oszillationen und somit eine zunehmende Glättung der Kurven beobachtet werden.

Die Kalibrierung brachte folgende Parametersatz als Optimum zu Tage:

k_{max}	ν	τ	κ	ν_{frei}	l	m
$\frac{Kfz}{km}$	$\frac{km^2}{h}$	[h]	$\frac{Kfz}{km}$	$\frac{km}{h}$	[-]	[-]
245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0.75

Tab. 7.5: Optimale Parameterwerte nach Kalibrierung des Modells

Abbildung 7.5 zeigt den Einsatz des resultierenden Parametersatzes für einen störungsfreien Verkehrsfluss und bestätigt hiermit die Anwendbarkeit dieses Parametersatzes auch auf einen anderen Verkehrszustand als den zur Kalibrierung genutzten gestörten Zustand.

Abbildung 7.6 zeigt den Gebrauch des kalibrierten Modells für die in Kapitel 7.2 beschriebenen realen Daten. Der für eine Vergleichsmessung geeignete Messquerschnitt Q65 befindet sich bei der gewählten Strecke am Ende des vierten Segments. Für dieses Segment werden nachfolgend der Verlauf eines störungsfreien Verkehrszustands und eines gestörten Zustands dargestellt.

Szenario: I-1h-3500

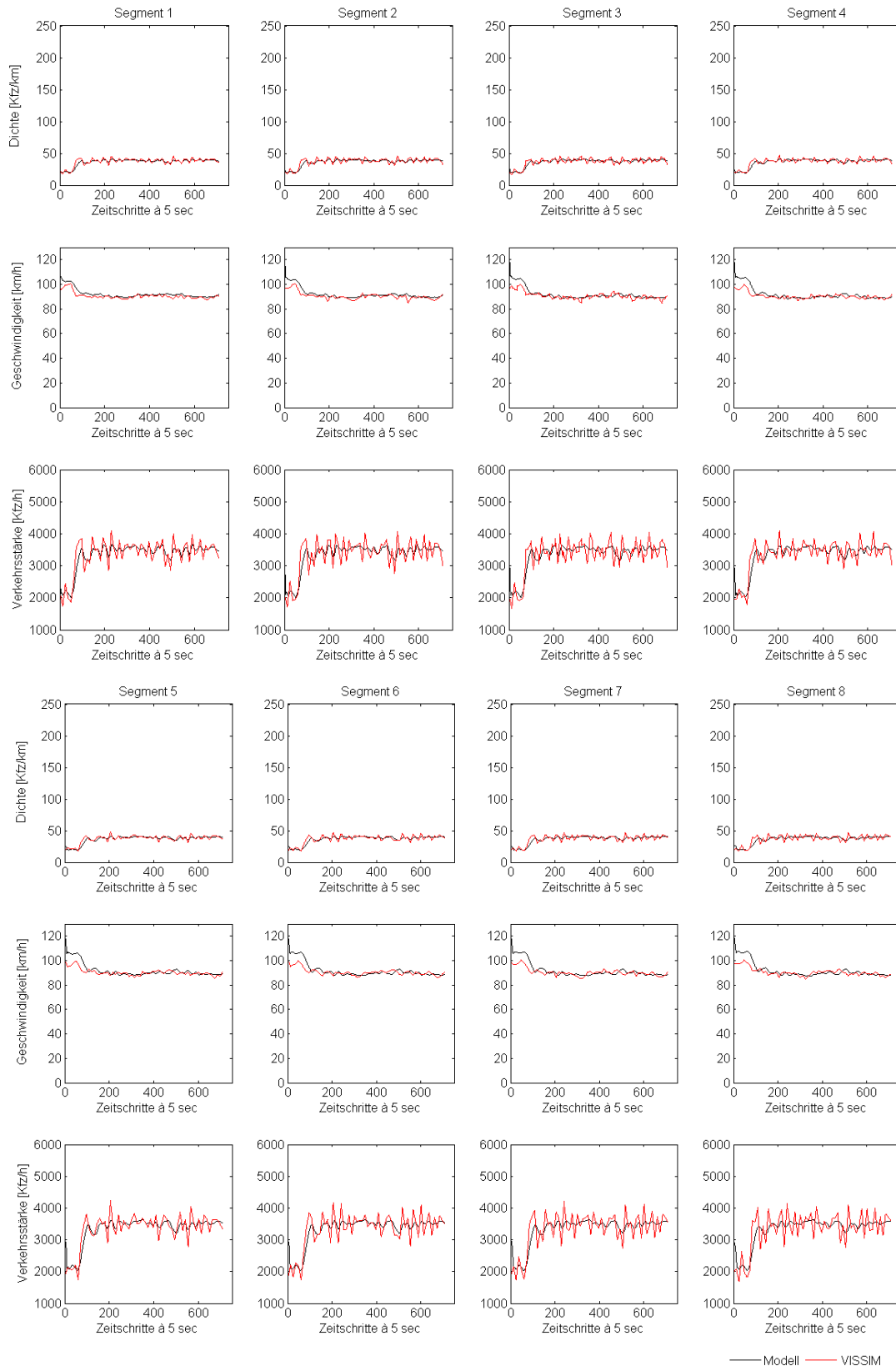


Abb. 7.5: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke im störungsfreien Verkehrszustand für alle Segmente auf Basis des resultierenden Parametersatzes

a) Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei

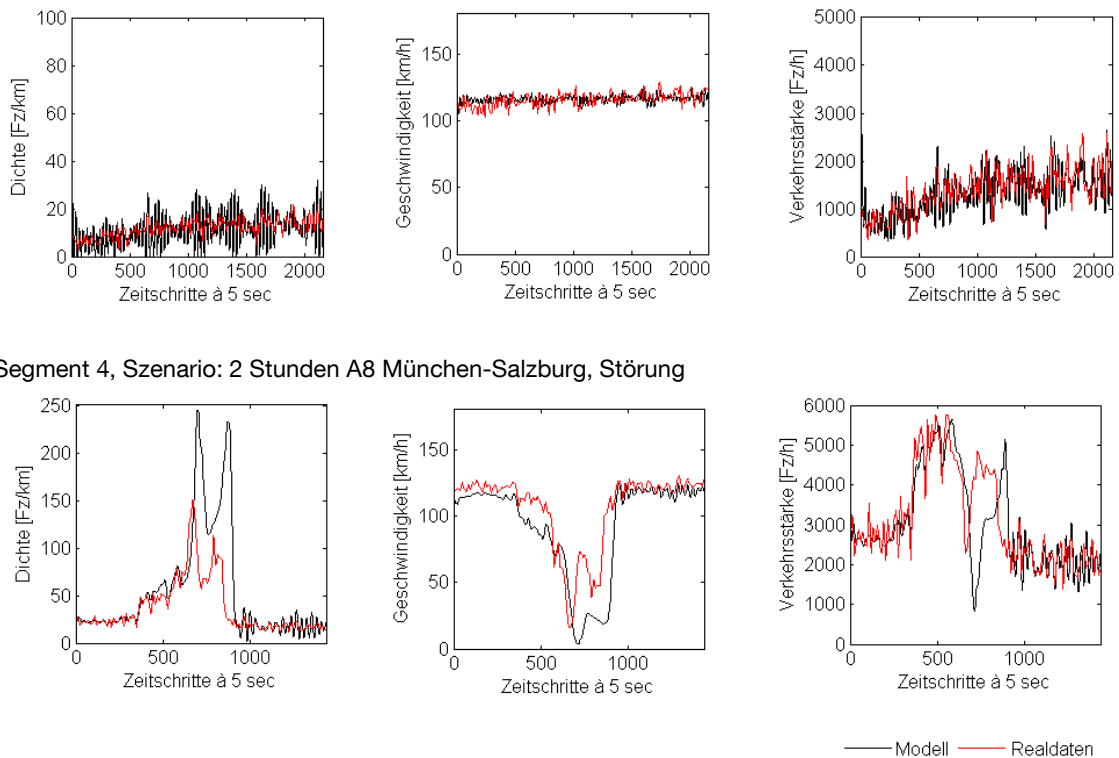


Abb. 7.6: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke mit Realdaten auf Basis des resultierenden Parametersatzes im vierten Segment für den ungestörten (a) und gestörten (b) Zustand

Auch hier ist eine gute Modellanpassung an die Realität zu erkennen. Der Güteindex weist mit einem Wert von 75,4 sogar auf eine noch bessere Anpassung hin. Der Güteindex für den Störungsfall liegt hingegen mit 600 über dem des Modellvergleichs mit den VISSIM-Daten. Hier lagen allerdings während der Störung zwei Mal für je eine Minuten keine Daten vor. Für diesen nicht versorgten Zeitraum wurden durch Interpolation Ersatzwerte gebildet.

Das Modell zeigt bei Störungen zum Teil eine Trägheit als auch eine stärkere Ausprägung der Störung (vgl. Abb. 7.6 und im Anhang 1 Abb. zu $GI = 226,6$). Dies ist vor allem in dem Antizipationsterm begründet, der die Stauentstehung durch Berücksichtigung der Dichte des stromabwärtigen Segments abbildet. Der Empfindlichkeitsfaktor ν hat Einfluss auf die Stärke der modellierten Störungsamplitude, die Zeitkonstante τ auf die Reaktionszeit und somit die Trägheit der Störungsentstehung.

7.5 Einbindung der Korrekturdaten seitlich installierter Sensoren

Die geschätzten Verkehrskenngrößen der einzelnen Segmente sollen nun durch zusätzliche Daten, geliefert von seitlich installierten Radarsensoren (vgl. Kap. 5), verbessert werden. Es stellt sich ferner die Frage wie viele zusätzliche Sensoren für eine ausreichende Korrektur erforderlich sind und in welchem Abstand sich diese Sensoren idealerweise befinden. Zwei Ansätze werden verfolgt:

1. Zum einen wird der Ansatz eines hypothetischen Flusses nach CREMER [1979] untersucht, der in einem Segment einen hypothetischen Zufluss und im darauffolgenden Segment diesen Betrag als Abfluss ansetzt. CREMER [1979] beabsichtigte damit die Abbildung von Stauungen, die beispielsweise aufgrund von Unfällen entstehen können. Hier wiederum wird dieser Ansatz genutzt, um eine segmentbezogene Korrektur der Verkehrsstärke durchzuführen. Der hypothetische Zufluss wird mit r_{in} bezeichnet, der zugehörige Abfluss mit r_{out} . Die Größe des hypothetischen Flusses ergibt sich dabei aus der Differenz zwischen dem für das Segment ermittelten Modellwert, im unten dargestellten Beispiel (Abb. 7.7) aus q_4 , und dem Sensorwert von Q65. Somit kann in der Tat auch ein negativer Fluss auftreten, wenn von den seitlichen Sensoren eine geringere Anzahl an Fahrzeugen ermittelt wurde, wird die Differenz im betrachteten Segment abgezogen und anschließend wieder addiert. Diesem Ansatz liegt der Gedanke zugrunde, dass dem System keine zusätzlichen Fahrzeuge hinzugefügt bzw. entzogen werden sollen, um das Systemgleichgewicht bzgl. der ein- und ausfahrenden Fahrzeugmengen nicht zu stören (Kontinuität). Daher wird der hypothetische Zufluss bei der Berechnung der Verkehrsdichte des betrachteten Segments und der entsprechende Abfluss in der Berechnung des nachfolgenden Segments berücksichtigt (vgl. Abb. 7.7).

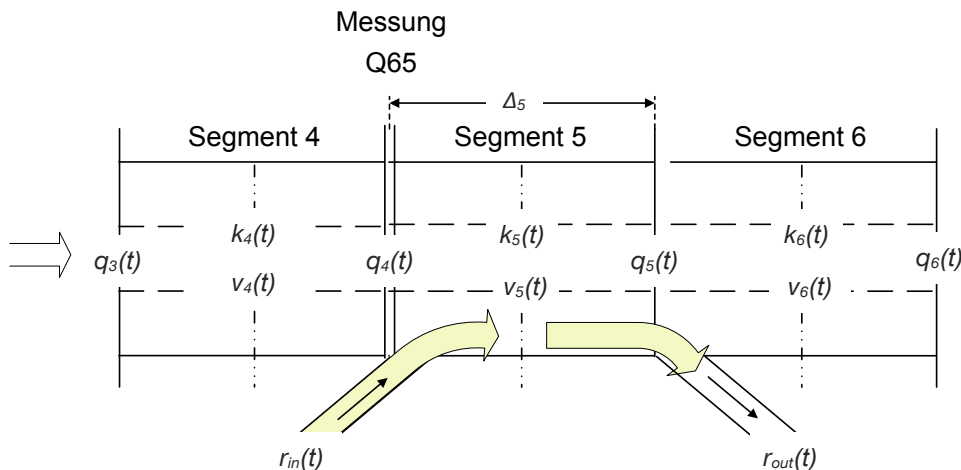


Abb. 7.7: Hypothetischer Fluss am Beispiel der A8/Ost, München - Salzburg im Segment 5

2. In einem zweiten Ansatz wird nur eine Korrektur im jeweils betrachteten Segment durchgeführt. Dies entspricht einer absoluten Korrektur der Fahrzeugmengen, ohne weitere Berücksichtigung im nachfolgenden Segment durch einen hypothetischen Abfluss ($r_{out} = 0$).

Der Korrekturabgleich beschränkt sich auf die Nutzung der detektierten Fahrzeugmengen. Wie in Kapitel 6 erläutert sind Fahrzeuggeschwindigkeiten aus seitlicher Detektion in geringen Höhen nur schwer zuverlässig ermittelbar und werden im COMPANION-System nur als Indikator für Geschwindigkeitseinbrüche und damit Stauwarnungen genutzt. Ein erkannter Geschwindigkeitsabfall muss dabei nicht zwangsläufig auch die korrekte Geschwindigkeit eines Fahrstreifens oder des Querschnitts liefern.

Die Untersuchung des Einflusses von Anzahl und Lage zusätzlicher Sensoren auf die Schätzung der Verkehrslage wurde für die in Tabelle 7.6 aufgeführten Szenarien für beide oben beschriebene Korrekturansätze durchgeführt. Als Bewertungskriterium kommt hier erneut der Güteindex *GI* (vgl. Kapitel 7.4) zum Einsatz. Ein weiteres Kriterium wäre eine Untersuchung des maximalen Fehlers.

Der betrachtete Streckenabschnitt in der Simulation besteht aus acht Segmenten mit je einer Länge von 250 Metern, die Gesamtlänge des Streckenabschnitts beträgt somit zwei Kilometer. Geprüft wird die Auswirkung der zusätzlichen Sensoren auf die Qualität der Zustandsmodellierung, wenn ...

- ein Zusatzsensor bei 500 m, 1000 m oder 1500 m des Streckenabschnitts eingesetzt wird;
- zwei Zusatzsensoren entweder bei 500 m und 1000 m, bei 500 m und 1500 m oder bei 1000 und 1500 m genutzt werden;
- sich drei Zusatzsensoren in einem Abstand von 500 Meter befinden.

Als Referenzwert (Nullfall) gilt dabei die Modellierung ohne Berücksichtigung der Daten zusätzlicher Sensoren.

Die Sensoren liegen somit genau auf den definierten Segmentgrenzen. Sie werden wie folgt dem jeweiligen Segment zugeordnet:

- Sensor bei 500 Meter – Segment 2
- Sensor bei 1000 Meter – Segment 4
- Sensor bei 1500 Meter – Segment 6

Für den Streckenabschnitt der A8, für den Realdaten zur Untersuchung verfügbar sind, gibt es einen vorhandenen Vergleichsquerschnitt, den Messquerschnitt Q65 am Übergang zwischen dem vierten und fünften Segment. Der Güteindex *GI4* am Ende des vierten Segments wird daher für diesen Querschnitt ermittelt (vgl. Tab. 7.6).

Auch hier gilt: je geringer der Güteindex, desto höher ist die Modellgüte und besser die Modellanpassung.

Güteindex (<i>GI</i>)		Anzahl der zusätzlichen Sensoren							
		0	1			2		3	
		Lage der Sensoren							
Szenario	r_{out} =	--- Nullfall	500m	1000m	1500m	500m, 1000m	500m, 1500m	1000m, 1500m	500m, 1000m, 1500m
I-1h-3500	r_{in}	69,8647	73,443	65,554	70,910	65,607	77,971	58,501	56,256
	0		49,260	58,239	57,868	52,719	49,408	51,729	45,621
I-2h-3000-4000	r_{in}	75,154	77,652	78,226	86,118	77,851	112,391	75,764	76,513
	0		66,536	69,321	68,523	65,105	66,229	64,359	59,623
II-2h-3000-4000	r_{in}	97,320	102,118	98,843	102,738	101,139	107,421	96,678	93,893
	0		85,4757	87,3727	87,1780	83,8013	83,3807	81,0802	76,9695
I-1h-3500_2FS gesperrt	r_{in}	226,627	223,474	258,392	289,666	253,765	295,001	324,647	427,269
	0		210,011	192,092	225,449	184,443	222,234	197,457	191,401
Realdaten: FR Q63-Q65-Q67 (München-Salzburg, 2,54km)			1088m (MQ 65)						
... ohne Stau	r_{in}	151,553	80,694			---		---	
	0		63,176			---		---	
... mit Stau	r_{in}	1243,5	2594,9			---		---	
	0		2938,9			---		---	

Tab. 7.6: Güteindex *GI* für verschiedene Szenarien mit seitlichen Korrekturdaten

Folgende Erkenntnisse lassen sich daraus ableiten:

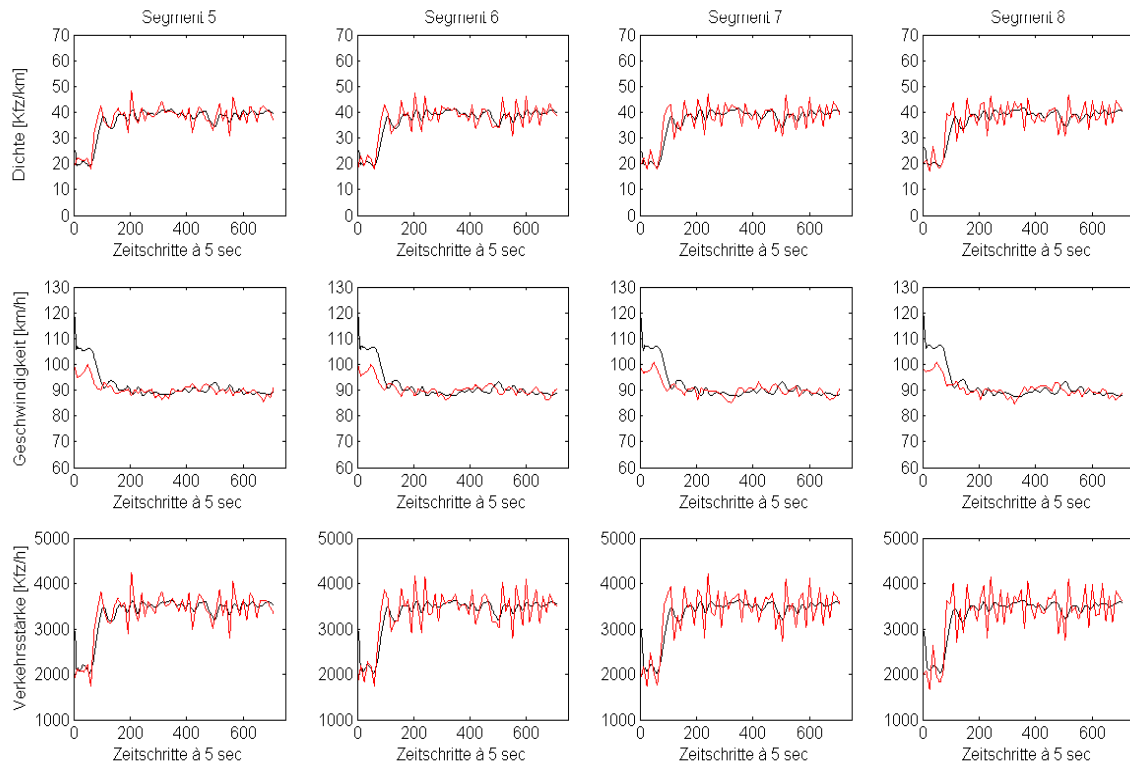
1. Grundsätzlich zeigt sich, dass der zweite Ansatz mit einer direkten und absoluten Datenkorrektur (ohne Abfluss der Fahrzeugdifferenz $r_{out} = 0$) zu einer höheren Zustandsgüte führt als Ansatz eins, wobei die Unterschiede zwischen beiden Ansätzen meist gering sind. Ansatz eins weist zudem in einigen Szenarien eine schlechtere Güte bei Berücksichtigung eines Zusatzsensors auf als der Nullfall. Dieser Ansatz wird daher im weiteren Verlauf nicht mehr verfolgt.
2. Für alle untersuchten Szenarien mit freiem Verkehrsfluss verbessert sich die Qualität der Zustandsschätzung mit steigender Zahl zusätzlicher Sensoren.

3. Wird nur ein zusätzlicher Sensor eingesetzt, bietet dieser die beste Ergänzung in einer Entfernung von 500 Metern, am Ende des zweiten Segments, solange der Verkehr frei ist.
4. Werden die Daten von zwei zusätzlichen Sensoren genutzt, zeigt die Untersuchung eine Tendenz zur günstigeren Lage bei 1000 und 1500 Metern. Jedoch sind auch hier die Unterschiede sehr gering.
5. Deutlich ist auch eine verbesserte Zustandsschätzung bei Betrachtung der störungsfreien realen Daten zu erkennen. Der zusätzliche Messabgleich liegt etwa in der Mitte des Streckenabschnitts und halbiert den Güteindex des Referenzfalles beinahe.

Es kann demnach folgendes zusammengefasst werden: Unter der Voraussetzung, dass Ansatz zwei angewandt wird, erfolgt in jedem Fall eine Verbesserung der Modellgüte (im Vergleich zum Referenzfall), wenn die Sensordichte erhöht wird. Dabei spielt es keine Rolle, wie viele zusätzliche Sensoren eingesetzt werden und wo sie installiert werden. Tendenziell nimmt die Modellgüte mit größerer Sensordichte weiter zu, jedoch ist das quantitative Ausmaß sehr gering, so dass eine weitere Verdichtung unter Berücksichtigung des Kosten-Nutzen-Verhältnisses in Frage gestellt werden muss.

Am Beispiel der Segmente 5-8 des Szenarios '1-3500' zeigt sich durch die Ergänzung um drei Sensoren eine deutliche Anpassung der Kenngrößenverläufe, die sich vor allem dadurch auszeichnet, dass die Schwankungen nun deutlich denen der VISSIM-Kurven folgen (vgl. Abb. 7.8). Ein leichte Verbesserung vor allem im Segment 6 ist auch für das Störungsszenario '1-3500 – 2 Fahrstreifen gesperrt' bei einer Korrektur durch zwei zusätzliche Sensoren am Ende des 2. und 4. Segments zu erkennen (vgl. Abb. 7.9). Auch für den Einsatz im realen Verkehrsfluss kann diese Wirkung bestätigt werden (vgl. Abb. 7.10).

Szenario: I-1h-3500 (Nullfall)



Szenario: I-1h-3500 – Korrektur anhand 3 Sensoren im Abstand von 500 m

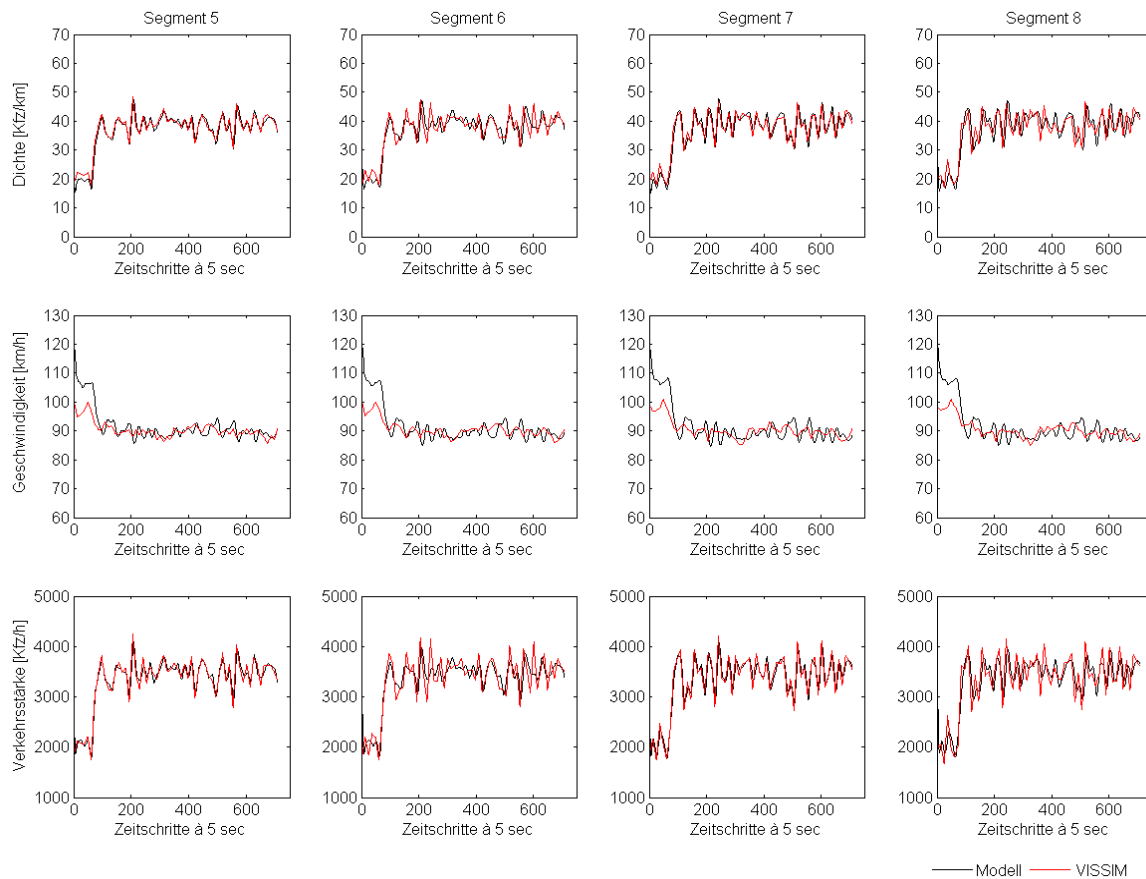
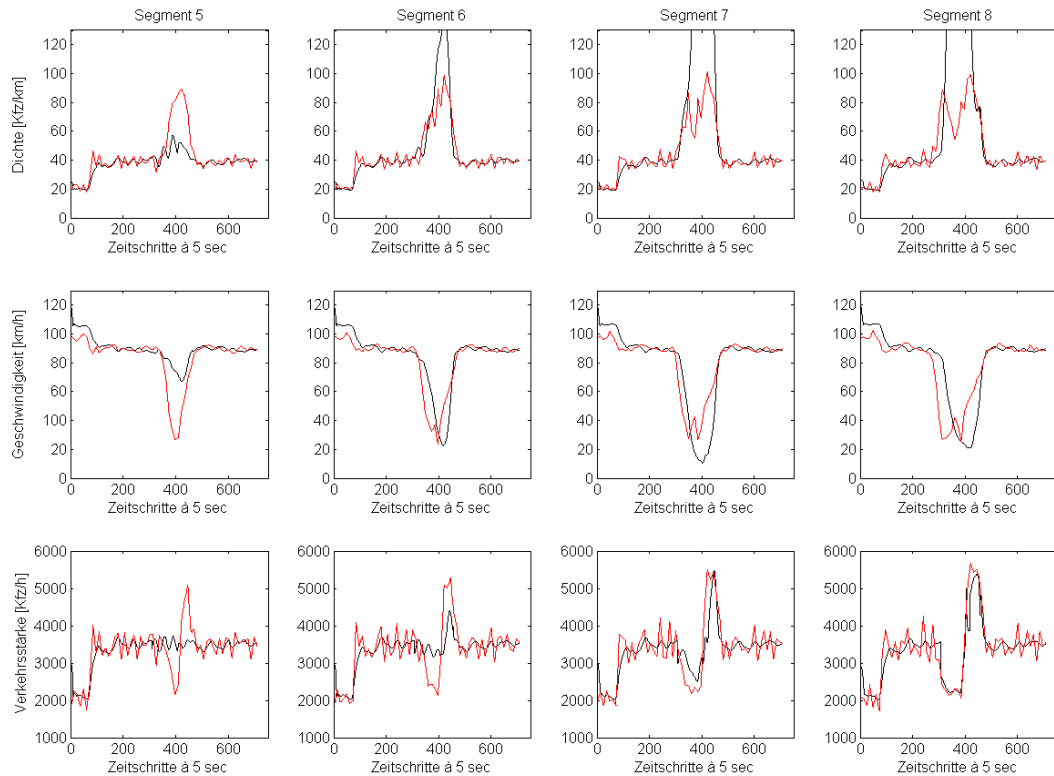


Abb. 7.8: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für die Segmente 5-8 des Szenarios 'I-3500' - Nullfall und Korrektur durch drei Sensoren

Szenario: I-1h-3500 – 2 Fahrstreifen gesperrt (Nullfall)



Szenario: I-1h-3500 – 2 Fahrstreifen gesperrt – Korrektur anhand 2 Sensoren im 2. und 4. Segment

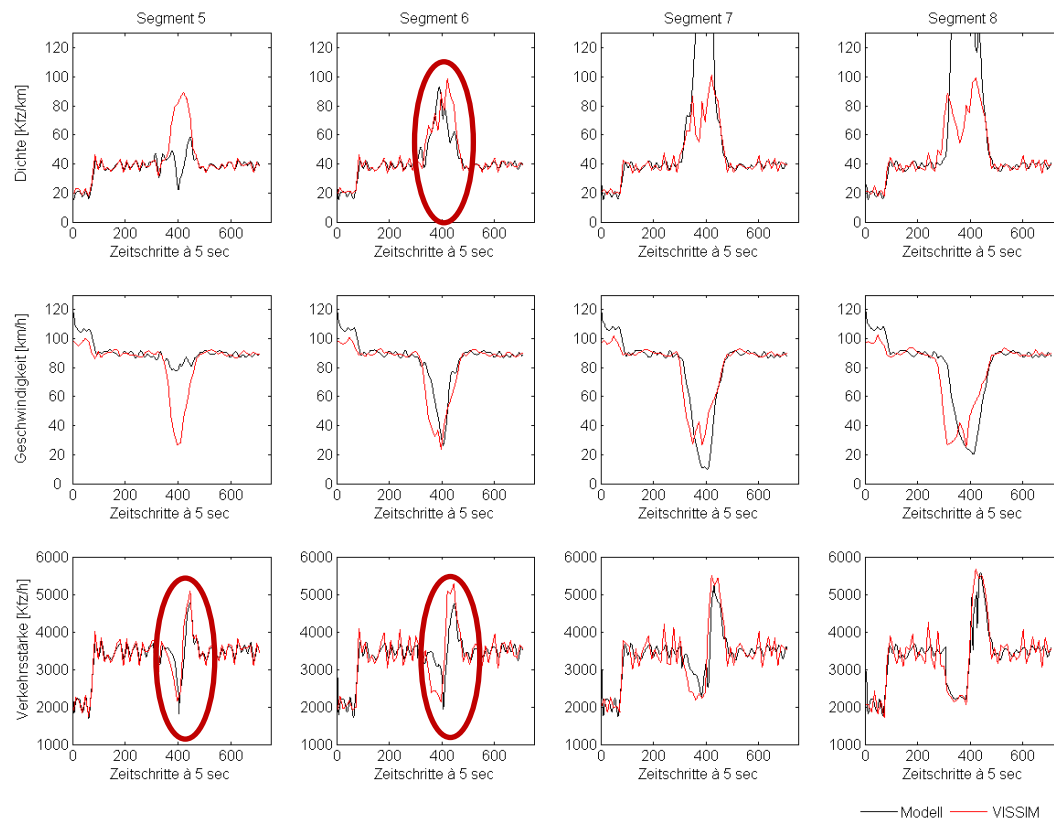
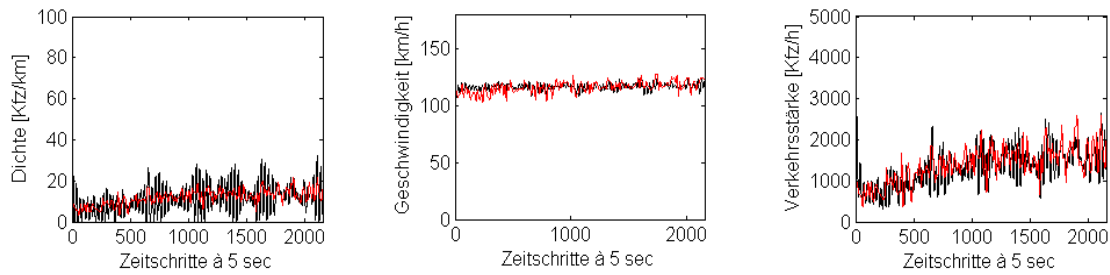


Abb. 7.9: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für die Segmente 5-8 des Störungsszenarios 'I-3500-2FS gesperrt' - Nullfall und Korrektur durch zwei Sensoren im 2. und 4. Segment

Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei



Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei, mit Korrektur am Mittelabgriff

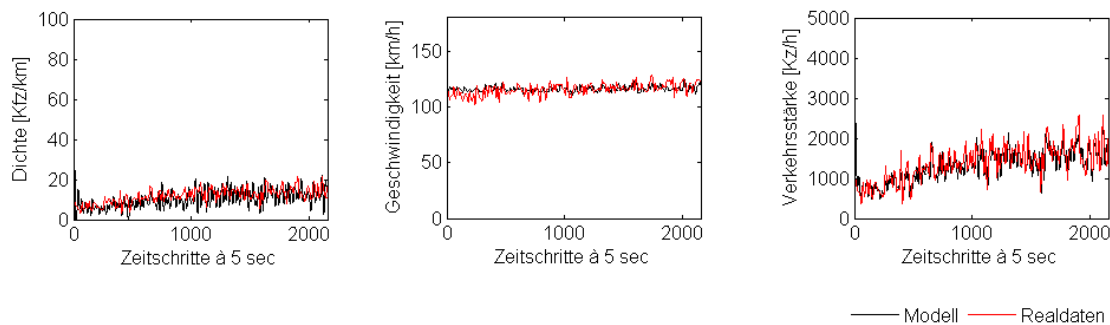


Abb. 7.10: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg - Nullfall und Korrektur am Mittelabgriff

Nachdem nun gezeigt wurde, dass der Einsatz zusätzlicher Sensoren zu einer verbesserten Zustandsschätzung führt, stellt sich die Frage, ob fehlerhafte Korrekturdaten einen Einfluss auf die Modellgüte haben oder ob dies durch das Modell abgefangen werden kann. Hierzu wurden die Auswirkungen bei einem 10-prozentigen Fehler des Korrekturwertes auf die Modellgüte untersucht (vgl. Tab. 7.7).

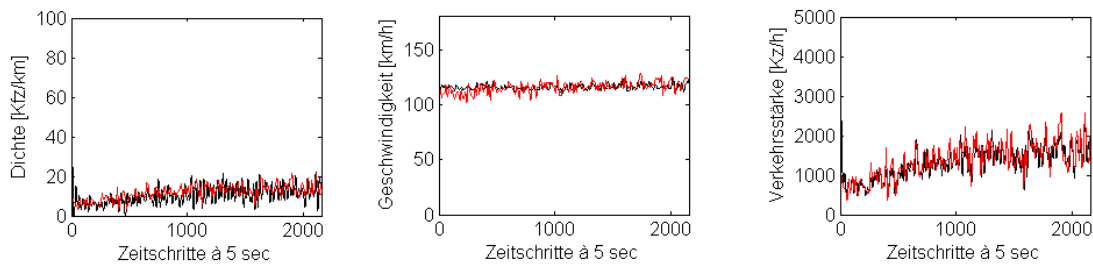
Die Ergebnisse aus Tabelle 7.7 zeigen, dass die Modellgüte unter der Annahme eines fehlerhaften Korrekturwertes abnimmt. Dieses angewandte Modell weist somit keine Fehlerresistenz bzw. Robustheit gegen fehlerhafte Korrekturdaten auf. Vielmehr ist unabhängig davon, ob der Sensor einen negativen oder positiven Fehler aufweist, eine deutliche Abnahme der Modellgüte zu erkennen. Es zeigt sich ein zunehmender Fehler bzw. ein schlechterer Güteindex je größer die Anzahl der ergänzenden Sensoren ist. Diese Wirkung ist in der vereinfachten Annahme begründet, dass ein fiktiver Sensormessfehler von $\pm 10\%$ auf alle Sensoren angewandt wurde und sich der Fehler somit vervielfacht. Würde der Fehler eines einzelnen Sensors nicht bereits zu einer derartigen Verringerung der Modellgüte führen, könnte der Fall untersucht werden, die positiven und negativen Fehler auf die einzelnen Korrektursensoren unterschiedlich zu verteilen, was eventuell auch die Realität besser abbilden würde.

Güteindex (GI) mit $r_{out} = 0$		Anzahl der zusätzlichen Sensoren							
		0	1			2		3	
		Lage der Sensoren							
Szenario	Sensor- fehler	---	500m	1000m	1500m	500m, 1000m	500m, 1500m	1000m, 1500m	500m, 1000m, 1500m
Nullfall: I-1h-3500	-10%	69,865	142,420	120,079	86,247	140,434	139,194	111,043	136,153
	0%		49,260	58,239	57,868	52,719	49,408	51,729	45,621
	+10%		143,457	116,602	86,578	146,706	143,864	111,136	140,106
I-2h-3000- 4000	-10%	75,154	151,906	124,301	97,121	148,206	149,443	119,521	143,390
	0%		66,536	69,321	68,523	65,1047	66,2291	64,359	59,623
	+10%		192,862	146,375	103,276	192,380	192,589	141,917	187,122
II-2h-3000- 4000	-10%	97,320	146,058	125,122	109,225	141,260	143,999	122,304	138,049
	0%		85,476	87,3727	87,178	83,801	83,381	81,080	76,970
	+10%		231,121	177,989	3175,0	229,520	4001,7	171,642	221,900
I-1h- 3500_2FS gesperrt	-10%	226,627	427,113	375,018	443,893	414,370	523,542	498,001	498,001
	0%		210,011	192,092	225,449	184,443	222,234	197,457	191,401
	+10%		1181,6	567,411	4372,7	2103,8	4696,1	4692,6	5028,3
Realdaten: FR Q63-Q65-Q67 (München-Salzburg, 2,54km)			1088m (MQ 65)						
... ohne Stau	-10%	151,553	70,761			---		---	
	0%		63,176			---		---	
	+10%		63,097			---		---	
... mit Stau	-10%	1243,5	505,277			---		---	
	0%		2938,9			---		---	
	+10%		3211,6			---		---	

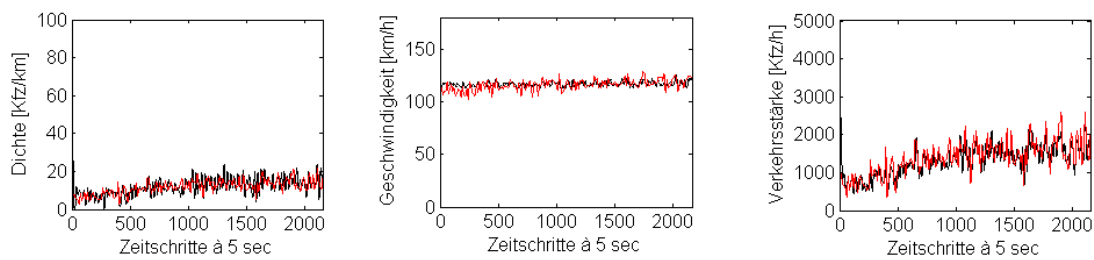
Tab. 7.7: Einfluss von Sensor-Fehlern auf die Modellgüte, basierend auf $r_{out} = 0$

Diese quantitative Bewertung konnte durch die qualitative, visuelle Einschätzung bestätigt werden, auch wenn die Differenzen kaum sichtbar sind, solange keine Störung auftritt (vgl. Abb. 7.11). Nur für das reale Störungsszenario trat bei einem fiktiven Fehler von minus 10 Prozent am Mittelabgriff eine deutliche Verbesserung der Modellgüte auf (vgl. Abb. 7.12). Ohne Störung wurde hingegen nur eine geringe Verschlechterung der Güte ermittelt. Dies lässt den Schluss zu, dass sich ein Messfehler vor allem auf die Schätzung im Störfall auswirkt. Ein potentieller Grund für diesen Fall der Güteverbesserung könnte ein tatsächlicher Fehler im Mittelabgriff liegen, der durch den fiktiven negativen Fehler aufgehoben wird.

Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei, mit Korrektur am Mittelabgriff



Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei, Korrektur (-10% Fehler) am Mittelabgriff



Segment 4, Szenario: 3 Stunden A8 München-Salzburg, störungsfrei, Korrektur (+10% Fehler) am Mittelabgriff

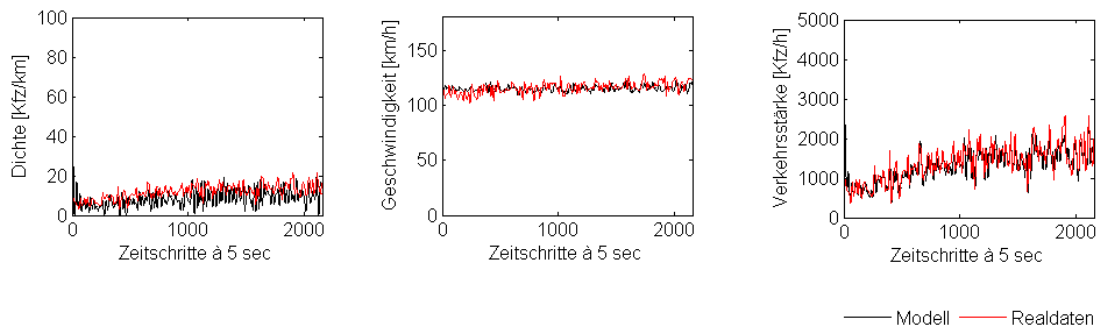
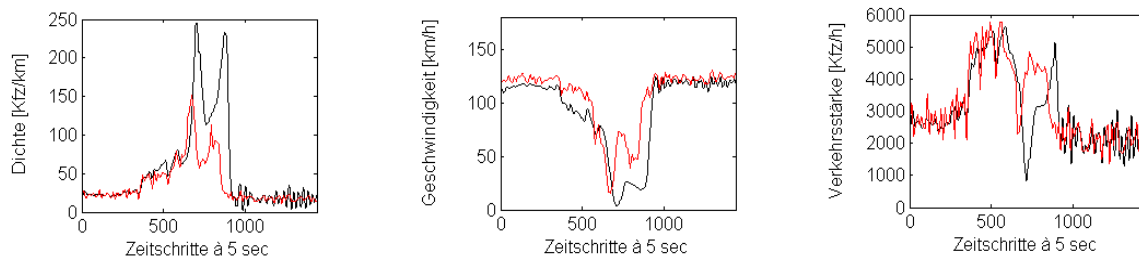


Abb. 7.11: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg – Vergleich mit Korrektur ohne Fehler, -10% Fehler und +10% Fehler

Segment 4, Szenario: 2 Stunden A8 München – Salzburg, Störung (Nullfall)



Segment 4, Szenario: 2 Stunden A8 München – Salzburg, Störung mit Korrektur (-10% Fehler) am Mittelabgriff

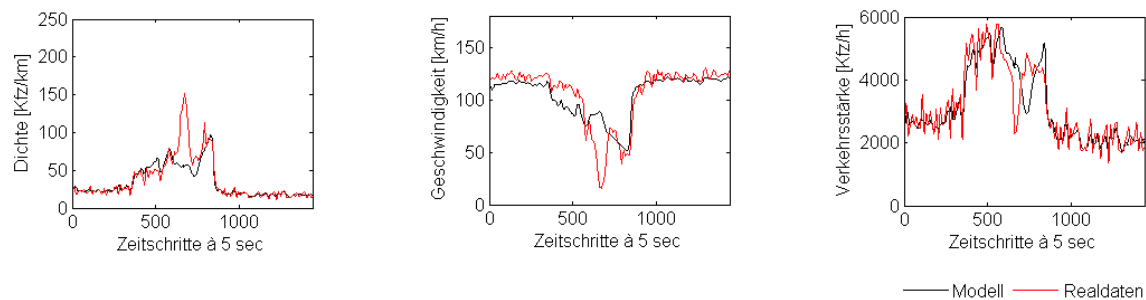


Abb. 7.12: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg - Nullfall (ohne Korrektur) und Korrektur mit einem Fehler von -10%

Um Fehler in den Verkehrsdaten besser abfangen zu können und dadurch eine Robustheit des Systems zu erreichen, hat SCHÖBER [2009] in dem Störungserkennungssystem AZTEK ein Constrained-Extended Kalman-Filter erfolgreich eingesetzt. Dieser Ansatz sollte Aufgabe weiterer Forschungen sein.

7.6 Betrachtung der Fahrstreifenselektivität

Am Beispiel der Realdaten kann die Integration der Fahrstreifenaufteilung nach Kapitel 5.2 aufgezeigt werden. Die Simulationsdaten aus VISSIM werden für diese Untersuchung nicht herangezogen, da hierfür ein Spurwechselmodell hinterlegt ist, welches ein hier nicht untersuchtes und daher nicht zu bewertendes Fahrstreifenwechselverhalten abbildet.

Die Aufteilung der Verkehrskenngrößen auf die einzelnen Fahrstreifen erfolgt nach den in Kapitel 5.2 ermittelten und hier erneut aufgeführten Regressionsgleichungen (Tab. 7.8 und 7.9). Die Bereichsgrenzen liegen bei 55 Pkw-E/km und 125 Pkw-E/km, wobei der Bereich kleiner als 5 Pkw-E/km gesondert betrachtet werden muss. Für diesen Bereich wird für den linken Fahrstreifen die Annahme getroffen, dass dessen Anteil sich nur auf ein Prozent beläuft ($q_{li} = 0,01$). Für den rechten Fahrstreifen kann die unten angegebene Formel unverändert angewandt werden (vgl. Kapitel 5.2.1).

Der Bereich bis 10% Lkw-Anteil war während des betrachteten Zeitfensters am häufigsten vertreten. Vereinfachend wurde daher die Umrechnung von Kfz in Pkw-Einheiten mit einem Lkw-Anteil von 10% angesetzt und wie in Kapitel 5.1 beschrieben ermittelt.

Diese Untersuchung erfolgte ohne die Korrektur durch zusätzliche Sensoren (Kapitel 7.5), damit andere Einflüsse die hier gesuchten Ergebnisse nicht verfälschen.

Abschnitt	Modell	Parameter			Bestimmtheitsmaß
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	R^2
I	$q_{li}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$-1,83 \cdot 10^{-04}$	0,0192	-0,084	0,998
	$q_{re}^p = a \cdot k^b$	1,1944	-0,435	-	0,996
II	$q_{li}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$1,95 \cdot 10^{-05}$	$-4,86 \cdot 10^{-03}$	0,6341	0,990
	$q_{re}^p = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	$-2 \cdot 10^{-05}$	0,0059	-0,0441	0,989
III	$q_{li}^p = b \cdot k + c$	-	$-4,23 \cdot 10^{-05}$	0,3331	0,209
	$q_{re}^p = b \cdot k + c$	-	$5 \cdot 10^{-05}$	0,3279	0,508
I - III	$q_{mi}^p = 1 - q_{re} - q_{li}$	-	-	-	

Tab. 7.8: Fahstreifenbelastungen in allgemeiner Form (Regressionsfunktionen)

Abschnitt	Modell	Parameter			Bestimmtheitsmaß
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	R^2
I	$vDiff_{li-mi} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	-0,0023	-0,1019	19,577	0,997
	$vDiff_{mi-re} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	-0,0052	0,0328	25,926	0,997
II	$vDiff_{li-mi} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	0,0013	-0,3474	21,764	0,988
	$vDiff_{mi-re} = a \cdot k^2 + b \cdot k + c$	0,0034	-0,7613	42,822	0,970
III	$vDiff_{li-mi} = b \cdot k + c$	-	-0,0018	-1,2382	0,034
	$vDiff_{mi-re} = b \cdot k + c$	-	0,0086	-2,1055	0,415

Tab. 7.9: Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen Fahstreifen in allg. Form (Regressionsfunktionen)

Es werden die Fahstreifenanteile innerhalb eines staufreien Szenarios verglichen und daher die Daten vom 25.01.2012 der BAB A8/Ost in Fahrtrichtung Salzburg herangezogen. Die Strecke umfasst die Messquerschnitte Q63, Q65 und Q67, wobei der Vergleich zwischen modellerzeugten und realen Daten am Querschnitt Q65 stattfand. Abbildung 7.13 zeigt sowohl die Verkehrsstärke und die Geschwindigkeit als auch die aus diesen beiden Kenngrößen erzeugte Verkehrsdichte. Die modellgenerierten Daten mit einer Zeitschrittweite von fünf Sekunden wurden hier für eine bessere Vergleichbarkeit aggregiert und bilden nun das Mittel von einer Minute. Grundsätzlich ist eine gute visuelle Annäherung für alle drei

Kenngößen des Modells an die Realität zu erkennen. Die Realität zeigt hier einen leicht unruhigeren und damit stärker gestreuten Verlauf. Ein Unterschied lässt sich außerdem für die Geschwindigkeit des linken Fahrstreifens erkennen. Die modellierten Geschwindigkeiten sind in diesem Beispiel auf dem linken Fahrstreifen um etwa 10 km/h größer als in der Realität. Dieser Unterschied beruht auf einer vorliegenden Geschwindigkeitsbegrenzung von 120 km/h als Grundversorgung. Derartige Restriktionen sind im Modell nicht berücksichtigt. Dies scheint jedoch keine Auswirkungen auf das Verhältnis der Geschwindigkeitsunterschiede zwischen den Fahrstreifen zu haben. Somit kann von diesem Beispiel ausgehend angenommen werden, dass erst nach der Modellierung Geschwindigkeitsbeschränkungen berücksichtigt werden können und die Geschwindigkeiten für die betroffenen Fahrstreifen entsprechend im Modell reduziert werden.

Dieses Beispiel zeigt, dass für einen störungsfreien Verkehrsfluss mit geringen Dichten (hier bis zu 26 Pkw-E/km) eine realitätsnahe Aufteilung der Verkehrskenngrößen auf die einzelnen Fahrstreifen modelliert werden kann. Für Bereiche größerer Dichten ist dies kein Beleg, jedoch wird mit zunehmend gebundenem Verkehr auch eine deutlich homogenere Verteilung auf die Fahrstreifen erwartet. So ist ab einer Verkehrsdichte von etwa 100 Pkw-E/km mit einer Gleichverteilung der Verkehrsbelastung auf die Fahrstreifen zu rechnen (vgl. Kap. 5.2).

In Abbildung 7.14 ist die Fahrstreifenaufteilung im Störfall am Beispiel der realen Daten vom 10.03.2012 dargestellt. An diesem Tag wurde zwischen 16:00 und 18:00 Uhr eine Störung auf demselben Streckenabschnitt aufgezeichnet. Die zugehörigen auf den Querschnitt bezogenen Kenngrößenverläufe zu diesem Beispiel sind in Abbildung 7.6 (b) dargestellt.

Ab einer Gesamtdichte von 25 Pkw-E/km ändert sich die Fahrstreifenbelastung und der linke Fahrstreifen nimmt mehr Fahrzeuge als der rechte auf. Diese Änderung tritt etwa bei Minute 30 auf. Dies zeigen sowohl die modellierten Verläufe der Verkehrsstärke als auch die der realen Daten. In diesem Dichtebereich nimmt der mittlere Fahrstreifen den größten Anteil des Verkehrs auf. Allgemein ist festzustellen, dass sich die Störung am stärksten auf dem linken Fahrstreifen auswirkt, was deutlich in der Zunahme der Verkehrsstärke bis auf etwa 2000 Kfz/h und im Geschwindigkeitsabfall von 130 km/h bis fast 0 km/h zu erkennen ist. Der rechte Fahrstreifen wird hingegen nur wenig beeinflusst und ändert seine Verkehrsstärkeanteile nur geringfügig. Das Geschwindigkeitsniveau sackt jedoch auch auf dem rechten und mittleren Fahrstreifen ab. Im Modell wird der Geschwindigkeitsverlust im Laufe der Störung stärker prognostiziert. Aufgrund der etwa gleichen Verkehrsstärken im Modell und den Realdaten wird daraus eine Verkehrsdichte im Störungsbereich abgeleitet, die über der realen liegt. Darüber hinaus ist eine Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Modell und Realität auf dem rechten Fahrstreifen auch vor und nach der Störung zu erkennen. Die vorliegende Grundversorgung von 120 km/h führt dazu, dass die realen Geschwindigkeiten über den modellierten liegen.

Beide Beispiele zeigen eine brauchbare und vor allem korrekte Verwendung der ermittelten Regressionskurven für die Aufteilung der Belastungen und Geschwindigkeiten auf die einzelnen Fahrstreifen. Das Störungsszenario bestätigt darüber hinaus die Homogenisierung der Fahrstreifen im gestörten Zustand. Für den allgemeingültigen Einsatz dieses Verfahrens ist jedoch eine umfangreiche Analyse unterschiedlicher Verkehrszustände und Streckenabschnitte zu empfehlen. Insbesondere sind hier Untersuchungen für Strecken in Betracht zu ziehen, die im Rahmen dieser Arbeit nicht analysiert wurden.

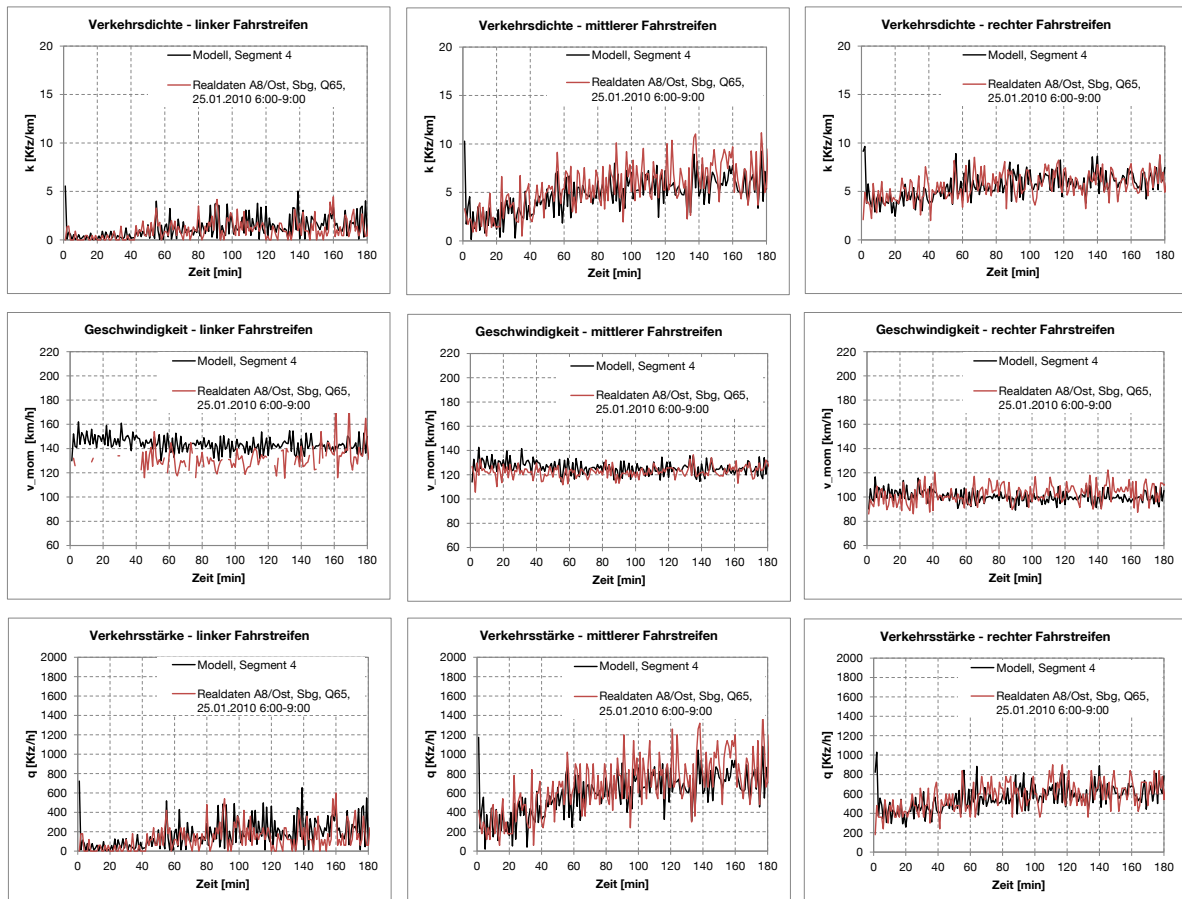


Abb. 7.13: Vergleich Modell und Realität bzgl. Fahrstreifenaufteilung der Verkehrskenngrößen am Beispiel der realen Daten vom 25.01.2010 der BAB A8/Ost, Fahrtrichtung Salzburg, im vierten Segment

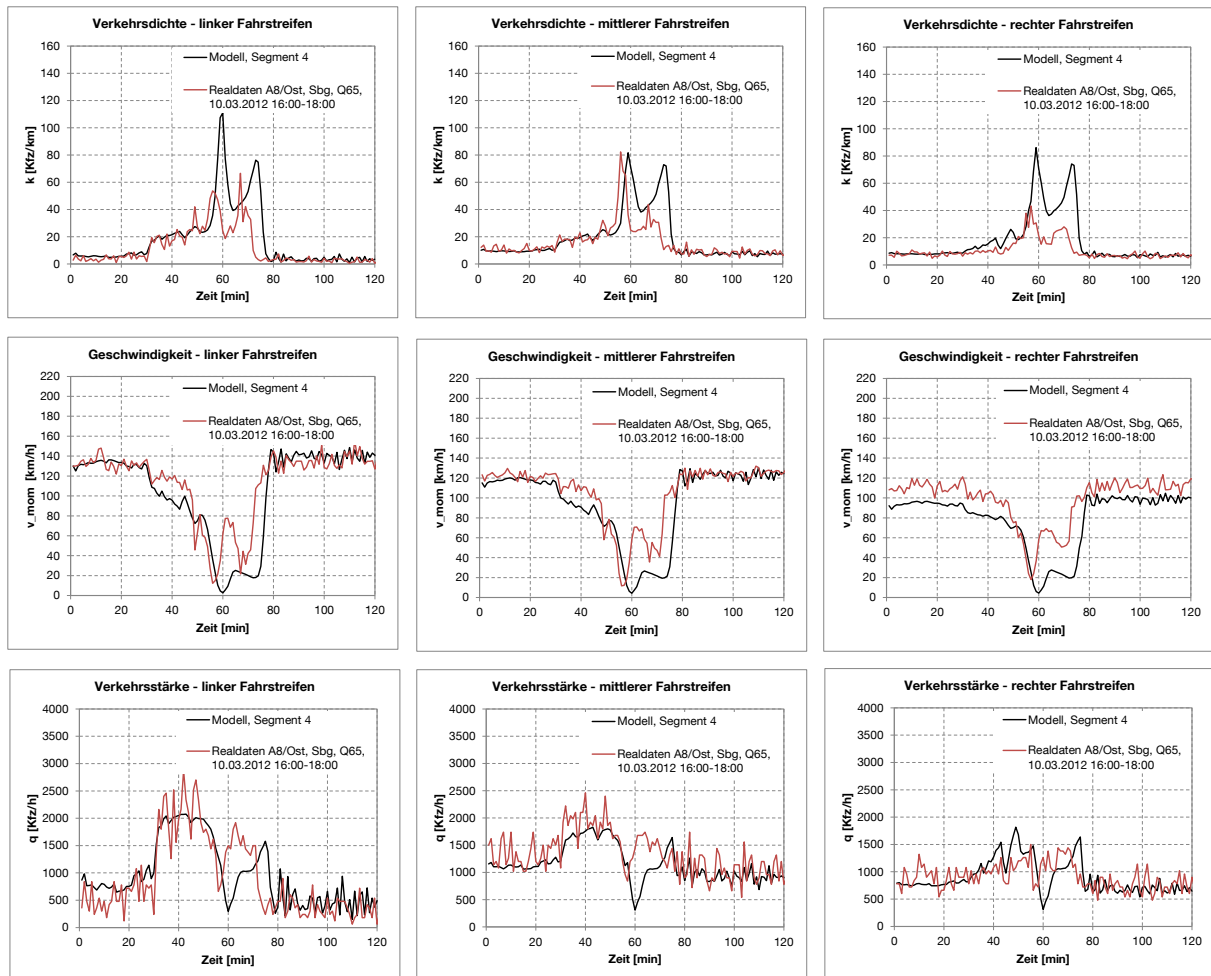


Abb. 7.14: Vergleich Modell und Realität bzgl. Fahrstreifenaufteilung der Verkehrskenngrößen am Beispiel der realen Daten vom 10.03.2012 der BAB A8/Ost, Fahrtrichtung Salzburg, im vierten Segment

7.7 Zusammenfassung

In Kapitel 7 wurde untersucht, ob die Ergebnisse aus den Kapiteln 5 und 6 in einem Verkehrsflussmodell angewandt werden können.

Hierzu wurde in einem ersten Schritt ein geeignetes, seit vielen Jahren im Einsatz befindliches Verkehrsflussmodell gewählt und für den hier angewandten Fall einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn kalibriert. Für die Untersuchung standen sowohl Simulations- als auch Realdaten zur Verfügung, anhand derer die Kalibrierung des Modells erfolgt ist. Es wurde das makroskopische Verkehrsflussmodell gewählt, welches PAYNE [1971] entwickelte und CREMER [1979] modifizierte. Anhand einer manuellen und iterativen Kalibrierung wurden die Modellparameter mit dem Ziel optimiert, den quadratischen Fehler zwischen dem Modell und dem Referenzfall (Ergebnisse der Simulation mit VISSIM) zu minimieren. Für dieses Modell bestätigt sich somit erneut seine Anwendbarkeit sowohl im störungsfreien als auch im gestörten Zustand. Während der Kalibrierung hat sich jedoch auch gezeigt, dass mit steigender Anzahl der Segmente das Modell an Güte und Qualität verliert. Eine sinnvolle

Segmentanzahl sowie eine geeignete Segmentlänge sind zu empfehlen. Hier wurden acht Segmente mit je 250 Metern Länge gewählt.

Ein weiteres Ziel bestand in der Untersuchung, inwieweit sich zusätzliche Sensoren positiv auf die Zustandsschätzung auswirken. Ursprünglich sollten hierfür die Daten der seitlich installierten Radarsensoren (vgl. Kap. 6) genutzt werden. Im Simulationstestfeld sind derartige Sensoren jedoch nicht abbildbar. Daher wurden im vorangegangenen Kapitel die möglichen Zusammenhänge zwischen seitlich generierten Daten und den Querschnittswerten untersucht und ermittelt. Für die Modellintegration war die Umwandlung der seitlich erzeugten Daten in Querschnittsdaten für die Anwendung im simulierten Testfeld nicht erforderlich, da direkt auf die Querschnittsdaten zugegriffen werden konnte. Für den Fall im realen Testfeld konnte ebenfalls nicht auf Daten einer seitlichen Detektion zurückgegriffen werden, da derartige Sensoren auf diesem Streckenabschnitt nicht installiert sind. Somit beschränkte sich in beiden Testfeldern die Untersuchung auf die Integration von Korrekturdaten durch querschnittsbezogene Verkehrskenngrößen. Hierbei konnte eine Verbesserung der Modellgüte durch eine Sensorverdichtung festgestellt werden. Je mehr das Modell durch zusätzliche Sensoren unterstützt wird, desto größer ist die Modellgüte, wobei der größte Gütegewinn durch Einsatz eines Sensors im Vergleich zur Zustandsschätzung ohne zusätzlichen Korrektursensor erzielt werden kann. Allerdings gilt diese Aussage nur solange keine fehlerhaften Korrekturdaten in das Modell fließen. Denn eine Robustheit gegen Datenfehler kann dieses Modell nicht vorweisen. Vielmehr wird hier auf die Arbeit von SCHÖBER [2009] verwiesen, der bei der Entwicklung des Störungserkennungssystems AZTEK durch Integration eines Constrained-Extended Kalman-Filters eine Modellrobustheit gegen Fehler in den Daten erreicht hat.

In einer letzten Untersuchung erfolgte die Unterteilung der Querschnittswerte in fahrstreifenbezogene Kennwerte. Hierfür wurden die in Kapitel 5.2 erzeugten Regressionsgleichungen in das Modell integriert. Ein sinnvoller Vergleich erfolgte anhand der verfügbaren Realdaten sowohl im störungsfreien als auch im gestörten Zustand. Eine visuelle Bewertung zeigt eine gute Abbildung der Realität durch das Modell, so dass zu diesem Zeitpunkt eine gute Anwendbarkeit der fahrstreifenselektiven Gleichungen angenommen werden kann, die in Zukunft durch ausführliche Analysen anhand von Realdaten ergänzt werden sollte.

Kapitel III: Fazit

8 Zusammenfassung

Bislang wurden für die Verkehrszustandsschätzung auf Autobahnen die Verkehrskenngrößen über einen Straßenabschnitt auf den Querschnitt bezogen genutzt. In einem neuen Ansatz galt es nun über die Querschnittswerte hinaus auch fahstreifenselektive Verkehrskenngrößen im Rahmen einer Verkehrszustandsschätzung zu ermitteln. Aufgrund veränderter Verkehrsverhältnisse (höheres Verkehrsaufkommen, veränderte Verkehrszusammensetzung und Fahrverhalten) mussten frühere Untersuchungen basierend auf realen und neuen Verkehrsdaten aktualisiert werden, um daraus abgeleitete Zusammenhänge für eine Verkehrszustandsschätzung nutzen zu können. Überdies sollte überprüft werden, inwieweit am Fahrbahnrand seitlich installierte Radarsensoren in einer Zustandsschätzung genutzt werden konnten. Die Problematik der durch diese Sensoren erzeugten Daten bestand darin, dass Abschattungs- und Verdeckungseffekte berücksichtigt werden mussten. Das bedeutet, dass der Sensor nur in der Lage ist, das ihm nahesten Fahrzeug zu erkennen. Über die Detektion weiterer Fahrzeuge gibt es keine genauen Angaben. Trotz dieser Situation galt es derartige Daten in eine Schätzung zu integrieren. Darüber hinaus sollte der Einfluss der eingesetzten Anzahl der Sensoren sowie deren Lage und die Auswirkung bei Datenfehlern untersucht werden.

Die Untersuchung gliedert sich in drei wesentliche Bearbeitungsbereiche. Zuerst wurden historische Verkehrsdaten auf ihre Zusammenhänge zwischen Straßenquerschnitt und einzelne Fahrstreifen mit dem Ziel untersucht, fahstreifenspezifische Erkenntnisse zu erlangen. Das Ergebnis wurde anhand von Regressionsfunktionen zwischen den fahstreifenselektiven Anteilen der Verkehrsbelastungen und der auf den Querschnitt bezogenen momentanen Verkehrsdichte sowie zwischen den Differenzen benachbarter Fahrstreifen und der auf den Querschnitt bezogenen momentanen Verkehrsdichte beschrieben. Dabei wurden drei Dichtebereiche für jede Beziehung definiert, für die getrennt voneinander Regressionsfunktionen ermittelt wurden, um diese in ihrer Funktion recht einfach zu halten. Neben dem Einfluss der Verkehrsdichte wurden auch andere Einflüsse wie Schwerverkehr, Zufluss- und Abflussmengen an Knotenpunkten, Geschwindigkeitsbeschränkungen, sowie Wochentage und Tageszeiten und ihre Wirkung auf die Fahrstreifenbelastungen untersucht. Für diese Faktoren konnten jedoch keine signifikanten Zusammenhänge ermittelt werden.

Der zweite Schritt bestand darin, Verkehrsdaten aus seitlich installierten Sensoren abzuleiten, wobei diese Sensoren durch Abschattungseffekte nur unzureichend Informationen liefern können. Da keine realen Daten für diesen Anwendungsfall verfügbar waren, wurden diese anhand von Simulationen abgeleitet. Jedoch können auch keine seitlich installierten Sensoren und damit deren detektierte Verkehrsdaten direkt in der Simulation abgebildet werden. Es wurde daher mithilfe der fahstreifenselektiven Einzelfahrzeugdaten der Simula-

tion die seitliche Detektion anhand eines hier entwickelten Algorithmus nachgebildet. Hierbei wurde sowohl die Detektion vom linken als auch die Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus betrachtet. Damit konnte die wahrscheinliche Anzahl der seitlich detektierten Fahrzeuge ermittelt werden und somit auch ihre Beziehung zu den Querschnittsinformationen hergestellt werden (Detektionsrate). Auch diese Beziehung wurde durch Regressionsfunktionen beschrieben.

Im letzten Schritt galt es diese Ergebnisse in einem Verkehrsflussmodell zu integrieren und ihre Wirkung zu untersuchen. Als geeignetes Verkehrsflussmodell wurde das von Payne [PAYNE, 1971] entwickelte und von Cremer [CREMER, 1979; CREMER et al., 1980] erweiterte Modell gewählt. Da nicht auf reale Daten aus seitlicher Detektion zurückgegriffen werden konnte, bleibt die direkte Integration seitlicher Detektionsdaten aus. Sind diese Daten verfügbar, müssen im ersten Schritt mit den Ergebnissen des zweiten, oben beschriebenen Bearbeitungsschrittes die querschnittsbezogenen Verkehrsdaten abgeleitet werden. Dieser Schritt blieb hier jedoch aus. Anstelle dessen wurden die Querschnittsdaten direkt angesetzt. Dies galt sowohl für die Simulationsdaten als auch für die Überprüfung im realen Testfeld mit einem Mittelabgriff. Die Untersuchung hat gezeigt, dass eine Ergänzung der Detektion durch zusätzliche Sensoren bzw. ihre Daten eine Verbesserung und Korrektur der Zustandsschätzung bewirkt. Mit zunehmender Anzahl der Sensoren steigt meist auch die Schätzgüte, jedoch nicht in dem Ausmaß wie es ein zusätzlicher Sensor im Gegensatz zu keinem Zusatzsensor vermag. Betrachtet wurde hier ein simuliertes und ein reales Testfeld von jeweils etwa zwei Kilometern Länge. Eine anschließende kurze Sensitivitätsanalyse zeigt keine Robustheit des Modells gegen Datenfehler. Hier wird daher auf bestehende Forschungsarbeiten verwiesen [SCHÖBER, 2009].

9 Verfahrensmerkmale

In diesem Kapitel geht es weniger darum, das Verfahren als Ganzes zu bewerten als für die einzelnen untersuchten Komponenten des Verfahrens die Grenzen aufzuzeigen. Dadurch wird dargelegt, welche Komponenten unter welchen Bedingungen sich lohnen auszubauen und in bestehende Systeme bspw. der Streckenbeeinflussung (vgl. Kap. 10) auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen zu integrieren.

Die Grenzen des Verfahrens bzw. der Verfahrenskomponenten definieren sich in einem ersten Schritt aus den zu Beginn der Arbeit getroffenen Annahmen. Die durchgeführten Untersuchungen fanden auf Basis dieser Annahmen und Voraussetzungen statt. Außerhalb dieser Annahmen sind die Analysen nicht durchgeführt worden. Daher kann für die Bereiche außerhalb dieser Grenzen keine Aussage gemacht werden, so dass es zu diesem Zeitpunkt als Einschränkung der jeweiligen Komponente betrachtet werden muss. Will man Auskunft erhalten, wie sich das Verfahren über diese Grenzen hinaus verhält, muss dies Aufgabe weiterer Untersuchungen werden.

Hinsichtlich der Fahrstreifenanalysen sind die resultierenden Regressionskurven für die Abhängigkeit der Fahrstreifennutzungsaufteilung sowie für die Geschwindigkeitsdifferenzen

benachbarter Fahrstreifen von der Verkehrsdichte auf Basis der Daten der beiden dreistreifigen Autobahnen A8-Ost und A9 entstanden. Beide weisen eine nicht zu große *Anschlussdichte* auf, so dass nur geringe oder keine Einflüsse durch zu- und abfließende Ströme die Ergebnisse beeinflussen. Die Regressionskurven wurden nicht für den Einsatz auf Autobahnen geprüft, die zwischen den einzelnen Knotenpunkten deutlich geringere Abstände aufweisen (wie bspw. die A99). Weitere Einschränkungen erfolgen durch die *Längsneigung* der Strecke. Da die Analysen von Streckenabschnitten mit Steigungen größer als 2,4 Prozent zu abweichenden Resultaten führte und Einflüsse für diese Bereiche zu beobachten waren, wurden diese Streckenabschnitte für die Ermittlung der allgemeinen Regressionsfunktionen ausgenommen. Um vergleichbare Resultate für dreistreifige Richtungsfahrbahnen zu erzielen, wurden ferner nur Daten ohne Beeinträchtigungen durch *Baustellen* verwendet. Des Weiteren gibt es zeitliche Einschränkungen. So blieben *Ferien- und Feiertage* bei der Untersuchung unberücksichtigt. Hierbei zählten nicht nur die Ferientage des bayerischen Bundeslandes, indem sich die untersuchten Strecken befinden, vielmehr wurden auch (nicht-bayerische) Ferientage anderer Bundesländer vernachlässigt, um mögliche Wirkungen durch Transitverkehr zu vermeiden. Es bleibt daher für weitere Untersuchungen offen, die Ergebnisse auf ihre Anwendbarkeit für Ferienzeiten zu prüfen.

Die Analyse der seitlichen, vom Fahrbahnrand ausgehenden Detektion erfolgte auf Basis einiger Annahmen, die vor allem die Detektion selbst betreffen. Die wesentliche Annahme bestand darin, dass ein Fahrzeug, das durch ein anderes Fahrzeug auf einem dem Sensor näher liegenden Fahrstreifen verdeckt wird, abhängig von seinem prozentual verdeckten Fahrzeuganteil trotzdem erkannt werden kann. Letztendlich beruhen die der Realität am nächsten gelegenen Ergebnisse auf der Annahme eines nullprozentigen Abschattungsgrades. Dies bedeutet, dass der Sensor nicht in der Lage ist, verdeckte bzw. abgeschattete Fahrzeuge zu erkennen. Anhand eines sehr kleinen realen Stichprobenumfangs konnte selbst diese Annahme nicht bestätigt werden. Vielmehr lässt die Betrachtung dieser Stichprobe eher die Vermutung zu, dass für die seitliche Detektion nicht nur die Abschattung durch andere Fahrzeuge ein Problem darstellt, sondern auch bei einem direkten Aufeinanderfolgen zweier Fahrzeuge benachbarter Fahrstreifen keine korrekte Detektion stattfindet. Vielmehr wird vermutlich ein Mindestabstand bzw. eine Mindestzeitlücke für eine seitliche Detektion zweier Fahrzeuge erforderlich. Eine weitere Untersuchung dieses Aspekts fand im Rahmen dieser Arbeit nicht statt. Ein Fehler in den Realdaten konnte jedoch auch nicht ausgeschlossen werden. Daher sind die ermittelten Zusammenhänge vor einem weiteren Einsatz unbedingt erneut anhand geeigneter Realdaten zu prüfen. Aufgrund dieser Erkenntnisse sind die Ergebnisse auch nicht im Verkehrsflussmodell direkt eingeflossen.

Anhand eines seit langem im Einsatz befindlichen makroskopischen Verkehrsflussmodells konnte die Integration der Regressionskurven für die Fahrstreifenselektivität bestätigt werden. Unter den oben aufgeführten Bedingungen werden die fahrstreifenfeinen Kenngrößen realitätsnah abgebildet. Dies ließ sich sowohl im störungsfreien als auch im gestörten Verkehr durch den Vergleich mit Realdaten bestätigen. Eine höhere Detektionsdichte durch die

Erweiterungen der Sensorik anhand von seitlicher Detektion unterstützt und verbessert die Zustandsschätzung, wobei bei einer Ergänzung durch eine weitere Messstelle auf einem zwei Kilometer langen Streckenabschnitt die größte Wirkung erzielt wurde. Weitere Messstellen verbessern das Ergebnis zwar zunehmend, jedoch nicht mehr in dem Ausmaß, dass eine damit verbundene Kostenintensivierung gerechtfertigt wäre. Die Grenzen dieses Modell liegen jedoch in der fehlenden Robustheit gegen Daten- und Messfehler. Dieses Problem wurde von anderen Systemen [SCHÖBER, 2009] bereits gelöst.

Ein wesentliches Merkmal dieser einzelnen Komponenten ist sicherlich die Eigenschaft, bestehende Systeme damit kostengünstig zu erweitern. Die Integration der fahrstreifenselektiven Funktionen bedeutet nur eine kleine Ergänzung existenter Systeme. Eine Detektion vom Fahrbahnrand aus ist sowohl in der Investition, dem Aufbau sowie in der Wartung deutlich kostenärmer als die bisher bekannten fahrstreifenfeinen Induktivschleifen bzw. Überkopfradarsensoren, die nur mit einem Eingriff in den Verkehrsablauf installiert und zum Teil auch gewartet werden können. Darüber hinaus können wie bereits beim Stauwarnsystem COMPANION derartige Sensoren in bestehende Leitpfosten integriert werden. Es ist ein Vorteil dabei, dass diese Sensoren für den Verkehrsteilnehmer nicht sichtbar sind und sich dieser dadurch in seiner Fahrweise auch nicht beeinflussen lässt.

Einen Ausblick, welches Potential die einzelnen Verfahrenskomponenten bieten können, wird im folgenden Kapitel gegeben.

10 Ausblick

Die einzelnen Verfahrenskomponenten können zukünftig Beiträge in folgenden Themenbereichen erbringen. Fahrstreifenfeine Informationen werden dabei ganz allgemein betrachtet und beschränken sich nicht nur auf die im Rahmen dieser Arbeit untersuchten Daten und erzeugten Ergebnisse. Vielmehr erweitert sich das Potential derartiger Informationen zukünftig durch die Nutzung fahrzeuggenerierter Daten (FCD), so dass auch die Anwendungsmöglichkeiten vielfältig sein können. Hilfreich und wirksam können Informationen über einzelne Fahrstreifen auf dem Gebiet der Verkehrssteuerung, der Integration in verkehrstechnische Verfahren, der Sicherheit und letztendlich auch auf dem Gebiet der baulichen Aspekte wie die Beschaffung der Fahrbahnoberflächen sein (vgl. Abb. 10.1). Bereiche der Sicherheit, der Fahrbahnbeschaffenheit sowie der Steuerung greifen dabei ineinander und sind damit auch voneinander abhängig.

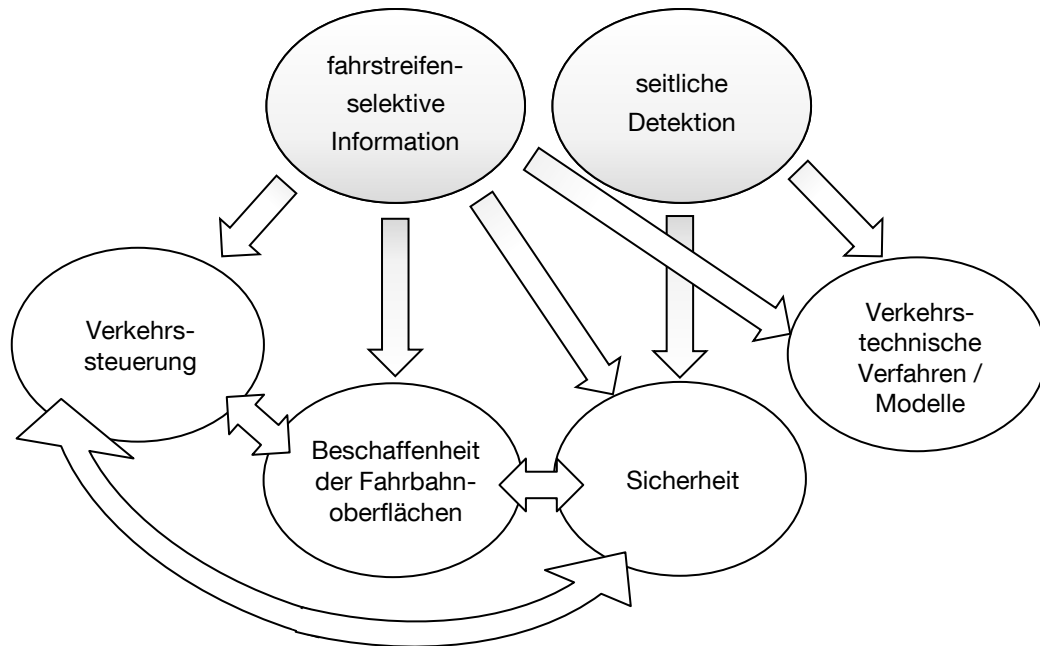


Abb. 10.1: Überblick über Einsatzbereiche fahrstreifenselektiver Information

10.1 Anwendung im Bereich der Verkehrssteuerung

Ein Ergebnis der Fahrstreifenbelastungsuntersuchung ist die beinahe konstante Belastung des mittleren Fahrstreifens auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen. Auf diesem Fahrstreifen werden beinahe unabhängig vom Verkehrszustand knapp 40 Prozent der Verkehrsleistung abgewickelt. Bei einer Dichte von 55 Pkw-E/km erreicht der linke Fahrstreifen mit einem Belastungsanteil von etwa 42 Prozent sein Maximum. Der rechte Fahrstreifen nimmt bei dieser Dichte gerade mal 22 Prozent auf. Diese Ergebnisse zeigen, dass hier im Bereich der kritischen Verkehrsdichte bei einem maximalen Abfluss (vgl. dazu die Fundamentaldiagramme aus Kapitel 5.1) eine ungleiche Verteilung der Verkehrsmengen auf den einzelnen Fahrstreifen vorliegt. Durch eine Harmonisierung und damit gleichmäßigeren Verteilung der Fahrzeugmengen auf die einzelnen Fahrstreifen könnte eine Erhöhung der Kapazität und damit eine Verzögerung des Zusammenbruchs des Verkehrs (*capacity drop*) erreicht werden. Steuerungsmaßnahmen wie Geschwindigkeitsregelung oder Überholeinschränkungen, um den rechten Fahrstreifen stärker zu nutzen und damit das Rechtsfahrgebot vermehrt einzuhalten, können dabei behilflich sein. Diese Steuerungen können zum einen kollektiv über Verkehrsbeeinflussungsanlagen oder auch individuell erfolgen. Letzteres kann bspw. in Kombination mit Fahrerassistenzsystemen erfolgen, deren Sensoren die Abstände zu vorausfahrenden und benachbarten Fahrzeugen erfassen und daraus generieren, ob ein Fahrstreifenwechsel überhaupt notwendig ist. Dies könnte notorische „Links- und Mittelfahrer“ davon abhalten, den Fahrstreifen unnötigerweise zu wechseln oder auch auf diesem zu verharren.

Neben der Harmonisierung in Zeiten hoher Verkehrsbelastungen werden bspw. auch Geschwindigkeitsrestriktionen zu gering belasteten Zeiten vorgenommen (Bsp. Lärmschutz).

Bei geringem Verkehrsaufkommen ist eine Geschwindigkeitsbegrenzung jedoch nicht immer für den Verkehrsteilnehmer verständlich und daher auch nicht in seinem Fahrverhalten ersichtlich, da die umgebenden Zwänge durch andere Verkehrsteilnehmer fehlen. Die Sperrung eines Fahstreifens könnte eine kanalisierende Wirkung haben und somit zu einer Drosselung der gefahrenen Geschwindigkeit führen. Hierin besteht jedoch auch noch Forschungsbedarf.

10.2 Anwendung in verkehrstechnischen Verfahren und Modellen

Die Beziehungen zwischen den Belastungen und Geschwindigkeiten der einzelnen Fahstreifen zueinander ermöglichen es anhand der Informationen einzelner Fahstreifen die Verhältnisse anderer Fahstreifen abzuleiten, solange nicht der mittlere Fahstreifen erfasst wird. Dieser ist dafür nicht geeignet, da auf diesem Fahstreifen kaum Belastungsunterschiede über die Verkehrsdichte zu verzeichnen sind. Stellt man noch den Zusammenhang zwischen dem Belastungsanteil und dem absoluten, detektierten Wert her, kann bspw. auf diese Weise aus den für den linken Fahstreifen erfassten Verkehrsdaten der ddg^5 auf den gesamten Verkehrszustand geschlossen werden, darüber hinaus sogar auf die beiden einzelnen Fahstreifen, solange keine besondere Störung (Unfall) auftritt. Gleiches gilt analog für die Erfassung der Geschwindigkeit eines Fahstreifens. Auch im Falle defekter oder temporär ausgefallener Detektoren können die Ergebnisse der Fahstreifenuntersuchungen zur Messwert- und Ersatzwertbildung dienlich sein. Denkbar ist außerdem die Nutzung im Rahmen von Plausibilitätsprüfungen, die üblicherweise die einzelnen Fahstreifendaten und das Verhältnis zwischen diesen nicht berücksichtigen.

Ebenfalls eine Ergänzung und Verdichtung von Informationen kann durch den kostengünstigen Einsatz zusätzlicher, seitlich installierter Sensoren erreicht werden. Durch weiterentwickelte Detektionstechniken, die bspw. die Entfernung des Sensors zum detektierten Fahrzeug messen, oder Radarsensoren, die in einer Höhe von 2,50 Metern am Fahrbahnrand installiert sind, können die Informationen hinsichtlich der Lage des erfassten Fahrzeugs präzisiert und damit die Qualität der Kenngrößenschätzung erhöht werden. Diese könnten anstatt kostenintensiven Querschnittsmessungen in Betracht kommen oder ihnen als Ergänzung für eine frühzeitige Störungserkennung bspw. durch einen detektierten Geschwindigkeitsabfall (vgl. COMPANION-System) dienen.

10.3 Sicherheitsrelevante Anwendungsbeispiele

Fahstreifenfeine Informationen sind ebenfalls zur Steigerung der Verkehrssicherheit nützlich. Hierfür ist eine Ergänzung durch FCD sinnvoll, die jederzeit und fahstreifenfeine relevante Daten bei entsprechender Verbreitung der Technik verfügbar haben. Einige Anwendungen seien hier genannt:

- Behinderung auf einzelnen Fahstreifen, sei es durch Unfall oder Rückstau vor einer Ausfahrt ebenso wie bei Zusammenführung von Fahstreifen mit entsprechenden Verflechtungsvorgängen: die Information über derartige Störungen bzgl. einzelner

⁵ Gesellschaft für Verkehrsdaten mbH

Fahrstreifen kann den Verkehrsteilnehmer zum einen frühzeitig warnen und zum anderen durch Zuweisung eines Fahrstreifens angemessen steuern. Dadurch können Auffahrunfälle und weitere Disharmonie im Verkehrsfluss durch plötzliches Abbremsen und damit verbundenen starken Geschwindigkeitsgefälle zwischen den einzelnen Fahrzeugen vermieden werden.

- Durch eine fahrstreifenselektive Steuerung wird es außerdem möglich, Fahrstreifen für Rettungs- und Einsatzfahrzeuge frühzeitig zu räumen, solange der Verkehr noch fließt.
- Zusätzliche Sensoren sowie fahrstreifenfeine Informationen können ebenso für die Stauerkennung eingesetzt werden. Je dichter ein Sensornetz grundsätzlich ist, desto früher und zuverlässiger kann auch eine Störung erkannt und vor allem lokalisiert werden, gerade wenn sie auf einem langen Streckenabschnitt ohne weitere Verkehrsdatenerfassung auftritt. Eine grundsätzlich bessere Zustandsschätzung konnte im Rahmen dieser Arbeit aufgezeigt werden, auch wenn für die Stauerkennung selbst noch gründlichere Untersuchungen erforderlich sind. Ein Beispiel für die Störungserkennung anhand von seitlich installierten Sensoren liefert das Stauwarnsystem COMPANION [vgl. HARDIE et al., 2001; BMW AG, 2012; BMW AG, 2012]. Weiterer Bedarf besteht in der Erkennung von Störungen innerhalb von Baustellen. Baustellenbereiche gelten als besonders gefährlich, da hier zumeist nicht nur dasselbe Verkehrsaufkommen auf einer reduzierten Anzahl von Fahrstreifen aufgenommen werden muss, sondern diese Fahrstreifen auch immer weniger Platz und Raum bieten als im üblichen Straßenverlauf. Dadurch werden Überholvorgänge gefährlicher. Darüber hinaus können in Baustellenbereichen die Detektionseinrichtungen kaum oder gar nicht genutzt werden, da durch die Verlegung von Fahrstreifen eine korrekte Datenerfassung nicht mehr möglich ist. Für diesen Fall könnte eine Detektion vom seitlichen Fahrbahnrand – im Baustellenbereich – eine sinnvolle und zur Sicherheit beitragende Ergänzung bieten.

Ebenfalls können Verkehrsdaten gemeinsam mit Umfelddaten sicherheitsrelevante Informationen für einzelne Fahrstreifen liefern. Insbesondere sind auch hier wieder fahrzeuggenerierte Daten von Interesse, die in der Lage sein müssten, speziell für einen Fahrstreifen sicherheitsrelevante Informationen zu erfassen. So können Nässe- und Glätteinformationen pro Fahrstreifen stark differieren. Unebenheiten im Fahrbahnbelag können zu Nässeansammlungen und damit zu erhöhter Schleudergefahr und Sichteinschränkung im umliegenden Bereich führen. Ebenso könnte eine Verkehrssteuerung zur Meidung möglicher von Schnee nicht geräumter Fahrstreifen für höhere Sicherheit sorgen. Für derartige Anwendung sind die entsprechenden Daten durch die Fahrzeuge zunächst zu erfassen. Hier besteht noch ein immenser Forschungsbedarf.

10.4 Bauliche Aspekte

Der Straßenzustand, die Abnutzung der Fahrbahnoberfläche durch ständig zunehmenden Schwer- und Transitverkehr ist heute ein nicht mehr wegzudenkendes Thema im Verkehr.

Um bereits stark belasteten und angegriffenen Fahrbahnbelag zu schonen und damit seine Lebensdauer zu verlängern ist bspw. vorstellbar entsprechende Empfehlungen auszusprechen bzw. Verkehrssteuerungen zu schalten – gerade in Schwachlastzeiten, in denen die Verkehrsbelastung recht gering ist. Auf diese Art könnte der rechte Fahstreifen nachts „geschont“ werden. Basis solcher Steuerungen ist die Kenntnis über den Zustand der Fahrbahnoberfläche eines Fahstreifens oder man geht dazu über, grundsätzlich in Zeiten mit geringen Belastungen den Verkehr nur über zwei statt drei Fahstreifen abzuwickeln.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass grundsätzlich Bedarf besteht, fahstreifenfeine Informationen zu nutzen und diese in unterschiedlichen Bereichen anzuwenden. Die Basis für derartige Einsatzmöglichkeiten liegt immer in der Kenntnis über den Zustand der einzelnen Fahstreifen. Daher stellt sich die Frage, woher und wie derartige Daten in erforderlicher Menge und mit begrenzten Aufwand in Zukunft erfasst werden können, um eine präzisere Verkehrszustandsschätzung zu erhalten, die eine bessere Steuerung und erhöhte Sicherheit ermöglichen kann.

Notationen und Definitionen

Symbole, Variablen und Parameter

Symbol	Einheit	Bedeutung	Verweis (Kapitel)
a_{Absch}	[%]	Abschattungsparameter / -faktor	II.5
d_j	[m]	Länge des Segments j	II.7
$detRate(I)$	[-]	Detektionsrate, Verhältnis der seitlich detektierten Fahrzeuge zur Gesamtanzahl der Fahrzeuge in einem betrachteten Zeitintervall I	II.5
f_1, f_2	[-]	Faktoren, hier zur Beschreibung der Näherungskurven der $q_{det} - q_{ges}$ -Beziehung	II.5
f_{Pkw-E}	[-]	Umrechnungsfaktor von Lkw in Pkw-Einheiten	II.4
FS	[-]	Fahrstreifen; die Fahrstreifen werden durchnummeriert, beginnend mit dem rechten Fahrstreifen (rechts = 1, Mitte = 2, links = 3)	II.5
GI	[-]	Güteindex	II.7
i	[-]	Index eines Fahrzeugs	II.5, II.7
j	[-]	Index des Segments	II.7
J	[-]	Index der Segmentgrenze	II.7
I	[min]	Zeitintervall	II.5
k	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte	
k_1, k_2	[-]	Parameter, die in die Umrechnung von Lkw in Pkw-Einheiten einfließen	II.4
k_{crit}	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Kritische bzw. optimale Verkehrsdichte bei maximalen Verkehrsfluss q_{max}	
k_{grenz}	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Geschätzte Verkehrsdichte, ab der $\bar{v}_m > \bar{v}_l$ gilt	II.4
$k_j(t)$	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte im Segment j zum Zeitpunkt t	II.7
$k_j(t + 1)$	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte im Segment j zum nächsten Berechnungszeitschritt	II.7
$k_{j-1}(t)$	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte im vorherigen Segment $j - 1$ zum Zeitpunkt t	II.7
$k_{j+1}(t)$	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte im nachfolgenden Segment $j + 1$ zum Zeitpunkt t	II.7

Symbol	Einheit	Bedeutung	Verweis (Kapitel)
k_{korr}	[-]	Korrelationskoeffizient	II.5
k_l	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	„lokale“ Verkehrsdichte, die mit Hilfe der mittleren lokalen Geschwindigkeit \bar{v}_l ermittelt wird	II.5
k_{Lkw}	$\left[\frac{Lkw}{km}\right]$	Verkehrsdichte bezogen nur auf Lkw	II.5
k_m	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Verkehrsdichte, die laut Fundamentalbeziehung mit der mittleren momentanen Geschwindigkeit \bar{v}_m berechnet wird	II.5
k_m^{ges}	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Wie k_m , nur besonders gekennzeichnet, dass dies sich auf alle Fahrstreifen bezieht	II.5
k_m^{sum}	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Wie k_m , nur besonders gekennzeichnet, dass dies sich auf alle Fahrstreifen bezieht, wird ermittelt aus der Summe der einzelnen Fahrstreifendichten	II.5
k_{max}	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Maximale Verkehrsdichte im stehenden Verkehr ($v = 0 \frac{km}{h}$)	II.7
l	[-]	Positive reelle Konstante im stationären Geschwindigkeits-Dichte-Zusammenhang	II.7
$l_{veh}, l_{veh}^i,$ $l_{veh}(i)$	[m]	Fahrzeuglänge, [Genauigkeit ($\frac{1}{100}$) Meter]	II.6
m	[-]	Positive reelle Konstante im stationären Geschwindigkeits-Dichte-Zusammenhang	II.7
M_m	[Kfz]	Anzahl der Fahrzeuge innerhalb eines betrachteten Streckenabschnitts zu einem definierten Zeitpunkt	II.5
M_l	[Kfz]	Anzahl der Fahrzeuge innerhalb an einem definierten Punkt der Strecke über ein bestimmtes Zeitintervall	II.5
n	[-]	Beliebiger Punkt eines Intervalls [1;N] auch: maximale Anzahl der Segmente j	II.7 I.3
N	[-]	Letzter Wert eines Intervalls [1;N]	II.7
$N_{det}(I)$	[Kfz]	Anzahl der (seitlich) detektierten Fahrzeuge im Zeitintervall I	II.6
$N_{ges}(I)$	[Kfz]	Anzahl aller Fahrzeuge im Zeitintervall I	II.6
p_1, p_2	[-]	kalibrierbare Parameter (hier = 1)	II.6
$p_{Abfluss}$	[-]	Anteil der an einer Ausfahrt abfließenden Fahrzeuge am Gesamtverkehrsaufkommen der Hauptfahrbahn	II.5
$p_{Zufluss}$	[-]	Anteil der an einer Einfahrt zufließenden Fahrzeuge am Gesamtverkehrsaufkommen der Hauptfahrbahn	II.5

Symbol	Einheit	Bedeutung	Verweis (Kapitel)
q	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Verkehrsstärke, Verkehrsfluss	
q_{Abfluss}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Abflussmenge, Anzahl der an einer Ausfahrt abfahrenden Fahrzeuge	II.5
q_{ges}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Verkehrsstärke für den Querschnitt, d.h. über alle Fahrstreifen hinweg	II.5, II.6
q_{det}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{5\text{min}}\right]$	Anzahl der seitlich detektierten Fahrzeuge (z.B. in einem Zeitintervall von 5 Minuten)	II.6
$q_J(t)$	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Innerhalb eines Zeitintervalls $[t; t + 1[$ (gemessene) Verkehrsstärke am Ende des Segments j bzw. an der Segmentgrenze J zum Zeitpunkt t	II.7
$\hat{q}_J(t)$	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Innerhalb eines Zeitintervalls $[t; t + 1[$ vom Modell ermittelte Verkehrsstärke am Ende des Segments j bzw. an der Segmentgrenze J zum Zeitpunkt t	II.7
q_{Kfz}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Anzahl der Kfz, aggregiert auf Stundenwerte	II.5
$q_{\text{li}}, q_{\text{mi}}, q_{\text{re}}$	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Anzahl der Fahrzeuge auf dem linken, mittleren bzw. rechten Fahrstreifen	II.5
$q_{\text{li}}^p, q_{\text{mi}}^p, q_{\text{re}}^p$	$[-]$	Anteil der Verkehrsstärke auf dem linken, mittleren bzw. rechten Fahrstreifen	II.5
q_{Lkw}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Anzahl der Lkw, aggregiert auf Stundenwerte	II.5
q_{max}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Maximaler Verkehrsfluss, der bei einer kritischen bzw. optimalen Verkehrsdichte k_{crit} möglich wird	
q_{Pkw}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Anzahl der Pkw, aggregiert auf Stundenwerte	II.5
q_{Zufluss}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Zuflussmenge, Anzahl der an einer Einfahrt zufließenden Fahrzeuge	II.5
r_{j-1}	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Anzahl der zufahrenden Fahrzeuge eines Segments j	I.3
R^2	$[-]$	Bestimmtheitsmaß	
s_j	$\left[\frac{\text{Kfz}}{h}\right]$	Anzahl der abfahrenden Fahrzeuge eines Segments j	I.3
s_{Kfz}	$\left[\frac{\text{km}}{h}\right]$	Standardabweichung der Kfz-Geschwindigkeiten	II.5
s_t^2	$\left[\frac{\text{Kfz}}{\text{km}}\right]^2$	Varianz der lokalen Geschwindigkeiten	II.5

Symbol	Einheit	Bedeutung	Verweis (Kapitel)
s_m^2	$\left[\frac{\text{Kfz}}{\text{km}}\right]^2$	Varianz der mittleren momentanen Geschwindigkeiten	II.5
$s_{\text{Teil } 1}^i,$ s_{gesamt}^i	[m]	Von Fahrzeug i zurückgelegte (Teil- / Gesamt-) Strecke	II.6
$s_{\text{abgeschattet}}^{i+1}$	[m]	Anteil der Länge des Fahrzeugs $(i + 1)$, dass von Fahrzeug i überdeckt/abgeschattet wird	II.6
t	[s]	Zeitpunkt $t = n \cdot T$	II.7
$t + 1$	[s]	Zeitpunkt $t = (n + 1) \cdot T$	II.7
$t_{\text{in}}(i), t_{\text{in}}^i,$ $t_{\text{in}}(i + 1),$	[s]	Einfahrtszeit des Fahrzeugs i bzw. des Fahrzeugs $(i + 1)$, d.h. Zeitpunkt, zu dem das Fahrzeug auf den Messquerschnitt trifft, [Genauigkeit $(\frac{1}{100})$ Sekunden]	II.6
t_{netto}	[s]	Nettozeitlücke	II.6
$t_{\text{out}}(i),$ $t_{\text{out}}^i,$ $t_{\text{out}}(i + 1),$	[s]	Ausfahrtszeit des Fahrzeugs i bzw. des Fahrzeugs $(i + 1)$, d.h. Zeitpunkt, zu dem das Fahrzeug den Messquerschnitt verlässt, [Genauigkeit $(\frac{1}{100})$ Sekunden]	II.6
T	[s]	Zeitschrittweite $T = [t; t + 1[$	II.7
v_{det}	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Geschwindigkeit, die vom seitlichen Sensor detektiert wird	II.6
v_{frei}	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Freie, im Mittel gefahrene Geschwindigkeit bei $k \rightarrow 0$, in der Literatur häufig auch mit v_0 bezeichnet	II.7
v_{ges}	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Mittlere Geschwindigkeit bzgl. des Querschnitts, d.h. über alle Fahrstreifen hinweg	II.6
$v_j(t)$	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Momentane Geschwindigkeit im Segment j zum Zeitpunkt t	II.7
$v_j(t + 1)$	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Momentane Geschwindigkeit im Segment j zum nächsten Berechnungszeitschritt $t + 1$	II.7
$v_{j-1}(t)$	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Momentane Geschwindigkeit im vorherigen Segment $j - 1$ zum Zeitpunkt t	II.7
$v_{j+1}(t)$	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Momentane Geschwindigkeit im nachfolgenden Segment $j + 1$ zum Zeitpunkt t	II.7
v_{Kfz}	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Geschwindigkeit der Kfz	II.5
\bar{v}_{Kfz}	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	geglättete mittlere Kfz-Geschwindigkeit	II.5
\bar{v}_l	$\left[\frac{\text{km}}{\text{h}}\right]$	Mittlere lokale Geschwindigkeit	II.5

Symbol	Einheit	Bedeutung	Verweis (Kapitel)
v_l^i	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Lokale Geschwindigkeit eines Fahrzeugs i	II.5
v_{li}, v_{mi}, v_{re}	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Geschwindigkeiten, die auf dem linken, mittleren bzw. rechten Fahrstreifen gefahren werden	II.5
v_{Lkw}	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Geschwindigkeit der Lkw	II.5
\bar{v}_m	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Mittlere momentane Geschwindigkeit	II.5
v_m^i	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Momentane Geschwindigkeit eines Fahrzeugs i	II.5
$v_m^{li}, v_m^{mi}, v_m^{re}$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Momentane Geschwindigkeit auf dem linken, mittleren bzw. rechten Fahrstreifen	II.5
v_{Pkw}	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Vom Detektor pro Minute gemessene Geschwindigkeit der Pkw	II.5
v_{veh}^i	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Geschwindigkeit des Fahrzeugs i , Einzelfahrzeuggeschwindigkeit	II.6
v_{zul}	$\left[\frac{km}{h}\right]$	zulässige Höchstgeschwindigkeit	II.5
$vDiff_{li-mi}$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Differenz der mittleren momentanen Geschwindigkeit zwischen linken und mittleren Fahrstreifen	II.5
$vDiff_{mi-re}$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Differenz der mittleren momentanen Geschwindigkeit zwischen mittleren und rechten Fahrstreifen	II.5
$V(k_j(t), u_2)$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Stationärer Geschwindigkeits-Dichte-Zusammenhang	II.7
v_{opt}	$\left[\frac{km}{h}\right]$	optimale Geschwindigkeit, bei der das Durchflussmaximum q_{max} (Kapazität) erreicht werden kann	I.2
$w_j(t)$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Lokale, innerhalb des Zeitintervalls $[t; t + 1[$ (harmonisch) gemittelte Geschwindigkeit am Ende des Segments j bzw. an der Segmentgrenze J ; Messwert	II.7
$\hat{w}_j(t)$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Lokale, innerhalb des Zeitintervalls $[t; t + 1[$ vom Modell ermittelte Geschwindigkeit am Ende des Segments j bzw. an der Segmentgrenze J im Zeitintervall $[t; t + 1[$; Schätz-/Modellwert	II.7

Parameter / Griechische Buchstaben

α	$[-]$	Gewichtsfaktor	II.7
γ	$[-]$	Gewichtungparameter zwischen Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für die Ermittlung eines Güteindex GI	II.7
ε	$[-]$	Extrapolationsfaktors	I.3
κ	$\left[\frac{Kfz}{km}\right]$	Dichte-Konstante	II.7
ν	$\left[\frac{km^2}{h}\right]$	Empfindlichkeitsfaktor	II.7
τ	$[h]$	Zeitkonstante	II.7
∂	$[-]$	Partielles Differential	I.3

Stochastischen Größen / Griechische Buchstaben

$\eta_j(t)$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Stochastischer Störterm in der Geschwindigkeitsdifferenzgleichung	II.7
$\zeta_{qj}(t)$	$\left[\frac{Kfz}{h}\right]$	Stochastischer Störterm bei der Messung von $q_j(t)$	II.7
$\zeta_{w_j}(t)$	$\left[\frac{km}{h}\right]$	Stochastischer Störterm bei der Messung von $w_j(t)$	II.7
ξ_j	$\left[\frac{Kfz}{h}\right]$	Stochastischer Störterm in der Verkehrsstärkebeziehung	II.7

Abkürzungen

AQ	Anzeigequerschnitt
AS	Anschlussstelle
AZTEK	Verfahren zur automatischen zeitlich-räumlichen Störungserkennung
BAB	Bundesautobahn
FCD	Floating Car Data
FPD	Floating Phone Data
Fz	Fahrzeug(e)
h	Stunde
HBS	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen
HCM	Highway Capacity Manual
Kfz	Kraftfahrzeug

km	Kilometer
Lkw	Lastkraftwagen
m	Meter
MATLAB	MATrix LABoratory; Software zur Lösung mathematischer Probleme und zur grafischen Darstellung der Ergebnisse.
MQ	Messquerschnitt
PASW	Predictive Analysis Software (2009-2010); Statistiksoftware (siehe SPSS)
Pkw	Personenkraftwagen
Pkw-E	Pkw-Einheit; „Äquivalentwert für die verkehrstechnische Bemessung durch Umrechnung unterschiedlicher Kraftfahrzeugarten auf die Bezugsgröße Pkw.“ [FGSV, 2012]
RFID	Radio-frequency Identification; automatische Identifizierung und Lokalisierung anhand von elektromagnetischer Wellen
SPSS	Statistical Package for the Social Sciences; Software zur statistischen Auswertung von quantitativen Daten
VBA	Verkehrsbeeinflussungsanlage
WSN	Wireless Sensor Network
xml	Extensible Markup Language; Auszeichnungssprache zur Darstellung hierarchisch strukturierter Daten in Form von Textdateien
ZR	Zeitraum

Begriffe

Anschlussstelle	„Teilplanfreier oder planfreier Knotenpunkt zum Anschluss einer nachgeordneten Straße an eine Autobahn.“ [FGSV, 2012]
Autobahn	„Grundsätzlich dem Kraftfahrzeugverkehr vorbehalten anbaufreie Straße mit mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen und ausschließlich planfreien oder teilplanfreien Knotenpunkten.“ [FGSV, 2012]

Bundesautobahn	„Gewidmete und an Anschlussstellen gekennzeichnete Autobahn in der Baulast des Bundes, die nur von Kraftfahrzeugen befahren werden darf, deren bauartbedingte Höchstgeschwindigkeit mindestens 60 km/h beträgt.“ [FGSV, 2012]
capacity-drop	Kapazitätsverringerng (Abfall der Verkehrsstärke) am Übergang vom stabilen zum instabilen Zustand (Zusammenbruch des Verkehrsflusses)
Detektor	„Einrichtung zur Erfassung der Anwesenheit von Fahrzeugen oder Fußgängern sowie des Bewegungsverhaltens, der Abmessungen oder der Arten von Fahrzeugen.“ [FGSV, 2012]
Durchgangsverkehr	„Summe der Verkehrsvorgänge durch ein festgelegtes Gebiet, deren Ziele und Quellen außerhalb dieses Gebiets liegen.“ [FGSV, 2012]
Fahrbahn	„Aus Fahrstreifen und Randstreifen bestehender, zusammenhängend befestigter Teil der Straße.“ [FGSV, 2012]
Fahrgeschwindigkeit	„Mittlere Geschwindigkeit eines Fahrzeugs als Quotient aus zurückgelegtem Weg und Fahrzeit.“ [FGSV, 2012]
Fahrstreifen	„Durch Markierung gekennzeichnete Teil der Fahrbahn, der für die Fortbewegung einer Fahrzeugreihe bestimmt ist.“ [FGSV, 2012]
Fahrstreifenbelastungsaufteilung; Fahrstreifen- nutzungsaufteilung	Aufteilung des Verkehrs auf die einzelnen Fahrstreifen
Fahrstreifengeschwindigkeitsverteilung	Beschreibung der Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen
Floating Car Data (FCD)	von im Verkehr mitschwimmenden Fahrzeugen aufgezeichnete Daten
Fundamentaldiagramm	„Grafische Darstellung des Zusammenhangs zwischen Geschwindigkeit, Verkehrsstärke und Verkehrsdichte für einen bestimmten Streckenabschnitt.“ [FGSV, 2012]. Das Fundamentaldiagramm wird durch die freie Geschwindigkeit, die maximale Verkehrsdichte, der Kapazität und der zu dieser gehörigen optimalen Verkehrsdichte k_{opt} charakterisiert.
Gefälle	„In Fahrtrichtung fallende Längsneigung.“ [FGSV, 2012]

Geschwindigkeit	zurückgelegter Weg innerhalb eines definierten Zeitraumes; $[\frac{\text{km}}{\text{h}}]$ oder $[\frac{\text{m}}{\text{s}}]$.
Geschwindigkeit, freie	„Geschwindigkeit eines Fahrzeugs, das von anderen Fahrzeugen unbeeinflusst ist.“ [FGSV, 2012]
Geschwindigkeit, lokale	Geschwindigkeit an einem Ort/Messquerschnitt
Geschwindigkeit, momentane	augenblickliche, auf einem Streckenabschnitt gefahrene Geschwindigkeit
Knotenpunkt	„Bauliche Anlage, die der Verknüpfung von Verkehrswegen dient.“ [FGSV, 2012]
Krümmung	„Kehrwert des Kurvenradius.“ [FGSV, 2012]
Längsneigung	„Neigung der Gradienten gegen die Horizontale.“ [FGSV, 2012]
Level of Service	Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs, Klassifizierung der Verkehrsqualität
Hauptfahrbahn	„Fahrbahn für den durchgehenden Verkehr.“ [FGSV, 2012]
Kalman-Filter	Filter zur Schätzung des wahren Zustands eines Systems trotz fehlerbehafteter Messungen und verrauschter Systemzustände.
Kapazität	q_{max} ; „Größte Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom unter den gegebenen baulichen und verkehrlichen Bedingungen erreichen kann.“ [FGSV, 2012] Sie gibt an, wie viele Fahrzeuge die Straße innerhalb eines definierten Zeitraumes maximal aufnehmen kann, ohne dass der Verkehrsfluss zusammenbricht.
Messquerschnitt	Ein Straßenquerschnitt, an dem lokale Verkehrskenngrößen erfasst werden.
metastabil (<i>metastabiler Verkehrszustand</i>)	Am Übergang vom stabilen zum instabilen Verkehrszustand, der Zustand ist gerade noch stabil gegenüber kleinen Änderungen, jedoch bereits instabil gegenüber großen Änderungen.
Nettoweglücke	„Abstand zwischen der Hinterkante des vorausfahrenden Fahrzeugs und der Vorderkante des nachfolgenden Fahrzeugs.“ [FGSV, 2012]

Nettozeitlücke	„Zeitlicher Abstand zwischen dem Passieren eines Querschnitts durch die Hinterkante des vorausfahrenden Fahrzeugs und die Vorderkante des nachfolgenden Fahrzeugs.“ [FGSV, 2012]
Querschnitt	siehe Straßenquerschnitt
Richtungsfahrbahn	„Fahrbahn, auf der der Verkehr nur in der vorgeschriebenen Richtung fließen darf und die baulich von der Gegenfahrbahn oder anderen parallelen Fahrbahnen getrennt ist.“ [FGSV, 2012]
Rückstau	„Verkehrszustand an Knotenpunkten, Querungsanlagen, Engstellen oder Abfertigungsanlagen mit einem durch die Verkehrsregelung erzwungenen mehrfachen oder längeren Stillstand von Fahrzeugen.“ [FGSV, 2012]
Sensor	„Auf physikalischem Prinzip arbeitende Einrichtung zur automatischen Erfassung von Verkehrs- oder Umfelddaten.“ [FGSV, 2012]
Stau	„Verkehrszustand auf freier Strecke infolge Überlastung oder besonderer Ereignisse mit zeitweiligem Stillstand von Fahrzeugen.“ [FGSV, 2012]
Strecke, freie	„Straßenabschnitt zwischen benachbarten Knotenpunktbereichen.“ [FGSV, 2012]
Steigung	„In Fahrtrichtung ansteigende Längsneigung.“ [FGSV, 2012]
Straßenquerschnitt	„Vertikaler Schnitt rechtwinklig zur Straßenachse.“ [FGSV, 2012]
Streckenbeeinflussungsanlage	„Verkehrsbeeinflussungsanlage zur verkehrsabhängigen Steuerung des Verkehrs auf einem Straßenabschnitt durch Wechselverkehrszeichen.“ [FGSV, 2012]
Verflechtung	„Verkehrsvorgang, bei dem gleichgerichtete Fahrzeugströme einander auf parallelen Fahrstreifen durchsetzen.“ [FGSV, 2012]
Verkehr	„Ortsveränderung von Personen, Gütern, Nachrichten oder Energie.“ [FGSV, 2012]
Verkehr, freier; Verkehr, ungebundener	„Verkehrsstrom, in dem die Geschwindigkeit jederzeit und überall frei wählbar ist.“ [FGSV, 2012]
Verkehr, gebundener; Kolonnenverkehr	„Verkehrsstrom, in dem eine freie Geschwindigkeitswahl nicht möglich ist.“ [FGSV, 2012]

Verkehr, teilgebundener	„Verkehrsstrom, in dem eine freie Geschwindigkeitswahl eingeschränkt möglich ist.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsablauf	Für den Verkehr erforderliche Bewegungsvorgänge Beschleunigen, Fahren, Bremsen etc.) [FGSV, 1991]
Verkehrsaufkommen	„Anzahl der Ortsveränderungen von Personen oder Fahrzeugen je Zeiteinheit in einem Erhebungsgebiet oder an einem Querschnitt.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsbeeinflussung	„Situationsabhängige Einwirkung auf die Verkehrsteilnehmer zur Veränderung ihres Fahrverhaltens, ihrer Wegewahl oder ihrer Verkehrsmittelwahl.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsbeeinflussungsanlage	„Netzbezogene, streckenbezogene oder punktuell wirksame Anlage an einer Straße zur Verkehrssteuerung.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsbelastung	„Anzahl der Verkehrselemente innerhalb eines betrachteten Zeitintervalls an einem Knotenpunkt oder auf einer Strecke.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsfluss	Wird erzeugt durch Interaktion zwischen mehreren Fahrzeugen [FGSV, 1991]
Verkehrsdichte	Anzahl der Fahrzeuge, die sich zu einem bestimmten Zeitpunkt/Moment auf einem definierten Streckenabschnitt (bzgl. des Straßenquerschnitt oder eines Fahrstreifens) befindet; $\left[\frac{\text{Kfz}}{\text{km}}\right]$.
Verkehrsdichte, kritische, optimale	wird erreicht bei maximalen Verkehrsfluss
Verkehrsdichte, maximale	wird erreicht bei Stillstand der Fahrzeuge
Verkehrsmodell	„Rechnerisches Modell für die Abbildung von vorhandenen und zu erwartenden Verkehren.“ [FGSV, 2012]
Verkehrsstärke	Anzahl der Fahrzeuge, die einen beobachteten Straßenquerschnitt innerhalb eines definierten Zeitraumes (üblicherweise innerhalb einer Stunde) überqueren; $[\text{Fz}/\text{h}]$.
Wireless Sensor Network (WSN)	Netz aus Sensoren, über das die einzelnen Sensoren mit einem zentralen Kommunikationsknoten des Netzwerkes über die Luft kommunizieren.

Verkehrszustand	Der Zustand des Verkehrs wird beschrieben durch die momentanen Eigenschaften Verkehrsdichte und Geschwindigkeit.
Weglücke	Räumlicher Abstand zwischen zwei aufeinander folgenden Fahrzeugen zu einem Zeitpunkt.
Wunschgeschwindigkeit	„Geschwindigkeit, die individuell auf einer Strecke in Abhängigkeit des Fahrtzwecks angestrebt wird.“ [FGSV, 2012]
Zeitlücke	„Zeitlicher Abstand zwischen dem Passieren eines Querschnitts durch aufeinander folgende Fahrzeuge.“ [FGSV, 2012]
Zielverkehr	„Summe der Verkehrsvorgänge, die außerhalb eines festgelegten Gebiets beginnen und innerhalb davon enden.“ [FGSV, 2012]

Literaturverzeichnis

AHMED, K. et al. (1996): Models of Freeway Lane Changing and Gap Acceptance Behavior, Lyon, France: in Proceedings of the 13th International Symposium on the Theory of Traffic Flow and Transportation, pp. 501-515

AL-KAISY, A. et al. (2005): Developing Passenger Car Equivalency Factors for Heavy Vehicles During Congestion. In: Journal of Transportation Engineering, Vol. 131, No. 7, S. 514-523

BAST (1999): MARZ - Merkblatt für die Ausstattung von Verkehrsrechnerzentralen und Unterzentralen: Bundesanstalt für Straßenwesen

BERMANN, E./BUSCH, F. (2006): Online-Traffic State Estimation for the City of Graz, London, U.K.: 13th ITS World Congress, Proceedings

BMW AG (2012): Motor-Talk.de: Sicherheit Unfällen: Italien setzt auf COMPANION, 29.11.2002, <http://www.motor-talk.de/news/sicherheit-unfaellen-italien-setzt-auf-companion-t46030.html> [Stand: 23.08.2012]

BMW AG (2012): BMW Group: Veröffentlichte Artikel: Ein zuverlässiger Begleiter, 28.01.2002, http://www.bmwgroup.com/common/printview/print_content.html [Stand: 23.08.2012]

BREUER, F./BECKMANN, B. (1975): Geschwindigkeit und Spurbelegung auf Autobahnen, 6, Aachen, S. 29-39

BÜHL, A. (2010): Faktorenanalyse. In: Pearson Studium, S. S. 555 ff.

BUSCH, F./MAIER, F. (2006): Verkehrsmodelle. In: Vorlesungsskript 'VT1-Verkehrstechnik' des Lehrstuhls für Verkehrstechnik, TU München, WS 2006/2007

CAYFORD, R. et al. (1997): The NETCELL Simulation Package: Technical Description, Berkeley, CA: California PATH

CREMER, M. (1979): Fachberichte Messen, Steuern, Regeln, 3, Der Verkehrsfluss auf Schnellstraßen. Modelle, Überwachung, Regelung, Berlin Heidelberg: Springer-Verlag

CREMER, M./MAY, A. (1985): An Extended Traffic Model for Freeway Control: Institut of Transportation Studies, University of California, Berkley, UCB-ITS-RR-85-7

CREMER, M. et al. (1980): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 307: Einsatz regelungstechnischer Mittel zur Verbesserung des Verkehrsablaufs auf Schnellstraßen, Bonn - Bad Godesberg: Bundesministerium für Verkehr, Abt. Straßenbau

DAGANZO, C. (1994a): The Cell Transmission Model: A Dynamic Representation of Highway Traffic Consistent with the Hydrodynamic Theory. In: Transportation Research B, Vol. 28B, H. No.4, S. 269-287

DAGANZO, C. (1999): The Lagged Cell Transmission Model, Berkeley, CA: http://www.ce.berkeley.edu/~daganzo/ISTTT_PA.PDF, 03.09.2012

DAGANZO, C. (1994): The Cell Transmission Model: Network Traffic; California PATH Working Paper UCB-ITS-PWP-94-12, Berkeley, CA: <http://www.path.berkeley.edu/PATH/Publications/PDF/PWP/94/PWP-94-12.pdf>: Department of Civil Engineering and Institute of Transportation Studies, University of California (Berkeley), California PATH

DAMRATH, R./ROSE, M. (2002): Dynamische Verkehrsprognosen in Netzen auf Basis makroskopischer Modellansätze (FE 03.328/1999/IGB), Institut für Bauinformatik, Universität Hannover: Bundesanstalt für Straßenwesen

DREW, K. (1965): Freeway Level of Service as Influenced by Volume and Capacity Characteristics. In: HRB Record Nr. 99

EID, J. (2001): Entwicklung und Analyse eines Verkehrsinformationsalgorithmus zur grafischen Anzeige des Verkehrszustands im Rahmen der MOBINET-Maßnahme Ring-Info, München: Fachgebiet Verkehrstechnik und Verkehrsplanung, Technische Universität München

EMMERICH, H. (1997): Simulation im Straßenverkehr mit Zellulären Automaten: Dissertation, Fakultät Bauwesen der Universität Dortmund, Shaker Verlag

ERWIG, A. et al. (2009): Scribd: TMCpro mit Mobilfunkdaten: zuverlässige Stauinfos für Bundes- und Landesstraßen, <http://www.scribd.com/doc/11014578/Hintergrund-TMCpro-mit-Floating-Phone-Data> [Stand: 26.02.2009]

FGSV (1991): Merkblatt über Detektoren für den Straßenverkehr, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Verkehrsführung und Verkehrssicherheit

FGSV (2005): HBS - Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, Ausgabe 2001, Fassung 2005, Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen

FGSV (2004): FGSV Merkblatt (Entwurf): Das Fundamentaldiagramm - Grundlagen und Anwendungen, Berlin: FGSV

FGSV, F. (2012): Begriffsbestimmungen - Teil: Verkehrsplanung, Straßenentwurf, Straßenbetrieb [FGSV-Nr. 220], Köln: FGSV Verlag

GEISTEFELDT, J. (2007): Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit auf Autobahnen mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen, Heft 30/2007: Lehrstuhl für Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum

GIPPS, P. (1986): A Model for the Structure of Lane-changing Decisions: Transportation Research B Vol. 20B, No 5, pp. 403-414

GIPPS, P. (1981): A Behaviour Car-Following Model for Computer Simulation. In: Transportation Reserach B Vol. 15B, No. 2-C, S. 105-111

GLAS, F. et al. (2004): Dispositionssysteme als FCD-Quellen für eine verbesserte Verkehrslagerekonstruktion in Städten. In: Straßenverkehrstechnik, 9, S. 437-444

GROVES, C. et al. (2000): Scottish Executive: COMPANION Stage 1, Final Report, April 2000, <http://www.scotland.gov.uk/Resource/Doc/159192/0043311.pdf>

- HALL, F./LAM, T. (1988): The Characteristics of Congested Flow on a Freeway Across Lanes, Space, and Time. In: Transportation Research / A, Volume 22/1, S. 45-56
- HARDIE, C. et al. (2001): Scottish Executive: COMPANION Phase 3 - Trail of Aid System, Executive Summaray, August 2001, Edinburgh
- HARTMANN, D. (2004): Head Leading Algorithm for Urban Traffic Modeling: Proceedings 16th European Simulation Symposium, György Lipovszki, István Molnár, SCS Press, ISBN 1-56555-286-5
- HCM (2000): Highway Capacity Manual, Washington, D.C.: Transportation Research Board, National Research Council
- HEIDEMANN, D. (1994): Distribution of traffic to the individual lanes on multilane unidirectional roadways, Sydney: TRB
- HELBING, D. (1997): Verkehrsdynamik: Neue physikalische Modellierungskonzepte, Berlin Heidelberg: Springer
- HELBING, D./TREIBER, M. (1999): Numerical Simulation of Macroscopic Traffic Equations: Computin in Science and Engineering 1(5), 89-99
- HELBING, D./TREIBER, M. (1999): Derivation, Properties, and Simulation of a Gas.-Kinetic-Based, Non-Local traffic Model: Physicla Review E 59, 239-253
- HESS (1963): Capacities and Characteristics of Ramp-Freeway connections. In: Highway Research Recors, Nr. 27
- HILLIGES, M. (1995): Ein phänomenologisches Modell des dynamischen Verkehrsflusses auf Schnellstraßennetzen, Dissertation, Aachen: Shaker
- HOOGENDOORN, S./BOVY, P. (2001): State-of-the-art of Vehicular Traffic Flow Modelling, Special Issue on Road traffic Modelling and Control of the Journal of Systems and Control Engineering, Volume 215, Number 4 / 2001, S.283-303, ISSN 0959-6518
- HOOPS, M. et al. (2000): Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 797: Bewertung von Verfahren zur Erkennung von Störungen im Verkehrsablauf in Theorie, Praxis und Simulation, Bonn: Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Abt. Straßenbau, Straßenverkehr
- HOTOP, R. (1975): Untersuchung der Verkehrsqualität auf zwei- und dreispurigen BAB-Richtungsfahrbahnen. In: Straßenverkehrstechnik, Heft 6/1975
- KATES, R. (1995): Studie über die Anwendbarkeit von makroskopischen Verkehrsablaufmodellen, München: Fachgebiet Verkehrstechnik und Verkehrsplanung, Technische Universität München
- KERNER, B. (2000): Theory of Breakdown Phenomenon at Highway Bottlenecks. In: Transportation Reseach Record, Journal of the Transportation Research Board Paper No. 00-1573, Volume 1710, S. 136-144

- KERNER, B./KONHÄUSER, P. (1993a): Cluster Effect in Initially Homogeneous Traffic Flow: *Physical Review E* 48, R2335-R2338
- KERNER, B. et al. (1996): A New Approach to Problems of Traffic Flow Theory: In: Lessort, J.-B. (ed.): *Transportation and Traffic Theory*, Pergamon, 119-147
- KERNER, B./KONHÄUSER, P. (1993b): Makroskopische Verkehrsflusssimulation: Einsatzmöglichkeiten und numerische Lösungsverfahren, Berlin: In 8. Symposium Simulationstechnik, Vieweg
- KIM, Y./KELLER, H. (2001): Zur Dynamik zwischen Verkehrszuständen im Fundamentaldiagramm. In: *Straßenverkehrstechnik* 9/2001, S. 433-442
- KNOOP, V. et al. (2009): Empirical Differences between Time Mean Speed and Space Mean Speed: Springer, S. 351-356
- KNOOP, V. et al. (2010): Lane Distribution of Traffic Near Merging Zones Influence of Variable Speed Limits. In: 2010 13th International IEEE Annual Conference on Intelligent Transportation Systems, Madeira Island, Portugal, September 19-22, 2010
- KÜHNE, R. (1991): Traffic Pattern in Unstable Traffic Flow on Freeways: In: Braunolte, U. (Id): *Highway Capacity and Level of Service*, Balkema, Rotterdam, 211-225
- LERNER, G. et al. (2003): COMPANION – Entwicklung und Erprobung eines straßenparallelen Warnsystems, Januar 2003, München
- LEUTZBACH, W./BUSCH, F. (1984): Spurwechsellvorgänge auf dreispurigen BAB-Richtungsfahrbahnen: Institut für Verkehrswesen, Universität (TH) Karlsruhe
- LIGHTHILL, M./WITHAM, G. (1955): On Kinematic Waves II. A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads. In: *Proceedings of the Royal Society of London, Series A, Mathematical and Physical Sciences*, Vol. 229, H. No. 1178, S. 317-345
- LIN, W./AHANOTU, D. (1995): Validating the Basic Cell Transmission Model on a Single Freeway Link, Berkeley, CA: California PATH
- LIN, W./DAGANZO, C. (1994b): Technical Description of NETCELL: Generell Framework and Data Structure, Berkeley, CA: California PATH
- LIN, W./DAGANZO, C. (1997): A Simple Detection Scheme for Delay-Inducing Freeway Incidents. In: *Transportation Research A*, Vol. 31, H. No. 2, S. 141-155
- LISTL, G. (2003): Anwendung neuer Technologien zur Erfassung des Verkehrsablaufs, Schriftenreihe Verkehr, Heft 14, Kassel: Fachgebiet Verkehrssysteme und Verkehrsplanung, Fachgebiet Verkehrstechnik, Universität Kassel
- LI, X. et al. (2006): Developing Passenger-Car Equivalents for China Highways Based on Vehicle Moving Space. In: 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board
- LUDMANN, J. (1998): Beeinflussung des Verkehrsablaufs auf Straßen - Analyse mit dem fahrzeugorientierten Verkehrssimulationsprogramm PELOPS, Aachen: Schriftenreihe Automobiltechnik, Institut für Kraftfahrwesen

MAIER, F. (2010): Abschnittsweise Regressionsanalyse zur Schätzung von Verkehrskenngrößen, Heft 13, München: Lehrstuhl für Verkehrstechnik, Technische Universität München

MAIER, F. (2009): Internes Arbeitspapier: BAB A99 Auswertungen: Verkehrsstärke und Geschwindigkeit für dreistreifige Autobahnen in Abhängigkeit von Wetterdaten, München: Lehrstuhl für Verkehrstechnik, Technische Universität München

MEIER, J. (2007): Modellgestützte Störungserkennung im Verkehrsfluss auf Schnellstraßen, Dissertation, Stuttgart: Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart

MINDERHOOD, M. (1999): Supported Driving: Impact on Motorway Traffic Flow: Dissertation Thesis, Delft University of Technology, Delft University Press

NAGEL, K./SCHRECKENBERG, M. (1992): A Cellular Automaton Model for Freeway Traffic: Journal de Physique I 2 (1992), pp.2221-2229 (http://www.unidue.de/imperia/md/content/ptt/paper/1992_origca.pdf, Abruf 23.06.2012)

NAGEL, K. et al. (1998): Two-lane traffic rules for cellular automata: A systematic approach: Physical Review E 58 1425–1437

NAGEL, K. et al. (1999): Iterated Transportation Simulation for Dallas and Portland., Brilon, Huber, Schreckenerg and Wallentowitz (eds): In Brilon, Huber, Schreckenerg and Wallentowitz (eds), Traffic and Mobility: Simulation, Economics, Environment, Springer-Verlag

ORINOKO (2008): Forschungsprojekt ORINOKO - Ausführlicher Ergebnisbericht mit Konzept zum Weiterbetrieb, http://www.c-na.de/media/ORINOKO_AfV271108_Anlage_Auf%C3%BChrlicher-Ergebnisbericht.pdf [Stand: 18.11.2008]

PAPAGEORGIU, M. (1983): Lecture Notes in Control and Information Sciences: Applications of Automatic Control Concepts to Traffic Flow Modeling and Control, 50, Heidelberg: Springer-Verlag

PAYNE, H. (1971): Models of Freeway Traffic and Control. Simulation Council Proc. 1, La Jolla, CA: Simulation Council

PTV (2007): VISSIM Online-Hilfe, VISSIM 5.00 Benutzerhandbuch, Karlsruhe: PTV Planung Transport Verkehr AG

RAKHA, H. et al. (2007): Estimating Truck Equivalencies for Freeway Sections. In: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2027, S. 73-84

RAKHA, H./ZHANG, W. (2005): Estimating Traffic Stream Space-mean Speed and Reliability from Dual and Single Loop Detectors. In: Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1925, S. 38-47

RATHI, A. et al. (1987): Enhanced FREFLO: Modeling of Congested Environments. In: Transportation Research Record 1112, S. 61-71

- RICHARDS, P. (1956): Shock Waves on the Highway. In: Operation Research 4, S. 42-51
- ROSE, M. (2003): Modellbildung und Simulation von Autobahnverkehr, 1/2003, Hannover: Universität Hannover, Institut für Bauinformatik
- SAFESPOT (2012): SAFESPOT - Cooperative vehicles and road infrastructure for road safety , <http://www.safespot-eu.org> [Stand: 23.08.2012]
- SAUNDERS, W. (1989): CW and FM RADAR. In: Merrill i. Skolnik: Radar Handbook, 2. Auflage 1989, ISBN 978-0-07-057913-2: Mcgraw-Hill Professional, S. 14/18, Chapter 14
- SCHNABEL, W./LOHSE, D. (1997): Grundlagen der Straßenverkehrstechnik und der Verkehrsplanung, 1, Berlin: Verlag für Bauwesen
- SCHÖBER, M. (2009): Robuste Verkehrszustandsschätzung und Störungserkennung auf Schnellstraßen, Dissertation, Stuttgart: Institut für Systemdynamik der Universität Stuttgart
- SCHRECKENBERG, M. et al. (1996): Zellularautomaten simulieren Straßenverkehr, Weilheim: Sonderdruck aus Physikalische Blätter 52, Nr.5, S. 460-462, Verlagsgesellschaft mbH
- SIMIN, C./LOONG, N. (2005): A Critical Analysis of "the Cell transmission Model: A Dynamic Representation of Highway Traffic Consistent with the Hydrodynamic Theory": University Scholars Programme, Session 2004/2005
- SIMTD (2012): simTD - Sichere Intelligente Mobilität, Testfeld Deutschland, <http://www.simtd.de> [Stand: 23.08.2012]
- SMULDERS, S. (1986): Modelling and Simulation of Freeway Traffic Flow, Report OS-R8615, Amsterdam, Netherlands: Department of Operations Research and System Theory, Centre for Mathematics and Computer Science
- SMULDERS, S. (1996): Control of Freeway Traffic Flow, Amsterdam, Netherlands: Centrum voor Wiskunde en Informatica CWI TRACT
- SPARMANN, U. (1978): Spurwechselforgänge auf zweispurigen BAB-Richtungsfahrbahnen
- TREIBER, M./KESTING, A. (2010): Verkehrsdynamik und -simulation: Daten, Modell und Anwendungen der Verkehrsflussdynamik, Heidelberg: Springer
- TSS, T. (2013): Aimsun, http://www.aimsun.com/wp/?page_id=21 [Stand: 01.03.2013]
- VAN LINT, J. et al. (2008): FASTLANE - New Multiclass First-Order Traffic Flow Model. In: Transportation Research Record, No. 2088, S. 177-187
- VISENTINI, M. (2007): COMPANION: Descrizione e analisi funzionamento (interner Bericht, aus dem Italienischem z.T. ins Englische übersetzt von Stefano Marco)
- WARDROP, J. (1952): Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. In: Proceedings of the Institute of Civil Engineers, Vol. 1-2, S. 325-378
- WEHLAN, H. et al. (2006): BMW Group: AZTEK - Automatische zeitlich-räumliche Störungserkennung,

http://www.bmwgroup.com/d/0_0_www_bmwgroup_com/forschung_entwicklung/mobilitaet_verkehr/verkehrsforschung/_pdf/flyerAztek.pdf [Stand: 24.07.2006]

WIEDEMANN, R./SCHWERDTFEGER, T. (1987): Makroskopisches Simulationsmodell für Schnellstraßennetze mit Berücksichtigung von Einzelfahrzeugen (DYNEMO). In: Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), 500

WIEDEMANN, R. (1968): Verkehrsablauf hinter Lichtsignalanlagen. In: Forschungsberichte Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Bonn, Heft 74

WIKIPEDIA (2012): Wikipedia, [https://de.wikipedia.org/wiki/Zustand_\(Physik\)](https://de.wikipedia.org/wiki/Zustand_(Physik)) [Stand: 18.09.2012]

WU, N. (2000): Verkehr auf Schnellstraßen im Fundamentaldiagramm - Ein neues Modell und seine Anwendungen. In: Straßenverkehrstechnik, Heft 8

WU, N./BRILON, W. (1999): Cellular Automata for Highway Traffic Flow Simulation: Proceedings of the 14th ISTTT, Jerusalem, Israel, July, 1999, Vol. II. Technion-Israel, Institute of Technology, Haifa, Israel, http://homepage.ruhr-uni-bochum.de/ning.wu/pdf/ca_14isttt.pdf, Abruf 23.06.2012

WU, N. (2006): Equilibrium of Lane Flow-Distribution on Motorways. In: Transportation Research Record (1965): Journal of the Transportation Research Board, S. 48-59

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Beziehungen des Fundamentaldiagramms (exemplarische Darstellung anhand der Daten vom 10.03.2012, A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DETQ 63).....	8
Abb. 3.1: Fahrstreifenaufteilung auf zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen	14
Abb. 3.2: Differenzen der Geschwindigkeiten benachbarter Fahrstreifen für dreistreifige Richtungsfahrbahnen, vereinfacht nach Leutzbach/Busch [1984] .	18
Abb. 3.3: Aufteilung eines Straßenabschnitts in n Segmente und ihre zugehörigen Variablen [nach Cremer, 1979]	31
Abb. 3.4: Modellierung einer einfachen Zellenfolge sowie einer Zufahrt und einer Abfahrt im CTM.....	36
Abb. 3.5: zugrunde gelegtes Fundamentaldiagramm im CTM [Daganzo, 1994a]	37
Abb. 3.6: Abgrenzung mikroskopisch, makroskopisch und mesoskopische Betrachtung des Verkehrs.....	39
Abb. 4.1: Darstellung der thematischen Zusammenhänge des Verfahrens.....	43
Abb. 5.1: Potentielle Einflussfaktoren für die Fahrstreifennutzungsverteilung.....	47
Abb. 5.2: Betrachtete Streckenabschnitte der A8-Ost und der A9	51
Abb. 5.3: Aufbereitungsschritte von den Rohdaten bis zur Analyse	53
Abb. 5.4: Lokale und momentane Betrachtung in einem Weg-Zeit-Diagramm.....	55
Abb. 5.5: Fundamentaldiagramm am Beispiel des Messquerschnitts DETQ63 der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg – mit Darstellung des Zusammenhangs zwischen q und vm (10.03.2012)	56
Abb. 5.6: Fundamentaldiagramm mit ‚momentaner‘ Verkehrsdichte und ‚lokaler‘ Verkehrsdichte (1-min-Daten).....	58
Abb. 5.7: Verhältnis mittlere lokale Geschwindigkeit zu mittlere momentane Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Verkehrsdichteklasse anhand aller verfügbaren Daten über den gesamten Zeitraum 01 - 08.....	59
Abb. 5.8: Beziehungen des Fundamentaldiagramms (exemplarische Darstellung anhand der Daten vom 10.03.2012, A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DETQ 63).....	61
Abb. 5.9: Vergleich von Verkehrsstärke und Verkehrsdichte als Bezugsgröße am Beispiel der A9.DET109.Mch.ZR01-ZR07.2009	62

Abb. 5.10: Schematische Darstellung der dynamischen räumlichen Belegung (Bruttoweglücke) aus van Lint et al. [2008]: a) im freien Verkehrszustand und b) im gestauten Verkehrszustand	64
Abb. 5.11: Auswertung ohne und mit Berücksichtigung des Schwerverkehrs in Pkw-Einheiten am Beispiel der A8-Ost, Q67, Fahrtrichtung Salzburg für den Zeitraum vom 11.01.2010 bis 28.01.2010	65
Abb. 5.12: Streudiagramme für Verkehrsstärkeanteile des linken, mittleren und rechten Fahrstreifens am Beispiel des Messquerschnitts der A8-Ost DETQ67.Sbg für den ZR 01	69
Abb. 5.13: Standardabweichungen für Verkehrsstärkeanteile des (a) linken, (b) mittleren und (c) rechten Fahrstreifens am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010	70
Abb. 5.14: Konfidenzintervalle für Mittelwerte der Verkehrsstärkeanteile des (a) linken, (b) mittleren und (c) rechten Fahrstreifens am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010	71
Abb. 5.15: Histogramme der Belastungsanteile pro Fahrstreifen am Beispiel des MQ Q67, A8-Ost am Beispiel der A8-Ost, Fahrtrichtung Salzburg, DET Q67, 11.01.2010-28.01.2010	72
Abb. 5.16: Belastungsanteile pro Fahrstreifen bezogen auf Klassen der Verkehrsdichte über den Gesamtquerschnitt mit einer Klassenbreite von 10 Kfz/km am Beispiel des Messquerschnitts Q67, A8-Ost.....	75
Abb. 5.17: Mediankurven der Belastungsanteile aller ausgewerteten Messquerschnitte für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Kfz/km].....	78
Abb. 5.18: Mediankurven der Lkw-Anteile aller ausgewerteten Messquerschnitte, getrennt für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Kfz/km].....	79
Abb. 5.19: Mediankurven der Belastungsanteile aller ausgewerteten Messquerschnitte für die Autobahnen A8-Ost und A9 auf Basis der Verkehrsdichteklassen in [Pkw-E/km].....	81
Abb. 5.20: Allgemeine Regressionskurven für den linken und rechten Fahrstreifen.....	82
Abb. 5.21: Beziehung Lkw-Anteile zu Fahrstreifenbelastungsanteilen auf Basis von Kfz, A8.DETQ67.Sbg, ZR 01 und A9.DET109.Mch.ZR 01	84
Abb. 5.22: Beziehung zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen (Pkw-E), A8.DETQ67.Sbg, ZR 01	85

Abb. 5.23: Verteilung der Lkw-Anteile und Kolmogorov-Smirnov-Anpassungstest am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für das Jahr 2010 (a) und A9.DET109.Mch für das Jahr 2009 (b)	86
Abb. 5.24: Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit vom Zufluss und Abfluss am Beispiel des DET112 und des DET110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009	90
Abb. 5.25: Zusammenhang zwischen Zufluss, Abfluss und Verkehrsdichte sowie Verkehrsstärke am Beispiel der DET112 und DET110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009	94
Abb. 5.26: Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit vom Anteil des Zufluss p_{Zufluss} und des Abfluss p_{Abfluss} am Beispiel des DET112 und des DET 110, A9, Richtung München vom 15.09.-01.10.2009	95
Abb. 5.27: Histogramme der geschalteten Geschwindigkeitsbeschränkungen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost für ZR01 und DET 109 der A9 für ZR01	97
Abb. 5.28: Mediane der Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost für ZR01 und des DET109 der A9 für ZR01	100
Abb. 5.29: Streuungen der Fahrstreifenbelastungsanteile in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010	101
Abb. 5.30: Abhängigkeiten zwischen Wochentag (1-Montag ...7-Sonntag) bzw. Tageszeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010	104
Abb. 5.31: Mediane der Fahrstreifenbelastungsanteile über den Tag verteilt am Beispiel des DET109 der A9 vom 12.01.-29.01.2009	105
Abb. 5.32: Beziehungen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsunterschieden benachbarter Fahrstreifen für den Messquerschnitt DETQ67 der A8-Ost, ZR 01 und DET109 der A9, ZR 01	106
Abb. 5.33: Mediane der Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen, alle Messquerschnitte der A8-Ost und A9	108
Abb. 5.34: Regressionskurven der Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den Fahrstreifen auf Basis aller Messquerschnitte der A8-Ost und A9	109
Abb. 5.35: Vorgehen bei einem Anwendungsbeispiel zur Herleitung eines nicht-detektierten Fahrstreifens.....	112
Abb. 6.1: Zusammenfassung möglicher Szenarien für zwei und mehr Fahrzeuge.....	114

Abb. 6.2:	Workflow zur Ermittlung der seitlich detektierten Fahrzeuge.....	115
Abb. 6.3:	Detektionsanordnung bei seitlicher Detektion vom Fahrbahnrand	116
Abb. 6.4:	Szenarien für die Detektion der Fahrzeuge durch seitlich installierte Sensoren.....	117
Abb. 6.5:	Maßgebende zeitliche Betrachtung eines Fahrzeugpaares anhand ihrer Ein- und Ausfahrtzeiten am Beispiel einer Fahrzeugdetektion von rechts	121
Abb. 6.6:	Herleiten des abgeschatteten Bereichs eines Fahrzeugs	122
Abb. 6.7:	Flussdiagramm des Detektionsalgorithmus für den Fall der Detektion vom rechten Fahrbahnrand aus (Änderungen für Detektion vom linken Fahrbahnrand aus sind in rot (ja/nein) dargestellt).....	124
Abb. 6.8:	<i>qdet</i> – <i>qges</i> - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus	126
Abb. 6.9:	Diagramme zur Herleitung der Faktoren f_1 und f_2	128
Abb. 6.10:	<i>qdet</i> – <i>vges</i> - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus	130
Abb. 6.11:	<i>qdet</i> – <i>vFS</i> - Näherungskurven und –funktionen für die linksseitige Detektion für $aAbsch = 0\%$	132
Abb. 6.12:	<i>qdet</i> – <i>vFS</i> - Näherungskurven und –funktionen für die rechtsseitige Detektion für $aAbsch = 0\%$	132
Abb. 6.13:	<i>vdet</i> – <i>vges</i> - Näherungskurven für die seitliche Detektion vom linken und vom rechten Fahrbahnrand aus	133
Abb. 6.14:	<i>vdet</i> – <i>vFS</i> - Näherungskurven und –funktionen für die linksseitige Detektion für <i>aAbsch</i> = 0%	134
Abb. 6.15:	<i>vdet</i> – <i>vFS</i> - Näherungskurven und –funktionen für die rechtsseitige Detektion für <i>aAbsch</i> = 0%	135
Abb. 7.1:	Aufteilung eines Straßenabschnitts in n Segmente und ihre zugehörigen Variablen (nach Cremer [1979])	138
Abb. 7.2:	Verkehrslage der ausgewählten Tage / Zeiträume der BAB A8, Fahrtrichtung Salzburg.....	142
Abb. 7.3:	Schematischer Ablauf der Datenglättung anhand des Kalman-Filters.....	143
Abb. 7.4:	Fluss der Zustandsschätzung auf einem Streckenabschnitt [Cremer, 1979] ...	145
Abb. 7.5:	Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke im störungsfreien Verkehrszustand für alle Segmente auf Basis des resultierenden Parametersatzes	148

Abb. 7.6: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke mit Realdaten auf Basis des resultierenden Parametersatzes im vierten Segment für den ungestörten (a) und gestörten (b) Zustand	149
Abb. 7.7: Hypothetischer Fluss am Beispiel der A8/Ost, München - Salzburg im Segment 5.....	150
Abb. 7.8: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für die Segmente 5-8 des Szenarios 'I-3500' - Nullfall und Korrektur durch drei Sensoren.....	154
Abb. 7.9: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für die Segmente 5-8 des Störungsszenarios 'I-3500-2FS gesperrt' - Nullfall und Korrektur durch zwei Sensoren im 2. und 4. Segment.....	155
Abb. 7.10: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg - Nullfall und Korrektur am Mittelabgriff.....	156
Abb. 7.11: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg – Vergleich mit Korrektur ohne Fehler, -10% Fehler und +10% Fehler	158
Abb. 7.12: Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für das Segment 4 der Realdaten der A8 München – Salzburg - Nullfall (ohne Korrektur) und Korrektur mit einem Fehler von -10%	159
Abb. 7.13: Vergleich Modell und Realität bzgl. Fahrstreifenaufteilung der Verkehrskenngrößen am Beispiel der realen Daten vom 25.01.2010 der BAB A8/Ost, Fahrtrichtung Salzburg, im vierten Segment	162
Abb. 7.14: Vergleich Modell und Realität bzgl. Fahrstreifenaufteilung der Verkehrskenngrößen am Beispiel der realen Daten vom 10.03.2012 der BAB A8/Ost, Fahrtrichtung Salzburg, im vierten Segment	163
Abb. 10.1: Überblick über Einsatzbereiche fahrstreifenselektiver Information	169

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1:	Verkehrszustände nach unterschiedlichen Ansätzen (Teil 1)	10
Tab. 2.2:	Verkehrszustände nach unterschiedlichen Ansätzen (Teil 2)	11
Tab. 3.1:	Definition der Belastungsbereiche für zwei- und dreistreifige Richtungsfahr- bahnen	14
Tab. 3.2:	Grenzwerte der Verkehrsstärke für zweistreifige Richtungsfahrbahnen.....	15
Tab. 3.3:	Grenzwerte der Verkehrsstärke für dreistreifige Richtungsfahrbahnen.....	15
Tab. 3.4:	Verkehrsstärkeanteile bei sehr hohen Verkehrsstärken (Circa-Werte)	16
Tab. 3.5:	Einordnung der Verkehrsdetektoren.....	20
Tab. 3.6:	Einordnung der häufigsten Verkehrsdetektoren hinsichtlich ihres Informa- tionsgehalts.....	21
Tab. 3.7:	Übersicht (Teil 1) der Detektoren zur Erfassung von Kfz aus FGSV [1991].....	25
Tab. 3.8:	Übersicht (Teil 2) der Detektoren zur Erfassung von Kfz aus FGSV [1991].....	26
Tab. 3.9:	Optimale Parameterwerte für eine zweistreifige BAB, nach Cremer [1979] und Cremer et al. [1980].....	34
Tab. 3.10:	Übersicht der mikro-, meso-, makroskopischen Verkehrsflussmodelle.....	40
Tab. 5.1:	Analysierte Zeiträume.....	52
Tab. 5.2:	Gegenüberstellung der lokalen und momentanen Verkehrskenngrößen	55
Tab. 5.3:	Übersicht der Analysen	66
Tab. 5.4:	Test auf Normalverteilung: Belastungsanteile pro Fahrstreifen bezogen auf Verkehrsdichteklassen über den gesamten Dichtebereich am Beispiel des Messquerschnitts DETQ67.Sbg, A8-Ost	73
Tab. 5.5:	Übersicht der Normalverteilungen der Fahrstreifenbelastungsanteile pro Ver- kehrsdichteklasse (am Beispiel des MQ 67, A8-Ost, 11.01.2010-28.01.2010) ..	74
Tab. 5.6:	Korrelationen zwischen Verkehrsdichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen	76
Tab. 5.7:	Funktionsgleichungen und ihre Parameter der allgemein gültigen Regres- sionsfunktionen.....	82
Tab. 5.8:	Korrelationen zwischen Lkw-Anteil und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für ZR01	87
Tab. 5.9:	Korrelationen zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A8.MQ67.Sbg für ZR01	87

Tab. 5.10:	Korrelationen zwischen Lkw-Anteil und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET109.Mch für ZR01	88
Tab. 5.11:	Korrelationen zwischen Lkw-Dichte und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET109.Mch für ZR01	88
Tab. 5.12:	Korrelationen zwischen Zu-, Abflussmenge und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29.....	91
Tab. 5.13:	Korrelationen zwischen Zuflussmenge und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29	92
Tab. 5.14:	Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussmengen und Verkehrsdichte und Verkehrsstärke am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29....	93
Tab. 5.15:	Korrelationen zwischen Zuflussmenge und Verkehrsdichte und Verkehrsstärke am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29	93
Tab. 5.16:	Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussanteilen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET110.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29.....	95
Tab. 5.17:	Korrelationen zwischen Zu-/ Abflussanteilen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des A9.DET112.Mch.ZR01.2009.01.12-2009.01.29.....	96
Tab. 5.18:	Korrelationen zwischen zulässiger Höchstgeschwindigkeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010	98
Tab. 5.19:	Korrelationen zwischen zulässiger Höchstgeschwindigkeit und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DET109 der A9, München vom 12.01.-29.01.2009	98
Tab. 5.20:	Korrelationen zwischen Tageszeit, Wochentagen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010	102
Tab. 5.21:	Korrelationen zwischen Tageszeit, Wochentagen und Fahrstreifenbelastungsanteilen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost vom 11.01.-28.01.2010	103
Tab. 5.22:	Korrelationen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsdifferenzen am Beispiel des DETQ67 der A8-Ost, ZR01	107
Tab. 5.23:	Korrelationen zwischen der Verkehrsdichte und den Geschwindigkeitsdifferenzen am Beispiel des DET109 der A9, ZR01	107
Tab. 5.24:	Funktionsgleichungen und ihre Parameter der allgemein gültigen Regressionsfunktionen.....	110
Tab. 6.1:	Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtseitiger Detektion und der Gesamtverkehrsstärke für verschiedene Abschattungsgrade.....	127

Tab. 6.2:	Verkehrsstärke (Zahlenbeispiele) und Detektionsrate in Abhängigkeit vom Abschattungsgrad für die linkseitige und die rechtsseitige Detektion im Vergleich	128
Tab. 6.3:	Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtseitiger Detektion und der mittleren Geschwindigkeit für verschiedene Abschattungsgrade in Abhängigkeit von der detektierten Fahrzeuganzahl.....	130
Tab. 6.4:	Zusammenhänge zwischen links- bzw. rechtseitiger Detektion und der mittleren Geschwindigkeit für verschiedene Abschattungsgrade in Abhängigkeit von der detektierten Geschwindigkeit.....	134
Tab. 7.1:	Gegenüberstellung der Testfelder	140
Tab. 7.2:	Simulierte Szenarien	141
Tab. 7.3:	Übersicht der untersuchten Realdaten.....	142
Tab. 7.4:	Zahlenbeispiele zur Wahl der Zeitschrittweite T	145
Tab. 7.5:	Optimale Parameterwerte nach Kalibrierung des Modells.....	147
Tab. 7.6:	Güteindex GI für verschiedene Szenarien mit seitlichen Korrekturdaten.....	152
Tab. 7.7:	Einfluss von Sensor-Fehlern auf die Modellgüte, basierend auf $rou_t = \mathbf{0}$	157
Tab. 7.8:	Fahrstreifenbelastungen in allgemeiner Form (Regressionsfunktionen).....	160
Tab. 7.9:	Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen Fahrstreifen in allg. Form (Regressionsfunktionen).....	160

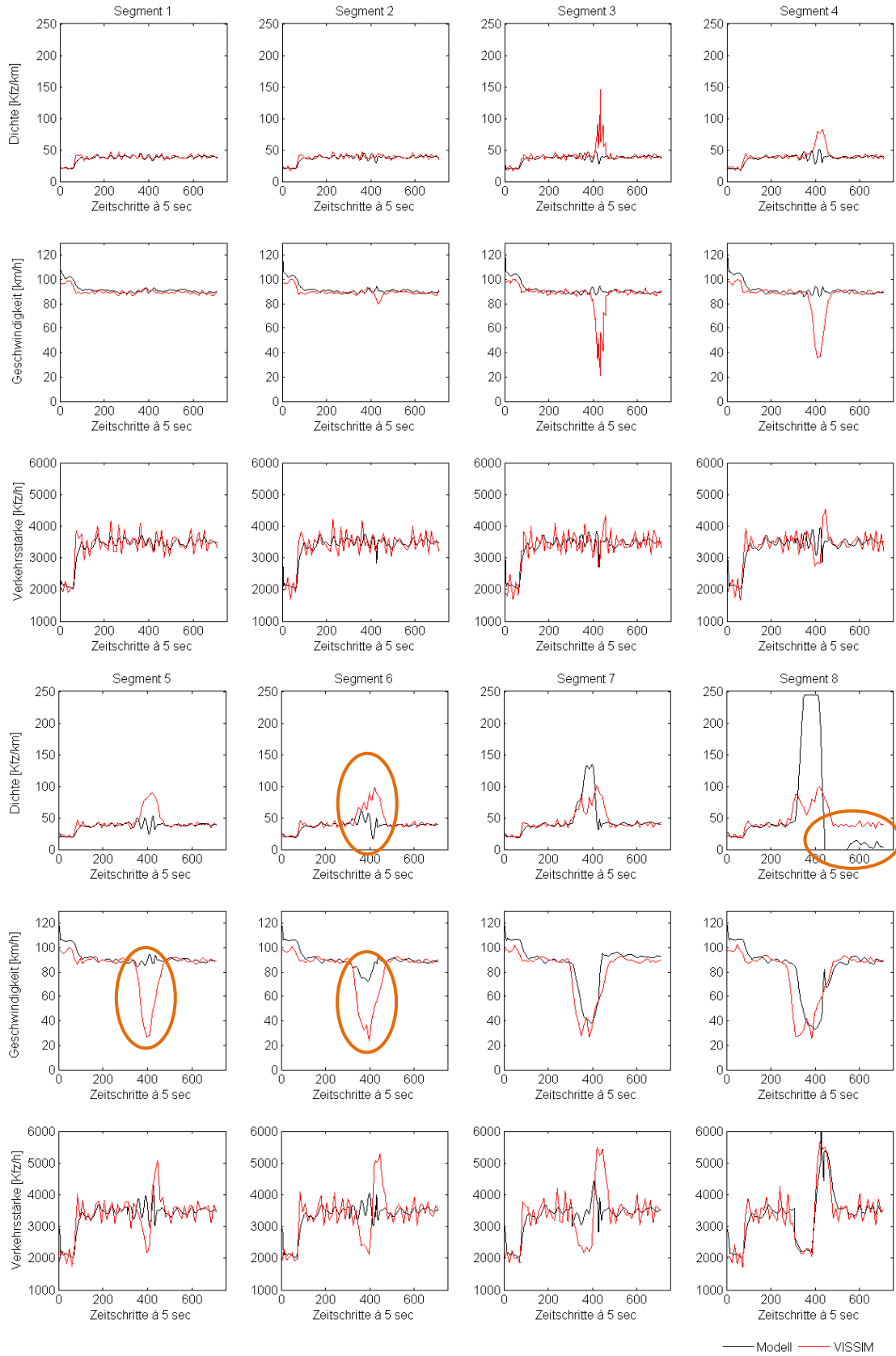
Anhang 1

Nr.	Modellparameter							Bewertung	
	k_{max}	ν	τ	κ	ν_{frei}	l	m	GI	visuelle Bewertung / sonstige Anmerkung
Ausgangsparametersätze									
1	245	10	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	300	1.Ausgangsparametersatz
2	245	21,6	34/3600	20	122,4	2,4	0,75	1230	2.Ausgangsparametersatz: Optimaler Parametersatz nach CREMER [1979] und CREMER et al. [1980], außer k_{max}
Erste Annäherung / Iteration									
3	250	10	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	310	$k_{max} = 250$ führt zu leicht schlechterem GI als bei 1)
4	245	21,6	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	1320	$\nu = 21,6$ führt zu deutlich schlechteren Werten als bei 1)
Weitere Iterationsschritte									
5	245	12	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	260	
6	245	15	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	290	k im 8.Segment besser als bei 5)
7	245	13	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	240	k im 8.Segment besser als bei 6)
8	245	14	36/3600	25	122,4	2,4	0,75	220	k im 8.Segment schlecht
9	245	13	34/3600	25	122,4	2,4	0,75	220	k im 8.Segment schlecht
10	245	13	35/3600	25	122,4	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht
11	245	13	37/3600	25	122,4	2,4	0,75	250	k im 8.Segment schlecht
12	245	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	k im 8.Segment recht gut
13	245	13	36/3600	21	122,4	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht
14	245	13	36/3600	23	122,4	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht
15	245	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	bester Fall bisher, 227,0124
16	246	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	wie Fall 15)
17	247	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	wie Fall 15), 232,2168
18	250	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	250	k im 8.Segment gut
19	248	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	240	k im 8.Segment gut, 235,5965
20	245	13	36/3600	22	130	2,4	0,75	380	deutlich schlechter als alle Fälle zuvor

Nr.	Modellparameter							Bewertung	
	k_{max}	ν	τ	κ	v_{frei}	l	m	GI	visuelle Bewertung / sonstige Anmerkung
21	245	13	36/3600	22	125	2,4	0,75	260	k im 8.Segment schlecht
22	245	13	36/3600	22	120	2,4	0,75	220	k im 8.Segment schlecht, 223,0829
23	245	13	36/3600	22	122,5	2,4	0,75	230	228,512
24	245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,75	230	226,6269
25	245	13	36/3600	22	122,2	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht, 229,8733
26	245	13	36/3600	22	122,3	2,3	0,75	720	
27	245	13	36/3600	22	122,3	2,5	0,75	320	
28	245	13	36/3600	22	122,3	2,45	0,75	280	
29	245	13	36/3600	22	122,3	2,43	0,75	260	
30	245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,7	340	
31	245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,8	1920	
32	245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,72	290	
33	245	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,74	250	
Ergänzende Tests									
34	246	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,75	230	228,2701
35	247	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,75	230	230,7193
36	246	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	229,4353
37	247	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	232,2168
38	244	13	36/3600	22	122,3	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht
39	244	13	36/3600	22	122,4	2,4	0,75	230	k im 8.Segment schlecht

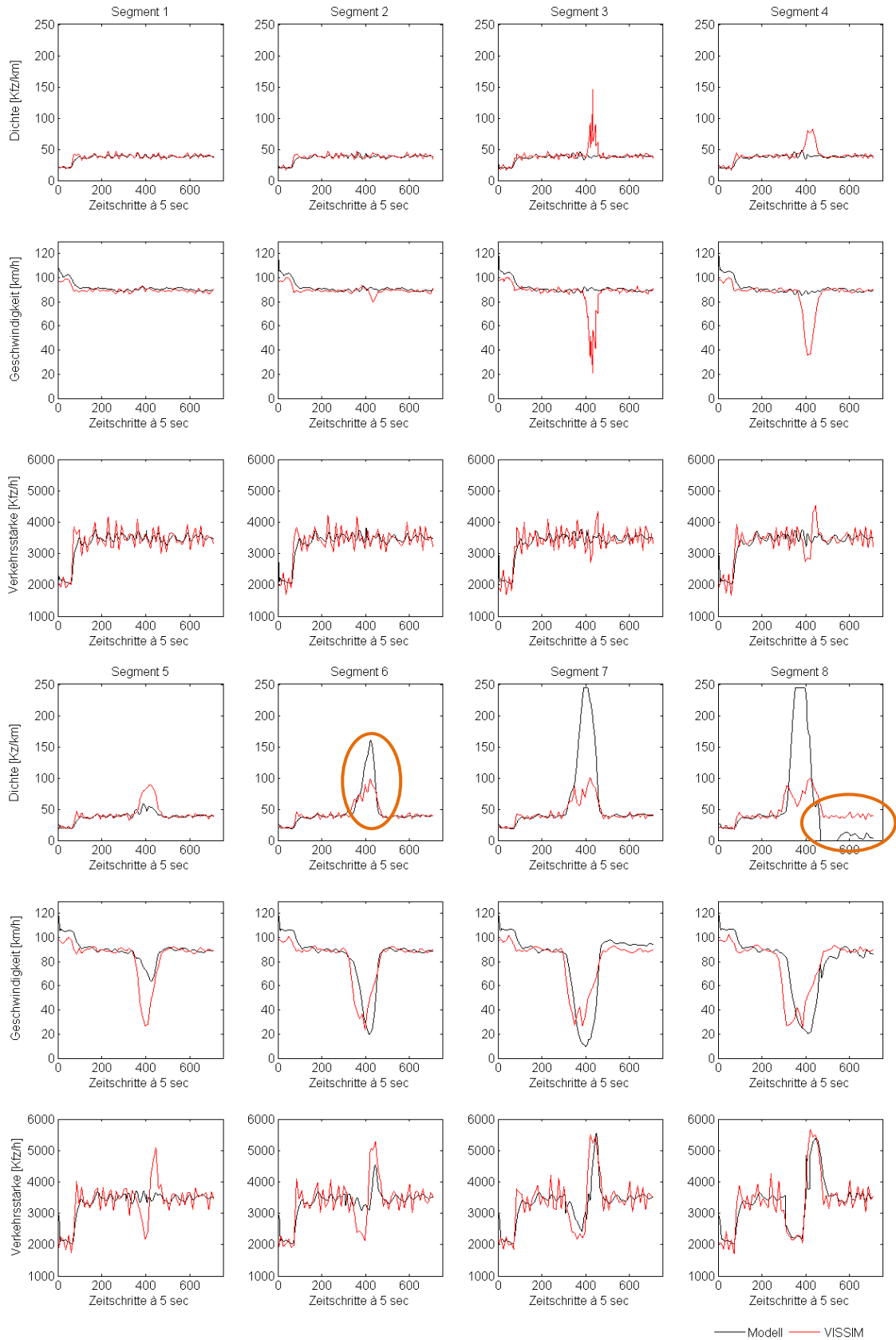
Iterative Kalibrierung des Modells

Szenario: I-1h-3500 - 2 Fahrstreifen gesperrt



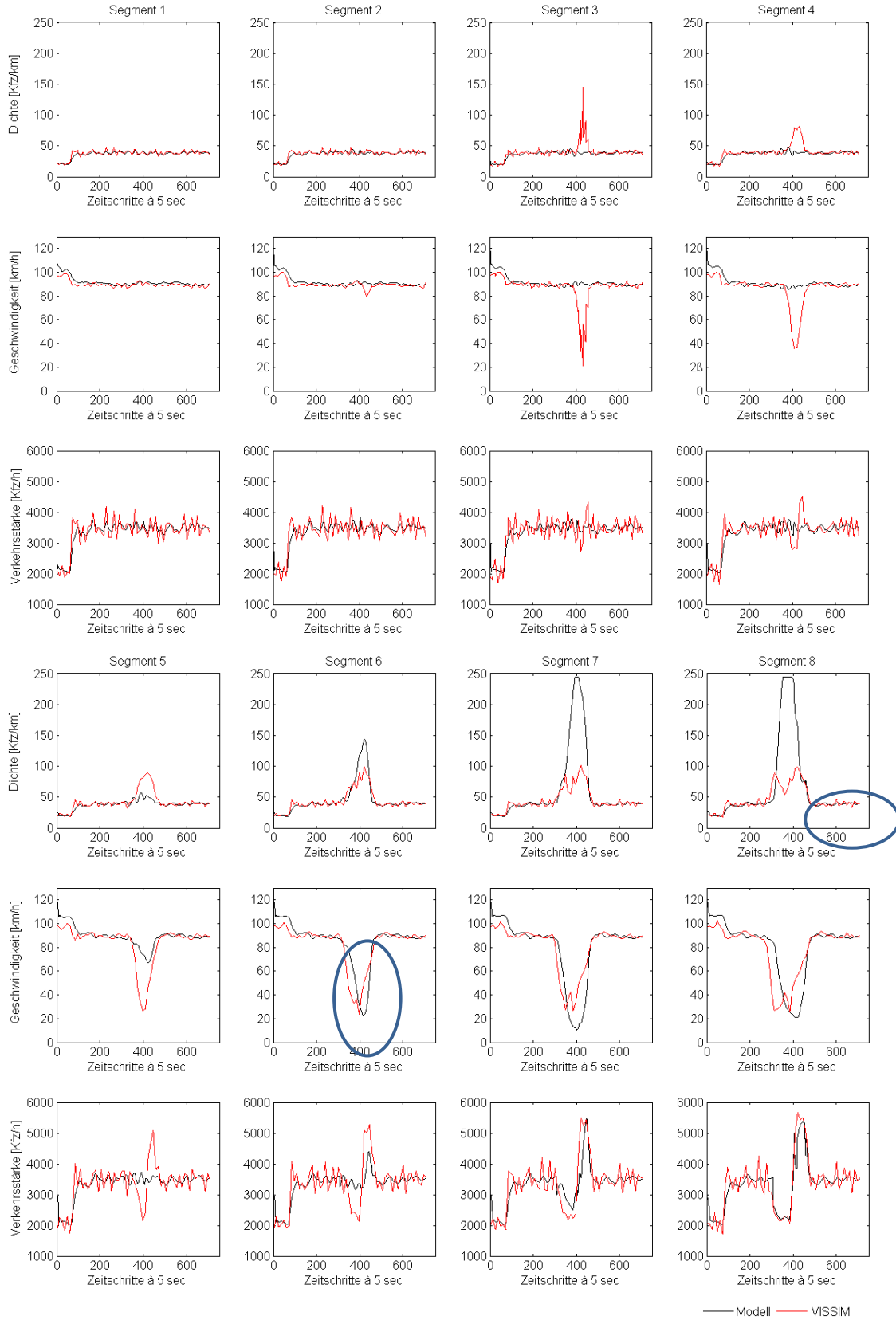
Darstellung der Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für alle Segmente des Iterationsschritts 1, $GI = 300$

Szenario: I-1h-3500 - 2 Fahrstreifen gesperrt



Darstellung der Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für alle Segmente des Iterationsschritts 10, $GI = 230$

Szenario: I-1h-3500 - 2 Fahrstreifen gesperrt



Darstellung der Verkehrsdichte, Geschwindigkeit und Verkehrsstärke für alle Segmente auf Basis des resultierenden Parametersatzes, $GI = 226,6$

Anhang 2

Struktur des in MATLAB programmierten Verkehrsflussmodells:

