

Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Verkehrstechnik Heft V 284

bast

Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

von

Justin Geistefeldt
Ariane Sievers

Ruhr-Universität Bochum
Lehrstuhl für Verkehrswesen Planung und Management

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Verkehrstechnik Heft V 284

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen
veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse
in der Schriftenreihe **Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe
besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M - Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter
dem Namen der Verfasser veröffentlichten
Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des
Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe,
auch auszugsweise, nur mit Genehmigung
der Bundesanstalt für Straßenwesen,
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen** können
direkt bei der Carl Schünemann Verlag GmbH,
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen,
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre
Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im
Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet.
Dieser Dienst wird kostenlos angeboten;
Interessenten wenden sich bitte an die
Bundesanstalt für Straßenwesen,
Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit.

Ab dem Jahrgang 2003 stehen die **Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)**
zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen
BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<http://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt: FE 03.0459/2009/OGB
Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung
des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

Fachbetreuung

Christian Bansi,
Andreas Medack

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Stabsstelle Presse und Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Fachverlag NW in der
Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9331

ISBN 978-3-95606-302-2

Bergisch Gladbach, Februar 2017

Kurzfassung Abstract

Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

In der Untersuchung wurde der Einfluss des Schwerverkehrs auf den Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten analysiert. Als Grundlage dienten Daten von Dauerzählstellen für die Analyse auf makroskopischer Ebene, ergänzt durch Messungen an hochbelasteten Knotenpunkten für eine mikroskopische Analyse des Schwerverkehrs. Für die Untersuchung hoher Schwerverkehrsanteile wurden außerdem Verkehrsflusssimulationen an ausgewählten Knotenpunkten mit dem Programm BABSIM durchgeführt.

Makroskopisch wurden die Daten von Dauerzählstellen und aus der Simulation mit den Verfahren des HBS (2015) verglichen und vor allem bezüglich der Umrechnung in Pkw-Einheiten ausgewertet. Dabei zeigte sich, dass die bestehenden Verfahren auch für hohe Schwerverkehrsanteile anwendbar sind, der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Kapazität mit dem bislang angesetzten Pkw-Gleichwert von 2,0 aber bei Schwerverkehrsanteilen größer oder gleich 20 % eher überschätzt wird. Weiterhin wurden Regressionsanalysen durchgeführt, die dazu dienten, eine Funktion der für die Einfahrt maßgebenden Belastung des rechten Fahrstreifens zu identifizieren. Diese Funktion diente als Eingangsgröße für die Kalibrierung und Erweiterung eines analytischen Modells, mit dem die Veränderung der Fahrstreifenaufteilung im Bereich von Ein- und Ausfahrten nachgebildet werden kann. Als weiterer Ansatz wurden die Verfahren der stochastischen Kapazitätsanalyse für die Untersuchung von planfreien Knotenpunkten erweitert. Für die Anwendung des Verfahrens ist eine sehr umfangreiche Datengrundlage erforderlich, die nicht immer verfügbar ist.

Im Rahmen der mikroskopischen Analyse des Schwerverkehrs an planfreien Knotenpunkten wurden empirisch erhobene Einzelfahrzeugdaten hinsichtlich des Fahrstreifenwechselsverhaltens der Schwerverkehrsfahrzeuge im Bereich der Knotenpunkte und der Zeitlückenverteilungen in verschiedenen Abständen von der Trennselpitze analysiert. Mit Hilfe dieser Auswertungen wurden die um den Aspekt des Schwerverkehrs erweiterten analytischen Modelle kalibriert.

Consideration of heavy vehicle traffic in modeling traffic flow at freeway interchanges

In the research project, the influence of heavy vehicles on traffic flow at freeway interchanges was analyzed. The research was based on loop detector data for macroscopic analyses, supplemented by video and radar measurements at heavily trafficked interchanges. Furthermore, selected interchanges were modeled with the microscopic traffic simulation tool BABSIM to analyze the impact of high proportions of heavy vehicles.

The empirical and simulated data were used to evaluate the methods in the German Highway Capacity Manual HBS (2015) in particular concerning the values of passenger car equivalents. The analysis showed that the existing methods are generally suitable to cover high proportions of heavy vehicles, but the application of a passenger car equivalent of 2.0 overestimates the influence of heavy vehicles at percentages of 20 % and more. Furthermore, a regression analysis was conducted to identify a function for the estimation of the traffic volume on the rightmost lane. This function was used to generate input values for an analytical model that describes the lane-flow distribution at highway interchanges. Another approach was to extend the procedures for stochastic capacity analysis to model the capacity of merge and diverge areas. The research showed that the stochastic methods are applicable for the analysis of freeway interchange capacity but require a very large data basis, which is not always available.

For the microscopic analysis, video and radar measurement data were used to analyze lane changes and headways at interchanges for individual vehicles. The data were collected at different locations to identify the differences during the merging process depending on the distance from the merge or diverge point. The analysis delivered input values for analytical models that were refined concerning the aspect of heavy vehicle traffic.

Summary

Consideration of heavy vehicle traffic in modeling traffic flow at freeway interchanges

1. Objective

The traffic flow quality on freeways is significantly influenced by interchanges. For the assessment of interchange construction or upgrade projects, appropriate traffic flow models are required. Besides the traffic volumes of the different traffic streams, the proportion of heavy vehicles is an important influencing factor in these models. Specific findings concerning the impact of high proportions of heavy vehicles on the capacity of interchanges are not available for German freeways so far. Furthermore, a suitable analytical model to describe the influence of heavy vehicles on lane changes and the resulting traffic breakdown probabilities at interchanges is lacking. The research project aimed to fill these gaps and to develop models to describe and evaluate the influence of heavy vehicles on traffic flow at freeway interchanges.

2. Methodology

The research was based on empirical data from 20 freeway interchanges. The criteria for the selection of the sites were high proportions of heavy vehicles during peak hours and medium to high volumes on the on- and off-ramps. Furthermore, the sample should include all relevant types of interchange elements.

The macroscopic analysis was based on automatic loop or radar detector data. Additionally, video and radar measurements were carried out at selected interchanges with high traffic volumes to analyze the traffic flow microscopically. It turned out that the proportion of heavy vehicles only reaches maximum values between 10 and 15 % on the main carriageway during peak hours even though high volumes of heavy vehicle traffic were measured throughout the day. The proportion of heavy vehicles on the on- and off-ramps is significantly lower than on the main carriageway. Therefore, the empirical data was supplemented by simulation data obtained with the microscopic traffic simulation tool BABSIM for proportions of heavy vehicles of up to 40 %. To model the traffic flow at the selected interchanges, a definition of several parameter sets was necessary in order to reproduce the merging process realistically.

The composition of heavy vehicle traffic was analyzed with data from detectors with classification of 8+1 vehicle type classes. Moreover,

the occurrence of traffic breakdowns was analyzed for each site. A traffic breakdown was identified when the velocity dropped down below a certain threshold speed, which was defined for each site by analyzing the speed-volume relationship. In the data obtained by microscopic simulation, traffic breakdowns were analyzed correspondingly. The empirical and simulated data were used to evaluate the existing methods of the HBS (2015) especially concerning the passenger car equivalent for heavy vehicle. Furthermore, a regression analysis was conducted to identify a function for the estimation of the traffic volume on the right lane of the main carriageway. This function was used to obtain input values for an analytical model that describes the lane-flow distribution at highway interchanges.

In recent years, a stochastic methodology for freeway capacity analysis, which delivers a capacity distribution function instead of a constant capacity value, was established. This approach was adapted for the capacity analysis of freeway interchanges. Besides the total traffic volume, the proportion of entering or exiting vehicles was used as an additional input value for the analysis. By applying the maximum likelihood estimation technique, a three-dimensional distribution function of the merge or diverge capacity is obtained. This method was tested based on data from four merges and diverges in the sample.

For the microscopic traffic flow analysis, video material and radar data were used to analyze headway distributions and the frequency of lane changes. At several interchanges, the data were collected at different locations upstream and downstream of the merge or diverge in order to identify the dynamics of the traffic flow parameters during the merging or diverging process. The spatial progress of the lane-flow distribution was subsequently used to calibrate the analytical models.

The analytical model of HEIDEMANN (1989, 1994) and WU (2006) describes the lane-flow distribution on multilane carriageways based on equilibrium theory and dynamic development. The model was extended for the consideration of heavy vehicles by introducing the proportion of heavy vehicles as new parameter. With this extension, the model was applied to calculate the traffic streams of passenger cars and heavy vehicles separately with different minimum headways for lane changing and car following.

3. Results

The analysis of the detector data revealed that the composition of heavy vehicles is similar at all interchanges in the sample. Therefore, possible capacity differences cannot be explained by the composition of the heavy vehicles due to the dominant impact of other influencing factors. At the evaluated interchanges, the heavy vehicles consist of semi-trailer trucks (50-65 %), trucks with trailers (15-20 %) and trucks without trailers (25-30%). The proportion of semi-trailer trucks and trucks with trailers at freeway interchanges in urban areas is lower than outside urban areas.

Due to the low proportion of heavy vehicle traffic during peak hours, it was not possible to estimate the capacity of interchanges for high proportions of heavy vehicles empirically. Instead, the recalibration of passenger car equivalents and the evaluation of the HBS (2015) methods for the capacity analysis of freeway interchanges were based on simulation data. The analysis revealed a passenger car equivalent of 1.7 for proportions of heavy vehicles of 20 % or more.

By applying the methods for stochastic capacity analysis, three-dimensional distribution functions of the merge and diverge capacity were estimated for four freeway interchanges. The application of this method requires a very large data set, including data from several traffic breakdowns at different ratios of the entering or exiting traffic, to obtain a valid three-dimensional capacity distribution function.

The microscopic data were used to generate headway distributions in different distances to the merge or diverge point. The shortest headways were measured directly before the beginning of the deceleration lane or after the end of the accelerating lane. Within a certain distance from the merge or diverge point, the headways increase. These results confirm the need of different parameter sets used in the microscopic traffic simulation.

The analytical model of HEIDEMANN (1989, 1994) and WU (2006) was calibrated with data from loop detectors and the spatial development of lane-flow distributions obtained from the measurements. The calibrated model was used to estimate the length of an accelerating lane. For a merge segment of type E 1 according to RAA (2008), the analysis showed that a length of 250 m is sufficient for all entering vehicles to merge onto the main carriageway for traffic states up to the level of service D. However, the model is not able to reproduce forced lane changes or cooperative driver behavior. Another application of the model based on WU (2006) is

the estimation of the probability of no-disruption. However, this model is not useful for practical applications due to the missing connection between the probability of no-disruption and the probability of a traffic breakdown.

4. Conclusions

Overall, the investigation shows that the design methodology of the German Highway Capacity Manual HBS (2015) for freeway interchanges is also applicable for high proportions of heavy vehicles. However, the influence of heavy vehicles at proportions of heavy vehicles above 20 % is overestimated if a passenger car equivalent of 2.0 is applied. Therefore, it is recommended to apply a reduced passenger car equivalent of 1.7 for proportions of heavy vehicles of 20 % or more and to decrease the passenger car equivalent linearly from 2.0 to 1.7 between 15 and 20 % heavy vehicles. The application of the enhanced analytical model based on HEIDEMANN (1989, 1994) shows that longer acceleration lanes might be useful for freeway merges with high traffic volumes. Longer acceleration lanes aid the entering vehicles to accelerate to a higher velocity but also increase the probability to find a sufficient gap for the lane change. However, the model does not deliver concrete values for the required minimum length of acceleration lanes.

Inhalt

1	Einleitung	9	3.3.8	AD Hamburg-Nordwest	40
2	Literaturanalyse	9	3.3.9	AK Bochum	40
2.1	Kenngrößen des Verkehrsablaufs.....	9	3.3.10	AK Darmstadt.....	41
2.2	Kapazität.....	10	3.3.11	Weitere Untersuchungsstellen	41
2.2.1	Deterministische Kapazität.....	10	4	Makroskopische Analyse des	
2.2.2	Stochastische Kapazität	10		Verkehrsablaufs	41
2.3	Entwurfsrichtlinien	12	4.1	Zusammensetzung des Schwerverkehrs...	41
2.3.1	Übersicht	12	4.2	Fahstreifenaufteilung	44
2.3.2	Einfahrten	12	4.3	Konventionelle Bemessungsverfahren	45
2.3.3	Ausfahrten	12	4.3.1	Zusammenhänge zwischen den	
2.3.4	Verflechtungsstrecken.....	13		Verkehrsstärken.....	45
2.4	Definition des Schwerverkehrs.....	13	4.3.2	Zusammenhänge zwischen Verkehrs-	
2.5	Richtlinien für die verkehrstechnische			stärken und Geschwindigkeiten.....	50
	Bemessung	13	4.4	Verkehrsstärken vor dem Zusammen-	
2.5.1	Handbuch für die Bemessung von			bruch	51
	Straßenverkehrsanlagen	13	4.4.1	Analyse der Dauerzählstellendaten	51
2.5.2	Highway Capacity Manual.....	16	4.4.2	Ausfahrten.....	52
2.6	Untersuchungen des Verkehrsablaufs an		4.4.3	Einfahrten.....	55
	planfreien Knotenpunkten	17	4.4.4	Verflechtungsstrecke	58
2.7	Pkw-Gleichwerte	20	4.5	Pkw-Gleichwerte	58
2.8	Analytische Modelle des Verkehrsablaufs		4.5.1	Rekalibrierung anhand der Verkehrsstärke	
	an planfreien Knotenpunkten	21		vor dem Zusammenbruch	58
2.8.1	Grundlagen der Zeitlückentheorie	21	4.5.2	Rekalibrierung anhand des Auslastungs-	
2.8.2	Anwendung der Zeitlückentheorie an			grads und der Geschwindigkeit.....	61
	planfreien Knotenpunkten	22	4.6	Weiterentwicklung der Verfahren der	
2.8.3	Fahstreifenaufteilung nach der			stochastischen Kapazitätsanalyse	64
	Zeitlückentheorie	23	5	Mikroskopische Analyse und	
2.8.4	Störungswahrscheinlichkeiten an			Modellierung des Verkehrsablaufs	68
	Einfahrten	26	5.1	Fahrzeugtrajektorien	68
3	Datengrundlage	28	5.2	Veränderung der Fahstreifenaufteilung	
3.1	Empirische Erhebungen	28		an planfreien Knotenpunkten	69
3.1.1	Erhebungskonzept	28	5.3	Zeitlückenverteilungen	73
3.1.2	Auswahl der Untersuchungsstellen.....	29	5.3.1	Zeitlückenverteilungen in Abhängigkeit	
3.1.3	Durchführung der Messungen.....	30		von der Verkehrsstärke.....	73
3.2	Simulationen.....	30	5.3.2	Zeitlückenverteilungen an verschiedenen	
3.2.1	Simulationsprogramm	30		Querschnitten.....	74
3.2.2	Modellierung der Simulationsnetze	32	5.4	Ermittlung von Grenz- und Folgezeitlücken	
3.2.3	Kalibrierung und Validierung	32		an planfreien Knotenpunkten	79
3.2.4	Bewertung des Verkehrsablaufs in der		5.5	Erweiterung des analytischen	
	Simulation.....	34		Modellansatzes nach HEIDEMANN.....	80
3.3	Untersuchungsstellen.....	35	5.5.1	Berücksichtigung des Schwerverkehrs im	
3.3.1	AK Leverkusen	35		Modell nach HEIDEMANN	80
3.3.2	AK Köln-Nord	35	5.5.2	Kalibrierung des Modells.....	81
3.3.3	AS/AK Bottrop	37	5.5.3	Ermittlung der Störungswahr-	
3.3.4	AK Kaiserberg	37		scheinlichkeit.....	86
3.3.5	AK Ratingen-Ost	38			
3.3.6	AS Leverkusen-Opladen	39			
3.3.7	AS Alsfeld-West	39			

6 Zusammenfassung..... 87
Literatur 89

Anhang A: Untersuchungsstellen

Anhang B: Messungen

Anhang C: Ganglinien des Schwerverkehrs

Die Anlagen zum Bericht

sind im elektronischen

BASSt-Archiv ELBA unter:

<http://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Einleitung

Die Qualität des Verkehrsablaufs auf Autobahnen wird maßgeblich durch planfreie Knotenpunkte beeinflusst. Für die verkehrstechnische Analyse der Wirksamkeit geplanter Neu-, Aus- und Umbaumaßnahmen an planfreien Knotenpunkten ist eine Modellierung des Verkehrsablaufs erforderlich. Neben den Verkehrsstärken der einzelnen Ströme ist dabei der Schwerverkehrsanteil eine maßgebende Einflussgröße, da die Schwerverkehrsfahrzeuge z. B. durch ihre Fahrzeuggröße und Motorisierung, aber auch infolge der gesetzlichen Vorschriften ein anderes Fahrverhalten als Pkw aufweisen. Zudem nutzt der Schwerverkehr auf Autobahnen hauptsächlich den rechten Fahrstreifen, der für die Sortiervorgänge an planfreien Knotenpunkten eine besondere Rolle spielt. Verflechtungsvorgänge können insbesondere an Autobahnkreuzen und -dreiecken bei hoher Auslastung zu Störungen des Verkehrsablaufs führen. Neben der Beschreibung des Fahrverhaltens des Schwerverkehrs für verkehrstechnische Analysen liegen bislang noch keine spezifischen Erkenntnisse zu den Auswirkungen besonders hoher Schwerverkehrsanteile auf die Kapazität von Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsstrecken für deutsche Verhältnisse vor. Auch fehlt ein geeignetes analytisches Modell, mit dem der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Fahrstreifenwechsellvorgänge an planfreien Knotenpunkten beschrieben und die daraus resultierende Störungswahrscheinlichkeit quantifiziert werden kann.

Die vorliegende Untersuchung hat zum Ziel, diese Wissenslücken zu schließen und Modelle für die Beschreibung und Bewertung des Einflusses des Schwerverkehrs auf den Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten zu entwickeln. Aufbauend auf einer umfassenden Literaturrecherche werden umfangreiche empirische Daten analysiert. Dies umfasst die Auswertung der Daten von Dauerzählstellen sowie Messungen zur Erfassung mikroskopischer Parameter des Verkehrsablaufs an ausgewählten Untersuchungsstellen. Die Datengrundlage wird mit Hilfe des mikroskopischen Simulationsprogramms BABSIM erweitert, um auch Verkehrsbelastungen mit hohen Schwerverkehrsanteilen im Bereich der höchsten Verkehrsstärken abbilden zu können, die bislang im deutschen Autobahnnetz nicht auftreten. Für die Kalibrierung und Validierung des Simulationsprogramms werden die empirischen Verkehrsdaten herangezogen. Anschließend werden verschiedene Verfahren zur Modellierung des Verkehrsablaufs entwickelt, überprüft und hinsichtlich ihrer Eignung zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs bewertet.

2 Literaturanalyse

2.1 Kenngrößen des Verkehrsablaufs

Die makroskopische Beschreibung des Verkehrsablaufs erfolgt im Allgemeinen anhand der Kenngrößen Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und mittlere Geschwindigkeit. Kenngrößen, die lokal erfasst werden können, sind die Verkehrsstärke q und die mittlere lokale Geschwindigkeit \bar{v}_l . Die Verkehrsdichte k und die mittlere momentane Geschwindigkeit \bar{v}_m sind momentane Kenngrößen des Verkehrsablaufs und können aus der Beobachtung eines festen Streckenabschnittes ermittelt werden. Für die Beschreibung des Zusammenhangs zwischen momentaner und lokaler Geschwindigkeit gilt folgender Zusammenhang (LEUTZBACH, 1972):

$$\bar{v}_l = \bar{v}_m + \frac{\sigma(v_m)^2}{\bar{v}_m} \quad (2-1)$$

mit

$\sigma(v_m)^2$ Varianz der momentanen Geschwindigkeiten

Aus der Gleichung ist zu erkennen, dass der zweite Summand nicht negativ werden kann. Demnach ist die mittlere momentane Geschwindigkeit immer kleiner als die mittlere lokale Geschwindigkeit. Für eine näherungsweise Umrechnung kann nach BRILON et al. (1994) der Faktor 0,974 verwendet werden. Im Allgemeinen kann die mittlere momentane Geschwindigkeit als Schätzwert für die Fahrgeschwindigkeit angenommen werden. Daher wird \bar{v}_m oft vereinfachend mit v bezeichnet.

Die Kenngrößen q , k und \bar{v}_m können in Diagrammen in Abhängigkeit voneinander dargestellt werden. Der Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und der Verkehrsdichte wird dabei als Fundamentaldiagramm bezeichnet. Die drei Kenngrößen sind über die Zustandsgleichung verknüpft:

$$q = k \cdot \bar{v}_m \quad (2-2)$$

Die Beschreibung des Fundamentaldiagramms ist seit langem Gegenstand der Forschung. Dabei werden einzelne Verkehrszustände durch Unterteilung des Fundamentaldiagramms unterschieden. Im Hinblick auf die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen ist insbesondere die Unterscheidung zwischen den Zuständen des fließenden und des gestauten Verkehrs von Bedeutung. Der freie Verkehr wird dabei durch den oberen Ast und der gestaute Verkehr durch den unteren Ast des q - v -Diagramms repräsentiert.

2.2 Kapazität

2.2.1 Deterministische Kapazität

Die Kapazität wird in den Begriffsbestimmungen der FGSV (2012) als die „größte Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom unter den gegebenen baulichen und verkehrlichen Bedingungen erreichen kann“, definiert. Traditionell wird die Kapazität dabei als deterministischer Wert gesehen. Dabei entspricht die Kapazität eines Streckenabschnittes der Verkehrsstärke im Scheitelpunkt einer aus dem jeweiligen q-v-Zusammenhang hergeleiteten Modellfunktion.

Zur Beschreibung der q-v-Beziehung stehen mehrere mathematische Funktionen zur Verfügung. Das Modell nach VAN AERDE (1995) bildet den gesamten Wertebereich des Fundamentaldiagramms mit einer Funktion ab und ist somit für die Ermittlung der Kapazität gut geeignet. Das Modell wurde daher unter anderem für die Fortschreibung des HBS-Bemessungsverfahrens für Strecken von Autobahnen angewandt (BRILON, GEISTEFELDT, 2010). Die zugrundeliegende Funktion lautet:

$$k(v) = \frac{1}{c_1 + \frac{c_2}{v_0 - v} + c_3 \cdot v} \quad (2-3)$$

mit

v_0 mittlere Geschwindigkeit im freien Verkehr

c_1, c_2, c_3 Modellparameter

Werte, die im Fundamentaldiagramm zwischen den Bereichen des fließenden und gestauten Verkehrs liegen, können durch einen Wechsel des Verkehrszustandes innerhalb des Bezugsintervalls entstehen. Die Einbeziehung dieser Intervalle bei der Anpassung einer Modellfunktion kann die Lage des Scheitelpunkts beeinflussen und damit die rechnerische Kapazität mindern. Daher ist es vor allem bei längeren Bezugsintervallen sinnvoll, solche Intervalle bei der Modellanpassung auszuschließen. Als Ausschlusskriterium kann ein Grenzwert der Varianz der Geschwindigkeiten innerhalb des Bezugsintervalls zugrunde gelegt werden (BRILON, GEISTEFELDT, 2010).

Bei einer getrennten Analyse des q-v-Diagramms für den fließenden und den gestauten Verkehr können zwei maximale Verkehrsstärken ermittelt werden. Die Kapazität im fließenden Verkehr ist dabei meist höher als die Kapazität im gestauten Verkehr. Dieses Phänomen wird als „Capacity Drop“ bezeichnet (vgl. BANKS, 1991; HALL, AGYEMANG-DUAH, 1991).

2.2.2 Stochastische Kapazität

Neben dem klassischen Verständnis der Kapazität als konstante Größe ist es möglich, die Kapazität als Zufallsgröße zu betrachten. Die Kapazität ist einerseits von externen Parametern abhängig, wie z. B. der Längsneigung, den Steuerungsbedingungen, dem Schwerverkehrsanteil, dem Anteil der ortskundigen Verkehrsteilnehmer sowie dem Verkehrszustand. Die Kapazität variiert aber auch unabhängig von diesen externen Parametern und kann daher als Zufallsgröße aufgefasst werden (vgl. z. B. ELEFTERIADOU et al., 1995; MINDERHOUD et al., 1997; BRILON, ZURLINDEN, 2003; BRILON et al., 2005). Die Variation der Kapazität lässt sich u. a. auf das unterschiedliche Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer zurückführen.

Bei der stochastischen Kapazitätsanalyse werden Verkehrszusammenbrüche analysiert. Als Datengrundlage dienen q-v-Wertepaare in kurzen Zeitintervallen (z. B. 5 Minuten). Es wird davon ausgegangen, dass die Kapazität überschritten wurde, wenn im betrachteten Intervall ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses ausgelöst wurde. Ein solcher Zusammenbruch kann anhand des Unterschreitens einer bestimmten Grenzgeschwindigkeit identifiziert werden. Die Grenzgeschwindigkeit beträgt auf deutschen Autobahnen ungefähr 70–80 km/h und stellt den Übergang zwischen dem fließenden und dem gestauten Verkehr dar. Darüber hinaus kann eine Geschwindigkeitsdifferenz festgelegt werden, die für die Identifizierung eines Verkehrszusammenbruchs mindestens überwunden werden muss (vgl. GEISTEFELDT, 2007). Da die Verkehrsstärke nie größer als die Kapazität sein kann, kann die Verkehrsstärke im Intervall vor dem Verkehrszusammenbruch als momentane Kapazität aufgefasst werden.

Konsistente Schätzungen der Verteilungsfunktion der Kapazität können mit statistischen Methoden für Stichproben mit zensierten Daten ermittelt werden (GEISTEFELDT, BRILON, 2009). Ein solcher Ansatz wurde von BRILON, ZURLINDEN (2003) durch eine Modifikation der Methode von MINDERHOUD et al. (1997) entwickelt. Dabei werden aus lokalen Beobachtungen die Intervalle ermittelt, bei denen die Kapazität erreicht und ein Zusammenbruch ausgelöst wurde (unzensiertes Intervall). Die anderen Wertepaare, bei denen die Kapazität nicht erreicht wurde, werden als zensierte Intervalle bezeichnet. Diese Intervalle ermöglichen die Aussage, dass die gemessene Verkehrsstärke kleiner als die momentane Kapazität gewesen sein muss. Intervalle mit zähfließendem oder gestautem Verkehr gehen nicht in die Betrachtung ein.

Auf der Grundlage von Stichproben mit unzensierten und zensierten Werten können mit Hilfe von mathematischen Verfahren Verteilungsfunktionen der Kapazität berechnet werden. Mit der Product-Limit-Methode (KAPLAN, MEIER, 1958) können Verteilungsfunktionen ohne die Annahme eines bestimmten Funktionstyps ermittelt werden. Die Verteilungsfunktion der Kapazität berechnet sich zu (BRILON, ZURLINDEN, 2003):

$$F_C(q) = 1 - \prod_{i:q_i < q} \frac{k_i - 1}{k_i}, i \in \{Z\} \quad (2-4)$$

mit

$$F_C(q) = p(C \leq q)$$

Verteilungsfunktion der Kapazität

C Kapazität [Kfz/h]

q Verkehrsstärke [Kfz/h]

k_i Anzahl der Intervalle mit einer Verkehrsstärke $q \geq q_i$

$\{Z\}$ Menge der Intervalle, die einen Zusammenbruch nach sich ziehen

Die mit der Product-Limit-Methode geschätzte Verteilungsfunktion bricht beim höchsten unzensierten Wert ab. Sofern die höchste gemessene Verkehrsstärke nicht zu einem Zusammenbruch geführt hat, erreicht die Verteilungsfunktion nicht den Wert 1.

Wenn ein Funktionstyp für die Kapazitätsverteilung vorgegeben wird, können die Funktionsparameter mit der Maximum-Likelihood-Methode (vgl. z. B. LAWLESS, 2003) geschätzt werden. Die Likelihood-Funktion lautet (BRILON, ZURLINDEN, 2003):

$$L = \prod_{i=1}^n f_C(q_i)^{\delta_i} \cdot [1 - F_C(q_i)]^{1-\delta_i} \quad (2-5)$$

mit

$$F_C(q) = p(C \leq q)$$

Verteilungsfunktion der Kapazität

$f_C(q)$ Dichtefunktion der Kapazität

q_i Verkehrsstärke im Intervall i [Kfz/h]

n Gesamtzahl der Intervalle

$\delta_i = 1$ wenn die Kapazität erreicht wird

$\delta_i = 0$ wenn kein Zusammenbruch erfolgt

BRILON, ZURLINDEN (2003) und GEISTEFELDT (2007) haben gezeigt, dass die Weibull-Verteilung für die Beschreibung der Verteilungsfunktion der Kapazität von deutschen Autobahnen die beste Anpassung an empirische Daten erreicht.

Während die statistischen Methoden für zensierte Daten zunächst nur für die Ermittlung der Kapazität von Strecken von Autobahnen genutzt wurden, wurde der Ansatz von BRILON, GEISTEFELDT (2008) auch auf die Ermittlung der Kapazität von Knotenpunkten übertragen. Am Beispiel eines Kreisverkehrsplatzes wurde eine stochastische Kapazitätsanalyse durchgeführt. Dabei wurde die Stärke des einfahrenden Verkehrsstroms in Intervallen mit ständigem Rückstau in der Zufahrt als Kapazitätswert, d. h. als unzensierte Beobachtung, aufgefasst. Als Datengrundlage wurden Videomessungen an einem Kreisverkehrsplatz über vier Stunden in 1-Minuten-Intervallen ausgewertet. Da die Kapazität der Zufahrt an einem Kreisverkehrsplatz sowohl von der einfahrenden Verkehrsstärke q_z als auch von der Verkehrsstärke auf der Kreisfahrbahn q_k abhängt, ergibt sich eine dreidimensionale Kapazitätsverteilung wie in Bild 1 dargestellt. Dabei wird ein bestimmter Funktionstyp für den Zusammenhang zwischen der Kapazität und der Verkehrsstärke auf der Kreisfahrbahn q_k vorgegeben. Das Verfahren ist prinzipiell auch auf andere Knotenpunktformen übertragbar. Es soll in der vorliegenden Untersuchung für die Analyse der Kapazität planfreier Knotenpunkte angewandt werden. Anstelle der Verkehrsstärke auf der Kreisfahrbahn kann an planfreien Knotenpunkten die Stärke des ein- bzw. ausfahrenden Verkehrsstroms als Einflussgröße in der dritten Dimension der Kapazitätsverteilung berücksichtigt werden.

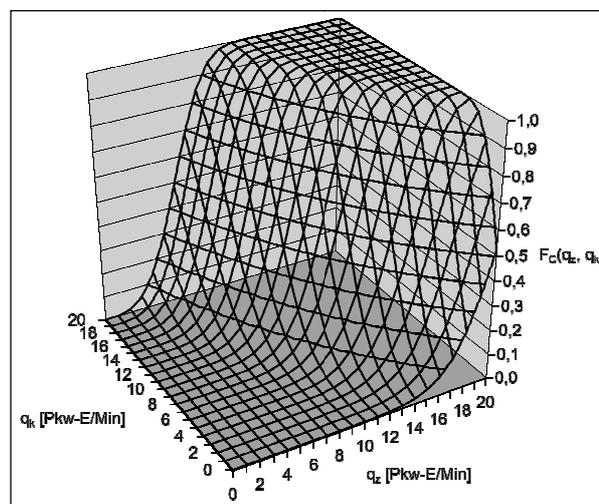


Bild 1: Verteilungsfunktion der Kapazität der einstreifigen Zufahrt eines Kreisverkehrs in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke q_k auf der Kreisfahrbahn (BRILON, GEISTEFELDT, 2008)

2.3 Entwurfsrichtlinien

2.3.1 Übersicht

Die „Richtlinien für integrierte Netzgestaltung“ (RIN, 2008) dienen als übergeordnetes Werk, aus dem die funktionale Gliederung der Verkehrsnetze abgeleitet wird. Über die Gliederung werden Qualitätsvorgaben für Netzabschnitte und Verknüpfungspunkte festgelegt. Für Verkehrswege des Kfz-Verkehrs werden fünf Kategoriengruppen definiert. Die Kategoriengruppe AS (Autobahnen) umfasst dabei „anbaufreie, zweibahnige Straßen mit planfreien und teilplanfreien Knotenpunkten außerhalb, im Vorfeld und innerhalb bebauter Gebiete, die ausschließlich vom schnellen Kraftfahrzeugverkehr benutzt werden dürfen“ (RIN, 2008). In den „Richtlinien für die Anlage von Autobahnen“ (RAA, 2008) sind für Autobahnen der Kategoriengruppe AS Entwurfsmerkmale festgelegt. Dabei wird die Geometrie der Straße in Abhängigkeit von einer Entwurfsklasse festgelegt. Es wird zwischen den Entwurfsklassen EKA 1 (Autobahn), EKA 2 (autobahnähnliche Straße) und EKA 3 (Stadtautobahn) unterschieden. Knotenpunkte werden an Autobahnen planfrei oder teilplanfrei ausgeführt. Ein einzelner Knotenpunkt besteht dabei aus mehreren Knotenpunktelementen in Verbindung mit einer durchgehenden Hauptfahrbahn. Als Knotenpunktelemente werden Rampen, Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsbereiche unterschieden.

Vor Einführung der RAA (2008) waren für den Entwurf planfreier Knotenpunkte die „Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Knotenpunkte, Abschnitt 2: Planfreie Knotenpunkte“ (RAL-K-2, 1976) und „Aktuelle Hinweise zur Gestaltung planfreier Knotenpunkte außerhalb bebauter Gebiete“ (AH-RAL-K-2, 1993) maßgebend. Forschungsergebnisse, die vor dem Erscheinen der RAA (2008) veröffentlicht wurden, basieren auf diesen Richtlinien.

2.3.2 Einfahrten

Im Allgemeinen sollen Einfahrten nach den RAA (2008) immer mit parallelen Einfädelungstreifen ausgeführt werden, um eine möglichst geringe Geschwindigkeitsdifferenz zwischen einfahrenden und durchfahrenden Fahrzeugen zu erreichen. Die Länge des Einfädelungstreifens beträgt dabei in der Regel 250 m, ein überlanger Einfädelungstreifen kann allerdings „bei sehr hohem Schwerverkehrsanteil auf der Hauptfahrbahn vor allem in Steigungsstrecken zweckmäßig sein“ (RAA, 2008).

In den RAA (2008) werden fünf Einfahrtstypen (Bild 2) unterschieden, die jeweils in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung der Rampe und Hauptfahrbahn sowie der Entwurfsklasse zum Einsatz kommen. Der häufigste Einfahrtstyp ist E 1 mit einstreifiger Rampe. Der Einfahrtstyp E 2 unterscheidet sich vom Einfahrtstyp E 1 nur durch den zweistreifigen Rampenquerschnitt, der vor dem Beginn des Einfädelungstreifens auf einen Fahrstreifen verengt wird. Bei den Einfahrtstypen E 3 und E 5 mit ein- bzw. zweistreifiger Rampe wird an der Einfahrt jeweils ein Fahrstreifen addiert. Der Einfahrtstyp E 4 besteht aus einer zweistreifigen Rampe ohne Fahrstreifenaddition an der Hauptfahrbahn.

2.3.3 Ausfahrten

Die RAA (2008) unterscheiden acht Ausfahrtstypen (A 1 bis A 8) an Hauptfahrbahnen (Bild 3). Der Ausfahrtstyp A 1 mit einstreifiger Rampe stellt für Anschlussstellen die Standardlösung dar. Wenn in der sich anschließenden Rampe ein zweistreifiger Querschnitt notwendig ist, kann entweder eine zweistreifige Ausfahrt mit einfachem Ausfädelungstreifen (Typ A 2) oder eine zweistreifige Ausfahrt mit doppeltem Ausfädelungstreifen (Typ A 3) eingesetzt werden. Die Ausfahrtstypen A 2 und A 3 sind gemäß RAA zweckmäßig, wenn aus Be-

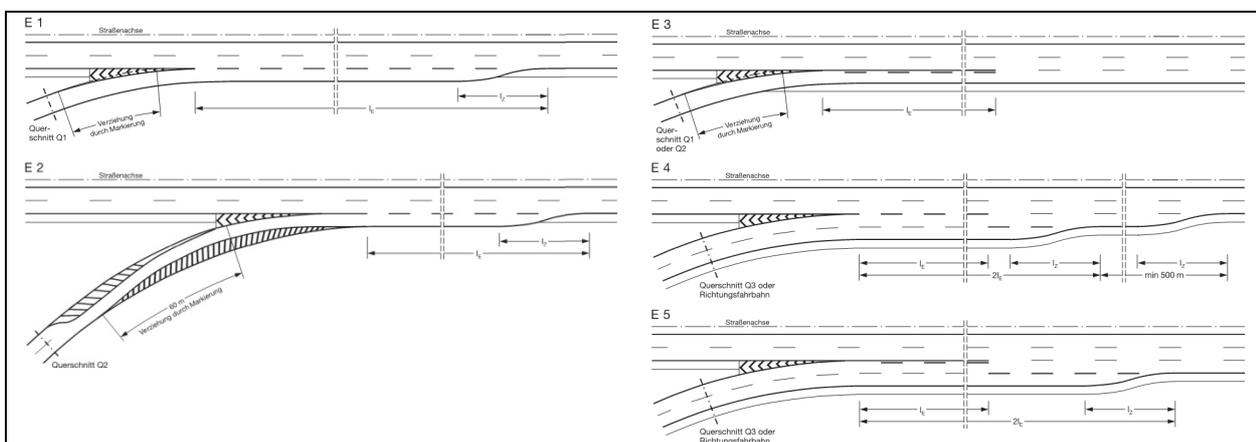


Bild 2: Einfahrtstypen nach RAA (2008)

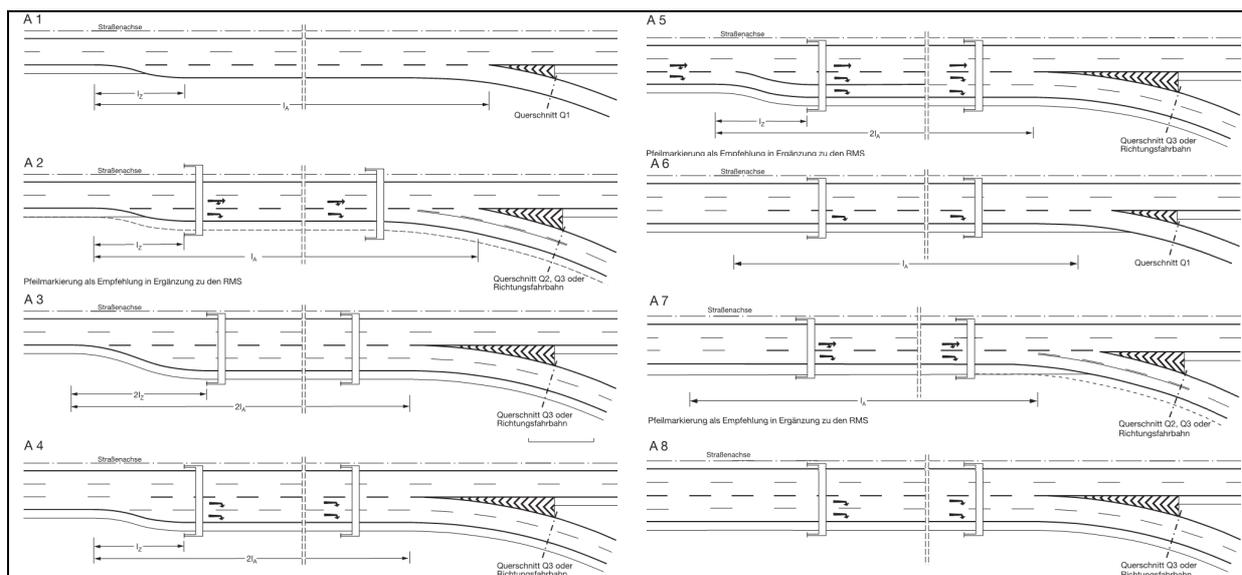


Bild 3: Ausfahrtstypen nach RAA (2008)

lastungsgründen ein zweistreifiger Rampenquerschnitt notwendig ist, jedoch die Anzahl der Fahrstreifen der Hauptfahrbahn erhalten bleiben muss. Wenn die Anzahl der Fahrstreifen der Hauptfahrbahn reduziert werden kann, kann eine zweistreifige Ausfahrt mit Fahrstreifensubtraktion vom Typ A 4 oder A 5 gewählt werden, die sich durch die Art der Markierung unterscheiden. Bei den Ausfahrtstypen A 6 und A 7 wird der rechte Fahrstreifen der Hauptfahrbahn subtrahiert. Beim Ausfahrtstyp A 8, der an vierstreifigen Richtungsfahrbahnen eingesetzt werden kann, werden zwei Fahrstreifen subtrahiert.

2.3.4 Verflechtungsstrecken

Verflechtungsstrecken werden in den RAA (2008) in universell an Hauptfahrbahnen und in Rampen einsetzbare Verflechtungsbereichstypen (V-Typen) und spezielle Verflechtungsbereiche für das Rampensystem (VR-Typen) unterteilt. Bei den V-Typen wird zwischen dem Typ V 1 mit einem Verflechtungsstreifen und dem Typ V 2 mit zwei Verflechtungsstreifen unterschieden (Bild 4). Analog sind

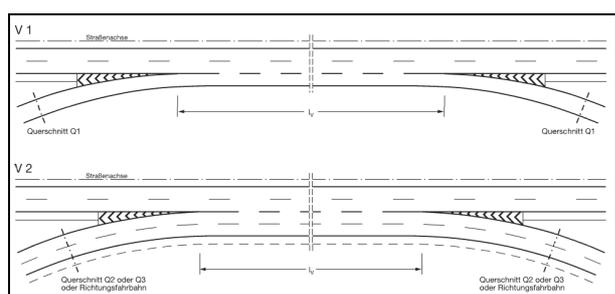


Bild 4: Typen von universell einsetzbaren Verflechtungsbereichen nach RAA (2008)

die Typen VR 1 und VR 2 an Rampen definiert.

2.4 Definition des Schwerververkehrs

Im HBS (2015) werden Lastkraftwagen mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t mit und ohne Anhänger sowie Sattelkraftfahrzeuge und Busse als Schwerverkehr zusammengefasst. Dies entspricht der Definition aus den Begriffsbestimmungen (FGSV, 2012), in denen der Schwerverkehr als Oberbegriff für Lastkraftwagen mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5 t sowie für Lastzüge, Sattelzüge und Busse definiert wird.

Für verkehrstechnische Untersuchungen werden oft Daten von Dauerzählstellen verwendet. In den „Technischen Lieferbedingungen für Streckenstationen“ (TLS, 2012) werden Fahrzeugklassen und -gruppen den Erfassungsarten an Streckenstationen zugeordnet. In Tab. 1 sind für die unterschiedlichen Erfassungsarten die zugehörigen Fahrzeugarten und -klassen dargestellt. Im Gegensatz zur Definition nach HBS gehören Pkw mit Anhänger zur Gruppe der Lkw-ähnlichen Fahrzeuge.

2.5 Richtlinien für die verkehrstechnische Bemessung

2.5.1 Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen

Zur Ermittlung und Überprüfung der Verkehrsqualität wird in Deutschland das Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS) herangezogen, in dem die Verkehrsqualität anhand

1	2	5+1	8+1
Kfz	Pkw-Ähnliche	nicht klassifizierbare Fahrzeuge	nicht klassifizierbare Fahrzeuge
		Pkw-Gruppe	Motorräder
			Pkw
	Lkw-Ähnliche	Lieferwagen bis 3,5 t	Pkw mit Anhänger
		Pkw mit Anhänger	Lkw ohne Anhänger
		Lkw ohne Anhänger	Lkw mit Anhänger
		Lkw mit Anhänger und Sattelkraftfahrzeuge	Sattelkraftfahrzeuge
		Busse	Busse

Tab. 1: Fahrzeugklassen und -arten nach TLS (2012)

von sechs Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) bewertet wird. Die QSV A bezeichnet dabei die höchste Verkehrsqualität (freier Verkehr), während die QSV F den Bereich der Überlastung repräsentiert.

Das HBS wurde in Anlehnung an das amerikanische Highway Capacity Manual (HCM, 1985, 2000, 2010) entworfen. Bis dahin geltende Richtlinien und Merkblätter für die verkehrstechnische Bemessung von Straßenverkehrsanlagen wurden durch die Veröffentlichung des HBS (2001) ersetzt. In die fortgeschriebene Fassung (HBS, 2015) sind aktuelle Forschungsergebnisse eingeflossen (u. a. BRILON, GEISTEFELDT, 2007; FRIEDRICH et al., 2008; BRILON, BETZ, 2008; BRILON, GEISTEFELDT, 2010; WU, LEMKE, 2011).

Als Maß der Qualität des Verkehrsablaufs auf Strecken von Autobahnen und an planfreien Knotenpunkten wird im HBS (2015) der Auslastungsgrad x verwendet. Der Auslastungsgrad ist als Quotient der Bemessungsverkehrsstärke und der Kapazität definiert:

$$x = \frac{q}{C} \tag{2-6}$$

mit

- x Auslastungsgrad [-]
- q Verkehrsstärke [Kfz/h]
- C Kapazität [Kfz/h]

Für die Festlegung der Qualitätsstufen wird die Einteilung nach Tab. 2 vorgenommen. Die Stufen A bis D beschreiben den fließenden Verkehr, Stufe E beschreibt einen instabilen, aber noch fließenden Verkehr und Stufe F bedeutet eine Überlastung der Strecke bzw. des Knotenpunktelements.

Die mittlere Pkw-Fahrtgeschwindigkeit auf Strecken von Autobahnen im fließenden Verkehr ($q \leq C$) wird im HBS (2001, 2015) mit dem Ver-

kehrsflussmodell nach BRILON, PONZLET (1995) beschrieben:

$$v = \frac{V_0}{1 + \frac{V_0}{L_0 \cdot (C_0 - q)}} \tag{2-7}$$

mit

- v mittlere Pkw- Fahrtgeschwindigkeit [km/h]
- q Verkehrsstärke [Kfz/h]
- V_0, L_0, C_0 Modellparameter

Für die Bemessung von planfreien Knotenpunkten werden die Teilknotenpunkte Ausfahrt, Verflechtungsstrecke und Einfahrt einzeln betrachtet. Dabei muss die angestrebte Qualitätsstufe in jedem Teilknotenpunkt erreicht werden und eine Abstimmung auf die Verkehrsqualität der angrenzenden Strecken stattfinden. Zur Bestimmung der Kapazität eines Teilknotenpunktes werden die Kapazitäten in kritischen Bereichen bestimmt. Die kritischen Bereiche sind für die verschiedenen Teilknotenpunkte in Bild 5 dargestellt. Für die Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs ist der ungünstigste Bereich maßgebend. Der Einfluss des Schwerverkehrs an planfreien Knotenpunkten wird im HBS über die Umrechnung in Pkw-Einheiten [Pkw-E] berücksichtigt. Das HBS (2015) gibt einen Umrechnungsfaktor von 2,0 Pkw-E je Schwerverkehrsfahrzeug an, für Fahrbahnen und Rampen

QSV	Auslastungsgrad x [-]
A	$\leq 0,30$
B	$\leq 0,55$
C	$\leq 0,75$
D	$\leq 0,90$
E	$\leq 1,00$
F	$> 1,00$

Tab. 2: Grenzwerte des Auslastungsgrads für die Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) nach HBS (2015)

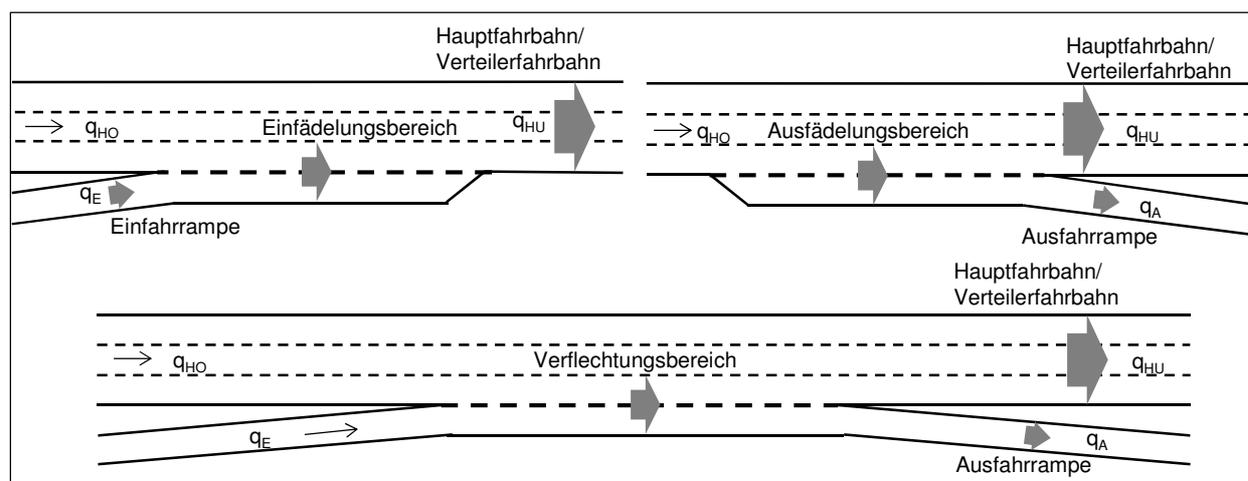


Bild 5: Kritische Bereiche und Bezeichnung der Fahrzeugströme an Teilknotenpunkten nach HBS (2015)

mit einer Längsneigung von mehr als 2 % wird der Faktor auf 2,5 Pkw-E pro Schwerverkehrsfahrzeug erhöht.

An Einfahrten und Verflechtungsstrecken berechnet sich die maßgebende Verkehrsstärke zu:

$$q_M = q_{H1} + q_E \quad (2-8)$$

mit

- q_M maßgebende Verkehrsstärke [Pkw-E/h]
- q_{H1} Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen der durchgehenden Fahrbahn in Höhe der Inselspitze [Pkw-E/h]
- q_E Verkehrsstärke des einfahrenden Fahrzeugstroms [Pkw-E/h]

Die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen q_{H1} ist dabei von der Gesamtverkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und bei Verflechtungsstrecken zusätzlich von der Verkehrsstärke des ausfahrenden Fahrzeugstroms q_A abhängig. Wenn eine lineare Abhängigkeit der Verkehrsstärke q_{H1} von der Gesamtverkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn q_H unterstellt wird (WESTPHAL, 1995), kann Gleichung (2-8) auch nur in Abhängigkeit von q_H ausgedrückt werden:

$$q_M = q_{H1} + q_E = a + b \cdot q_H + q_E \quad (2-9)$$

mit

- q_M maßgebende Verkehrsstärke [Pkw-E/h]
- q_H Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen der durchgehenden Fahrbahn in Höhe der Inselspitze [Pkw-E/h]
- q_H Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn [Pkw-E/h]
- q_E Verkehrsstärke des einfahrenden Fahrzeugstroms [Pkw-E/h]

a, b Modellparameter

Diese Funktion kann für die verschiedenen Qualitätsstufen kalibriert werden und ist die Grundlage der Bemessungsdiagramme des HBS (2001). Der Nachteil dieses Ansatzes ist der begrenzte Wertebereich, der für eine verkehrstechnische Bemessung oft nicht ausreichend ist.

Für das HBS (2015) wurden neue Bemessungsdiagramme für planfreie Knotenpunkte ermittelt (WU, LEMKE, 2011). Die Bemessungsdiagramme wurden an die empirischen Daten, die bereits dem HBS (2001) zugrunde lagen, angepasst. Für eine Autobahn mit n Fahrstreifen wird ein kombinierter Auslastungsgrad definiert, der die Wahrscheinlichkeit ausdrückt, dass alle n Fahrstreifen gleichzeitig belegt sind. Der kombinierte Auslastungsgrad muss nach WU (1997) vor und nach der Trennselspitze gleich sein. Ausgehend davon kann der Auslastungsgrad der Teilknotenpunkte als eine Funktion der Auslastungsgrade der Haupt- oder Verteilerfahrbahn und der Aus- bzw. Einfahrt ausgedrückt werden. Für Ausfahrten, Einfahrten und Verflechtungsstrecken wird der kombinierte Auslastungsgrad wie folgt definiert:

$$x_K = \left[(x_{E/A})^a + (x_H)^a \right]^{\frac{1}{a}} \quad (2-10)$$

mit

- x_K kombinierter Auslastungsgrad [-]
- $x_{E/A}$ Auslastungsgrad der Ein- bzw. Ausfahrtrampe [-]
- x_H Auslastungsgrad der Haupt- oder Verteilerfahrbahn unterhalb (Ausfahrt) bzw. oberhalb (Einfahrt und Verflechtungsstrecke) des Teilknotenpunkts [-]

a Modellparameter des Ausfahrt-, Einfahrt- oder Verflechtungstreckentyps [-]

Die Qualitätsstufen für Ausfädelungs-, Einfädelungs- und Verflechtungsbereiche können in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Ausfahrt bzw. oberhalb der Einfahrt oder Verflechtungstrecke und der Verkehrsstärke in der Aus- bzw. Einfahrt im gesamten Wertebereich direkt aus Diagrammen abgelesen werden. Die Funktion für die Bemessungsdiagramme lautet:

$$q_{E/A} = C_{E/A, QSV} \cdot \left[1 - \left(\frac{q_H}{C_{H, QSV}} \right)^a \right]^{\frac{1}{a}} \quad (2-11)$$

mit

$q_{E/A}$ Verkehrsstärke des ein- bzw. ausfahrenden Fahrzeugstroms [Pkw-E/h]

$C_{E/A}$ Kapazität der Ein- bzw. Ausfahrrampe [Pkw-E/h]

q_H Verkehrsstärke auf der Haupt- oder Verteilerfahrbahn unterhalb (Ausfahrt) bzw. oberhalb (Einfahrt und Verflechtungstrecke) des Teilknotenpunkts [Pkw-E/h]

QSV Index für die Qualitätsstufe [-]

a Modellparameter des Ausfahrt-, Einfahrt- oder Verflechtungstreckentyps [-]

Der Modellparameter a wurde für die unterschiedlichen Standardelemente der RAA (2008) an zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen anhand der dem HBS (2001) zugrunde liegenden Daten kalibriert. Dabei wurden die Modellfunktionen an die Kapazitätswerte der einzelnen Knotenpunktelemente und der Haupt- und Verteilerfahrbahnen angepasst. Bei einer Betrachtung von Richtungsfahrbahnen mit mehr als drei Fahrstreifen muss eine entsprechende Fahrstreifenaufteilung angenommen werden (z. B. nach BRILON, GEISTEFELDT, 2007). Aus der Untersuchung von BRILON, BETZ (2008) geht hervor, dass Hauptfahrbahnen zwischen Ein- und Ausfädelungsbereichen mit einem Abstand von weniger als 400 m als Verflechtungsbereich zu betrachten sind. An Einfahrten mit Zuflussregelungsanlage wird die Grenze des Auslastungsgrads zwischen den Qualitätsstufen D und E von 0,9 auf 0,92 erhöht, um der geringeren Wahrscheinlichkeit eines Verkehrszusammenbruchs bei hohen Verkehrsstärken durch die Zuflussregelungsanlage Rechnung zu tragen. Die Erhöhung des Grenzwertes zwischen Qualitätsstufe D und E entspricht dem Vorgehen bei Strecken von Autobahnen, auf denen die Verfüg-

barkeit der Kapazität durch eine Streckenbeeinflussungsanlage erhöht wird (GEISTEFELDT, 2011).

2.5.2 Highway Capacity Manual

Mit der Veröffentlichung der ersten Ausgabe des US-amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM, 1950) wurde das Konzept der Einteilung der Qualität des Verkehrsablaufs in die Stufen A bis F eingeführt, das heute weltweit für die verkehrstechnische Bemessung von Straßenverkehrsanlagen eingesetzt wird. Die aktuelle Ausgabe des HCM stammt aus dem Jahr 2010.

Für Ein- und Ausfahrten an planfreien Knotenpunkten werden im HCM (2010) Einflussbereiche definiert, die den Einfädelungs- bzw. Ausfädelungstreifen und die ersten zwei Fahrstreifen der Hauptfahrbahn über eine Länge von 1500 ft. (ca. 450 m) ab der Trenninselspitze umfassen (Bild 6).

Für die Bemessung werden zunächst die maßgebenden Verkehrsstärken in Pkw-Einheiten als Eingangsgrößen bestimmt. Anschließend werden die daraus resultierenden Verkehrsstärken im Einflussbereich ermittelt. Anhand dieser Daten findet eine Beurteilung der Kapazität des Ein- bzw. Ausfädelungsbereiches statt. Für die Ermittlung der zu erwartenden Qualitätsstufe wird die Verkehrsdichte für einen stabilen Verkehrsfluss unterhalb der Kapazität zugrunde gelegt. Weiterhin kann eine Beurteilung der mittleren Geschwindigkeit der Fahrzeuge im Einflussbereich durchgeführt werden.

Die Definition von Verflechtungsbereichen ist im HCM (2010) weiter gefasst als im deutschen Regelwerk. Die in Deutschland verwendeten Typen werden im HCM als „einseitige Verflechtungsbereiche“ („one-sided weaving segment“) bezeichnet.

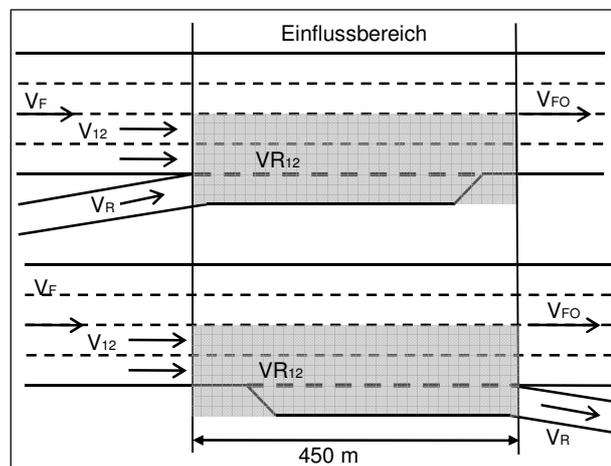


Bild 6: Einflussbereiche von Ein- und Ausfahrten nach HCM (2010)

Level of Service (Qualitätsstufe)	Verkehrsdichte [Pkw/Meile/Fahstreifen]
A	0 - 10
B	> 10 - 20
C	> 20 - 28
D	> 28 - 35
E	> 35
F	Verkehrsnachfrage > Kapazität

Tab. 3: Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs für Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsbereiche nach HCM (2010)

Der Einflussbereich wird hier als Länge zwischen den Trenninselspitzen zzgl. 150 m stromaufwärts und -abwärts definiert.

Für die Beurteilung des Verflechtungsbereiches werden die maßgebenden Verkehrsstärken in Pkw-Einheiten mit einem Faktor für die Art des Fahrerkollektivs ermittelt. Im nächsten Schritt wird die Geometrie des Verflechtungstyps festgestellt und anschließend die maximale Verflechtungslänge bestimmt. Aus diesen Werten kann die Kapazität des Verflechtungsbereiches ermittelt werden. Danach können die Fahrstreifenwechselrate und die durchschnittlichen Geschwindigkeiten berechnet werden. Die Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs wird in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte bewertet. Die Verkehrsdichtebereiche der einzelnen Qualitätsstufen sind in Tab. 3 angegeben.

2.6 Untersuchungen des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

TRAPP (1974) untersuchte die Leistungsfähigkeit von Einfahrten an planfreien Knotenpunkten als Grundlage für die RAL-K-2 (1976). Als Maße für die Bewertung des Verkehrsablaufs dienten Rückstaulängen, Wartezeiten, Einfahrtgeschwindigkeiten und Verkehrssicherheitskenngrößen. Als Einflussgröße wurde u. a. der SV-Anteil auf der Hauptfahrbahn und dem Einfädelungstreifen analysiert. Signifikanztests ergaben allerdings, dass der SV-Anteil auf der Hauptfahrbahn vernachlässigt werden konnte, da die Geschwindigkeiten der Schwerverkehrsfahrzeuge nicht unter denen der Pkw lagen. Auch der SV-Anteil in der Einfahrt ist nicht relevant, da „die Schwerfälligkeit der Lkw durch die größere Routine und die offensive Fahrweise der Lkw-Fahrer gegenüber den meisten Pkw-Fahrern wettgemacht wird.“

Die aus der Untersuchung resultierende Regressionsgleichung für die Leistungsfähigkeit der Einfahrt berücksichtigt neben den Verkehrsstärken auf

der Hauptfahrbahn und in der Einfahrt auch die Geschwindigkeiten. Die Regressionsgleichung für den betrachteten Einfahrtstyp, der dem Typ E 1 nach RAA (2008) entspricht, ist in Bild 7 graphisch dargestellt. Auf der x-Achse ist die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und auf der y-Achse die Verkehrsstärke in der Einfahrt dargestellt. Die Abhängigkeit von der Geschwindigkeit ist für verschiedene Kombinationen der Geschwindigkeit der einfahrenden Fahrzeuge v_N und der Geschwindigkeit auf der Hauptfahrbahn v_H dargestellt. Die Leistungsfähigkeit einer Einfahrt nimmt danach mit steigenden Geschwindigkeiten auf der Hauptfahrbahn ab.

Ausfahrten von planfreien Knotenpunkten mit Fahrstreifensubtraktion wurden von MEINEFELD (1976) untersucht. Es wurde vermutet, dass einfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge sich störend auf den Verkehrsablauf auswirken könnten. Dabei wurde angenommen, dass bei einem frühzeitigen Wechsel der Schwerverkehrsfahrzeuge auf den durchgehenden Fahrstreifen Pkw behindert werden, die dann riskante Überholungen ausführen könnten. Die Auswertung empirischer Daten konnte dies allerdings nicht bestätigen.

BRILON, WESTPHAL (1994) untersuchten Einfahrten an planfreien Knotenpunkten. Für die Untersuchung wurden umfangreiche empirische Daten, vor allem für die Einfahrtstypen E 1 und E 2, ausgewertet. Bei der Analyse der Daten wurde die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn als wichtigste Einflussgröße auf die Kapazität der Einfahrt ermittelt. Als Ansatz zur Beschreibung der Abhängigkeiten zwischen den Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn, auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn und in der Einfahrt wurde eine lineare Regression verwendet. Als weitere wichtige Einflussgröße wurde der Schwerverkehrsanteil in der Einfahrt identifiziert. In der Untersuchung wurde außerdem der Einfluss

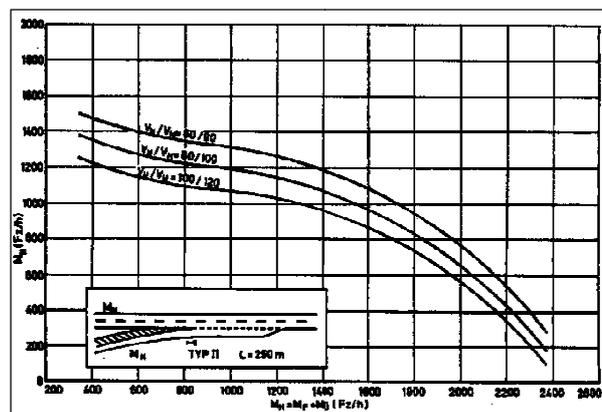


Bild 7: Leistungsfähigkeit eines Einfädelungstreifens mit 250 m Länge (TRAPP, 1974)

des Schwerverkehrs an Einfahrten untersucht. Für die Abbildung des q-v-Diagramms wurden verschiedene Ansätze für eine Regressionsrechnung geprüft. Die Berücksichtigung des Schwerverkehrs erfolgte durch die Aufteilung der Verkehrsstärken in eine Pkw- und eine SV-Verkehrsstärke, die als eigene Koeffizienten – für Hauptfahrbahn und Einfahrt getrennt – in eine lineare Regressionsrechnung eingingen. Mit diesem Ansatz ergab sich in der Untersuchung für den Schwerverkehr auf der Hauptfahrbahn ein Gleichwert von etwa 1,6 für Einfahrten an zweistreifigen Richtungsfahrbahnen und 1,0 für Einfahrten an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen. Bei dreistreifigen Fahrbahnen hat der Schwerverkehrsanteil auf der Hauptfahrbahn demnach keinen Einfluss auf die Qualität des Verkehrsablaufs. Dafür liegt der Gleichwert von Schwerverkehrsfahrzeugen in der Einfahrt mit 10 bei Einfahrten an zweistreifigen Richtungsfahrbahn bzw. 9 bei Einfahrten an dreistreifigen Richtungsfahrbahn deutlich höher. Bei der Betrachtung des Einflusses des Schwerverkehrs sollte demnach zwischen der Anzahl der Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn unterschieden werden. Weiterhin wurde im Zuge der Auswertung festgestellt, dass bei einfahrenden Schwerverkehrsfahrzeugen die Fahrzeuge auf der Hauptfahrbahn eher nach links ausweichen als bei einfahrenden Pkw. Hinsichtlich des Einflusses des Schwerverkehrs auf die Geschwindigkeiten konnten keine allgemeingültigen Aussagen getroffen werden.

WIRTH, STAUFER (2000) überarbeiteten die Entwurfsfassung für das Kapitel 4 des HBS 2001, die auf der Untersuchung von BRILON, WESTPHAL (1994) basierte. Die Untersuchung konnte die Ergebnisse der Regressionsrechnungen von BRILON, WESTPHAL nicht bestätigen. Bezüglich der Berücksichtigung des Schwerverkehrs wurde kritisiert, dass ausschließlich in der Einheit Kfz/h gerechnet wurde und der Schwerverkehrsanteil während der Messungen in einer Größenordnung von 7 bis 8 % lag. Die Gleichungen, die aus den Regressionsrechnungen hervorgingen, könnten außerdem so interpretiert werden, dass bei steigendem Schwerverkehrsanteil mehr Fahrzeuge einfahren können. Infolgedessen wurde in der Untersuchung von WIRTH, STAUFER davon ausgegangen, dass die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen q_1 ausschließlich von der Gesamtverkehrsstärke der Richtungsfahrbahn q_H abhängt und keine Verdrängung des Verkehrs vom rechten auf den mittleren Fahrstreifen durch den einfahrenden Verkehr stattfindet. Für die neuen Bemessungsdiagramme wurde ein Ansatz $q_1 = a \cdot q_H^b$ verwendet, bei dem q_1 und q_H in Pkw-Einheiten eingesetzt wurden. Die Bestimmtheitsmaße waren

größer als die der Regressionsrechnungen von BRILON, WESTPHAL, am höchsten waren sie bei der Verwendung eines Pkw-Gleichwertes für die Schwerverkehrsfahrzeuge von 2,0.

SCHNÜLL et al. (2000) untersuchten die Leistungsfähigkeit von Verflechtungsstrecken. Bezüglich des Schwerverkehrs wurde festgestellt, dass die Verflechtungsgeschwindigkeiten der Fahrzeuggruppen im Bereich hoher Verkehrsstärken sehr eng zusammen liegen. Außerdem war zu beobachten, dass Pkw den Fahrstreifenwechsel früher ausführten als Schwerverkehrsfahrzeuge. Für die weitergehenden Berechnungen wurde als Pkw-Gleichwert auf der Hauptfahrbahn ein Wert von 2,0 und für einfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge ein Wert von 2,5 angesetzt. Dabei wurden Ergebnisse der Arbeit von MEY, REHBOCK (1998) herangezogen, die eine Verflechtungslänge von 32,2 m für Pkw und 59,6 m für Schwerverkehrsfahrzeuge ermittelten.

Eine Überprüfung der Bemessungsverfahren des HBS (2001) erfolgte durch DAMMANN (2004). Dabei wurde, neben der Betrachtung verschiedener Verfahren zur Ermittlung der Kapazität, die Bemessung der Einfahrtstypen E 1 und E 2 anhand empirischer Daten weiterentwickelt. Es wurde ein funktionaler Zusammenhang in Form eines Polynoms 3. Grades entwickelt, um die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen bestimmen zu können. Mit diesem Ansatz wurden die Bemessungsdiagramme des HBS (2001) überarbeitet. Die Daten wurden allerdings hauptsächlich für Einfahrten an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen erhoben. DAMMANN untersuchte weiterhin den Einfluss des Schwerverkehrs. Für die Beschreibung des Einfädelungsvorganges wurden dafür mit Hilfe einer Mehrfachregressionsrechnung mehrere Ansätze untersucht. Dazu gehören lineare Einfach- bzw. Mehrfachregressionen sowie nichtlineare Regressionen mit Polynomen 2. und 3. Grades. Der Schwerverkehr wurde teilweise über die Umrechnung in Pkw-Einheiten mit einem Gleichwert von 2,0 oder 3,0 berücksichtigt. Im Ergebnis ergab dabei der Pkw-Gleichwert 3,0 für zweistreifige Hauptfahrbahnen das höchste Bestimmtheitsmaß, während bei dreistreifigen Hauptfahrbahnen keine Umrechnung in Pkw-Einheiten für das höchste Bestimmtheitsmaß nötig war. Da jedoch eine Umrechnung mit einem Pkw-Gleichwert von 2,0 für alle Einfahrten hohe Bestimmtheitsmaße erreichte, benutzte DAMMANN diesen Faktor zusammen mit einem Polynom 3. Grades. In einer vorhergehenden Korrelationsanalyse wurde zwischen der Schwerverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen nur ein geringer Zusammenhang festgestellt.

FRIEDRICH et al. (2006) untersuchten Autobahnausfahrten des Typs A 2 nach RAL-K-2 (1976). Mit Hilfe von empirischen Daten an acht Messstellen wurde festgestellt, dass die Kapazitätswerte des HBS (2001) nur erreicht werden können, wenn eine ausgeglichene Fahrstreifenaufteilung in der Ausfahrt vorliegt. Ein Wert für die Kapazität konnte jedoch nicht eindeutig bestimmt werden, da nur wenige Verkehrszusammenbrüche beobachtet wurden.

Die Ausfahrttypen A 3, A 4 und A 5 nach RAL-K-2 (1976) und AH-RAL-K2 (1993) wurden von WEISER et al. (2006) untersucht. Hinsichtlich der Fahrstreifenaufteilung erwies sich der Ausfahrttyp A 5 als am günstigsten, da sich die ausfahrenden Fahrzeuge auf zwei Fahrstreifen aufteilen. Für die Ausfahrten des Typs A 4 und A 5 konnten die im HBS (2001) angegebenen Kapazitäten bestätigt werden. Beim Ausfahrttyp A 3 konnten keine Beobachtungen im Bereich der maximalen Verkehrsstärke gemacht werden. Es wurde aber beobachtet, dass der rechte Fahrstreifen stromaufwärts von Ausfahrten des Typs A 3 sehr stark belastet ist und die ausfahrenden Fahrzeuge direkt zu Beginn des Einfädelungstreifens von der Hauptfahrbahn in die Ausfahrt wechseln. Beim Ausfahrttyp A 4 konzentrieren sich die Fahrzeuge auch auf dem rechten Fahrstreifen, wobei sich der durchfahrende Verkehr frühzeitig nach links orientiert. Der Schwerverkehrsanteil wurde bei der Untersuchung des Verkehrsablaufs dadurch berücksichtigt, dass für das Untersuchungskollektiv Strecken mit niedrigen und hohen Schwerverkehrsanteilen ausgewählt wurden. Eine Untersuchung über den Einfluss des Schwerverkehrs auf das Unfallgeschehen konnte nur für den Ausfahrttyp A 4 genauer vorgenommen werden. Die Analyse zeigte, dass an Ausfahrten mit einer geringeren Schwerverkehrsstärke (bis zu 5.400 Kfz/d) die Unfallkostenrate höher war als an Ausfahrten mit hohem Schwerverkehrsaufkommen. Da dies im Widerspruch zu den errechneten Mittelwerten aus allen Ausfahrten der Untersuchung stand, kamen WEISER et al. zu dem Ergebnis, dass kein eindeutiger Zusammenhang zwischen dem Schwerverkehrsaufkommen und der Verkehrssicherheit besteht. Als Grund wird auch der zu geringe Stichprobenumfang genannt.

Eine Untersuchung der Einfahrttypen E 4 und E 5 wurde von FRIEDRICH et al. (2008) durchgeführt. Dabei kamen neben der Auswertung empirischer Daten auch mikroskopische Simulationen zum Einsatz. Die Auswertung der Beziehungen zwischen Verkehrsstärke und Geschwindigkeit sowie der Fahrstreifenbelegung zeigte, dass die Kapazitäten unter den bislang im HBS (2001) angesetzten

Werten lagen. Weiterhin konnte für den Einfahrttyp E 4 eine gleichverteilte Fahrstreifenbelegung in der Ausfahrt bestätigt werden. Beim Einfahrttyp E 5 ist die Fahrstreifenbelegung auf den linken Fahrstreifen verschoben. FRIEDRICH et al. (2008) modellierten bei der Untersuchung von zweistreifigen Einfahrten an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen verschiedene Schwerverkehrsanteile, die anschließend für das Bemessungsverfahren des HBS in Pkw-Einheiten umgerechnet wurden. Als Pkw-Gleichwert wurde dabei 2,0 gewählt. Ferner wurde das Fahrstreifenwechselverhalten der Schwerverkehrsfahrzeuge am Dreieck Werder (Einfahrttyp E 4) und am Kreuz Kaiserberg (Einfahrttyp E 5) genauer untersucht. Am Dreieck Werder konnte festgestellt werden, dass einfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge tendenziell später den Fahrstreifen wechseln als Pkw. Die Fahrstreifenwechsel werden hauptsächlich in der ersten Hälfte des Einfädelungsbereichs durchgeführt. Wenn zwei Fahrstreifenwechsel nötig sind, um auf die Hauptfahrbahn zu gelangen, wird der zweite Fahrstreifenwechsel meist direkt nach dem ersten Wechsel durchgeführt. „Kooperative“ Fahrstreifenwechsel der durchfahrenden Schwerverkehrsfahrzeuge auf der Hauptfahrbahn nach links wurden sehr selten beobachtet und traten nur dann auf, wenn ein langsames Schwerverkehrsfahrzeug auf die Hauptfahrbahn wechselte. Beim Einfahrttyp E 5 am Kreuz Kaiserberg führten zwei Drittel der Schwerverkehrsfahrzeuge den Fahrstreifenwechsel schon auf den ersten 250 m des Einfädelungsbereiches durch.

BRILON und BETZ (2008) untersuchten die Wechselwirkungen zwischen dicht aufeinanderfolgenden Knotenpunkten und überprüften die Anwendbarkeit des HBS (2001). Es wurden empirische Messungen an hochbelasteten Knotenpunkten und mikroskopische Simulationen mit dem Programm BABSIM durchgeführt. Im Ergebnis konnten Wechselwirkungen zwischen Knotenpunkten vor allem bei hohen Verkehrsbelastungen festgestellt werden. Die Leistungsengpässe entstehen größtenteils ca. 200–300 m vor einer Ausfahrt, da sich ca. 90 % der ausfahrenden Fahrzeuge bereits 200 m vor Beginn des Ausfädelungstreifens auf dem rechten Fahrstreifen einordnen.

Vierstreifige Richtungsfahrbahnen wurden für die freie Strecke außerhalb von Knotenpunkten und in Bereichen von Knotenpunkten von BRILON, GEISTEFELDT (2007) untersucht. Für die Untersuchung wurden Messungen auf der Autobahn A 5 an der Anschlussstelle Langen/Mörfelden und am Frankfurter Kreuz durchgeführt. Die Anschlussstelle wurde unter dem Aspekt der verschiedenen Ein- und Ausfahrtstrategien der Verkehrsteilnehmer und

der damit verbundenen Fahrstreifenwechsel untersucht. Im Bereich der Ausfahrt des Typs A 1 wurde im Vergleich zur freien Strecke eine ausgeglichene Fahrstreifenaufteilung des Verkehrs beobachtet, was durch die große Zahl ausfahrender Fahrzeuge auf den rechten Fahrstreifen zu erklären ist. Praktisch alle ausfahrenden Schwerverkehrsfahrzeuge befanden sich schon 900 m vor der Ausfahrt auf dem rechten Fahrstreifen und führten keine Fahrstreifenwechsel mehr durch. Der geringe Schwerverkehrsanteil während der Messung lässt allerdings keine Aussagen über eine mögliche Störung des Verkehrsablaufs an der Ausfahrt durch Schwerverkehrsfahrzeuge zu. Im Bereich der Einfahrt des Typs E 1 entsprach die Fahrstreifenaufteilung vor der Trenninselspitze in etwa der Fahrstreifenaufteilung auf der freien Strecke, lediglich der rechte Fahrstreifen war etwas geringer belastet. Bezüglich des Fahrstreifenwechselverhaltens des Schwerverkehrs konnte festgestellt werden, dass die meisten Schwerverkehrsfahrzeuge in den ersten 700 m nach der Einfahrt auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn verblieben. Es wurde außerdem beobachtet, dass über 60 % der Schwerverkehrsfahrzeuge erst im letzten Drittel des Einfädungsstreifens auf den rechten Fahrstreifen wechselten und 7,3 % der Schwerverkehrsfahrzeuge noch nach dem Ende des Einfädungsstreifens den Standstreifen benutzten. Eine Analyse der Fahrstreifenwechsel auf der Hauptfahrbahn ergab, dass bei mittleren Verkehrsstärken die Fahrstreifenwechsel von Fahrstreifen 1 auf Fahrstreifen 2 hauptsächlich durch den einfahrenden Verkehr induziert wurden, während im Bereich hoher Verkehrsstärken die Häufigkeit der Fahrstreifenwechsel zurückging. Bei der Untersuchung der Ausfahrt mit Fahrstreifenabstraktion an der Autobahn A 5 am Frankfurter Kreuz in Fahrtrichtung Süd ist besonders hervorzuheben, dass im Sortierbereich kaum Fahrstreifenwechsel nach links beobachtet werden konnten, die durchfahrenden Fahrzeuge sich also schon in einem Abstand von über 1200 m auf die weiterführenden Fahrstreifen eingeordnet hatten. Bei den Schwerverkehrsfahrzeugen betrug der Anteil der durchfahrenden Fahrzeuge auf dem durchgehenden rechten Fahrstreifen bereits 90 %. Bei der Untersuchung der Einfahrt mit Fahrstreifenaddition am Frankfurter Kreuz in Fahrtrichtung Nord wurde beobachtet, dass viele der einfahrenden Schwerverkehrsfahrzeuge erst nach mehr als 150 m auf den rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn wechselten, während die meisten Pkw den Fahrstreifenwechsel bereits auf den ersten 50 m hinter der Trenninselspitze durchführten. Bezüglich der auf der Hauptfahrbahn durchfahrenden Schwerverkehrsfahrzeuge konnte beobachtet werden, dass

etwa zwei Drittel dieser Schwerverkehrsfahrzeuge innerhalb von 600 m hinter der Trenninselspitze auf den addierten rechten Fahrstreifen wechselten.

2.7 Pkw-Gleichwerte

In die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen geht der Einfluss des Schwerverkehrs meist durch die Angabe eines prozentualen Anteils an der Gesamtverkehrsstärke oder über eine Umrechnung in Pkw-Einheiten [Pkw-E] mit einem Äquivalenzfaktor ein. Als Schwerverkehr werden dabei Lastkraftwagen mit einem zulässigen Gesamtgewicht über 3,5 t sowie Omnibusse und Lastzüge bezeichnet. Im HBS (2015) wird für Ein- und Ausfahrten sowie Verflechtungsstrecken im Allgemeinen ein Gleichwert von 2,0 Pkw-Einheiten pro Schwerverkehrsfahrzeug angesetzt, nur für Fahrbahnen und Rampen mit einer Längsneigung von mehr als 2 % wird der Wert auf 2,5 erhöht. Bei der Beurteilung der Verkehrsqualität auf Hauptfahrbahnen unterhalb der Teilknotenpunkte werden die Verkehrsstärken dagegen in Kfz/h angesetzt, da hier das Bemessungsverfahren für Strecken von Autobahnen anzuwenden ist.

Im HCM (2010) wird die Umrechnung in Pkw-Einheiten differenzierter durchgeführt. In den USA wird die Gruppe der Wohnmobile gesondert betrachtet, da diese Fahrzeuge dort zum Teil häufiger auftreten als in Europa. Dieser Aspekt wird im Folgenden ausgeklammert. Die Pkw-Einheiten werden im HCM in Abhängigkeit von der Straßengeometrie und dem Schwerverkehrsanteil bestimmt. Es wird zwischen verschiedenen Fällen unterschieden: Wenn die Straße richtlinienkonform ausgebildet ist und die Steigung keinen Einfluss hat, wird ein Pkw-Gleichwert von 1,5 angesetzt. Bei einer Reduzierung der Geschwindigkeiten des Schwerverkehrs durch eine Steigung wird der Wert 2,5 angegeben. In bergigen Gebieten, in denen die Schwerverkehrsfahrzeuge die Steigung nur kriechend überwinden können, beträgt der Pkw-Gleichwert 4,5. Bei anderen Streckentypen müssen die Pkw-Gleichwerte an die vorliegenden Gegebenheiten angepasst werden. Die Äquivalenzwerte haben dann einen Wertebereich von 1,5 bis 7,5.

Das Konzept der Pkw-Einheiten wurde mit dem HCM (1965) eingeführt. Die ersten Ansätze zur Bestimmung des Gleichwertes beruhten auf den unterschiedlichen Geschwindigkeitsverteilungen von Pkw und Schwerverkehrsfahrzeugen bei gegebener Verkehrsstärke und Längsneigung. Mit den Geschwindigkeitsverteilungen wurde die relative Anzahl an Vorbeifahrten berechnet, die pro

Meile stattfinden würden, wenn jedes Fahrzeug seine Geschwindigkeit beibehält (CUNAGIN, MESSER, 1982). Ein anderer Ansatz berechnet den Pkw-Gleichwert anhand des relativen Platzverbrauchs eines Schwerverkehrsfahrzeugs im Vergleich zu einem Pkw. Dabei kann der Pkw-Gleichwert anhand des Verhältnisses zwischen der mittleren Bruttozeitlücke zum Vorderfahrzeug des betrachteten Fahrzeuges und der mittleren Bruttozeitlücke zum Vorderfahrzeug eines Pkw errechnet werden (SEGUIN et al., 1982). CUNAGIN und MESSER (1982) untersuchten außerdem einen Ansatz, bei dem der Pkw-Gleichwert anhand des Zeitverlusts, den ein Pkw aufgrund eines Schwerverkehrsfahrzeuges auf einer Strecke erfährt, berechnet wird. Dieser Ansatz ist vor allem bei hohen Verkehrsstärken realistisch, da schnellere Fahrzeuge bei niedrigen Verkehrsstärken überholen können und so keine Zeitverluste erfahren. VAN AERDE und YAGAR (1984) berechneten die Pkw-Einheiten über die Pulkbildung. Dabei wird die Beobachtung, dass Schwerverkehrsfahrzeuge eher einen Pulk anführen, anhand empirischer Daten quantifiziert. Für den Pkw-Gleichwert wird dafür der prozentuale Anteil an Pulkführern nach Fahrzeugtyp mit den Fahrzeugtypanteilen der Verkehrsstärke ins Verhältnis gesetzt.

ELEFTERIADOU et al. (1997) entwickelten einen Ansatz, bei dem die Pkw-Gleichwerte mithilfe mikroskopischer Simulationen bestimmt wurden. Dafür wurde zunächst das q-v-Diagramm eines Streckenabschnittes ermittelt, bei dem sich der Verkehrsstrom nur aus Pkw zusammensetzt. Anschließend muss die typische Fahrzeugzusammensetzung des zu untersuchenden Streckenabschnittes bestimmt und ebenfalls ein q-v-Diagramm erstellt werden. Zuletzt werden Simulationen durchgeführt, bei denen Pkw durch die gleiche Anzahl an Schwerverkehrsfahrzeugen ersetzt werden. Die Formel zur Bestimmung des Pkw-Gleichwerts lautet dann bei konstanten Geschwindigkeiten:

$$PCE = \frac{1}{\Delta p} \cdot \left(\frac{q_B}{q_S} - \frac{q_B}{q_M} \right) \quad (2-12)$$

mit

- PCE Pkw-Gleichwert (Passenger Car Equivalent)
- Δp Anteil der Schwerverkehrsfahrzeuge, die zur gemischten Fahrzeugzusammensetzung hinzugefügt wurden und vom reinen Pkw-Verkehr abgezogen wurden.
- q_B Verkehrsstärke des reinen Pkw-Verkehrs, bei konstanter Geschwindigkeit
- q_S Schwerverkehrsstärke

q_M Verkehrsstärke der gemischten Fahrzeugzusammensetzung

Mit Hilfe dieses Ansatzes können nicht nur Pkw-Gleichwerte für den Schwerverkehr im Allgemeinen, sondern auch für eine weitere Unterteilung des Schwerverkehrs ermittelt werden. ELEFTERIADOU et al. (1997) konnten mit diesem Ansatz gute Ergebnisse erreichen, wobei eine weitere Differenzierung des Schwerverkehrs nicht als zweckmäßig angesehen wurde.

Die Herleitung der Pkw-Gleichwerte im HCM basiert auf den gleichen Parametern wie die Herleitung der Qualitätsstufen. Dementsprechend wurde im HCM (2010) die mittlere Verkehrsdichte als Kriterium für die Bestimmung des Pkw-Gleichwertes verwendet. Al-KAISY et al. (2002) zeigten allerdings, dass die Werte im HCM nicht für hohe Verkehrsstärken verwendbar sind, da Schwerverkehrsfahrzeuge im langsamen „Stop and go“-Verkehr behäbiger als Pkw reagieren.

Ein neuer Ansatz zur Bestimmung des Gleichwertes für die Umrechnung in Pkw-Einheiten wurde von GEISTEFELDT (2007, 2009) vorgeschlagen. Der Ansatz beruht auf einer stochastischen Untersuchung empirischer Daten, bei der die Verteilungsfunktion der Kapazität auf der Grundlage von Verkehrsstärken in Pkw-Einheiten ermittelt wird. Dabei wird er Pkw-Gleichwert als zusätzliche Optimierungsvariable für die Ermittlung der Kapazitätsverteilung berücksichtigt. In der Untersuchung wurden für Autobahnen Pkw-Gleichwerte zwischen 1,3 und 2,6 festgestellt, wobei die höchsten Werte in einer Steigungsstrecke erreicht wurden.

2.8 Analytische Modelle des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten

2.8.1 Grundlagen der Zeitlückentheorie

Die Zeitlückentheorie wird im Allgemeinen für die Kapazitätsermittlung von plangleichen Knotenpunkten ohne Lichtsignalanlage eingesetzt. Dabei wird die maximal mögliche Verkehrsstärke eines Nebenstroms in Abhängigkeit von der Verteilung der Zeitlücken im Hauptstrom und dem Abflussprozess, also dem Fahrverhalten der Nebenstromfahrzeuge, ermittelt. Wichtige Einflussgrößen sind die Verkehrsstärke der maßgebenden Hauptströme, die Grenzzeitlücke und die Folgezeitlücke. Dabei ist die Grenzzeitlücke die kleinste mittlere Zeitlücke im Hauptstrom, die ein Fahrzeug zum Einfahren in den Hauptstrom benötigt. Die Folgezeitlücke ist als die Zeit, die ein folgendes Fahr-

zeug benötigt, um in die gleiche Zeitlücke wie das vorfahrende Fahrzeug zu fahren, definiert.

Modelle für die Anwendung der Zeitlückentheorie an plangleichen Knotenpunkten und zur empirischen Ermittlung von Grenz- und Folgezeitlücken wurden unter anderem von RAFF, HART (1950), HARDERS (1968, 1976), SIEGLOCH (1973) und TROUTBECK (1992) aufgestellt. Das Modell von TROUTBECK (1992) basiert auf der Maximum-Likelihood-Methode, bei der immer eine angenommene und abgelehnte Zeitlücke eines Fahrzeugs miteinander verglichen werden, um Rückschlüsse auf die Grenzzeitlücke, die zwischen diesen beiden Werten liegen muss, ziehen zu können. Nach BRILON et al. (1997) können mit der Maximum-Likelihood-Methode konsistente Schätzungen der Grenzzeitlücke durchgeführt werden.

2.8.2 Anwendung der Zeitlückentheorie an planfreien Knotenpunkten

Das Prinzip der Zeitlückentheorie ist auch auf Einfädelungsvorgänge an planfreien Knotenpunkten anwendbar. BREUER (1969) untersuchte anhand empirischer Daten mit Hilfe der Zeitlückentheorie den Verkehrsablauf an Einfahrten. Vorbild waren dabei Veröffentlichungen aus den USA. BREUER definiert für die Untersuchung verschiedene Einfahrkonstellationen. Die Beschreibung der Konstellationen ist durch ein vorausfahrendes Fahrzeug A auf der Hauptfahrbahn, das nachfolgende Fahrzeug B auf der Hauptfahrbahn und ein mögliches vorausfahrendes Fahrzeug V auf dem Einfädelungstreifen gekennzeichnet (siehe Bild 8). Die erste Konstellation ist jene, in welcher sich das einfahrende Fahrzeug R das erste Mal entscheiden muss, wie es auf die Fahrzeuge auf den durchgehenden Fahrstreifen reagiert. Ein Zeitpunkt

oder Querschnitt, an dem die Entscheidung getroffen wird, ist schwer zu ermitteln, kann aber im Bereich der Trenninselspitze angenommen werden. Die nächste Konstellation entsteht, wenn das Fahrzeug R von einem Fahrzeug auf der Hauptfahrbahn überholt wird, da sich eine neue Zeitlücke eröffnet. Analog sind weitere Konstellationen nach einem Überholen definiert. BREUER geht davon aus, dass die Geschwindigkeiten auf der Hauptfahrbahn von Fahrzeug A und Fahrzeug B in etwa gleich sind und sich der Abstand zwischen beiden Fahrzeugen nur langsam ändert. Daher ist die Ermittlung eines Entscheidungsquerschnittes nur für die erste Konstellation nötig. Für jede Konstellation werden die Geschwindigkeiten des einfahrenden Fahrzeuges R, des auf dem rechten Fahrstreifen vorausfahrenden Fahrzeuges A und des nachfolgenden Fahrzeuges B, die Fahrzeugabstände, die Zeitlücken, die Anzahl der vor der betreffenden Konstellation abgelehnten Zeitlücken, die Fahrzeugart sowie die Annahme oder Ablehnung der Zeitlücke ermittelt. Weiterhin wurde der Fahrstreifenwechsel der einfahrenden Fahrzeuge untersucht. Es wurden die Geschwindigkeiten v_R und v_B , der Abstand s_{BR} und die Zeitlücke t_{BR} zu dem Zeitpunkt, an dem das Fahrzeug R die Blockmarkierung halb überfahren hat, ermittelt.

Die Ergebnisse von BREUER (1969) sind nur eingeschränkt auf das heutige Fahrzeugkollektiv übertragbar, können aber Tendenzen darstellen. Ein wichtiger Zusammenhang ist, dass mit abnehmender Relativgeschwindigkeit zwischen den Fahrzeugen in der Einfahrt und den Fahrzeugen auf der Hauptfahrbahn die Größe der Grenzzeitlücke für den Einfädelungsvorgang abnimmt. Gleichzeitig nimmt die Anzahl der zur Verfügung stehenden Zeitlücken ab. Eine Einschätzung, bei welcher Geschwindigkeit auf dem Beschleunigungstreifen

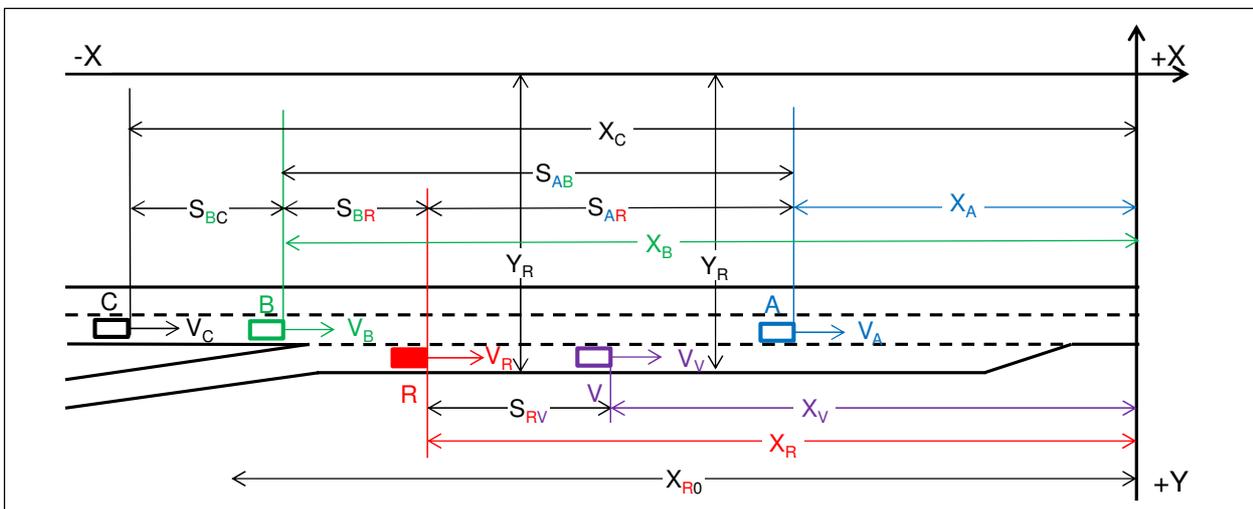


Bild 8: Definition der gemessenen Größen nach BREUER (1969)

die höchste Leistungsfähigkeit erreicht wird, ist also zunächst nicht möglich. Der Zusammenhang der starken Abnahme der Länge der angenommenen Zeitlücke mit zunehmender Geschwindigkeit konnte bei der Auswertung aufgezeigt werden. Weiterhin wurde festgestellt, dass die Zeitlücken zunächst mit steigender Relativgeschwindigkeit zunehmen, jedoch ab einer Relativgeschwindigkeit von 10 m/s wieder abnehmen. Dies wurde dadurch erklärt, dass in diesen Konstellationen die Geschwindigkeit des nachfolgenden Fahrzeuges B meist besonders hoch war und der Abstand von den einfahrenden Fahrzeugen nicht gut eingeschätzt werden konnte.

Ein wichtiges Ergebnis der Studie ist, dass an einer Autobahneinfahrt immer auch die Fahrzeugkonstellation und nicht alleine die Zeitlücke für die Entscheidung des einfahrenden Fahrzeuges wichtig ist. Es sollte daher nicht von einer annehmbaren Zeitlücke, sondern besser von einer annehmbaren Konstellation gesprochen werden. Zur Beschreibung einer Fahrzeugkonstellation gehören dabei Angaben über die Größe der Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn, die gefahrenen Geschwindigkeiten und Relationen zu möglichen weiteren Fahrzeugen auf dem Beschleunigungsstreifen. Aufgrund der unterschiedlichen Einflussfaktoren wurde eine Diskriminanzanalyse („Trennverfahren“) zur Trennung der angenommenen und abgelehnten Zeitlücken durchgeführt. Die Diskriminanzanalyse baut auf der Unterscheidung von Elementen eines Kollektivs auf, die verschiedenen Gruppen angehören. Die Unterscheidung der Gruppen ist allerdings nicht durch ein Merkmal für jedes Element, sondern nur durch eine Kombination aus Merkmalen gegeben.

Mit Hilfe der so gewonnenen Daten entwickelte BREUER ein „Einfahrgesetz“, das angibt, mit welcher Wahrscheinlichkeit eine Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn angenommen wird. Die Wahrscheinlichkeit wird dabei in Abhängigkeit von den Geschwindigkeiten des einfahrenden Fahrzeuges R und des nachfolgenden Fahrzeuges auf der Hauptfahrbahn B sowie der Zeitlücke t auf der Hauptfahrbahn berechnet.

2.8.3 Fahrstreifenaufteilung nach der Zeitlückentheorie

HEIDEMANN (1989, 1994) entwickelte ein Modell auf der Grundlage der Zeitlückentheorie, mit dem die Fahrstreifenaufteilung auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen anhand einer Gleichgewichtsbeurteilung beschrieben werden kann. Dieser Ansatz wurde von WU (2006) auch für instationäre Bereiche wie Ein- und Ausfahrten weiterentwickelt.

Der Ansatz von HEIDEMANN (1989, 1994) und die Erweiterung von WU (2006) werden im Folgenden dargestellt.

Für die Herleitung einer Funktion der Fahrstreifenaufteilung wird eine Zeitlückenverteilung des Verkehrsflusses benötigt. Diese kann durch eine Verteilungsfunktion $F(t, q)$ in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke q und der Länge der Zeitlücke t beschrieben werden. Als geeignet hat sich dabei das M3-Modell von COWAN (1975) erwiesen:

$$F(t) = \begin{cases} 1 - \alpha \cdot e^{-\lambda(t-\Delta)} & \text{für } t \geq \Delta \\ 0 & \text{für } t < \Delta \end{cases} \quad (2-13)$$

mit

t Zeitlücke [s]

Δ minimale Zeitlücke im gebundenen Verkehr [s]

α Anteil der ungebundenen Fahrzeuge [-]

$$\lambda = \frac{\alpha \cdot q}{1 - \Delta \cdot q}$$

q Verkehrsstärke [Kfz/h]

Der Parameter α kann Werte zwischen 0 und 1 annehmen. Er repräsentiert den Anteil der unbeflügelten Fahrzeuge im Verkehrsfluss. Zwischen diesen Fahrzeugen sind die Zeitlücken immer größer als Δ . Für die in Kolonnen fahrenden Fahrzeuge (Anteil $(1 - \alpha)$) wird eine einheitliche Zeitlücke Δ angenommen. Für normale Verkehrsbedingungen ohne eine Beeinflussung durch Lichtsignalanlagen kann $\alpha = 1 - q \cdot \Delta$ und $\lambda = q$ gesetzt werden (TANNER, 1962). In diesem Fall kann statt Gleichung (2-13) die Gleichung (2-14) angewandt werden.

$$F(t) = \begin{cases} 1 - (1 - q \cdot \Delta) \cdot e^{-\lambda(t-\Delta)} & \text{für } t \geq \Delta \\ 0 & \text{für } t < \Delta \end{cases} \quad (2-14)$$

mit

t Zeitlücke [s]

Δ minimale Zeitlücke im gebundenen Verkehr [s]

q Verkehrsstärke [Kfz/h]

Da Gleichung (2-13) und Gleichung (2-14) für Zeitlücken $t > 2$ s nahezu gleichwertig sind, benutzt WU (2006) die Gleichung (2-14), um die Zeitlückenverteilung auf Autobahnen zu beschreiben.

Zur Bestimmung der Fahrstreifenaufteilung kann nach HEIDEMANN (1989, 1994) bei gegebener Verkehrsstärke q_{sum} auf der Hauptfahrbahn die Beziehung zwischen den Anteilen p_1, p_2, \dots der

Verkehrsstärken auf den Fahrstreifen 1, 2, ... als Funktion der Gesamtverkehrsstärke q_{sum} berechnet werden.

$$\begin{cases} p_1 = q_1 / q_{\text{sum}} \\ p_2 = q_2 / q_{\text{sum}} \\ \dots \\ p_1 + p_2 + \dots = 1 \end{cases} \quad (2-15)$$

mit

q_n Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen n

q_{sum} Gesamtverkehrsstärke

p_n Anteil der Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke

$P_q(i)$ bezeichnet die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug bei einer Verkehrsstärke q auf dem Fahrstreifen i befindet ($i = 1$ bezieht sich dabei auf den rechten Fahrstreifen) und $P_q(i, j)$ die Übergangswahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug nach einem ausreichend langen Abschnitt auf dem Fahrstreifen j befindet, wenn es am Beginn des Abschnittes auf dem Fahrstreifen i war.

Nach HEIDEMANN (1989, 1994) muss folgende Gleichgewichtsbedingung erfüllt sein:

$$P_q(i) \cdot P_q(i, i+1) = P_q(i+1) \cdot P_q(i+1, i) \quad (2-16)$$

Daraus ergibt sich:

$$Q_q(i, i+1) = \frac{P_q(i)}{P_q(i+1)} = \frac{P_q(i+1, i)}{P_q(i, i+1)} \quad (2-17)$$

oder:

$$P_q(i) = \frac{P_q(i+1, i)}{P_q(i, i+1)} \cdot P_q(i+1) = Q_q(i, i+1) \cdot P_q(i+1) \quad (2-18)$$

Für alle Fahrstreifen zusammen muss gelten:

$$\sum P_q(i) = 1 \quad (2-19)$$

Im Allgemeinen gilt für eine Richtungsfahrbahn mit n Fahrstreifen die folgende Gleichung:

$$\begin{aligned} P_q(i) &= \frac{P_q(i+1, i)}{P_q(i, i+1)} \cdot P_q(i+1) \\ &= \frac{P_q(i+1, i)}{P_q(i, i+1)} \cdot P_q(i+1) \\ &= \frac{P_q(i+1, i)}{P_q(i, i+1)} \cdot \frac{P_q(i+2, i+1)}{P_q(i+1, i+2)} \cdot P_q(i+2) \\ &= \dots \\ &= \left(\prod_{k=0}^{n_1-1} Q_q(i+k, i+k+1) \right) \cdot P_q(i+n_1+1) \end{aligned} \quad (2-20)$$

mit

$$n_1 = n - 1$$

Anzahl der Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn ohne den rechten Fahrstreifen

$P_q(i)$ Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug bei einer Verkehrsstärke q auf dem Fahrstreifen i befindet.

$P_q(i, j)$ Übergangswahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug nach einem ausreichend langen Abschnitt auf dem Fahrstreifen j befindet, wenn es am Beginn des Abschnittes auf dem Fahrstreifen i war.

Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fahrzeug vom linken Fahrstreifen $i+1$ auf den rechten Fahrstreifen i wechselt, ist gleich der Wahrscheinlichkeit, dass eine Zeitlücke $t \geq t_{0, i+1, i}$ auf dem rechten Fahrstreifen vorhanden ist (Rechtsfahrgebot). Dabei bezeichnet $t_{0, i+1, i}$ die Netto-Zeitlücke für einen Fahrstreifenwechsellvorgang von Fahrstreifen $i+1$ zu Fahrstreifen i . Die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fahrzeug vom rechten Fahrstreifen i auf den Fahrstreifen $i+1$ wechselt, setzt sich aus den Wahrscheinlichkeiten, dass die Zeitlücke zum vorderen Fahrzeug $t < t_{0, i+1, i}$ (Überholwunsch) beträgt und es eine Zeitlücke $t \geq t_{0, i, i+1}$ (Möglichkeit des Fahrstreifenwechsels) auf dem linken Fahrstreifen gibt, zusammen.

Daher sind folgende Annahmen möglich:

$$P_q(i+1, i) = \Pr(t_i \geq t_{0, i+1, i}) \quad (2-21)$$

$$P_q(i, i+1) = \Pr(t_i < t_{0, i+1, i}) \cdot \Pr(t_{i+1} < t_{0, i, i+1})$$

Daraus ergeben sich für M3-verteilte Zeitlücken:

$$P_q(i+1, i) = \alpha_i e^{-\lambda_i t_{0, i+1, i}} \quad (2-22)$$

$$P_q(i, i+1) = (1 - e^{-\lambda_i t_{0, i+1, i}}) \cdot e^{-\lambda_{i+1} t_{0, i, i+1}}$$

Die Anteile der Verkehrsstärken $p_1 = P_q(1)$, $p_2 = P_q(2)$, ... können nur iterativ berechnet werden, da die Wahrscheinlichkeiten $P_q(i)$ von sich selbst abhängig sind. Die Werte t_0 und Δ sind Parameter, die aus Messungen kalibriert werden können.

Nach einer Kalibrierung auf deutsche Verhältnisse kann die Fahrstreifenaufteilung für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen nach WU, TIAN (2003) wie in Bild 9 angenommen werden.

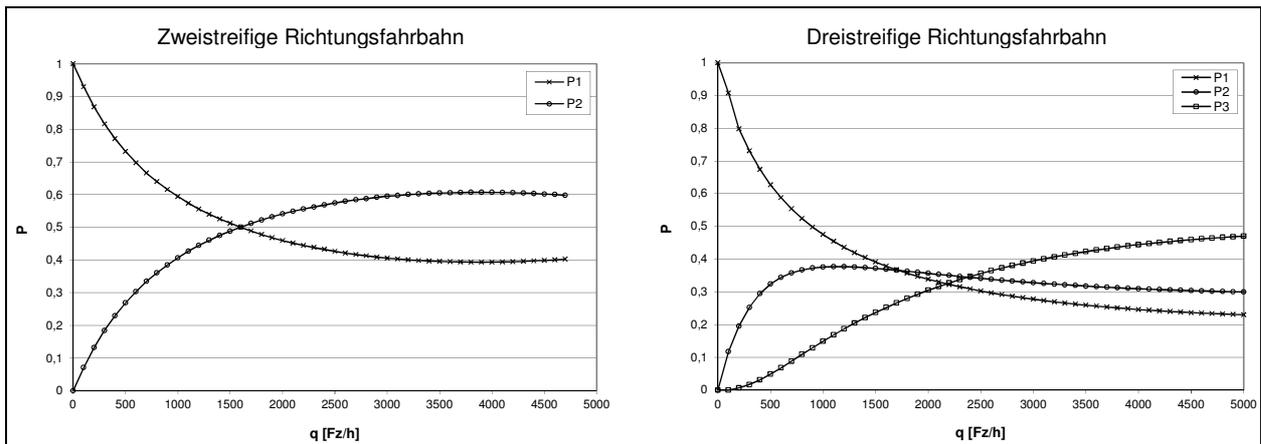


Bild 9: Fahrstreifenaufteilung nach WU, TIAN (2003)

Um den Verkehrsfluss auch in Stausituationen beschreiben zu können, muss λ angepasst werden. Mit der oben angewandten Definition ist λ nur bis zur Kapazität der Autobahn definiert. Dafür muss die minimale Folgezeitlücke Δ als Funktion der mittleren momentanen Geschwindigkeit v oder vereinfachend der Verkehrsdichte k definiert werden. Die minimale Folgezeitlücke zwischen zwei sich gleichmäßig fortbewegenden Fahrzeugen kann durch Gleichung (2-23) beschrieben werden:

$$\Delta = t_{ra} + \frac{l_{Fz}}{v} \tag{2-23}$$

mit

- t_{ra} Reaktionszeit
- l_{Fz} Fahrzeuglänge
- v Geschwindigkeit

Daraus folgt nach WU (2006) Gleichung (2-24), mit der λ für den gesamten Wertebereich von k definiert ist:

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{\alpha q}{1 - \Delta q} = \frac{\alpha q}{1 - \left(t_{ra} + \frac{l_{Fz}}{v} \right) \cdot q} \\ &= \frac{\alpha v k}{1 - \left(t_{ra} + \frac{l_{Fz}}{v} \right) \cdot q} = \frac{\alpha v k}{1 - (t_{ra} v k + l_{Fz} k)} \end{aligned} \tag{2-24}$$

Diese Gleichungen gelten für stationäre, homogene Bereiche.

Die Fahrstreifenaufteilung kann dann für deutsche Verhältnisse wie in Bild 10 dargestellt werden. Es ist zu erkennen, dass die Fahrstreifenaufteilung bis zum Erreichen der Kapazität der Fahrstreifenaufteilung von Bild 9 entspricht. Nach Erreichen der Kapazität tritt eine Homogenisierung der Fahrstreifenaufteilung ein, bis die Verkehrsstärke auf alle Fahrstreifen gleichmäßig aufgeteilt ist.

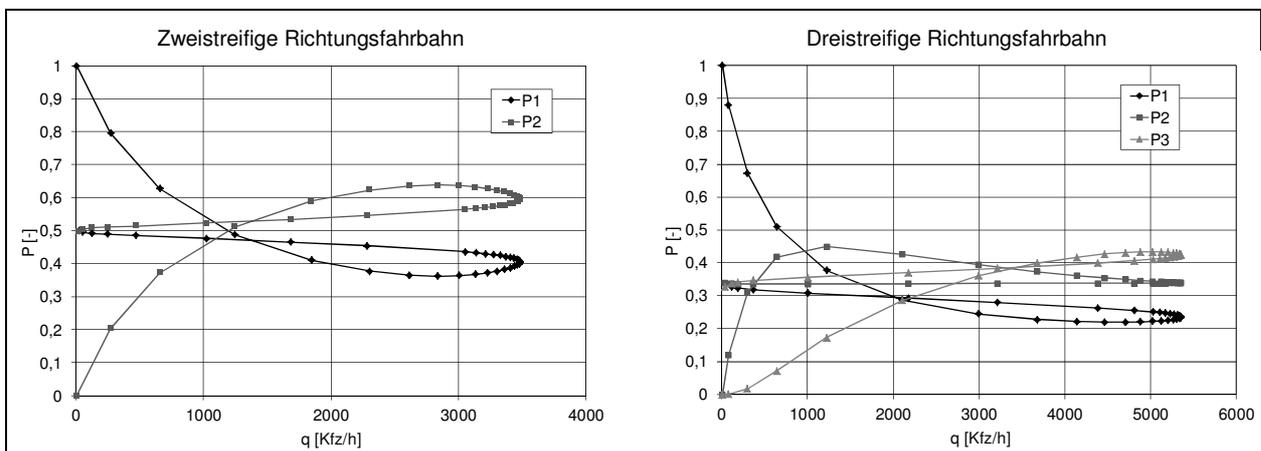


Bild 10: Fahrstreifenaufteilung nach WU (2006) für den gesamten Wertebereich der Verkehrsdichte

Die oben genannten Gleichungen wurden von WU (2006) für instationäre Bereiche, also Bereiche in planfreien Knotenpunkten, erweitert. Dafür ist eine Modifikation in Abhängigkeit von Raum und Zeit über Differenzialgleichungen möglich. WU leitet für praktische Anwendungen für eine zeitabhängige Lösung von einer endlichen kleinen Veränderung $\Delta P_q(i)$ zu einer endlichen kleinen Änderung der Zeit Δt folgende Gleichungen her:

$$\Delta P_{q,t}(i) = P_{q,t}(i-1) \cdot C_{q,t}(i-1,i) \cdot \Delta t + P_{q,t}(i) \cdot C_{q,t}(i,i) \cdot \Delta t + P_{q,t}(i+1) \cdot C_{q,t}(i+1,i) \cdot \Delta t \quad (2-25)$$

$$P_{q,t+\Delta t}(i) = P_{q,t}(i) + \Delta P_{q,t}(i) \quad (2-26)$$

mit

$C_q(i, j)$ Fahrstreifenwechselrate von Fahrstreifen i auf Fahrstreifen j

Abgestimmt auf deutsche Verhältnisse kann die hergeleitete Funktion der zeitabhängigen Lösung für die Fahrstreifenaufteilung einer Ein- und Ausfahrt an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn angewandt werden (Bild 11). Nach einer konstanten Fahrstreifenaufteilung stromaufwärts der Einfahrt nimmt der Verkehrsstärkeanteil des Einfädungsstreifens ab und der Verkehr verlagert sich auf die Fahrstreifen der Hauptfahrbahn. Nach Ende des Einfädungsstreifens stabilisiert sich die Fahrstreifenaufteilung. Ab dem Beginn der Ausfahrt nimmt der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens stark ab, da die ausfahrenden Fahrzeuge auf den Ausfädungsstreifen wechseln. Hinter dem Ende des Ausfädungsstreifens nimmt der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens wieder zu, bis die Fahrstreifenaufteilung einen Gleichgewichtszustand erreicht.

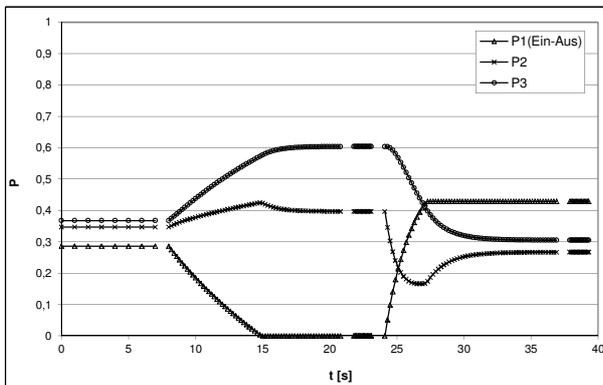


Bild 11: Zeitabhängige Fahrstreifenaufteilung einer Kombination von Ein- und Ausfahrt an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn (WU, 2006)

2.8.4 Störungswahrscheinlichkeiten an Einfahrten

Neben der Fahrstreifenaufteilung kann mit Hilfe der Zeitlückentheorie auch der Einfahrtvorgang und die Wahrscheinlichkeit, dass ein einfahrendes Fahrzeug oder ein einfahrender Pulk von Fahrzeugen eine Störung auf der Hauptfahrbahn auslöst, berechnet werden. WU, TIAN (2003) zeigen dies am Beispiel der Zuflussregelung. Für diese Betrachtung wird zunächst ein Parameter B definiert, der die Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn angibt, die erforderlich ist, um einen Pulk von einfahrenden Fahrzeugen aufzunehmen. Für einen Pulk der Größe N mit h als minimalem Fahrzeugfolgeabstand in der Einfahrt ist $B = (N + 1) \cdot h$. Beim Einfädungsvorgang ist die durchschnittliche Warteschlangenlänge des Systems $L = (N + x)$ und der Parameter $B = L \cdot h = (N + x) \cdot h$, wobei N die durchschnittliche Länge der Warteschlange ohne das Fahrzeug am Schalter (d. h. die durchschnittliche Länge des Pulks) und x der Auslastungsgrad der Einfahrt ist. Dabei ist zu beachten, dass bei $q = 0$ auch der Parameter $B = 0$ ist.

Für die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädungsvorgangs gibt es drei Möglichkeiten, die in Bild 12 grafisch dargestellt werden.

Im Fall a ist eine Zeitlücke auf dem Fahrstreifen 1 vorhanden, die für die einfahrende Kolonne ausreichend ist. Die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädungsvorgangs für diesen Fall kann so berechnet werden, dass auf dem Fahrstreifen 1 eine Zeitlücke vorhanden sein muss, die größer als B ist.

$$P_a = \Pr(t \geq B) \quad (2-27)$$

Zusammen mit Gleichung (2-13) ergibt dies:

$$P_a = 1 - F_t(t = B) = \alpha_1 e^{-\lambda_1(B - \Delta_1)} \quad (2-28)$$

$F_t(t = B)$ ist die Verteilungsfunktion der Wahrscheinlichkeit einer Zeitlücke t mit der Länge B .

Die nächste Möglichkeit (Fall b) ist, dass die Zeitlücke auf dem Fahrstreifen um Δt kleiner ist als benötigt, das Fahrzeug auf der Hauptfahrbahn allerdings die Möglichkeit hat, die Zeitlücke durch Bremsen um Δt zu vergrößern, ohne andere Fahrzeuge zu beeinflussen. In diesem Fall ist die entsprechende Wahrscheinlichkeit so anzunehmen, dass es zwei Zeitlücken gibt, die zusammen größer sind als B und die minimale Folgezeitlücke Δ_1 . Dabei muss die Bedingung erfüllt sein, dass die erste Zeitlücke kleiner als B ist. Da diese beiden Wahrscheinlichkeiten als unabhängig anzusehen sind, kann die Wahrscheinlichkeit wie folgt ausgedrückt werden:

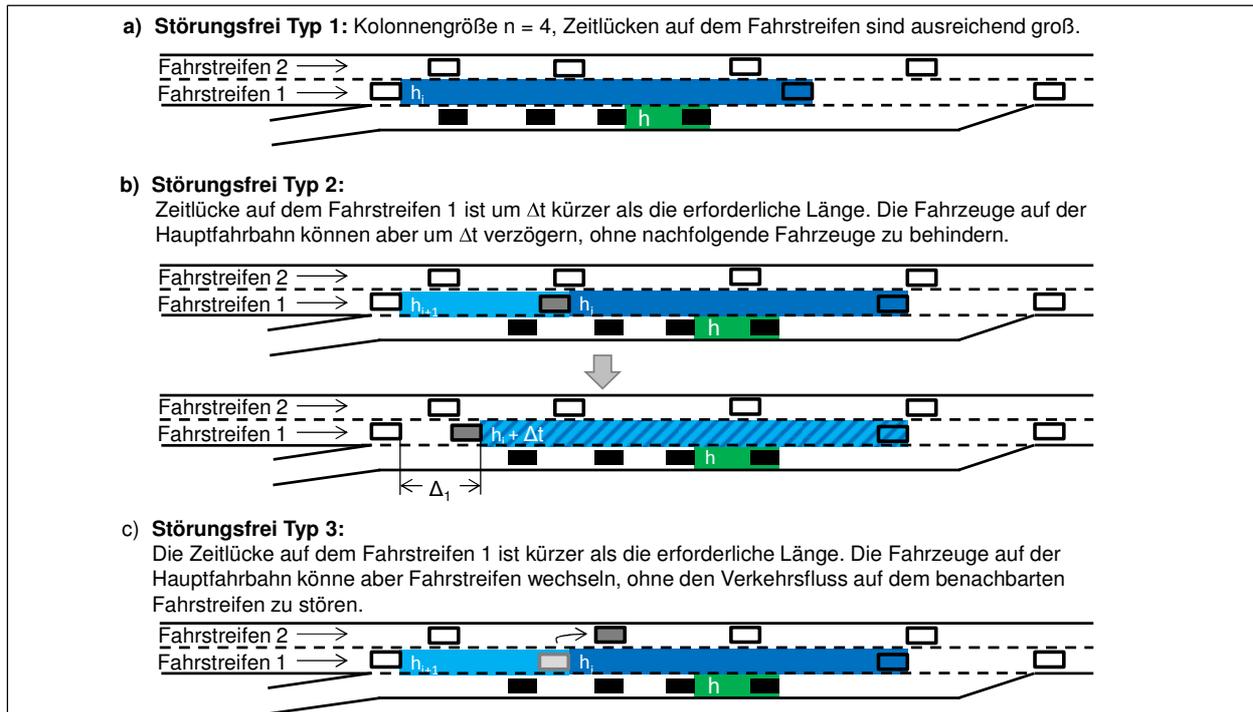


Bild 12: Drei unterschiedliche Fälle eines störungsfreien Einfädelungsvorganges nach WU (2006)

$$P_b = \Pr(t_1 + t_2 > B + \Delta_1) \cdot \Pr(t_1 \leq B) \quad (2-29)$$

Da die Wahrscheinlichkeit von $t_1 + t_2$ einer modifizierten Erlang-Verteilung entspricht, berechnet WU die Verteilungsfunktion $F_{t_1+t_2}(t)$ mit Gleichung (2-30).

$$F_{t_1+t_2}(t) = 1 - \alpha_1 e^{-2\lambda_1 \cdot (t - \Delta_1)} \cdot [1 + 2 \cdot \lambda_1 \cdot (t - \Delta_1)] \quad (2-30)$$

Zusammen mit Gleichung (2-13) ergibt sich als Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorganges für diesen Fall:

$$\begin{aligned} P_b &= \Pr(t^1 + t^2 > B + \Delta_1) \cdot \Pr(t^1 \leq B) \quad (2-31) \\ &= 1 - F_{t_1+t_2}(B + \Delta_1) \cdot F_t(B) \\ &= 1 - \alpha_1 e^{-2\lambda_1 \cdot B} \cdot (1 + 2 \cdot \lambda_1 \cdot B) \cdot (1 - \alpha_1 e^{-\lambda_1 \cdot (B - \Delta_1)}) \end{aligned}$$

Im Fall c) ist die Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn kleiner als benötigt, und das Fahrzeug auf der Hauptfahrbahn kann die Zeitlücke auch nicht durch Verzögerung vergrößern, aber dafür auf den nächsten Fahrstreifen ausweichen. In diesem Fall kann die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorganges wie folgt berechnet werden:

$$P_c = \Pr(t_1 < B) \cdot \Pr(t_1 + t < B) \cdot \Pr(t_2 > t_{c,2}) \quad (2-32)$$

Mit Gleichung (2-13) und (2-30) ergibt dies:

$$\begin{aligned} P_c &= \Pr(t_1 < B) \cdot \Pr(t_1 + t_2 < B) \cdot \Pr(t_2 > t_{c,2}) \quad (2-33) \\ &= (1 - \alpha_1 \cdot e^{-\lambda_1 \cdot (B - \Delta_1)}) \cdot \left[(1 - \alpha_1 \cdot e^{-2\lambda_1 \cdot B}) \cdot (1 + 2 \cdot \lambda_1 \cdot B) \right] \\ &\quad \cdot (\alpha_2 \cdot e^{-\lambda_2 \cdot (t_{c,2} - \Delta_2)}) \end{aligned}$$

Die gesamte Wahrscheinlichkeit, dass es zu keiner Störung kommt, beträgt damit:

$$P = P_a + P_b + P_c \quad (2-34)$$

Für die drei erwähnten Fälle kann die Kapazität implizit aus Gleichung (2-34) ermittelt werden. Die Kapazität ist eine Funktion der Verkehrsstärke in der Einfahrt und auf der Hauptfahrbahn sowie der Wahrscheinlichkeit, dass es zu keiner Störung kommt. Die Parameter müssen allerdings auf der Grundlage von empirischen Daten kalibriert werden.

In Bild 13 ist die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorganges P in Abhängigkeit vom Parameter B dargestellt. Dabei ist zu erkennen, dass die Wahrscheinlichkeit P umso geringer wird, je größer der Wert von B ist. Wenn keine Zuflussregelung vorhanden ist, kann von einer zufälligen Ankunfts-wahrscheinlichkeit der Fahrzeuge ausgegangen werden. Die Wahrscheinlichkeit P kann dann in Abhängigkeit von den Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und in der Einfahrt ermittelt werden (Bild 14). Die Kapazität der Hauptfahrbahn stromabwärts der Einfahrt liegt zwischen 2900 und 5000 Kfz/h, wenn $P = 0,8$ gesetzt wird.

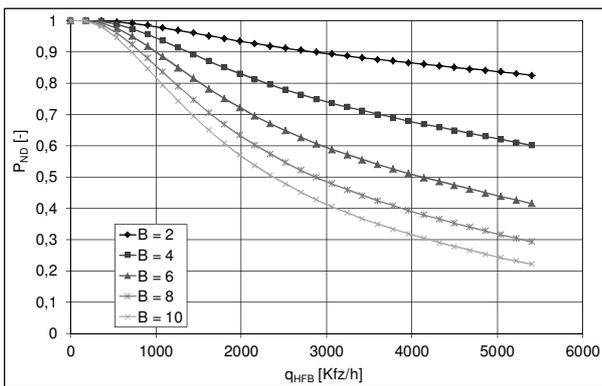


Bild 13: Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorganges auf einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn (WU, TIAN, 2003)

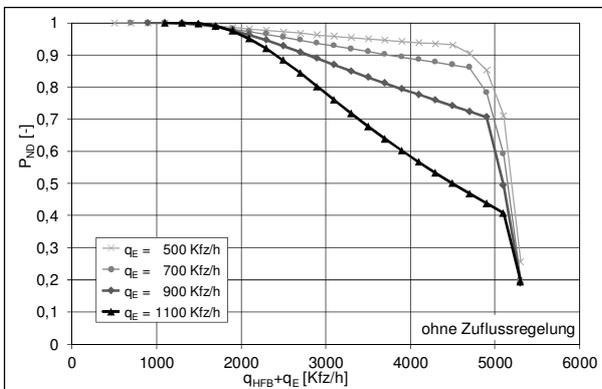


Bild 14: Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorganges auf einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn in Abhängigkeit von den Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und in der Einfahrt (WU, TIAN, 2003)

3 Datengrundlage

3.1 Empirische Erhebungen

3.1.1 Erhebungskonzept

Für die Analyse des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten unter besonderer Berücksichtigung des Schwerverkehrs werden Daten von Dauerzählstellen herangezogen, um eine möglichst breite Datengrundlage zu erhalten. Für die Untersuchung lagen Daten von Dauerzählstellen aus Hessen und Hamburg für das Jahr 2007 sowie aus Nordrhein-Westfalen für das Jahr 2010 vor. In der Regel handelte es sich bei den Erfassungseinrichtungen um TLS-Zählstellen, bei denen die Fahrzeugerkennung durch Induktionsdoppelschleifen erfolgt. Von den Rampen an planfreien Knotenpunkten in Nordrhein-Westfalen lagen allerdings teilweise Daten von Erfassungseinrichtungen mit nur einer einzelnen Induktionsschleife vor, an de-

nen ausschließlich Verkehrsstärken und Fahrzeugarten erfasst werden. Die Unterscheidung nach Fahrzeugarten ist bei diesen Messstellen relativ ungenau.

Auf der Grundlage der Daten von Dauerzählstellen wurden die folgenden makroskopischen Parameter des Verkehrsablaufs erfasst und ausgewertet:

- Verkehrsstärken und mittlere Geschwindigkeiten auf der Hauptfahrbahn,
- Verkehrsstärken in der Ein- bzw. Ausfahrt,
- q-v-Diagramm,
- Schwerverkehrsanteile,
- Fahrstreifenaufteilung.

Darüber hinaus wurden an geeigneten Untersuchungsstellen Messungen durchgeführt. Dabei wurden mikroskopische Parameter des Verkehrsablaufs mittels Video- und Radartechnik erfasst. Neben den oben genannten makroskopischen Parametern des Verkehrsablaufs wurden dabei folgende Größen ermittelt:

- Fahrstreifenwechselraten, getrennt nach Pkw und Schwerverkehrsfahrzeugen (SVFz),
- Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn, getrennt nach Fahrzeugfolgen (Pkw folgt auf Pkw, Pkw folgt auf SVFz, SVFz folgt auf Pkw, SVFz folgt auf SVFz),
- Geschwindigkeitsverteilung auf dem rechten Fahrstreifen.

Die Videotechnik wurde vor allem zur Erfassung des Fahrstreifenwechselverhaltens der Schwerverkehrsfahrzeuge im Bereich von Ein- und Ausfahrten sowie Verflechtungsstrecken eingesetzt. Im Rahmen der Auswertung wurden Fahrstreifenwechselraten im Bereich der Ein- und Ausfahrt ermittelt. Dies erfolgte anhand einer Einteilung des einsehbaren Streckenabschnitts in geeignete Unterabschnitte. Mit Hilfe von Seitenradargeräten wurden Zeitlücken- und Geschwindigkeitsverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn ermittelt. Von Interesse war dabei insbesondere die Veränderung der Zeitlückenverteilung auf dem rechten Fahrstreifen im Zulauf von Ausfahrten bzw. Zu- und Nachlauf von Einfahrten.

Darüber hinaus wurden an Einfahrten Grenzzeitlücken für den Einfahrtvorgang vom Einfädelungsstreifen auf die Hauptfahrbahn ermittelt. Dafür wurden angenommene und abgelehnte Zeitlücken erfasst und nach der Methode der Zeitlückentheorie ausgewertet.

3.1.2 Auswahl der Untersuchungsstellen

Der Schwerverkehrsanteil auf Bundesautobahnen liegt im Bereich der höchsten Verkehrsbelastungen üblicherweise in einer Größenordnung von ca. 5–15 %. Schwerverkehrsanteile von über 20 % treten bei hohen Gesamtverkehrsstärken kaum auf. Durch die prognostizierte Zunahme des Schwerverkehrs ist davon auszugehen, dass zukünftig auch bei hohen Verkehrsbelastungen deutlich höhere Schwerverkehrsanteile auftreten. Für die Auswahl der Untersuchungsstellen zur Analyse solcher Verkehrszustände wurden planfreie Knotenpunkte an Autobahnen in Nordrhein-Westfalen, Hessen und Hamburg systematisch hinsichtlich des Auftretens hoher Schwerverkehrsanteile untersucht. Allerdings können Verkehrssituationen mit sehr hohen Schwerverkehrsanteilen bei hoher Gesamtverkehrsbelastung derzeit noch nicht auf einer breiten empirischen Grundlage analysiert werden. Daher wurde für ausgewählte Untersuchungsstellen die Datengrundlage mittels mikroskopischer Verkehrsflusssimulationen erweitert, um auch diese Verkehrszustände an planfreien Knotenpunkten umfassend abzubilden.

Bei der Auswahl der Untersuchungsstellen wurde eine möglichst vollständige Einbeziehung der häufig

auftretenden Typen von Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsstrecken angestrebt. Voraussetzung für die Auswahl der Untersuchungsstellen war die Verfügbarkeit von Dauerzählstellen. Dabei sollten Zählstellen möglichst im unmittelbaren Vor- bzw. Nachlauf von Aus- und Einfahrten auf der Hauptfahrbahn sowie in den Verbindungsrampen vorhanden sein. Für die Durchführung von Video- und Radarmessungen wurden Untersuchungsstellen mit Brücken oder anderen geeigneten Messstandorten im Knotenpunktbereich gesucht.

Anhand der verfügbaren Dauerzählstellendaten wurde das Schwerverkehrsaufkommen auf der Hauptfahrbahn und in den Aus- und Einfahrten analysiert und als Kriterium in die Auswahl der Untersuchungsstellen einbezogen. Aufgrund der im Vergleich zu den Pkw längeren durchschnittlichen Fahrtstrecken der Schwerverkehrsfahrzeuge auf Autobahnen sind die Schwerverkehrsanteile in den Ein- und Ausfahrten üblicherweise geringer als auf der Hauptfahrbahn. Die Auswertung der Zählstellendaten ergab selbst in der Nähe von Häfen und Güterbahnhöfen nur relativ geringe Schwerverkehrsstärken in den Ein- und Ausfahrten. Hohe Schwerverkehrsstärken treten eher an Autobahnkreuzen und -dreiecken auf.

Nr.	BAB/ AS-Nr.	Knotenpunkt	Fahrtrichtung	Fahrestreifen HFB	Typ	Messung	Simulation	DTV [Kfz/d]	DTV _{SV} [Kfz/d]	SV- Anteil	DTV _{E/A} [Kfz/d]	DTV _{E/A,SV} [Kfz/d]	SV- Anteil
1	A 1/97	AS Burscheid	S	3	A 1			34566	5774	16,7 %	6972	1197	17,2 %
2	A 1/98	AK Leverkusen	S	3	VR 1	•	•	17055	2119	12,4 %	15955	2124	13,3 %
3	A 1/101	AK Köln-Nord	S	3/2	A 6	•	•	45757	5811	12,7 %	15728	1051	6,7 %
4	A 1/101	AK Köln-Nord	N	2/3	E 3	•	•	26303	5046	19,2 %	14345	715	5,0 %
5	A 2/1	AK Oberhausen	W	3	A 1		•	56077	9805	17,5 %	12269	6367*	51,9 %*
6	A 2/3	AS/AK Bottrop	W	3	A 1	•		54980	10796	19,6 %	-	-	-
7	A 2/8	AS Gelsenkirchen-Buer	O	3	E 1			39144	6448	16,5 %	6432	1322	20,6 %
8	A 3/14	AK Kaiserberg	N	3	A 4	•	•	52627	6255	11,9 %	16654	2893	17,4 %
9	A 3/14	AK Kaiserberg	S	3	E 5	•	•	53460	6540	12,2 %	11037	2178	19,7 %
10	A 3/17	AK Ratingen-Ost	N	3	A 2	•		46485	6275	13,5 %	17690	3651	20,6 %
11	A 3/22	AS Leverkusen-Opladen	N	3	E 1	•	•	52057	6287	12,1 %	4436	1215	27,4 %
12	A 3/43	AS Limburg-Süd	N	3	A 1			48173	8527	17,7 %	6878	413	6,0 %
13	A 3/43	AS Limburg-Süd	N	3	E 1			47038	8326	17,7 %	6128	441	7,2 %
14	A 5/3	AS Alsfeld-West	N	2	A 1		•	30528	6289	20,6 %	3465	234	6,8 %
15	A 5/3	AS Alsfeld-West	S	2	E 1		•	31416	6252	19,9 %	2240	216	9,6 %
16	A 7/25	AD Hamburg-Nordwest	N	3/2	A 5	•		43553	7749	17,8 %	31318	4388	14,0 %
17	A 7/25	AD Hamburg-Nordwest	S	2/3	E 5	•		74882	10899	14,6 %	12580	3469	27,6 %
18	A 43/17	AK Bochum	N	2	E 1	•		22314	2253	10,1 %	7059	953	13,5 %
19	A 57/14	AS Krefeld-Oppum	S	2	A 1			42964	5130	11,9 %	4829	329	6,8 %
20	A 61/109	AK Bliesheim	S	3	A 1			39927	8243	20,6 %	15424	2504	16,2 %
21	A 67/6	AK Darmstadt	S	2	E 4		•	24594	3321	13,5 %	8848	1219	13,8 %

*Schwerverkehrsstärke wird hier offensichtlich überschätzt

Tab. 4: Untersuchungsstellen

Als Untersuchungsstellen wurden die in Tab. 4 dargestellten Knotenpunktelemente ausgewählt. In der Übersicht werden zur Orientierung die DTV-Werte (Gesamtverkehr) der Hauptfahrbahn und der Ein- bzw. Ausfahrt ($DTV_{E/A}$) bzw. bei Verflechtungsstrecken der Ausfahrt angegeben. Zusätzlich wurden die jeweiligen Schwerverkehrsstärken aus den Dauerzählstellen ermittelt. Bei der Erfassung mit einfachen Induktionsschleifen kann es in den Rampen zu einer Fehleinschätzung der Schwerverkehrsstärke kommen.

Eine ausführliche Darstellung der Untersuchungsstellen einschließlich der erfassten Daten befindet sich im Anhang A.

3.1.3 Durchführung der Messungen

Die Messungen wurden überwiegend im Herbst 2011 durchgeführt. Die Messungen fanden durchgehend bei trockenem Wetter statt. Eine ausführliche Darstellung der Messergebnisse ist im Anhang B zu finden. Ort und Zeitpunkt der Messungen sowie die wichtigsten verkehrstechnischen Kenngrößen sind in Tab. 5 zusammengefasst. Detaillierte Angaben zu den einzelnen Messstellen sind in Kapitel 3.3 dargestellt.

3.2 Simulationen

3.2.1 Simulationsprogramm

Für die mikroskopische Simulation wurde das Programm BABSIM 2010 verwendet, mit dem der Verkehr auf Autobahnen nachgebildet werden kann. Das Programm BABSIM wurde an der Ruhr-Universität Bochum vom Lehrstuhl für Verkehrswesen und dem Lehrstuhl für Ingenieurinformatik im Bauwesen im Rahmen eines Forschungsauftrags der Bundesanstalt für Straßenwesen ent-

wickelt (BRILON et al., 2005; BRILON et al., 2007). Im Laufe der Entwicklung des Programms sind die in den RAA (2008) dargestellten Ein- und Ausfahrtstypen in das Programm eingegangen (BRILON et al., 2007). Das Programm wurde bereits in zahlreichen Anwendungen für die Nachbildung des Verkehrsablaufs auf Autobahnen und an planfreien Knotenpunkten umfassend kalibriert (u. a. BRILON, GEISTEFELDT, 2007; BRILON, BETZ, 2008).

In mikroskopischen Simulationsmodellen werden die Regeln der Interaktion zwischen Fahrzeugen durch Rechenalgorithmen in Verhaltensmodellen beschrieben. Bei dem Programm BABSIM handelt es sich um ein mikroskopisches Modell, bei dem das Verhalten der Fahrer-Fahrzeug-Elemente (FFE) von dem Fahrzeugfolgeverhalten, dem Fahrstreifenwechselmodell und dem Routenwahlmodell bestimmt wird.

Für das Routing, also die Überprüfung der Quelle-Ziel-Beziehung bei Initialisierung des Simulationsnetzes, wird für jedes Fahrzeug der kürzeste Weg zwischen Quelle und Ziel überprüft. Im Bereich von Knotenpunkten wird in BABSIM ein taktisches Fahrverhalten umgesetzt, das u. a. bewirkt, dass Fahrzeuge sich rechtzeitig einordnen und kurz vor der Ausfahrt nicht mehr überholen. Außerhalb von Knotenpunkten beschränkt sich die Modellierung des Fahrverhaltens auf die operationale Ebene. Für die Steuerung der Längsbewegung (Fahrzeugfolgemodell) wird das Modell nach WIEDEMANN (1974) und für das Querverhalten das Fahrstreifenwechselmodell nach SPARMANN (1978) verwendet.

Für das absichtsbasierte Verhaltensmodell werden in BABSIM verschiedene Teilbereiche definiert, die einer spezifischen Aufgabe oder Absicht zugeordnet sind (HARDING, 2007). Jede dieser Absichten gibt eine situationsabhängige Empfehlung für das

BAB	Untersuchungsstelle	Typ	Datum	Uhrzeit	Maximalwerte			Mittelwerte		
					$q_{HFB,o/u}$ [Kfz/h]	b_{SV}	$q_{E/A}$ [Kfz/h]	$q_{HFB,o/u}$ [Kfz/h]	b_{SV}	$q_{E/A}$ [Kfz/h]
A 1	AK Leverkusen	VR 1	28.07.2004	6:30–10:30	1416	25,5 %	1692	1156	13,2 %	1167
A 1	AK Köln-Nord	A 6	22.09.2011	8:00–11:00	4872	23,7 %	2112	3880	18,8 %	1632
A 1	AK Köln-Nord	E 3	22.09.2011	13:45–16:45	5376	19,4 %	2436	5376	14,7 %	1821
A 2	AS/AK Bottrop	A 1	29.09.2011	14:05–17:05	3804	28,6 %	1848	3202	20,9 %	1531
A 3	AK Ratingen-Ost	A 2	27.06.2011	6:15–9:15	6180	12,8 %	2544	5298	9,0 %	2172
A 3	AK Kaiserberg	A 4	20.09.2011	14:08–17:08	7848	21,4 %	-	6205	12,2 %	-
A 3	AK Kaiserberg	E 4	04.10.2011	7:45–10:45	5412	24,0 %	1548	4214	17,1 %	1055
A 3	AS Leverkusen-Opladen	E 1	19.09.2011	14:15–17:15	5292	21,3 %	516	3825	12,1 %	353
A 7	AD Hamburg-Nordwest	A 5	01.09.2011	14:30–17:30	6780	13,3 %	3168	5858	8,3 %	2584
A 7	AD Hamburg-Nordwest	E 5	02.09.2011	6:15–09:15	7572	15,4 %	3396	6542	11,2 %	2937
A 43	AK Bochum	E 1	15.09.2011	14:15–17:15	2832	23,4 %	1284	2298	14,6 %	984

Tab. 5: Übersicht der Messstellen und -zeiträume sowie ausgewählter verkehrstechnischer Kenngrößen

Fahrverhalten ab, z. B. Anpassung der Geschwindigkeit oder Wechsel des Fahrstreifens. Die Empfehlungen werden über eine Schnittstelle abgerufen und zu einer Resultierenden zusammengeführt. Weiterhin wurde ein Trägheitswert eingeführt, der ein Maß für die Zeit zwischen Absicht und Aktion darstellt. Über die Trägheit können die einzelnen Bereiche unterschiedlich gewichtet werden. Im Folgenden werden die einzelnen Absichten kurz beschrieben.

ABSTAND HALTEN: Das Modul regelt das Abstandverhalten zum Vorderfahrzeug auf dem eigenen Fahrstreifen. Es wird ein erweiterter psychophysischer Ansatz nach WIEDEMANN (1974) verwendet.

ÜBERHOLEN: Hier wird die Absicht eines Fahrstreifenwechsels nach links in Abhängigkeit vom Vorderfahrzeug abgebildet. Dabei werden eine Unterschreitung des angestrebten Folgeabstandes BX und die Relativgeschwindigkeit als Kriterien herangezogen. Weiterhin wurde ein Grenzwert kalibriert, der den Überholwunsch unterdrückt, wenn der linke Fahrstreifen in einer bestimmten Entfernung endet. Durch den Parameter „Ungehduld“ wird beim Unterschreiten einer Grenzgeschwindigkeit eine Abminderung der akzeptierten Zeitlücken auf dem links liegenden Fahrstreifen bewirkt. Dieser Parameter wird allerdings nur für Pkw überprüft.

RECHTSFAHRGEBOT: Das Rechtsfahrgebot regelt den Fahrstreifenwechsel nach rechts und verbietet das Rechtsvorbeifahren. Es wird das Modell von SPARMANN (1978) verwendet, das von einem Fahrstreifenwechselwunsch ausgeht, wenn das Vorderfahrzeug auf dem rechts angrenzenden Fahrstreifen nicht davon beeinflusst wird oder das nachfolgende Fahrzeug drängt. Bei Schwerverkehrsfahrzeugen wird zusätzlich der Wechselwunsch angeregt, wenn das Fahrzeug auf dem rechtsliegenden Fahrstreifen ein Pkw ist. Der Fahrstreifenwechselwunsch wird außerdem, analog zum Modul ÜBERHOLEN, unterdrückt, wenn der Fahrstreifen in einer bestimmten Entfernung endet.

SEITENABSTAND: Die Absicht gibt ein Votum für oder gegen den Fahrstreifenwechsel in Abhängigkeit von vorhandenen Fahrzeugen auf den benachbarten Fahrstreifen ab. Durch die Größe „Abminderung“ können die Zeitlücken z. B. im Bereich von Ein- und Ausfahrten reduziert werden, um einen Fahrstreifenwechsel zu erzwingen oder ein anderes Fahrzeug zu unterstützen. Der Parameter „Toleranzbereich“ gibt die mögliche Beeinträchtigung des hinteren Interaktionspartners auf dem links angrenzenden Fahrstreifen an.

ROUTE FOLGEN: Hier wird das Fahrverhalten der zugeordneten Route angepasst. Dabei werden bei jedem Simulationsschritt die Entfernung zur nächsten Verzweigung und die Anzahl der zu wechselnden Fahrstreifen überprüft. Das Fahrverhalten ändert sich, je näher das Fahrzeug der Verzweigung kommt.

UNTERSTÜTZEN: Das Modul steuert das kooperative Verhalten eines Fahrzeuges, wie z. B. das Verzögern zum Vergrößern einer Lücke, das Akzeptieren kleiner Folgeabstände oder Fahrstreifenwechsel als Assistenz an einer Einfahrt. Die Unterstützung kann von einem anderen Fahrzeug durch die Absicht ROUTE FOLGEN angefordert werden. Dieses wird dann unterstützt, bis es den Fahrstreifenwechsel durchgeführt hat.

Für die vorliegende Untersuchung war es notwendig, das Simulationsprogramm BABSIM hinsichtlich der Einstellmöglichkeiten für die Schwerverkehrsfahrzeuge zu erweitern. Eine Anpassung erfolgte dabei hinsichtlich der Eingabe der Verkehrsstärken. BABSIM bietet zwei Möglichkeiten, die Schwerverkehrsstärke anzugeben. Zum einen kann ein prozentualer Anteil der maximalen Verkehrsstärke verwendet werden, der eine konstante Schwerverkehrsstärke über den gesamten Simulationsverlauf definiert. Eine weitere Möglichkeit ist die Eingabe eines konstanten Schwerverkehrsanteils während der gesamten Simulation. Auch wenn letztere Möglichkeit dem Anwender mehr Genauigkeit bei der Nachbildung realer Verkehrsnetze bietet, so ist sie bei einer detaillierteren Untersuchung des Schwerverkehrs trotzdem nicht flexibel genug. Aus diesem Grund wurde BABSIM so erweitert, dass eigene Ganglinien für den Schwerverkehr angelegt werden können. Dies ermöglicht eine genauere Nachbildung von Messdaten und liefert realistischere Ergebnisse.

Eine weitere Anpassung betrifft die Einspeisung der Schwerverkehrsfahrzeuge an der Quelle im Simulationsnetz. In BABSIM werden Schwerverkehrsfahrzeuge im Vorlauf nur auf dem rechten Fahrstreifen eingesetzt. Das führt dazu, dass maximal ein Schwerverkehrsanteil von etwa 50 % an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn und 33 % an einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn simuliert werden kann. Schwerverkehrsanteile über den genannten Werten waren bislang für Simulationen kaum von Interesse. Für die vorliegende Untersuchung war es allerdings notwendig, auch höhere Schwerverkehrsanteile zu simulieren. BABSIM wurde daher so angepasst, dass Schwerverkehrsfahrzeuge bei der Vorgabe sehr hoher Schwerverkehrsanteile auch auf den linken Fahrstreifen einspeist werden.

3.2.2 Modellierung der Simulationsnetze

Die Simulationsnetze wurden anhand von Luftbildaufnahmen der Untersuchungsstellen modelliert. Die Lage der Querschnittsmessungen in der Simulation wurde an die Lage der Dauerzählstellen angepasst, um bei der Kalibrierung und Validierung eine möglichst genaue Anpassung der Simulationsergebnisse an die empirischen Daten gewährleisten zu können. Die Strecken wurden außerhalb des Knotenpunktbereichs so verlängert, dass die Stabilisierung des Verkehrsflusses an Einfahrten und das Einordnen der Fahrzeuge an Ausfahrten hinreichend abgebildet wurden. Zusätzlich wurde ein virtueller Vorlauf mit einer Länge von 1.000 m vorgesehen, um eine leichte Pulkbildung im Zulauf, die in der Realität durch die Streuung der Wunschgeschwindigkeiten eintritt, nachzubilden.

3.2.3 Kalibrierung und Validierung

Die Kalibrierung des Simulationsprogramms erfolgt anhand der Daten aus Messungen und Daten aus Dauerzählstellen. In den „Hinweisen zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation“ (FGSV, 2006) wird als Maß zur Beurteilung der Güte der RMS-Fehler herangezogen. Für die Betrachtung planfreier Knotenpunkte wird die Fahrstreifenaufteilung als Zielgröße empfohlen. Die maximale Abweichung vom Mittelwert, die mittels des prozentualen RMS-Fehlers bestimmt werden kann, beträgt 5 %.

Die Gleichung zur Ermittlung des prozentualen RMS-Fehlers (RMSPE) lautet:

$$\text{RMSPE} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{n=1}^N \left(\frac{x_n^{\text{sim}} - x_n^{\text{obs}}}{x_n^{\text{obs}}} \right)^2} \quad (3-1)$$

mit

x_n^{sim} ausgewählte Auswertegrößen des Modells in der Simulation

x_n^{obs} ausgewählte Auswertegrößen des Modells aus der Empirie

Bei der Durchführung erster Simulationen wurde deutlich, dass mit den Standardparametern von BABSIM das Fahrverhalten des Schwerverkehrs bei hohen Schwerverkehrsanteilen nicht mehr realistisch nachgebildet werden kann. Beispielsweise hat die Standardeinstellung des Parameters „TraegheitUeberholen“ für den Fahrstreifenwechsel vom rechten Fahrstreifen auf den links angrenzenden Fahrstreifen den Wert 1,0. Dies führt dazu, dass die Fahrstreifenwechsel von allen Fahrzeugen relativ schnell ausgeführt werden, wenn sie

sich einem langsameren Fahrzeug vor ihnen nähern. Während dieses Verhalten für Pkw als realistisch anzusehen ist, führt es bei Schwerverkehrsfahrzeugen zu einer erhöhten Anzahl von Fahrstreifenwechseln, die den Verkehrsablauf – gerade bei hohen Schwerverkehrsstärken – maßgeblich beeinflusst und sogar Rückstaus verursachen kann. Weitere Unterschiede im Fahrverhalten betreffen nicht nur die Parameter für das Fahrstreifenwechselverhalten, sondern auch andere Parametereinstellungen in BABSIM.

Für das weitere Vorgehen war eine genauere Abbildung des Fahrverhaltens des Schwerverkehrs in BABSIM nötig, um auch belastbare Ergebnisse für Simulationen mit einem hohen Schwerverkehrsanteil zu erhalten. BABSIM wurde daher dahingehend angepasst, dass die Parameter getrennt für Pkw und Schwerverkehr einstellbar sind. Als Ausgangswerte der Parametereinstellung für die ausstehende Kalibrierung der Simulationsnetze für die einzelnen Untersuchungsstellen werden die in Tab. 6 angegebenen Werte angesetzt. Aus vorhergehenden Untersuchungen (u. a. SCHNÜLL, 2000; FRIEDRICH et. al., 2008; BRILON und GEISTEFELDT, 2007) geht hervor, dass Schwerverkehrsfahrzeuge sich größtenteils früher einordnen als Pkw. Parameter, die das Verhalten des Schwerverkehrs bezüglich des Einordnens steuern, müssen dementsprechend angepasst werden. Während der Messungen konnte außerdem beobachtet werden, dass Schwerverkehrsfahrzeuge nach einem Fahrstreifenwechsel meist sehr früh, teilweise mit Hilfestellung des überholten Schwerverkehrsfahrzeugs, wieder einscheren. Für die Nachbildung dieses Effekts in der Simulation wurde der Wert des Parameters „TraegheitRechtsfahrgebot“ für den Schwerverkehr deutlich erhöht. Der Parameter „TraegheitUeberholen“ wurde für Schwerverkehrsfahrzeuge deutlich verringert und entspricht nun dem Wert der Pkw für den Fahrstreifenwechsel vom zweiten auf den dritten Fahrstreifen. Erste Simulationen der Anschlussstelle Leverkusen-Opladen mit einem Schwerverkehrsanteil $b_{SV} = 10\%$ ergaben mit diesen Einstellungen gute Übereinstimmungen und bei einer Kalibrierung über die mittlere Pkw-Geschwindigkeit einen prozentualen RMS-Fehler unter 5 %.

In den USA veröffentlichte COHEN (2004) eine Untersuchung, bei der für das Fahrstreifenwechselmodell im Mikrosimulationsprogramm FRESIM eine neue Prozedur implementiert wurde, die als Relaxation bezeichnet wird. Relaxation heißt, dass ein Fahrzeug nach einem Fahrstreifenwechsel – ebenso wie sein neuer Nachfolger – über einen Zeitraum von 20 Sekunden und mehr einen sehr

Standardparameter	Pkw	SVFz	Bemerkungen
WIEDEMANN			
Zeitluecke	0,55	0,55	
Troedelwahrscheinlichkeit	1	1	
Troedelzeit	3,0	3,0	
ABSTAND HALTEN			
TraegheitAbstandHalten	1,0	1,0	
RECHTSFAHRGEBOT			
TraegheitRechtsfahrgebot	0,1	1	SVFz wechselt nach dem Überholen schneller auf FS 1
DistanzFahrstreifensubtraktion	500,0	1000,0	Bewirkt ein früheres Einordnen vor Ein- und Ausfahrten
ToleranzGeschwindigkeit	60,0	60,0	
ToleranzRelativgeschwindigkeit	5,0	5,0	
ROUTE FOLGEN			
TraegheitRouteFolgen	0,5	0,5	
DistanzNormierung	600,0	1000,0	Der Fahrstreifenwechsel der SVFz wird früher vorbereitet
InteraktionsschwelleLinks	500,0	1000,0	
InteraktionsschwelleRechts	500,0	500,0	
Komfordistanz	1000,0	1000,0	
KritischeZeitlueckeLinks	5,0	5,0	
KritischeZeitlueckeRechts	3,0	3,0	
UnterstuetzungsSchwelle	500,0	500,0	
SEITENABSTAND			
MinTC	2,0	3,0	Erhöhung der minimalen und maximalen Zeitlücken, die das Wechselverhalten beeinflussen
MaxTC	4,0	5,0	
ToleranzHintenLinks	2,5	2,5	
UEBERHOLEN			
TraegheitUeberholen	1,0	0,1	Erhöhung der Trägheit für die Fahrstreifenwechsel der SVFz
TraegheitUeberholenFahrstreifen1	0,1	X	Diese Parameter haben nur Einfluss auf das Fahrverhalten der Pkw.
TraegheitUeberholenFahrstreifen2	0,05		
DistanzFahrstreifeneinzug	500,0		
Ungeduld	20,0		
UNTERSTUETZEN			
TraegheitUnterstuetzen	1,0	0,5	Verminderung, Relevanz für Einfädelungsvorgang, konstantere Geschwindigkeit des SV
MinimalGeschwindigkeit	15,0	15,0	
MaximaleBremsverzoeigerung	-1,0	-1,0	

Tab. 6: Standardparameter in BABSIM differenziert nach Pkw und SVFz (grau hinterlegt sind Werte, die bei Pkw und SVFz gleich sind)

kurzen Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug einhält, der dann langsam wieder dem Normalzustand angepasst wird. COHEN beobachtete dabei, dass weder das wechselnde Fahrzeug noch das neue Folgefahrzeug die Geschwindigkeit signifikant reduzierten. DAAMEN et. al. (2010) konnten in einer Studie über das Einfädelungsverhalten an Autobahneinfahrten in den Niederlanden bestätigen, dass sehr kleine Folgeabstände an der Anschlussstelle akzeptiert werden, die über die Zeit wieder wachsen, also eine Relaxation stattfindet. Eine Implementierung des Relaxationsverhaltens in das Simulationsmodell ist sehr aufwendig. Eine Möglichkeit, ein neues Fahrstreifenwechselmodell zu umgehen, stellt die Definition von Streckenabschnitten am untersuchten Teilknotenpunktelement mit anderen Parametersätzen dar, in denen kürzere Folgeabstände akzeptiert werden. Mit Hilfe verschiedener Parametersätze, insbesondere im Ein-

fädelungsbereich von Einfahrten, konnten bessere Ergebnisse bei der Kalibrierung erreicht werden. In den Skizzen der Simulationsnetze in Kapitel 3.3 sind die Bereiche mit unterschiedlichen Parametersätzen gekennzeichnet.

Für die Kalibrierung und Validierung eines Simulationsmodells werden zwei Datensätze benötigt. In den Simulationen werden bei den späteren Szenarien die Schwerverkehrsanteile variiert. Für die vorliegende Untersuchung wurde daher für jede Untersuchungsstelle anhand des q - b_{SV} -Diagramms (siehe Anhang A) analysiert, wie hoch die Schwerverkehrsanteile sind, die bei den höchsten Belastungen auftreten. Der erste Datensatz für die Kalibrierung besteht aus q - v -Daten mit geringerem Schwerverkehrsanteil (meist $b_{SV} = 10\%$) und der Datensatz zur Validierung aus q - v -Daten mit höherem Schwerverkehrsanteil (meist $b_{SV} = 15\%$).

Durch dieses Vorgehen wird die Veränderung des q-v-Diagramms durch den Schwerverkehr mit abgebildet. Die Berechnung des RMSPE erfolgt anhand der mittleren Pkw-Geschwindigkeiten. Dafür wird an die beiden empirischen Datensätze das im HBS (2015) verwendete Verkehrsflussmodell nach Gleichung (2-7) angepasst. Im Ergebnis liegen zwei Sätze von Parametern des Verkehrsflussmodells für Schwerverkehrsanteile von 10 und 15 % vor. Für die Kalibrierung und Validierung wird die Abweichung der in der Simulation erzeugten q-v-Datenpaare vom zugehörigen empirischen q-v-Diagramm anhand des RMSPE berechnet.

Durch die Funktion des Verkehrsflussmodells wird die Verringerung der Pkw-Geschwindigkeiten bei zunehmenden Verkehrsstärken abgebildet. Die Kalibrierung der maximalen Verkehrsstärken wäre mit den Datensätzen aus Kalibrierung und Validierung nicht aussagekräftig, da im Bereich der maximalen Verkehrsstärken meist ein typischer Schwerverkehrsanteil vorliegt. Dadurch sind die Daten mit maximalen Verkehrsstärken nicht in beiden Datensätzen gleichermaßen vorhanden. Die Kalibrierung der maximalen Verkehrsstärke wird daher manuell anhand der Gestalt der Punktwolke vorgenommen. Bis auf eine Untersuchungsstelle konnte bei jeder Kalibrierung und Validierung das nach FGSV (2006) empfohlene Fehlermaß von 5 % eingehalten werden (siehe Tab. 7). Die Ausnahme betrifft die Simulation der Anschlussstelle Alsfeld-West im Zuge der Autobahn A 5, da hier schon in den empirischen Daten eine hohe Streuung der Geschwindigkeiten vorlag, die durch die Modellfunktion nur unzureichend dargestellt werden kann. Der RMSPE liegt hier bei 6,1 % für die Kalibrierung und 6,8 % für die Validierung.

In Kapitel 3.3 werden die einzelnen Simulations-

modelle beschrieben.

3.2.4 Bewertung des Verkehrsablaufs in der Simulation

Die Simulationsrechnungen erfolgten im Wesentlichen mit dem Ziel, den Einfluss von Schwerverkehrsfahrzeugen im Fahrzeugkollektiv auf die Kapazität von Elementen planfreier Knotenpunkte zu ermitteln. Dazu wurden die in der Simulation aufgetretenen Zusammenbrüche des Verkehrsflusses ausgewertet. Bei hohen Verkehrsstärken können kleine Störungen des Verkehrsflusses an Knotenpunkten, z. B. durch ein- oder ausfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge oder Fahrzeugpuls, einen Zusammenbruch des Verkehrsflusses verursachen. Dadurch ist eine große Streuung innerhalb der Ergebnisse eines Szenarios möglich. Die erforderliche Anzahl der Simulationsläufe wird nach FGSV (2006) anhand der Student-Verteilung ermittelt. Unter der Annahme einer Standardabweichung der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch von 250 Pkw-E/h und einer angestrebten Genauigkeit der Ergebnisse von 150 Pkw-E/h bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 95\%$ sind $n = 9,1$ Simulationsläufe erforderlich. Für jedes Szenario wurden daher zehn Simulationsläufe durchgeführt. Eine Überprüfung der Streuung der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch nach Abschluss der Simulationsrechnungen ergab eine mittlere Standardabweichung von 232,5 Pkw-E/h über alle 112 simulierten Szenarien. In rund 60 % der Szenarien ist die Standardabweichung der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch kleiner als der für die Schätzung der erforderlichen Simulationsläufe angenommene Wert von 250 Pkw-E/h.

Einem Simulationslauf liegt eine dreistündige Ganglinie zugrunde, bei der die Verkehrsstärke bis zur zweiten Stunde gesteigert wird und anschlie-

BAB	Untersuchungsstelle	Elementtyp	RMSPE	
			Kalibrierung	Validierung
A 1	AK Leverkusen	VR 1	3,7 %	4,6 %
A 1	AK Köln-Nord	E 3	4,1 %	3,7 %
A 1	AK Köln-Nord	A 6	2,1 %	4,3 %
A 2	AS Bottrop	A 1	3,6 %	2,7 %
A 2	AK Oberhausen	A 1	2,5 %	3,6 %
A 3	AK Kaiserberg	E 5	3,9 %	4,1 %
A 3	AK Kaiserberg	A 4	3,7 %	4,6 %
A 3	AS Leverkusen-Opladen	E 1	2,7 %	4,9 %
A 5	AS Alsfeld-West	A 1 und E 1	6,1 %	6,8 %
A 67	AK Darmstadt	E 4	4,6 %	3,3 %

Tab. 7: Fehlermaße (RMSPE) bei der Kalibrierung und Validierung der Simulationsmodelle der Untersuchungsstellen

ßend wieder auf den Ausgangswert zurückgeht. Die Bandbreite der eingespeisten Verkehrsstärken liegt im Bereich von ca. 50 % bis 110 % der Kapazität nach HBS (2015). Die Simulationsläufe werden in 5-Minuten-Intervallen ausgewertet. Bei jedem Simulationslauf wird ein Zusammenbruch identifiziert. Als Kriterium für einen Zusammenbruch gilt das Unterschreiten einer Grenzggeschwindigkeit mit einer Geschwindigkeitsdifferenz von 10 km/h zum vorherigen 5-Minuten-Intervall. Die Grenzggeschwindigkeit wird für jede Untersuchungsstelle anhand der empirischen Daten festgelegt und liegt bei 80 km/h bei Untersuchungsstellen ohne Geschwindigkeitsbeschränkung und 70 km/h bei Untersuchungsstellen mit Geschwindigkeitsbeschränkung. Für die Untersuchung der Verflechtungsstrecke am AK Leverkusen wurde eine Grenzggeschwindigkeit von 40 km/h in der Rampe festgelegt. Ausschlaggebend für die Festlegung der Grenzggeschwindigkeit war die Grenze zwischen den Wertepaaren des fließenden und des gestauten Verkehrs im q-v-Diagramm.

Der Mittelwert der in den Simulationsläufen ermittelten Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch dient als Anhaltspunkt für die Ermittlung der Kapazität von planfreien Knotenpunkten unter dem Einfluss des Schwerverkehrs. Nach GEISTEFELDT (2013) kann der Mittelwert der Verkehrsstärke vor dem Zusammenbruch in 5-Minuten-Intervallen als Schätzwert der deterministischen Kapazität in Stunden-Intervallen angesehen werden.

Für jede Untersuchungsstelle wurden Simulationen mit Schwerverkehrsanteilen von 10, 20, 30 und 40 % durchgeführt. Außerdem wurden verschiedene Ein- bzw. Ausfahrverkehrsstärken simuliert, die einer niedrigeren, mittleren und hohen Belastung der Ausfahrt entsprechen. Beim Ausfahrtstyp A 6 mit Fahrstreifenubtraktion und dem Einfahrtstyp E 3 mit Fahrstreifenaddition wurde nur eine mittlere Belastung simuliert, da bei den anderen Szenarien die stromabwärts liegenden Querschnitte den Engpass darstellen.

3.3 Untersuchungsstellen

3.3.1 AK Leverkusen

Die Untersuchung des Verflechtungstyps VR 1 in Rampen erfolgte anhand einer erneuten Auswertung von vorhandenen Videoaufzeichnungen der Autobahn A 1 am AK Leverkusen in Fahrtrichtung Süd.

Die Messung fand am 28.07.2004 im Zeitraum von 06:30 bis 10:30 Uhr statt. Der unten liegende Verflechtungsbereich wurde mit Hilfe von drei Videokameras erfasst (Bild 15). Die Messung wurde bereits in BRILON, BETZ (2008) beschrieben. Für das vorliegende Projekt sind besonders die hohen Schwerverkehrsanteile in der Verflechtungsstrecke von Interesse. Für die Simulation war nur ein Parametersatz erforderlich. Die Anpassung der Geschwindigkeiten in den Rampen hatte hier einen großen Einfluss auf das Gelingen der Kalibrierung und Validierung.

3.3.2 AK Köln-Nord

Das Autobahnkreuz Köln-Nord verbindet die Autobahnen A 1 und A 57. Betrachtet wurden die Ein- und Ausfahrt in der östlichen Zufahrt des Kreuzes an der A 1, bei denen jeweils ein Fahrstreifen addiert bzw. subtrahiert wird (Typ E 3 bzw. A 6). Der Verkehrsablauf wurde von mehreren Brücken aus erfasst. Der Messaufbau ist schematisch in Bild 16 dargestellt. Die Messungen wurden am 23.09.2011 durchgeführt. Die Daten wurden für die Ausfahrt im Zeitraum von 08:00 bis 11:00 Uhr und für die Einfahrt im Zeitraum von 13:45 bis 16:45 Uhr erhoben. Es konnten sehr hohe Verkehrsstärken in der Ein- und Ausfahrt beobachtet werden, während die Verkehrsstärke des durchfahrenden Verkehrsstroms auf der Hauptfahrbahn eher gering war.

Bei der Ausfahrt konnte beobachtet werden, dass sich durchfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge bereits 600 m vor der Fahrstreifenubtraktion größtenteils auf dem mittleren Fahrstreifen befanden. Das Wechseln vom mittleren auf den rechten

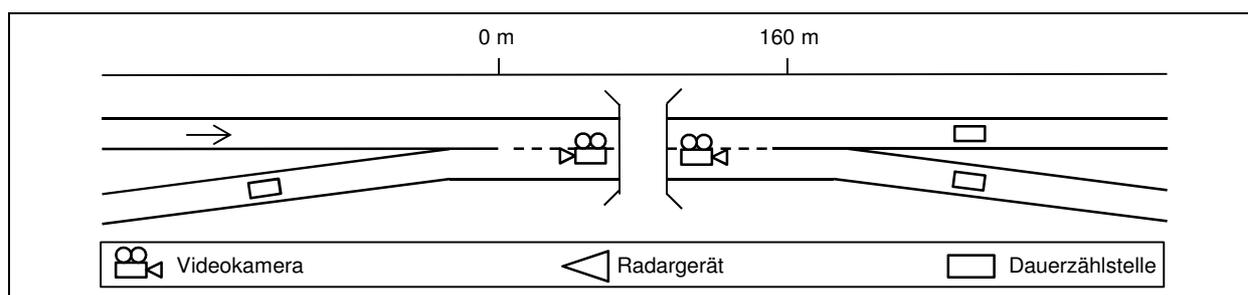


Bild 15: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AK Leverkusen

Fahrstreifen hinter der Einfahrt fand im Allgemeinen direkt nach dem Ende der einseitigen Fahrstreifenbegrenzung statt. Während der Messung an der Ausfahrt konnte in der Zeit von 08:35 bis 08:50 Uhr ein Rückstau in der Ausfahrt beobachtet werden. In der Simulation der Ausfahrt vom Typ A 6 sollte insbesondere überprüft werden, ob sich die Fahrstreifenwechsel der durchfahrenden Schwerverkehrsfahrzeuge vom rechten auf den mittleren Fahrstreifen negativ auf den Verkehrsablauf und damit auf die Kapazität der Aus-

fahrt auswirken. Für die Kalibrierung und Validierung des Simulationsnetzes waren vier Parametersätze erforderlich (Bild 17).

Stromaufwärts der Einfahrt ist eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf 100 km/h angeordnet. Im Bereich der Einfahrt wird die Geschwindigkeitsbeschränkung auf 120 km/h angehoben. Für die Modellierung der Einfahrt waren daher jeweils ein Parametersatz für die Einfahrt und ein Parametersatz für den auf 100 km/h beschränkten Bereich notwendig (Bild 18).

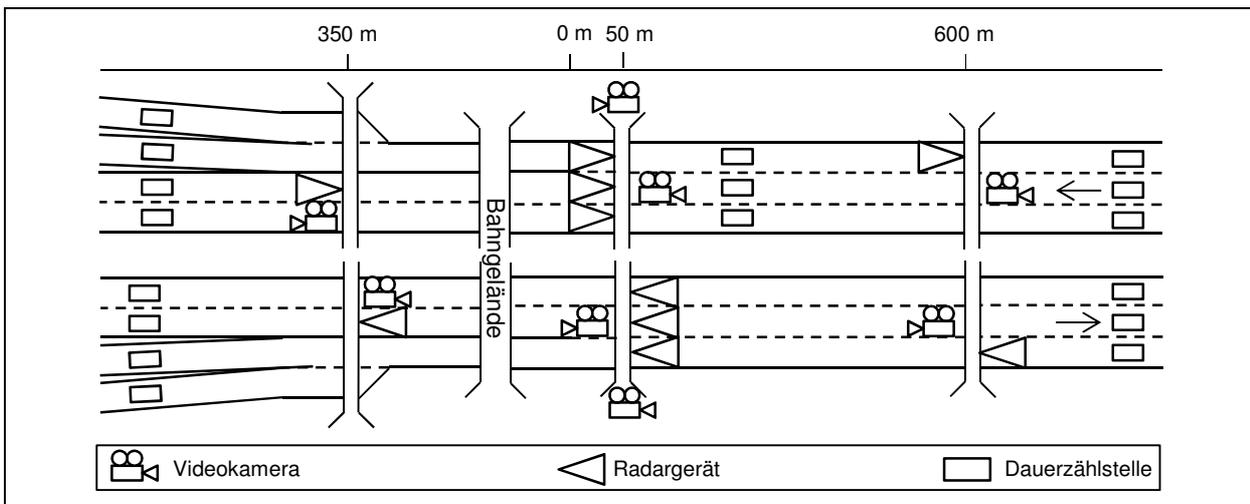


Bild 16: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord

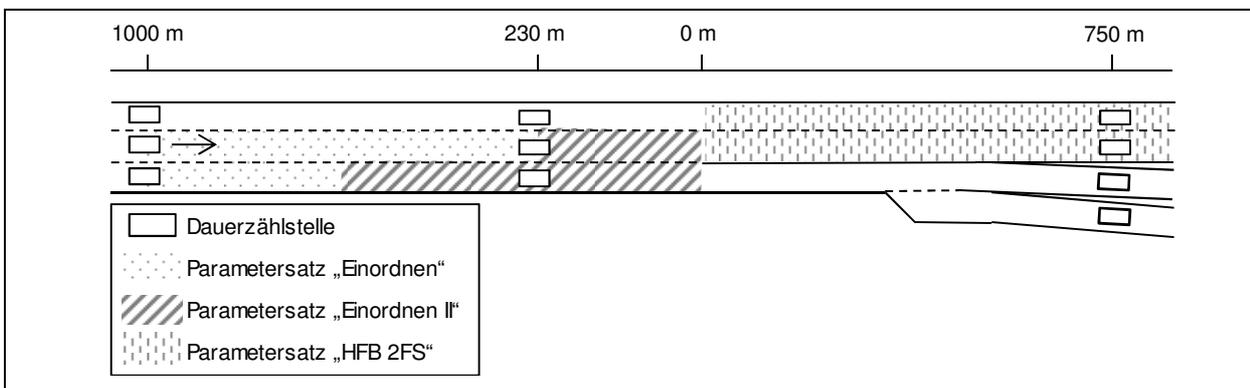


Bild 17: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord, Ausfahrttyp A 6

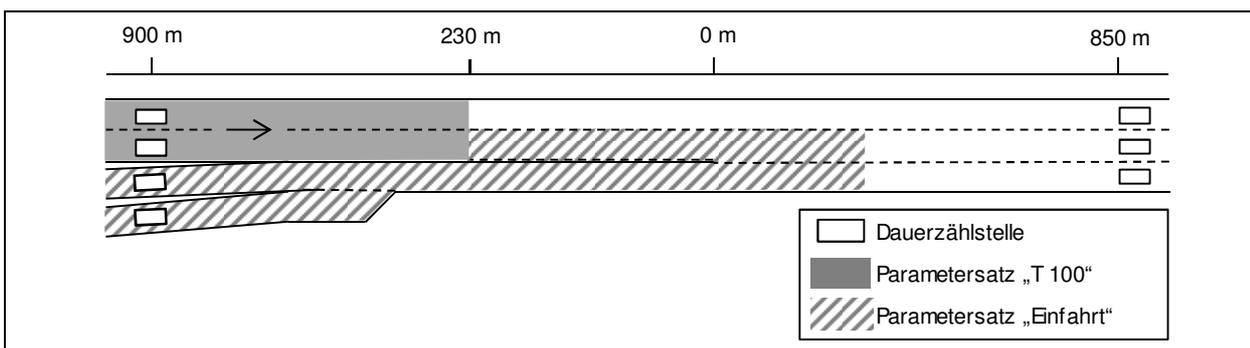


Bild 18: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord, Einfahrttyp E 3

3.3.3 AS/AK Bottrop

An der Autobahn A 2 werden die Anschlussstelle und das Autobahnkreuz Bottrop in Fahrtrichtung Osten über eine gemeinsame Verteilerfahrbahn mit einer Ausfahrt des Typs A 1 bedient. In der Ausfahrt sind keine Dauerzählstellen vorhanden. Die Ausfahrt wurde dennoch als Untersuchungsstelle einbezogen, da mehrere Brücken vor und hinter der Ausfahrt für die Erfassung des rechten Fahrstreifens vorhanden sind und von hohen ausfahrenden Verkehrsstärken ausgegangen werden konnte. Die Brücken vor der Ausfahrt wurden genutzt, um die Zeitlücken und Geschwindigkeiten auf dem rechten Fahrstreifen mit Hilfe von Seitenradargeräten an vier Querschnitten zu erfassen. Zusätzlich wurden Videokameras eingesetzt, um die Fahrstreifenwechsel zu analysieren und die Daten, die mit Hilfe des Seitenradars generiert werden, zu ergänzen (siehe Bild 19). Die Messung wurde am 29.09.2011 im Zeitraum von 14:05 bis 17:05 Uhr durchgeführt. Die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Ausfahrt lag im Bereich von etwa 2600 Kfz/h bis 3800 Kfz/h.

Die Verkehrsstärke in der Ausfahrt war über den gesamten Messzeitraum recht konstant und schwankte um einen Wert von ca. 1500 Kfz/h mit

einem durchschnittlichen Schwerverkehrsanteil von 23 %. Ein Verkehrszusammenbruch konnte nicht beobachtet werden.

Die Kalibrierung und Validierung wurde hier anhand der Dauerzählstellen und der Daten aus der Verkehrsmessung durchgeführt. Für die Abbildung des bei der Verkehrsmessung erfassten Zustands musste im Simulationsmodell ein weiterer Parametersatz „Ausfahrt“ eingefügt werden, bei dem der Parameter „Zeitlücke“ verringert und der Parameter „Trödelwahrscheinlichkeit“ auf 1,0 erhöht wurde. Zudem wurde ein weiterer Parametersatz „Einordnen“ eingesetzt, um den ansonsten in der Simulation recht kleinen Bereich des Einordnens der ausfahrenden Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen zu verlängern, damit sich die wechselnden Fahrzeuge nicht gegenseitig behindern (Bild 20).

3.3.4 AK Kaiserberg

Das Autobahnkreuz Kaiserberg verknüpft die Autobahn A 3 mit der A 40. Die Einfahrt von der Autobahn A 40 auf die A 3 in Fahrtrichtung Süd ist nach Typ E 5 gestaltet, die Ausfahrt von der Autobahn A 3 in Fahrtrichtung Nord nach Typ A 4. Der Messaufbau ist schematisch in Bild 21 dargestellt.

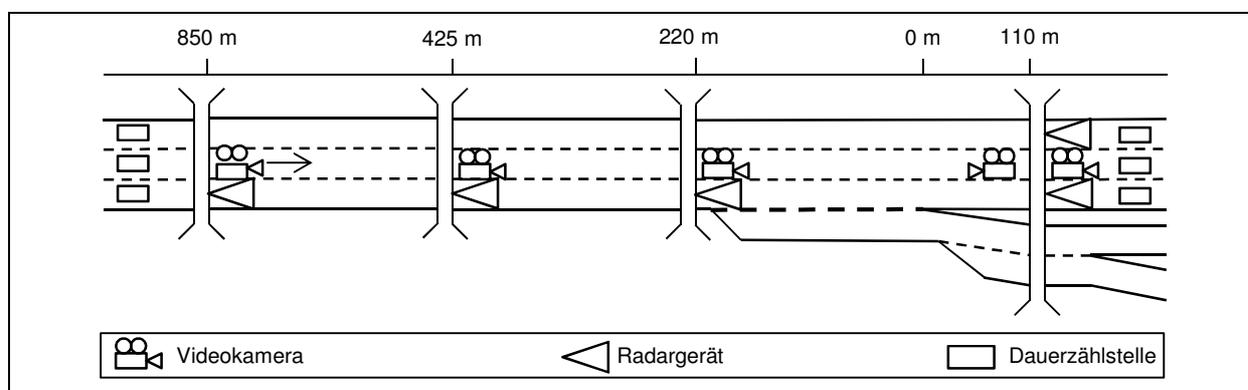


Bild 19: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop

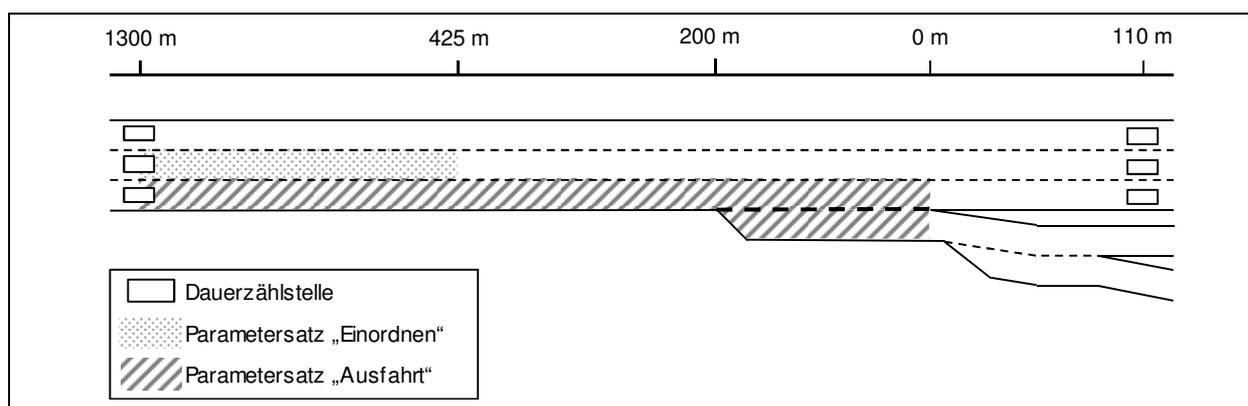


Bild 20: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1

Der Verkehrsablauf in der Einfahrt wurde am 04.10.2011 in der Zeit von 07:45 Uhr bis 11:45 Uhr erfasst. Es konnten mehrere kurze Geschwindigkeitseinbrüche um 08:20, 08:50 und 09:15 Uhr beobachtet werden. Die Verkehrsstärken am Messquerschnitt lagen im Bereich von etwa 2700 Kfz/h im gestauten Verkehr bis 5400 Kfz/h vor einem Zusammenbruch. Die Einfahrt war mit einer Verkehrsstärke zwischen 800 und 1500 Kfz/h eher schwach belastet. Die Messung zur Erfassung des Verkehrsablaufs an der Ausfahrt wurde am 20.09.2011 im Zeitraum zwischen 14:00 und 17:00 Uhr durchgeführt. Die Kalibrierung der Seitenradargeräte an dem vierstreifigen Querschnitt stellte sich als aufwändig heraus, da vor allem die Schwerverkehrsfahrzeuge teilweise von zwei Seitenradargeräten gleichzeitig erfasst wurden. Für die Simulation der Ausfahrt war ein Parametersatz ausreichend. Für die Simulation der Einfahrt waren zwei zusätzliche Parametersätze im Einfahrtbereich erforderlich (vgl. Bild 22), um das Fahrstreifenwechselverhalten der Schwerverkehrsfahrzeuge auf den rechten Fahrstreifen besser abzubilden.

3.3.5 AK Ratingen-Ost

Am Autobahnkreuz Ratingen-Ost wird die Autobahn A 44 mit der A 3 verknüpft. Von der Autobahn A 3 in Fahrtrichtung Nord werden die zur A 44 ausfahrenden Fahrzeuge über eine Ausfahrt des Typs A 2 geführt. Für die Messungen wurden Videokameras auf einer Brücke über der Ausfahrt sowie einer Brücke hinter der Ausfahrt angeordnet (Bild 23). Die Messung wurde am 27.06.2011 im Zeitraum von 06:15 bis 09:15 Uhr durchgeführt. Die Auswertung erfolgte für den Zeitraum von 07:20 bis 09:00 Uhr, da hier die höchsten Verkehrsstärken ohne einen Verkehrszusammenbruch beobachtet wurden. Die Verkehrsstärken vor der Ausfahrt lagen im Bereich von 4000 bis 6200 Kfz/h. Die Ausfahrt war mit Verkehrsstärken zwischen 1600 und 2500 Kfz/h hoch belastet.

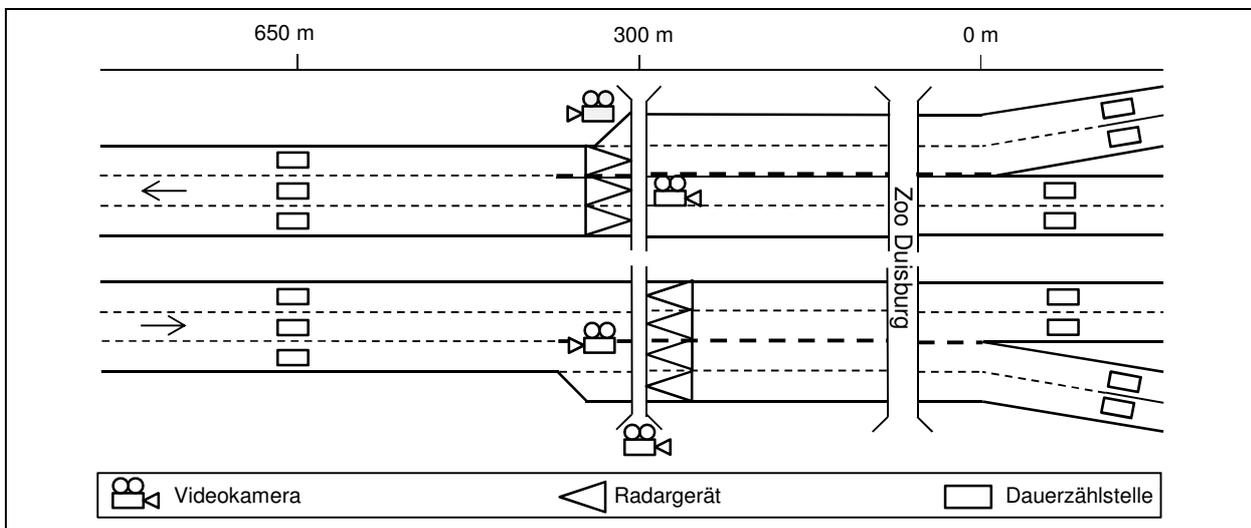


Bild 21: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AK Kaiserberg

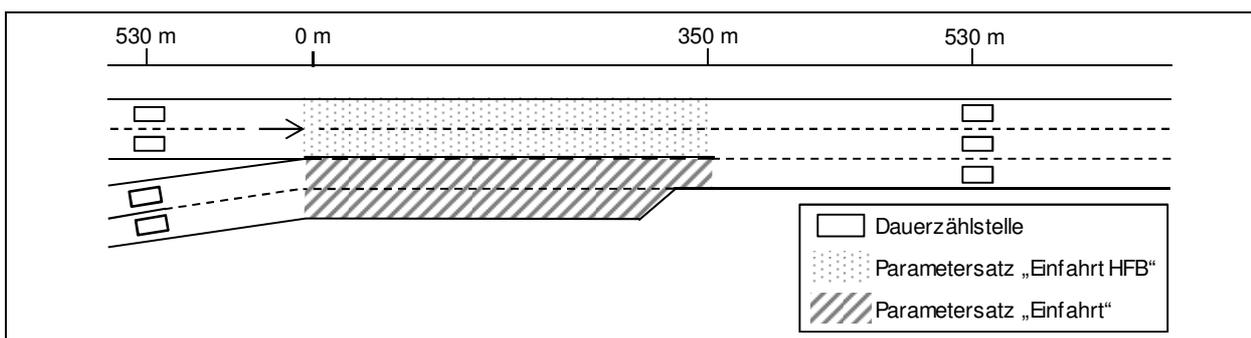


Bild 22: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Einfahrtstyp E 5

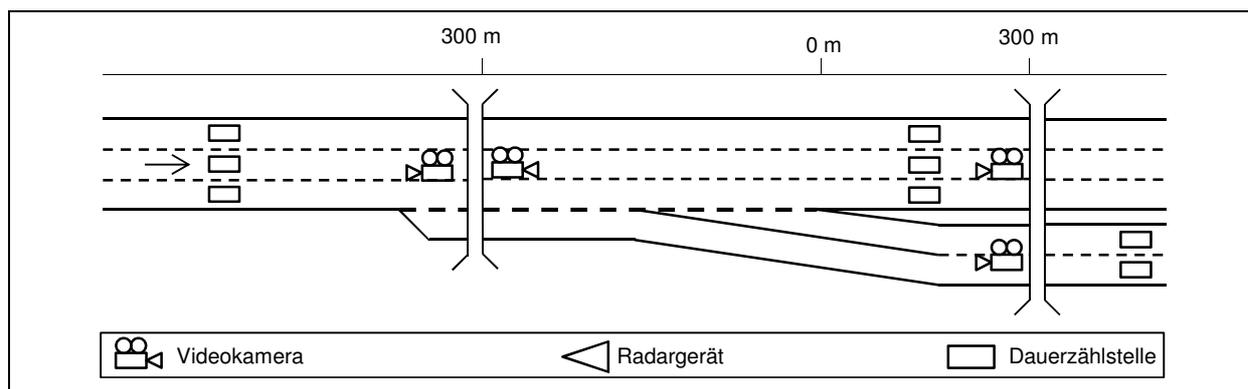


Bild 23: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AK Ratingen-Ost

3.3.6 AS Leverkusen-Opladen

Die Anschlussstelle Leverkusen-Opladen liegt direkt nördlich vom Autobahnkreuz Leverkusen an der Autobahn A 3. Der Verkehrsablauf in der Einfahrt vom Typ E 1 in Fahrtrichtung Nord wurde von einer Brücke aus mit Radar- und Videogeräten erfasst (Bild 24). Die Messung wurde am 20.09.2011 im Zeitraum von 14:15 bis 17:15 Uhr durchgeführt. Die Verkehrsstärken am Messquerschnitt streuten während der Messung relativ stark zwischen 2400 und 5300 Kfz/h bei einem Schwerververkehrsanteil von etwa 12 %. Es kam zu keinem Verkehrszusammenbruch. Die Verkehrsstärke der Einfahrt lag relativ konstant bei etwa 350 Kfz/h.

Die Simulation der hochbelasteten Einfahrt erforderte für die Kalibrierung und Validierung einen

weiteren Parametersatz „Einfahrt“. In diesem Bereich werden von den Fahrern kleinere Zeitlücken akzeptiert, die sich nach dem Ende des Einfädungsvorgangs wieder entzerren (Bild 25).

3.3.7 AS Alsfeld-West

Die Anschlussstelle Alsfeld-West an der Autobahn A 5 ist eine weitere Untersuchungsstelle des Ausfahrttyps A 1 und des Einfahrttyps E 1. Die Anschlussstelle ist RAA-konform ausgebildet und liegt an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn (Bild 26). Das Simulationsmodell umfasst die gesamte Anschlussstelle in Fahrtrichtung Nord, um eventuelle Einflüsse der vorgelagerten Ausfahrt auf den Verkehrsfluss an der Einfahrt mit abbilden zu können.

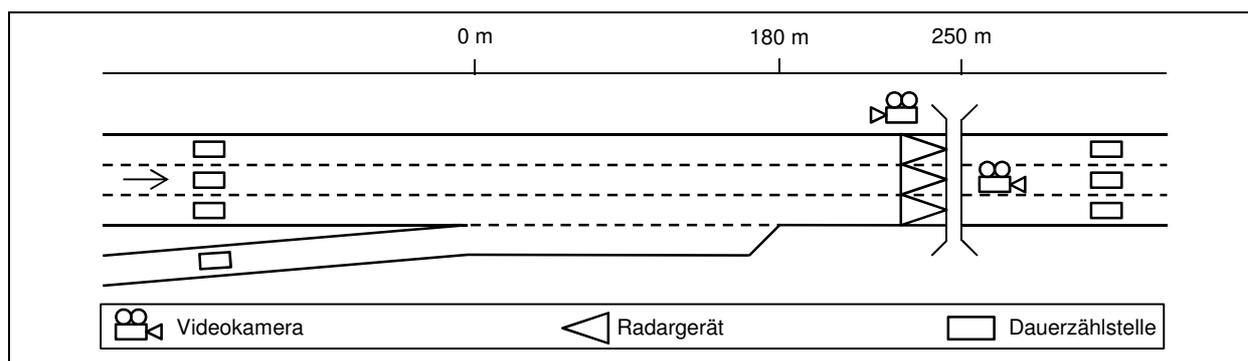


Bild 24: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen

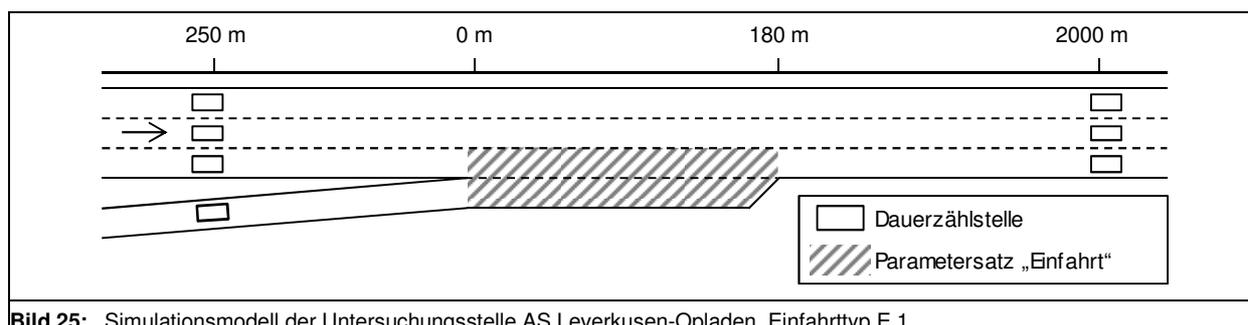


Bild 25: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen, Einfahrttyp E 1

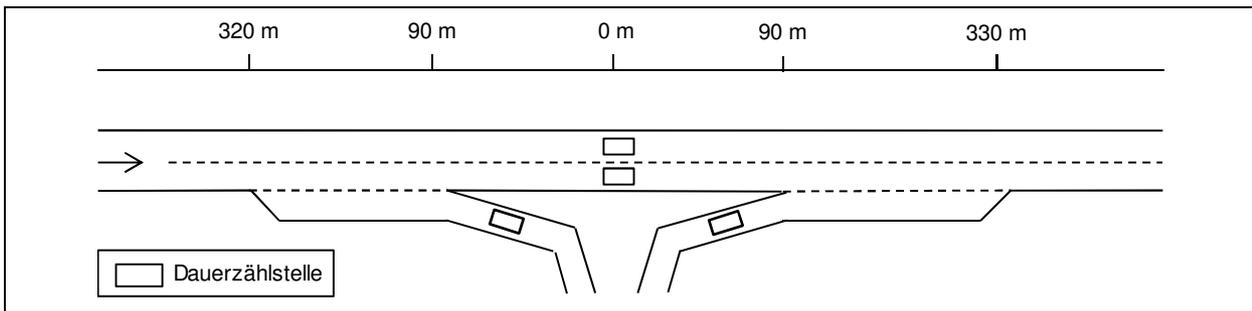


Bild 26: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West, Ausfahrttyp A 1 und Einfahrttyp E 1

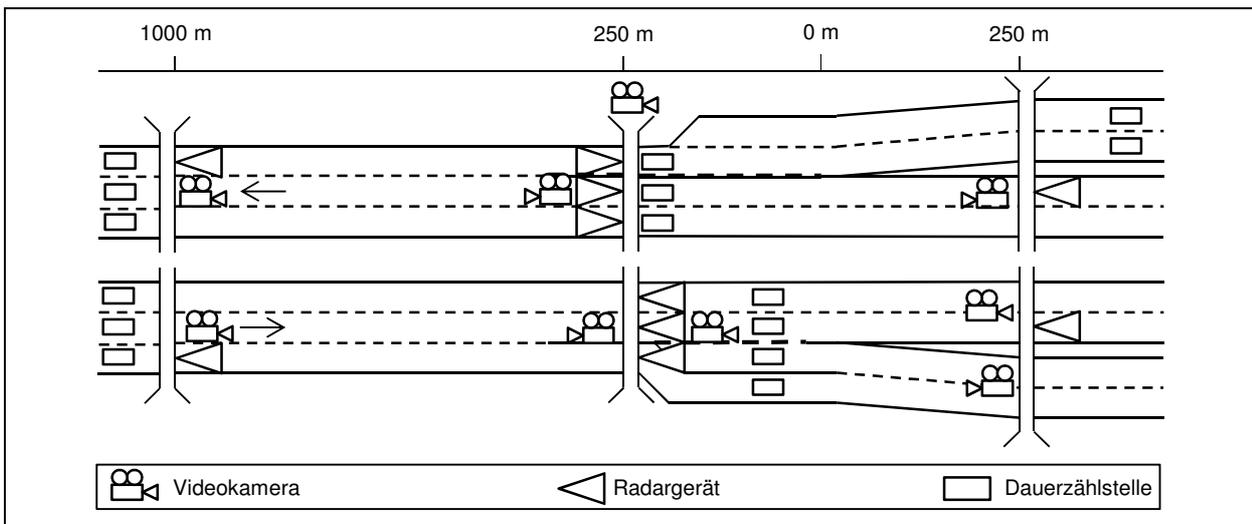


Bild 27: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest

3.3.8 AD Hamburg-Nordwest

Am Autobahndreieck Hamburg-Nordwest zweigt die Autobahn A 23 in Richtung Elmshorn von der A 7 ab. Durch die Nähe zum Hamburger Hafen und die Funktion der Autobahn A 7 als Transitstrecke in Richtung Dänemark treten an diesem Dreieck hohe Schwerverkehrsstärken auf.

Der Einfahrt an der Autobahn A 7 in Fahrtrichtung Süd ist gemäß Typ E 5 ausgebildet. Eine Dauerzählstelle und eine Brücke liegen direkt hinter der Einziehung des rechten Einfädelungstreifens. Eine weitere Brücke ist ca. 250 m vor der Trenninselspitze vorhanden. Die Messungen wurden mit Hilfe von Radargeräten und Videokameras von der südlichen Brücke für den gesamten Querschnitt vorgenommen. Zusätzlich erfassten zwei weitere Seitenradargeräte die Zeitlücken des rechten Fahrstreifens vor und hinter der Einfahrt. An der Ausfahrt des Typs A 5 in Fahrtrichtung Nord wurden die Messungen analog zur Einfahrt durchgeführt. In Bild 27 sind beide Messaufbauten schematisch dargestellt. Die Ausfahrt wurde am 01.09.2011 im Zeitraum von 14:30 bis 17:30 Uhr erfasst. Die Verkehrsstärken am Messquerschnitt vor der Ausfahrt lagen zwischen 4600 und

6700 Kfz/h. Der Schwerverkehrsanteil betrug anfangs etwa 12 % und nahm während der Messung auf etwa 5 % ab. Die Ausfahrt war mit durchschnittlich 2500 Kfz/h belastet. Gegen 16:40 Uhr konnte ein Verkehrszusammenbruch bei einer Verkehrsstärke von 6100 Kfz/h beobachtet werden. Der Stau hielt bis zum Ende der Messung an.

Die Erfassung der Einfahrt fand am 02.09.2011 im Zeitraum von 06:30 bis 09:30 Uhr statt. In diesem Zeitraum wurden sehr hohe Verkehrsstärken von über 7000 Kfz/h gemessen. Die Einfahrt war mit bis zu 3300 Kfz/h ebenfalls stark belastet. Der Schwerverkehrsanteil auf der Hauptfahrbahn lag bei etwa 10 %. In der Zeit von 07:05 bis 08:15 Uhr kam es zu einem Stau.

3.3.9 AK Bochum

Die Untersuchungsstelle am Autobahnkreuz Bochum im Zuge der Autobahn A 43 in Fahrtrichtung Nord (Bild 28) ist eine Einfahrt des Typs E 1 an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn. In einem Abstand von 600 m befindet sich an der Anschlussstelle Bochum-Gerthe eine weitere Einfahrt des Typs E 1. Da sich in unmittelbarer Nähe zur Trenninselspitze der Einfahrt eine Brücke befindet,

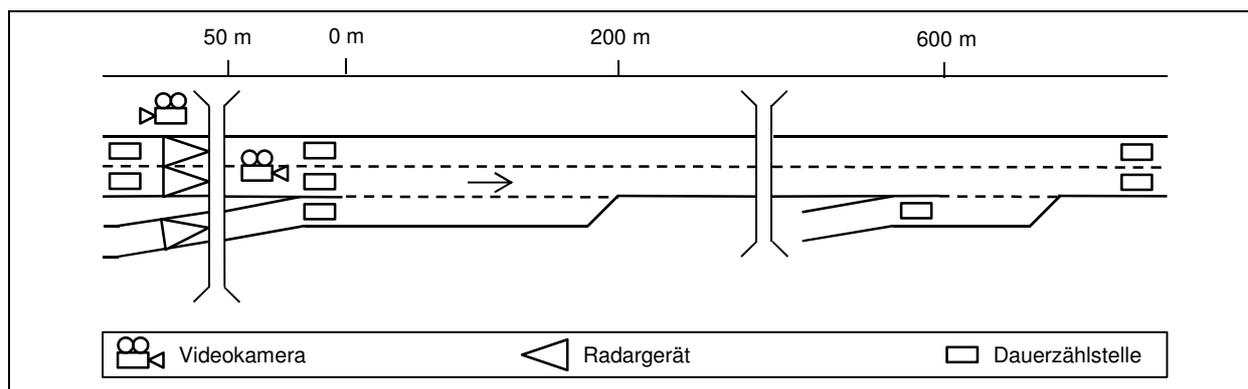


Bild 28: Schematische Darstellung des Messaufbaus an der Untersuchungsstelle AK Bochum

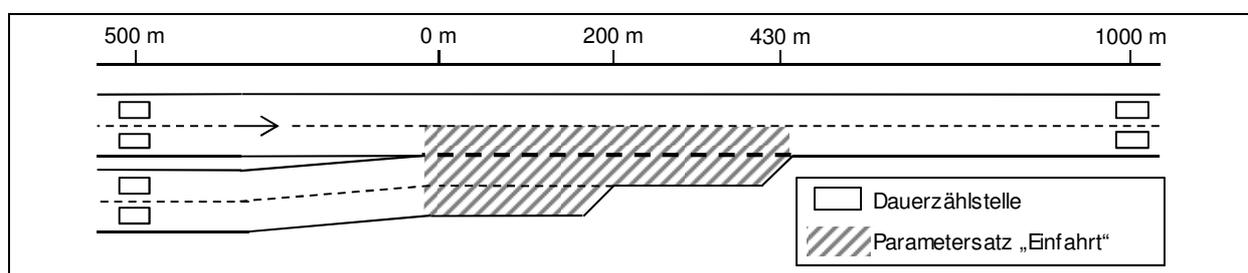


Bild 29: Simulationsmodell der Untersuchungsstelle AK Darmstadt, Einfahrtstyp E 4

von der ein guter Überblick auf den gesamten Einfahrtbereich vorliegt, eignet sich die Untersuchungsstelle besonders gut zur Erfassung angenommener und abgelehnter Zeitlücken beim Einfädungsvorgang.

Die Nachmittagsspitze ist an dieser Untersuchungsstelle am höchsten belastet. Am 19.07.2011 wurde daher von 15:00 bis 16:30 Uhr eine Videomessung durchgeführt, um angenommene und abgelehnte Zeitlücken zu erfassen.

Am 15.09.2011 wurde eine weitere Messung am AK Bochum mit Seitenradargeräten im Zeitraum von 14:15 bis 17:15 Uhr durchgeführt. Die Verkehrsstärken lagen im Bereich von 1500 bis 2800 Kfz/h, die Verkehrsstärke in der Einfahrt schwankte zwischen 600 und 1200 Kfz/h. Um 16:25 und 16:45 Uhr konnte jeweils ein Verkehrszusammenbruch beobachtet werden. Der Schwerverkehrsanteil auf der Hauptfahrbahn lag bei durchschnittlich 15 %.

3.3.10 AK Darmstadt

Für die Simulation des Einfahrtstyps E 4 wurde die Einfahrt am Darmstädter Kreuz im Zuge der Autobahn A 67 in Fahrtrichtung Süd gewählt. Die Kalibrierung und Validierung des Netzes erforderte einen weiteren Parametersatz für die Einfahrt, um den Einfädungsvorgang realistisch nachzubilden (Bild 29).

3.3.11 Weitere Untersuchungsstellen

Die Merkmale der weiteren Untersuchungsstellen, von denen ausschließlich Daten von Dauerzählstellen ausgewertet wurden, gehen aus Tab. 4 und Anhang A hervor.

4 Makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs

4.1 Zusammensetzung des Schwerverkehrs

Der mittlere Schwerverkehrsanteil an einer Untersuchungsstelle ermöglicht in der Regel keine Aussage über die Höhe des Schwerverkehrsanteils im Verlauf eines Tages. Daher wurden anhand der Daten von Dauerzählstellen der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) mit einer Erfassung von 8+1 Fahrzeugklassen im Umfeld der Untersuchungsstellen nach Fahrzeugarten differenzierte Tagesganglinien für alle Wochen des Jahres erzeugt. Die Ganglinien sind im Anhang C dargestellt. In Bild 30 und Bild 31 sind jeweils links die Tagesganglinien des Gesamt- und Schwerverkehrs in Prozent am richtungsbezogenen DTV und rechts die Tagesganglinien des Schwerverkehrs in Prozent am DTV_{SV} dargestellt. Das Autobahnkreuz Köln-Nord (Bild 30) ist ein Beispiel für eine Untersuchungs-

stelle innerhalb eines Ballungsraumes, während die Anschlussstelle Alsfeld-West an der Autobahn A 5 (Bild 31) außerhalb von Ballungsräumen liegt.

Grundsätzlich unterscheiden sich die beiden Untersuchungsstellen insofern, als bei den Ganglinien am Autobahnkreuz Köln-Nord eine ausgeprägte Morgenspitze zu erkennen ist, während an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West die Verkehrsstärke über den Tag auf einem relativ konstantem Niveau liegt. Der Ganglinie des Schwerververkehrs zeigt an beiden Untersuchungsstellen ein lokales Maximum gegen 7 Uhr. Dies ist auch an anderen Untersuchungsstellen zu beobachten. Das lokale Maximum tritt dabei meist etwa eine Stunde früher als die Morgenspitze der Gesamtverkehrsstärke auf. Bei der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West ist zu beobachten, dass der Schwerverkehr sich gleichmäßiger über die 24 Stunden verteilt als an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord, wo der Schwerverkehr tagsüber deutlich stärker als in den Nachtstunden ist. Zur Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem Schwerverkehrsanteil b_{SV} und der Gesamtverkehrsstärke q wurde für alle Untersuchungsstellen das q - b_{SV} -Diagramm erstellt.

Als Beispiel zeigt Bild 32 ein solches Diagramm für die Autobahn A 57 an der Anschlussstelle Krefeld-Opsum in Fahrtrichtung Nord. Das q - b_{SV} -Diagramm kann in verschiedene Bereiche aufgeteilt werden, die unterschiedliche Zeiträume im Tages- und Wochenverlauf repräsentieren. Besonders gut sind die Zeiträume zu erkennen, in denen aufgrund des Lkw-Fahrverbots (sonn- und feiertags von 0 bis 22 Uhr) sehr geringe Schwerverkehrsanteile auftreten. Nachts werden hohe Schwerverkehrsanteile bei niedrigen Verkehrsstärken erreicht. Morgens geht der Schwerverkehrsanteil mit zunehmender Gesamtverkehrsstärke zurück. In der Nachmittagsspitze ist der Schwerverkehrsanteil relativ gering und bleibt bis in die Abendstunden in etwa auf dem gleichen Niveau.

Das Beispiel verdeutlicht, dass der Schwerverkehrsanteil je nach Ausprägung der Tagesspitzen in der zweithöchsten Tagesspitze deutlich größer sein kann als in den höchst belasteten Stunden. Im Anhang A sind die q - b_{SV} -Diagramme für jede Untersuchungsstelle zu finden, die Messwerte im Bereich der Morgen- und Nachmittagsspitzen wurden in den Diagrammen farblich gekennzeichnet. Neben den Anteilen des Pkw- und Schwerververkehrs

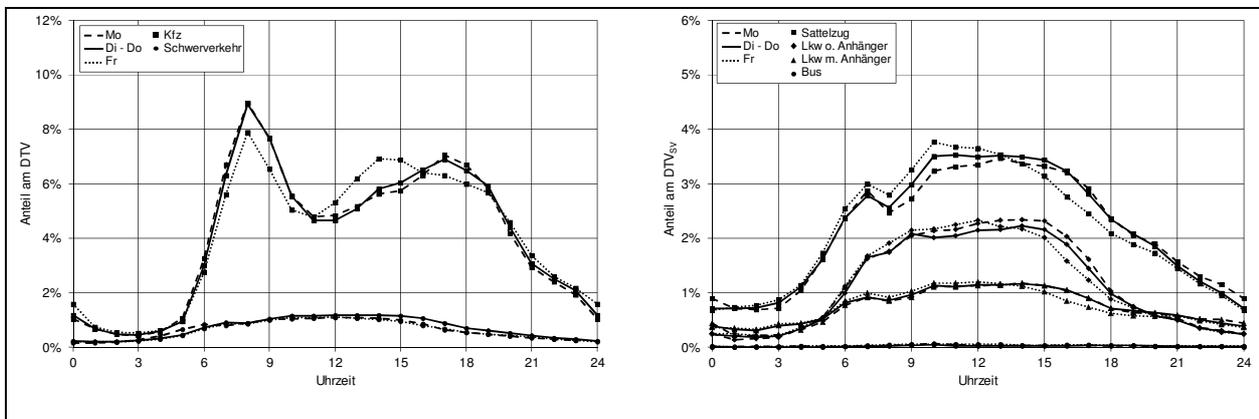


Bild 30: Tagesganglinien der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord an der Autobahn A 1, FR Nord

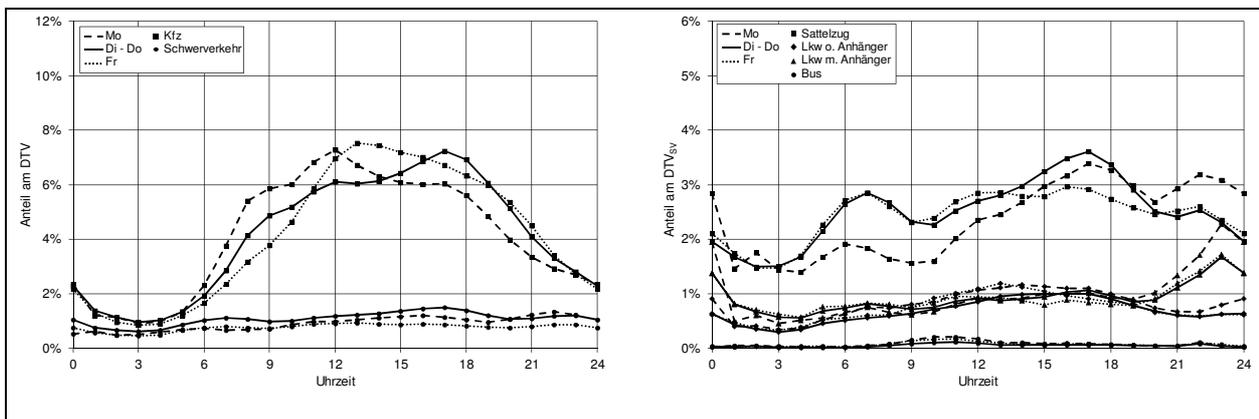


Bild 31: Tagesganglinien der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West an der Autobahn A 5, FR Nord

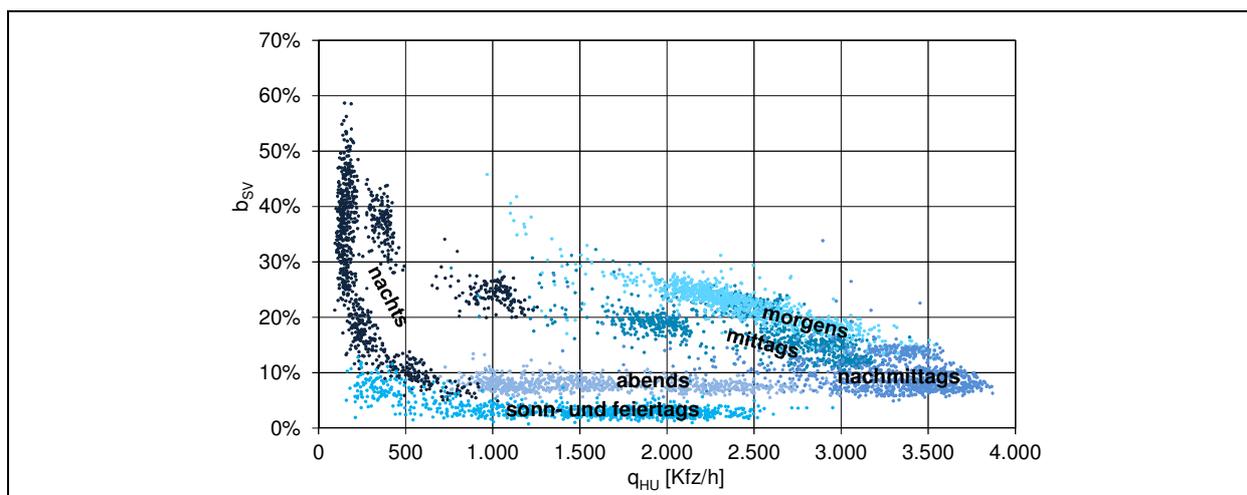


Bild 32: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke unterhalb der Ausfahrt q_{HU} und dem Schwerververkehrsanteil b_{sv} an der Untersuchungsstelle AS Krefeld-Oppum, Ausfahrttyp A 1 (Stunden-Intervalle)

kann auch die Zusammensetzung des Schwerververkehrs die Kapazität beeinflussen. Zu erwarten ist, dass innerhalb von Ballungsräumen eher Lkw ohne Anhänger als Lieferverkehr unterwegs sind, während außerhalb von Ballungsräumen mehr Lkw mit Anhänger und Sattelzüge, die über längere Strecken fahren, anzutreffen sind. Um dies näher zu untersuchen, wurden die Dauerzählstellendaten der BAST herangezogen und für die Normalwerkstage die Zusammensetzung des Schwerververkehrs in den Spitzenstunden am Morgen (6–10 Uhr) und am Nachmittag (16–19 Uhr) analysiert.

In Bild 33 sind die Zusammensetzungen des Schwerververkehrs in der Morgenspitze dargestellt. Der Anteil der Lkw mit Anhänger und Sattelzüge liegt insgesamt zwischen 65 und 85 %. Die höchsten Anteile dieser Fahrzeugklassen treten an den Untersuchungsstellen AS Limburg-Süd und AS Alsfeld-West auf, die beide außerhalb von Ballungsräumen liegen. An den anderen Untersuchungsstellen, die innerhalb von Ballungsräumen liegen, ist der Anteil der Lkw mit Anhänger und Sattelzüge um etwa 10–15 Prozentpunkte geringer.

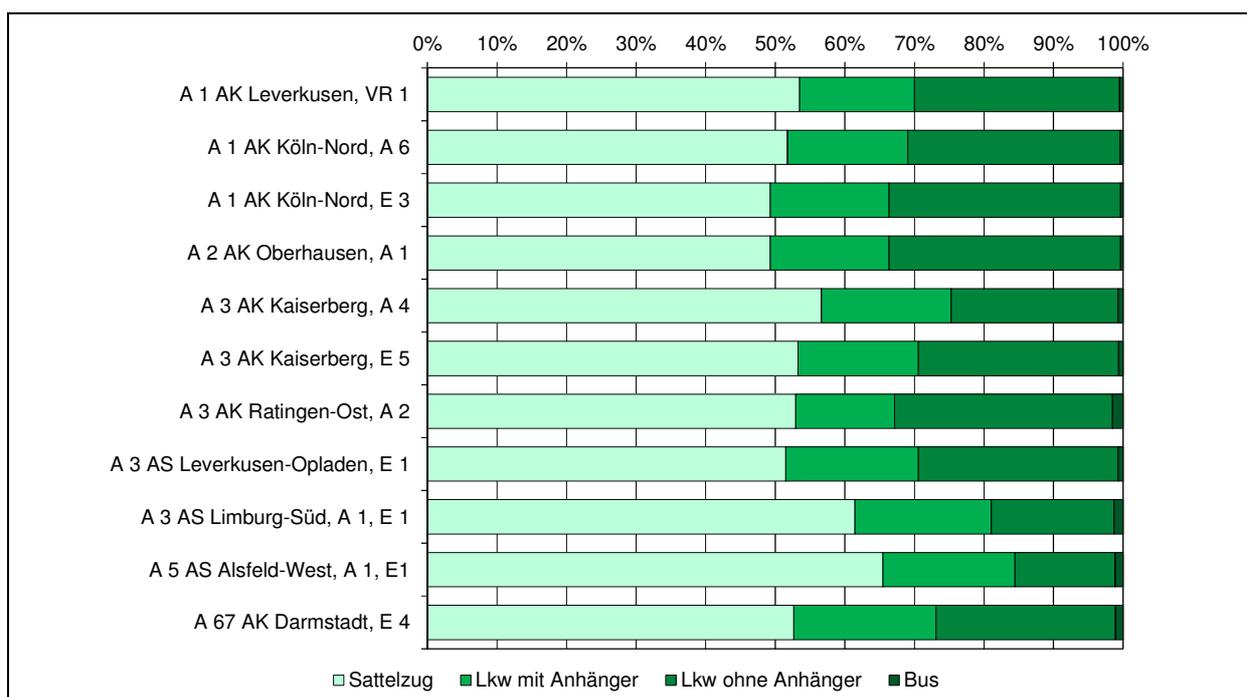


Bild 33: Zusammensetzung des Schwerververkehrs in der Morgenspitze (6–10 Uhr) an Normalwerktagen (Di–Do)

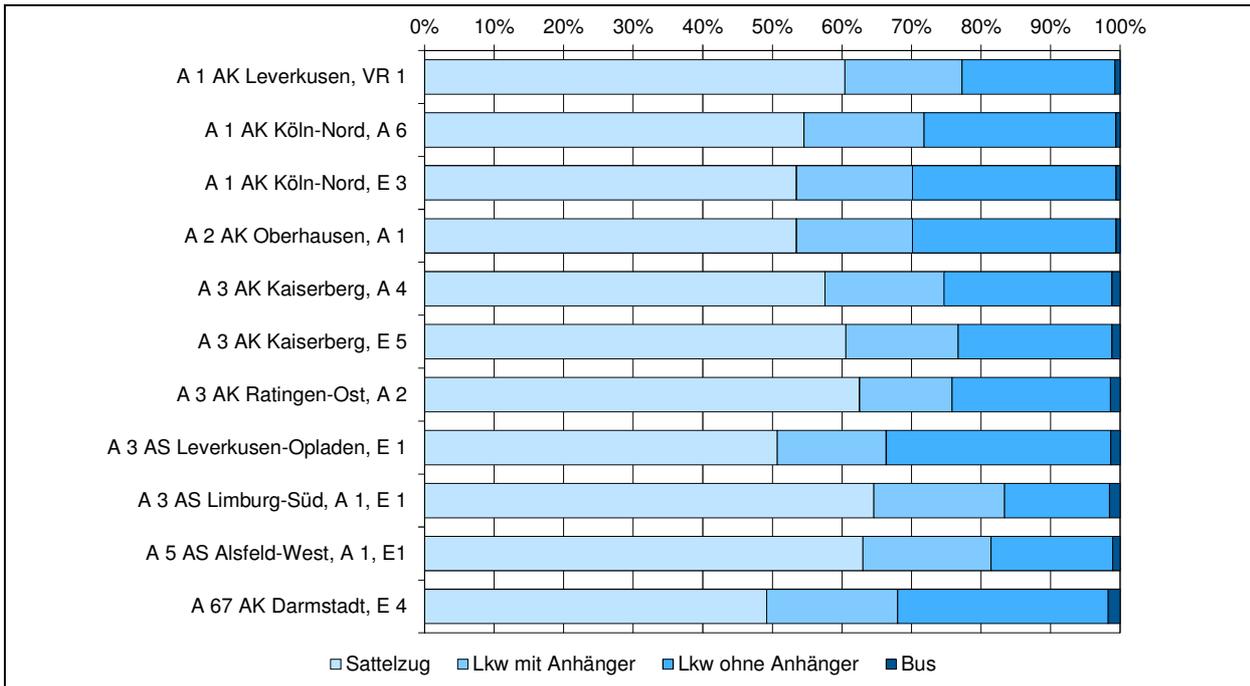


Bild 34: Zusammensetzung des Schwerverkehrs in der Nachmittagsspitze (16–19 Uhr) an Normalwerktagen (Di–Do)

In Bild 34 ist die Zusammensetzung des Schwerverkehrs in der Nachmittagsspitze dargestellt. Auch hier sind die AS Limburg-Süd und die AS Alsfeld-West die einzigen Untersuchungsstellen mit einem Anteil von Lkw mit Anhängern und Sattelzügen über 80 %. Insgesamt ist allerdings die Zusammensetzung des Schwerverkehrs an den Untersuchungsstellen relativ ähnlich, so dass mögliche Auswirkungen unterschiedlicher Zusammensetzungen auf die Kapazität praktisch nicht nachweisbar sind, weil sie durch andere Einflüsse – insbesondere das unterschiedliche Fahrerkollektiv auf Autobahnen außerhalb und innerhalb von Ballungsräumen – überlagert werden.

4.2 Fahrstreifenaufteilung

Für die Beschreibung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten und der Einflüsse auf die Kapazität sind die Fahrstreifenaufteilung und die Häufigkeiten und Orte der Fahrstreifenwechsel von besonderem Interesse. Für die Beschreibung der Fahrstreifenaufteilung auf Strecken werden oft die Modelle von SPARMANN (1978) für zweistreifige Richtungsfahrbahnen und von BUSCH (1984) für dreistreifige Richtungsfahrbahnen herangezogen (Bild 35). In der Nähe von Knotenpunkten findet eine Veränderung der Fahrstreifenaufteilung durch aus- und einführende Fahrzeugströme statt. Im Anhang A ist für jede Untersuchungsstelle die Fahrstreifenaufteilung auf der

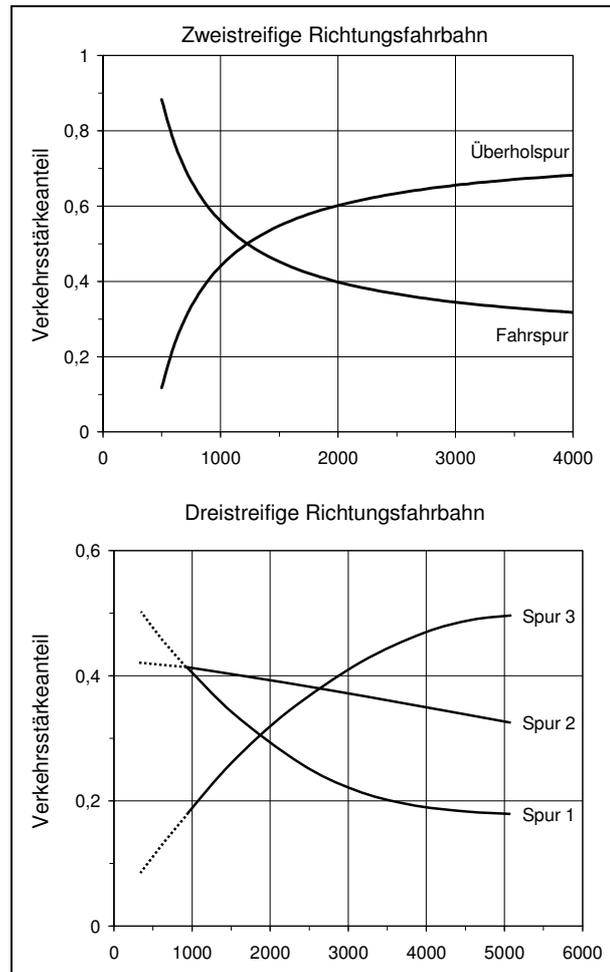


Bild 35: Fahrstreifenaufteilung auf zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen nach SPARMANN (1978) bzw. BUSCH (1984)

Hauptfahrbahn vor der Ausfahrt bzw. hinter der Einfahrt dargestellt.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurden auf der Grundlage von 5-Minuten-Werten Kfz-Klassen mit einer Klassenbreite von 100 Kfz/h gebildet. Für jede Klasse wurden der Mittelwert und die Standardabweichung des Verkehrsstärkeanteils für jeden Fahrstreifen dargestellt. Als Beispiel zeigt Bild 36 die Fahrstreifenaufteilungen von drei Untersuchungsstellen des Ausfahrtstyps A 1 an

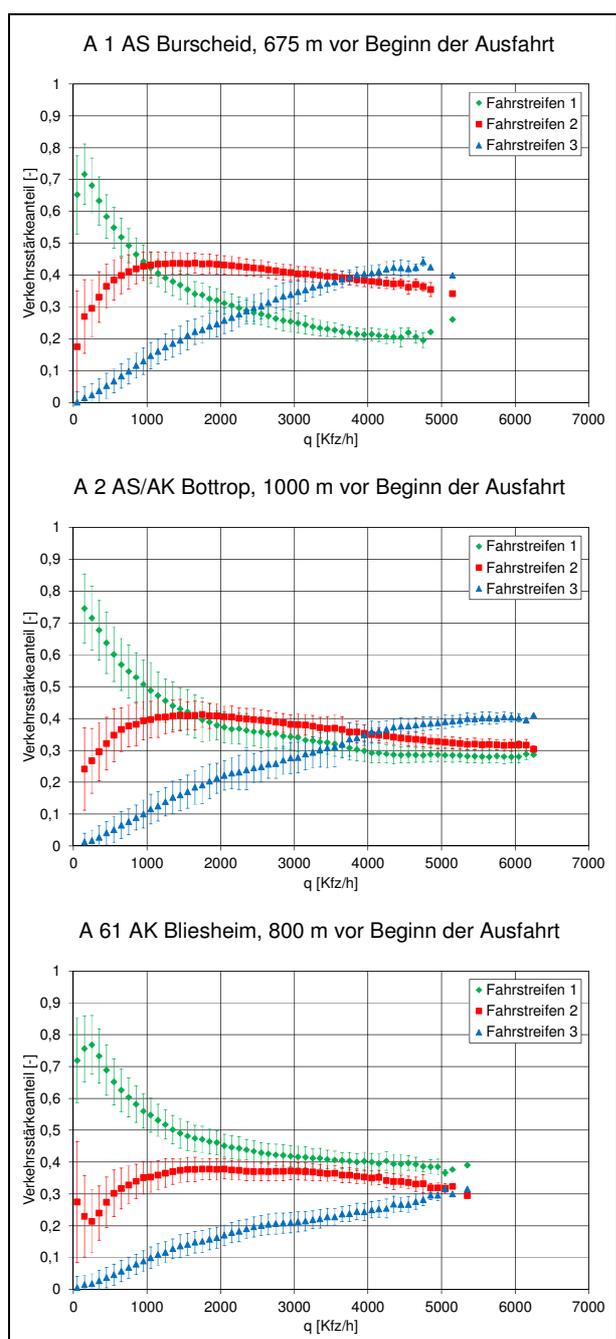


Bild 36: Fahrstreifenaufteilung an den Untersuchungsstellen mit Ausfahrtstyp A 1 (Mittelwerte und Standardabweichungen der Verkehrsstärkeanteile in 5-Minuten-Intervallen in Klassen der Breite 100 Kfz/h)

einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn. Hier lassen sich typische Fahrstreifenaufteilungen stromaufwärts von Ausfahrten identifizieren. Am AK Bliesheim ist der rechte Fahrstreifen durch den sehr hohen Anteil ausfahrender Fahrzeuge unabhängig von der Gesamtverkehrsstärke am höchsten belastet. Die Fahrstreifenaufteilung an der AS Burscheid entspricht dagegen in etwa der von BUSCH (1984) beschriebenen Fahrstreifenaufteilung für die freie Strecke, d. h. der Einfluss der Ausfahrt auf den Gesamtverkehr ist hier gering, da hier auch die Ausfahrverkehrsstärke sehr gering ist. Die Ausfahrt an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop zeichnet sich durch eine sehr ausgeglichene Fahrstreifenaufteilung bei hohen Verkehrsstärken aus.

4.3 Konventionelle Bemessungsverfahren

4.3.1 Zusammenhänge zwischen den Verkehrsstärken

Für die Analyse der Ein- und Ausfahrprozesse an planfreien Knotenpunkten sind in erster Linie die Verkehrsstärken auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn sowie auf dem Ein- bzw. Ausfädelungstreifen von Bedeutung. Im Rahmen der Herleitung von Bemessungsverfahren wurden verschiedene Regressionsrechnungen durchgeführt, um die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke und anderen Einflussgrößen zu bestimmen. Die untersuchten Einflussgrößen (vgl. BRILON, WESTPHAL, 1994; WIRTH, STAUFER, 2000; DAMMANN, 2004; BRILON, BETZ, 2008) umfassen:

q_{HO} Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn vor dem Teilknotenpunkt [Kfz/h]

$q_{HO,PE}$ Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn vor dem Teilknotenpunkt [Pkw-E/h]

$q_{HO,SV}$ Verkehrsstärke des Schwerverkehrs der Hauptfahrbahn vor dem Teilknotenpunkt [Kfz/h]

q_{HU} Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn hinter dem Teilknotenpunkt [Kfz/h]

$q_{HU,PE}$ Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn hinter dem Teilknotenpunkt [Pkw-E/h]

$q_{HU,SV}$ Verkehrsstärke des Schwerverkehrs auf der Hauptfahrbahn hinter dem Teilknotenpunkt [Kfz/h]

$q_{E/A}$ Verkehrsstärke in der Einfahrt/Ausfahrt [Kfz]

$q_{E/A,SV}$ Verkehrsstärke des Schwerverkehrs in der Einfahrt [Kfz/h]

DAMMANN (2004) untersuchte für Einfahrten die in Tab. 8 (1.–16. Zeile) dargestellten Regressionsansätze, die auch die Ansätze von WESTPHAL (1994) und weiterer früherer Untersuchungen enthalten. WIRTH, STAUFER (2000) legten ihrer Untersuchung die in Tab. 8 (17.–19. Zeile) dargestellten Ansätze zu Grunde.

Im Rahmen der vorliegenden Untersuchung wurde als erster Schritt eine Korrelationsanalyse der einzelnen Einflussgrößen durchgeführt. Die höchsten Korrelationskoeffizienten ergeben sich demnach zwischen der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen. Die Korrelation der Einfahrverkehrsstärken q_E zur Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen unterhalb der Einfahrt $q_{HO,1}$ ist stärker als die Korrelation zur Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen vor der Einfahrt $q_{HO,1}$.

Vor Ausfahrten werden teilweise Korrelationskoeffizienten von über 0,90 zwischen q_A und $q_{HO,1}$ erreicht. Der Korrelationskoeffizient der Schwerverkehrsstärken liegt durchweg niedriger als die anderen Koeffizienten. Der Schwerverkehr hat also grundsätzlich keinen so großen Einfluss wie die anderen Einflussgrößen. Eine Erklärung hierfür

liegt darin, dass der Schwerverkehr, wie bereits am q - b_{SV} -Diagramm erläutert, eine andere Tagesganglinie aufweist als der Pkw-Verkehr, so dass die Schwerverkehrsstärke weniger stark mit der Gesamtverkehrsstärke und damit der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen korreliert. Auch hinsichtlich der hohen Korrelationskoeffizienten zwischen der Verkehrsstärke der Ein- bzw. Ausfahrt und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen ist zu berücksichtigen, dass es sich nicht um rein verkehrstechnische Zusammenhänge handelt, sondern andere Abhängigkeiten (z. B. von der Tageszeit) bestehen.

Für die Untersuchungsstellen AS Burscheid und AK Oberhausen (Ausfahrttyp A 1) sowie AS Gelsenkirchen-Buer und AK Bochum (Einfahrttyp E 1) wurden Regressionsanalysen durchgeführt (vgl. Tab. 9). Die Variablen einer Regressionsanalyse sollten möglichst unabhängig voneinander sein. Da sich die Gesamtverkehrsstärke aus den Komponenten $q_{HO,Pkw}$ und $q_{HO,SV}$ zusammensetzt, wurde der Ansatz $q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + c \cdot q_{HO,SV}$ durch den Ansatz $q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,Pkw} + c \cdot q_{HO,SV}$ ersetzt. Anstelle des allgemeinen Ansatzes $q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^b$ von WIRTH, STAUFER (2000) wurde der Sonderfall einer linearen Regression mit $q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^{0,5}$ betrachtet. Es wurden jeweils die Verkehrsstärken oberhalb des Teilknotenpunktes herangezogen.

Nr.	Regressionsansatz	Einheit	Pkw-Gleichwert
1.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + c \cdot q_{HO,SV}$	Kfz/h	-
2.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + c \cdot q_{HO,SV} + d \cdot q_E$	Kfz/h	-
3.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + c \cdot q_{HO,SV} + d \cdot q_E + e \cdot q_{E,SV}$	Kfz/h	-
4.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + d \cdot q_E + e \cdot q_{E,SV}$	Kfz/h	-
5.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + d \cdot q_E$	Kfz/h	-
6.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE} + d \cdot q_{E,PE}$	Pkw-E/h	2,0
7.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE} + d \cdot q_{E,PE}$	Pkw-E/h	3,0
8.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO}$	Kfz/h	-
9.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	2,0
10.	$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	3,0
11.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^2 + b \cdot q_{HO}$	Kfz/h	-
12.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^2 + b \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	2,0
13.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^2 + b \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	3,0
14.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^3 + b \cdot q_{HO}^2 + c \cdot q_{HO}$	Kfz/h	-
15.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^3 + b \cdot q_{HO,PE}^2 + c \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	2,0
16.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^3 + b \cdot q_{HO,PE}^2 + c \cdot q_{HO,PE}$	Pkw-E/h	3,0
17.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^b$	Kfz/h	
18.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^b$	Pkw-E/h	2,0
19.	$q_{HO,1} = a \cdot q_{HO,PE}^b$	Pkw-E/h	3,0

Die fettgedruckten Zeilen enthalten jeweils die von den Autoren empfohlenen Ansätze.

Tab. 8: Regressionsansätze von DAMMANN (2004), 1.–16. Zeile, und WIRTH, STAUFER (2000), 17.–19. Zeile

Untersuchungsstelle		AS Burscheid	AK Oberhausen	AS Gelsenkirchen-Buer	AK Bochum
Ansatz	Typ	A 1	A 1	E 1	E 1
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO}$	B	0,86	0,95	0,89	0,86
	s_y	82,29	85,02	98,883	96,74
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE}$ Faktor: 2,0 [Pkw-E/h]	B	0,82	0,94	0,87	0,83
	s_y	95,28	92,86	106,01	105,59
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,Pkw} + c \cdot q_{HO,SV}$	B	0,87	0,91	0,89	0,87
	s_y	79,58	118,45	98,31	92,65
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO}^{0,5}$	B	0,98	0,96	0,93	0,91
	s_y	72,07	82,60	76,23	76,12
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO,PE}^{0,5}$ Faktor: 2,0 [Pkw-E/h]	B	0,86	0,95	0,63	0,89
	s_y	82,58	85,18	107,83	84,52
$q_{HO,1} = a + b \cdot q_{HO} + d \cdot q_{E/A}$	B	0,86	0,95	0,89	0,86
	s_y	84,17	82,34	98,39	96,73

Tab. 9: Regressionsanalysen verschiedener Teilknotenpunktelemente

Der Ansatz $q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^{0,5}$ erreicht in allen Fällen das höchste Bestimmtheitsmaß B.

Die Modellfunktion zur Bestimmung der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke sollte für jede Verkehrsstärke möglichst genau mit empirischen Daten übereinstimmen. Für die Regressionsanalysen wurde der Datensatz eines Jahres herangezogen und eine Modellfunktion für den gesamten Zeitraum bestimmt.

Für weitere Untersuchungen war es aber notwendig, den Einfluss verschiedener Schwerverkehrsanteile auf die Fahrstreifenaufteilung, insbesondere auf die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen, genauer zu betrachten. Dafür wurde der Datensatz in verschiedene Schwerverkehrsanteile unterteilt. Hier ergibt sich das Problem, dass sich in Klassen mit höheren Schwerverkehrsanteilen

vermehrt Intervalle mit geringen Verkehrsstärken befinden, die eine Regressionsanalyse verzerren. Eine Möglichkeit zur Umgehung dieses Problems ist die Bildung von Verkehrsstärkeklassen, in denen jeweils der Mittelwert der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen bestimmt wird.

In Bild 37 ist für die Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen $q_{HFB,1}$ in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil b_{SV} und der Schwerverkehrsstärke q_{SV} für die Verkehrsstärkekategorie 2000–2200 Kfz/h dargestellt. In den Diagrammen ist zu erkennen, dass die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen bis zu einem Schwerverkehrsanteil von etwa 20 % sinkt und danach leicht ansteigt. Die in Bild 37 dargestellten Abhängigkeiten werden im Folgenden für weitere Verkehrsstärkekategorien untersucht.

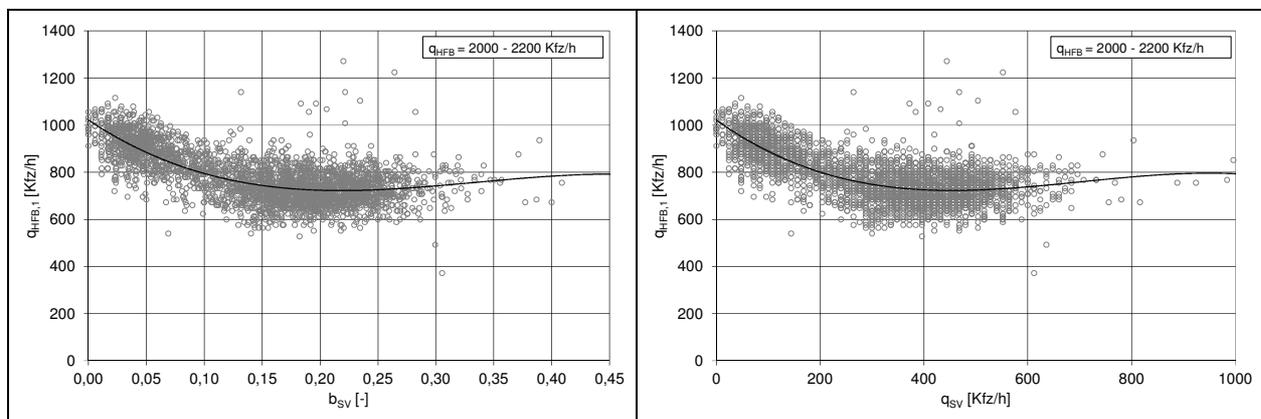


Bild 37: Zusammenhang zwischen dem Schwerverkehrsanteil b_{SV} bzw. der Schwerverkehrsstärke q_{SV} und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen $q_{HFB,1}$ an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West für Gesamtverkehrsstärken zwischen 2000 und 2200 Kfz/h

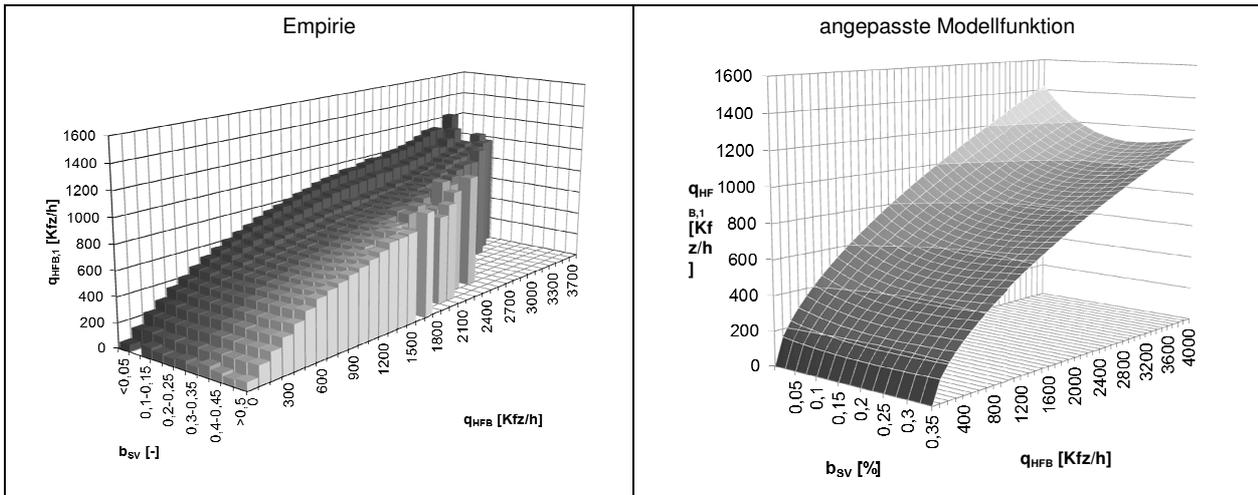


Bild 38: Zusammenhang zwischen der Gesamtverkehrsstärke q_{HFB} , der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen $q_{HFB,1}$ und dem Schwerververkehrsanteil b_{SV} an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West, Ausfahrttyp A 1 (5-Minuten-Intervalle)

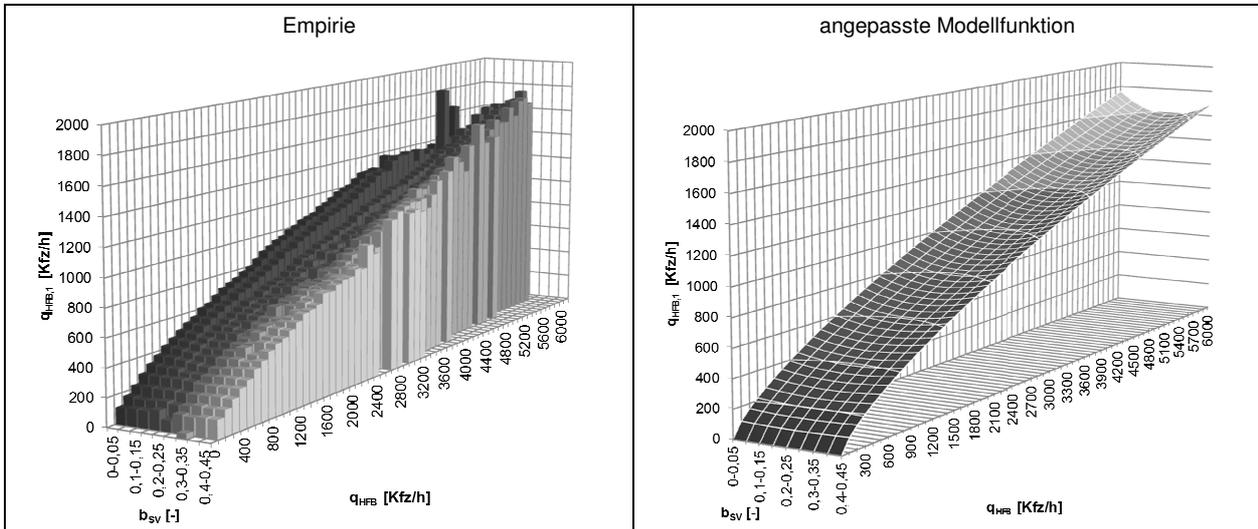


Bild 39: Zusammenhang zwischen der Gesamtverkehrsstärke q_{HFB} , der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen $q_{HFB,1}$ und dem Schwerververkehrsanteil b_{SV} an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1 (5-Minuten-Intervalle)

In Bild 38 und Bild 39 sind jeweils auf der linken Seite Säulendiagramme für die Untersuchungsstellen AS Alsfeld-West und AS/AK Bottrop dargestellt. Hier wurden die Verkehrsstärken in Klassen mit einer Klassenbreite von 100 Kfz/h eingeteilt. In Bild 38 und Bild 39 ist zu erkennen, dass bei niedrigen Verkehrsstärken der absolute Unterschied zwischen den Verkehrsstärken auf dem rechten Fahrstreifen bei verschiedenen Schwerververkehrsanteilen gering ist. Bei hohen Verkehrsstärken wird der Zusammenhang deutlicher und eine Differenzierung zwischen den verschiedenen Schwerververkehrsklassen möglich. Die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen ist bei einem Schwerververkehrsanteil unter 5 % am höchsten und bei einem Schwerververkehrsanteil zwischen 10 und 15 % am niedrigsten. Bei Schwerververkehrsanteilen über 15 % nimmt die Verkehrsstärke auf dem rechten

Fahrstreifen wieder leicht zu. Eine mögliche Erklärung hierfür ist in Bild 40 schematisch dargestellt.

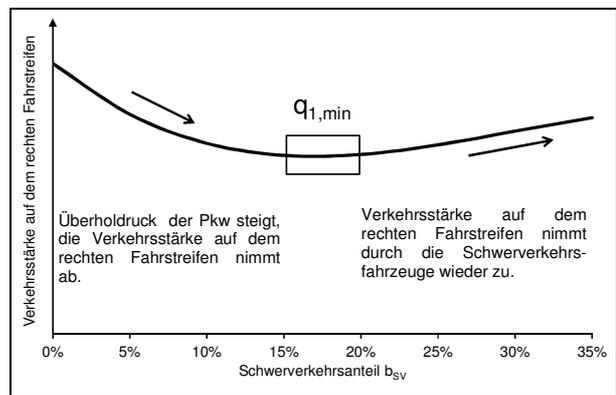


Bild 40: Schematische Darstellung des Zusammenhangs zwischen dem Schwerververkehrsanteil und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen

Bei geringen Schwerverkehrsstärken befinden sich viele Pkw auf dem rechten Fahrstreifen, die mit steigenden Schwerverkehrsstärken häufiger überholen. Ab einer gewissen Schwerverkehrsstärke haben die Schwerverkehrsfahrzeuge einen größeren Einfluss auf die Auslastung des rechten Fahrstreifens. Zur Verdeutlichung sind in Bild 41 der empirische Zusammenhang zwischen dem Schwerverkehrsanteil und der Verkehrsstärke und zusätzlich der Schwerverkehrsanteil auf dem rechten Fahrstreifen dargestellt. In dem Bereich, in dem die minimale Auslastung des rechten Fahrstreifens erreicht wird, gehören etwa 50 % der Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen zum Schwerverkehr.

Die anhand von Bild 38 und Bild 39 erläuterten Tendenzen ergeben sich auch bei den anderen Untersuchungsstellen. Die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen ist besonders für den Ver-

kehrsablauf an Einfahrten von Bedeutung, da mit einer geringeren Auslastung des rechten Fahrstreifens auch größere Zeitlücken zum Einfädeln einhergehen.

Dieser Zusammenhang wird in einem nächsten Schritt auch analytisch beschrieben. Wie schon erläutert, wird dabei der Ansatz mit einer Exponentialfunktion $q_{HO,1} = a \cdot q_{HO}^b$ weiterverfolgt, da mit dieser Funktion die höchsten Bestimmtheitsmaße erreicht wurden. Bei konstantem, optimierten b wurden die Werte für a bei verschiedenen Schwerverkehrsanteilen bestimmt. In Bild 42 sind die verschiedenen Werte für a dargestellt.

In einem nächsten Schritt wurde eine Funktion gesucht, mit der sich die Punkte am besten darstellen lassen können, um eine kontinuierliche Funktion für die Fahrstreifenaufteilung auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil zu finden. Die größte Übereinstim-

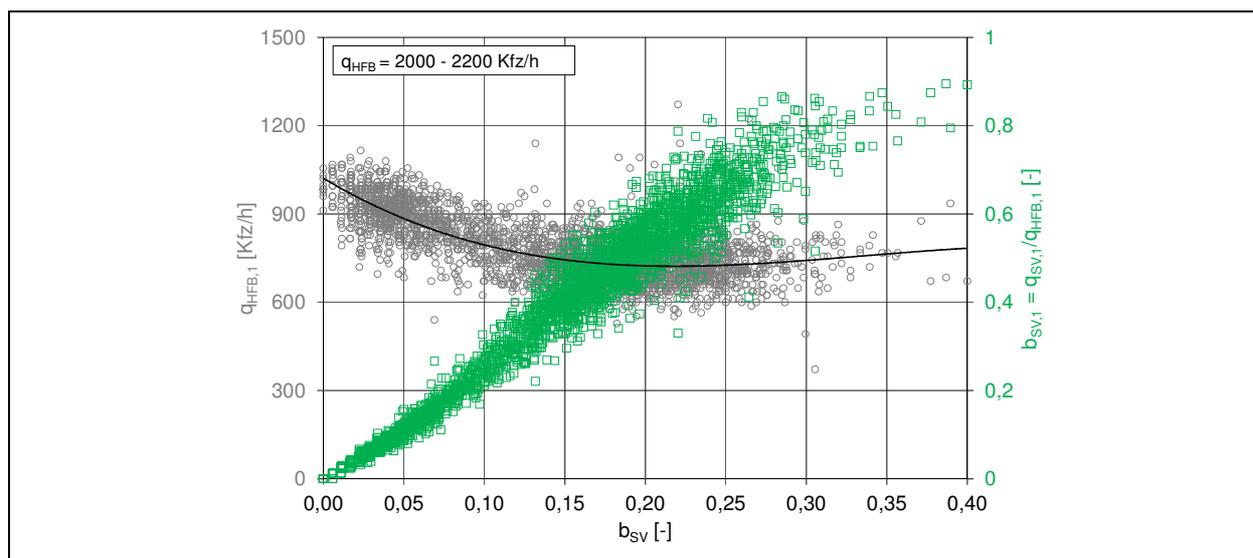


Bild 41: Zusammenhang zwischen dem Schwerverkehrsanteil b_{SV} und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen $q_{HFB,1}$ sowie dem Schwerverkehrsanteil auf dem rechten Fahrstreifen $b_{SV,1}$ an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West

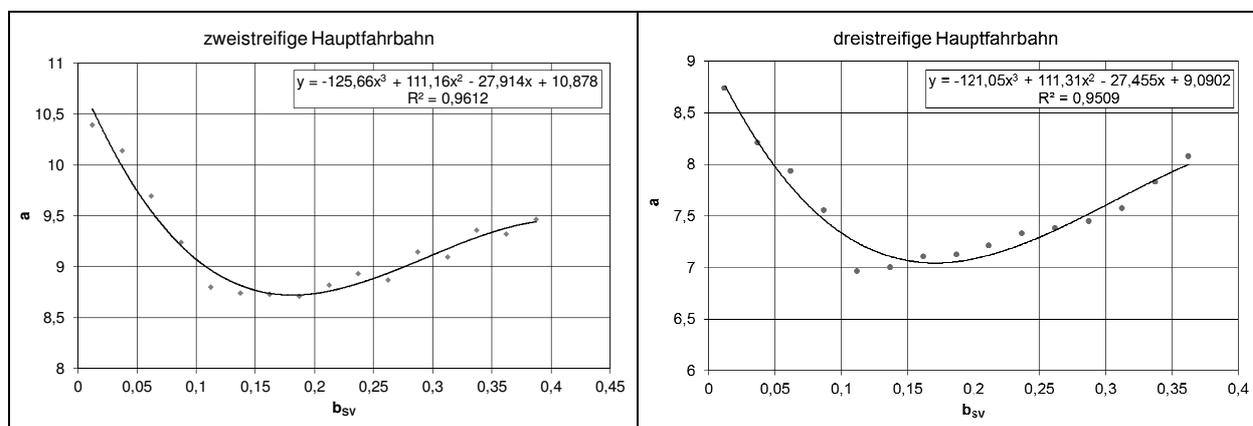


Bild 42: Funktion des Modellparameters a in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil b_{SV} für die Modellierung des q_{HFB} - $q_{HFB,1}$ -Diagramms

mung wird mit einer Parabel 3. Ordnung erreicht. Die Funktion für die Modellierung der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn lautet dann:

$$q_{H1} = (a_1 \cdot b_{SV}^3 + a_2 \cdot b_{SV}^2 + a_3 \cdot b_{SV} + a_4) \cdot q_{HO}^b \quad (4-1)$$

In Bild 38 und Bild 39 sind die Anpassungen der Funktion für die beiden Untersuchungsstellen grafisch dargestellt. Der Bereich mit der geringsten Auslastung des rechten Fahrstreifens in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke liegt in beiden Fällen bei einem Schwerverkehrsanteil zwischen 15 und 20 %.

Zusammenfassend wird ersichtlich, dass der Schwerverkehrsanteil gerade im Bereich höherer Verkehrsstärken einen Einfluss auf die Auslastung des rechten Fahrstreifens hat und damit einen wichtigen Parameter für die Bemessung darstellt. Allerdings ist dabei zu berücksichtigen, dass die Kapazität der Anschlussstelle nicht nur von den Einfädelungsprozessen abhängt, sondern auch von der Kapazität der stromabwärts liegenden Strecke. Die Streckenkapazität wird durch eine unausgeglichene Fahrstreifenaufteilung negativ beeinflusst. Somit findet eine Überlagerung mehrerer Effekte statt. Der Schwerverkehrsanteil bewirkt eine geringere Auslastung des rechten Fahrstreifens, die sich positiv für die einfahrenden Fahrzeuge, aber negativ auf die Streckenkapazität auswirkt. Da im Bereich des Knotenpunkts kleinere Zeitlücken akzeptiert werden (siehe Kapitel 3.2.3 und 5.3.2), verlagert sich der Engpass in den stromabwärts liegenden Streckenabschnitt.

4.3.2 Zusammenhänge zwischen Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten

Der Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und der Geschwindigkeit ist eine wichtige Grundlage für die verkehrstechnische Bemessung von Autobahnen. Für die Bemessung wird meist die mittlere Pkw-Fahrtgeschwindigkeit herangezogen, da die Geschwindigkeiten der Schwerverkehrsfahrzeuge im fließenden Verkehr relativ konstant in einem Bereich von 80 bis 90 km/h liegen. Für die Modellierung des Schwerverkehrs an planfreien Knotenpunkten sind aber auch die mittleren Geschwindigkeiten aller Kfz auf dem rechten Fahrstreifen von Interesse. Gerade an Einfahrten ist die Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen, auf die ein einfahrendes Fahrzeug beschleunigen muss, um problemlos den Fahrstreifen wechseln zu können, von Bedeutung.

Im Folgenden werden die mittlere Geschwindigkeit der Kfz auf dem rechten Fahrstreifen v_1 und die mittlere Geschwindigkeit der Pkw auf dem rechten Fahrstreifen $v_{1,Pkw}$ untersucht.

Zunächst wurden die Korrelationskoeffizienten der Zusammenhänge zwischen den einzelnen Einflussgrößen analysiert. Korrelationskoeffizienten größer als 0,5 sind in Tab. 10 durch Fettdruck hervorgehoben. Die Verkehrsstärke des Gesamtquerschnitts hat immer einen größeren Einfluss auf die mittlere Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen als die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen. Die Verkehrsstärke des Schwerverkehrs hat ebenfalls einen relativ hohen Einfluss.

Analog zur Analyse des Zusammenhangs zwischen der Verkehrsstärke der gesamten Fahrbahn und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen wurde die mittlere Kfz-Geschwindigkeit auf

Untersuchungsstelle		q_H	$q_{H,Pkw}$	$q_{H,SV}$	q_{H1}	$q_{H1,Pkw}$	$q_{H1,SV}$
AS Gelsenkirchen-Buer	v_1	0,47	0,38	0,72	0,38	0,07	0,73
	$v_{1,Pkw}$	0,58	0,54	0,61	0,54	0,25	0,61
AS Leverkusen-Opladen	v_1	0,38	0,3	0,79	0,30	0,30	0,77
	$v_{1,Pkw}$	0,63	0,58	0,55	0,58	0,24	0,55
AS Limburg-Ost	v_1	0,07	0,04	0,65	0,05	0,51	0,62
	$v_{1,Pkw}$	0,13	0,09	0,27	0,05	0,13	0,21
AS Alsfeld-West	v_1	0,21	0,09	0,64	0,05	0,33	0,64
	$v_{1,Pkw}$	0,41	0,36	0,34	0,36	0,07	0,33
AK Bochum	v_1	0,38	0,35	0,46	0,23	0,09	0,41
	$v_{1,Pkw}$	0,38	0,37	0,34	0,26	0,18	0,29
AS Krefeld-Oppum	v_1	0,59	0,54	0,63	0,49	0,21	0,62
	$v_{1,Pkw}$	0,64	0,63	0,52	0,57	0,38	0,51

Tab. 10: Korrelationskoeffizienten der Zusammenhänge zwischen der Verkehrsstärke und der mittleren Kfz-Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen v_1 bzw. der mittleren Pkw-Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen $v_{1,Pkw}$ an Einfahrten vom Typ E 1

dem rechten Fahrstreifen v_1 und die Geschwindigkeit der Pkw auf dem rechten Fahrstreifen $v_{1,Pkw}$ bei verschiedenen Gesamtverkehrsstärken mit unterschiedlichen Schwerververkehrsanteilen untersucht.

Für alle Untersuchungsstellen des Einfahrtstyps E 1 an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn wurden das $q_{HO}-v_1$ -Diagramm und das $q_{HO}-v_{1,Pkw}$ -Diagramm erstellt (Bild 43). Zunächst ist im $q_{HO}-v_1$ -Diagramm deutlich zu erkennen, wie die Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen mit zunehmendem Schwerververkehrsanteil sinkt. Dies ist dadurch zu erklären, dass Schwerverkehrsfahrzeuge meist mit einer Geschwindigkeit zwischen 80 und 90 km/h fahren, während die Pkw im fließenden Verkehr eine höhere Geschwindigkeit erreichen, so dass der Mittelwert bei einer Erhöhung des Schwerverkehrsanteils sinkt. Der Vergleich mit dem $q_{HO}-v_{1,Pkw}$ -Diagramm zeigt aber, dass infolge der gegenseitigen Beeinflussung von Pkw und SVFz auch die Pkw-Geschwindigkeiten auf dem rechten Fahrstreifen mit zunehmendem Schwerververkehrsanteil abnehmen.

4.4 Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch

4.4.1 Analyse der Dauerzählstellendaten

Zur Analyse der Kapazität von planfreien Knotenpunkten wurden die Daten von Dauerzählstellen an den Untersuchungsstellen hinsichtlich der höchsten Verkehrsstärken und der Verkehrsstärken vor Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses untersucht. Dafür wurden die $q_{PE,HU}-q_{PE,A}$ -Beziehungen der Ausfahrten bzw. die $q_{PE,HO}-q_{PE,E}$ -Beziehungen der Einfahrten ausgewertet. Für jede Untersuchungsstelle wurden die aufgetretenen Verkehrszusammenbrüche anhand des Unterschreitens einer Grenzgeschwindigkeit identifiziert. Die Grenzgeschwindigkeit wurde für jede Untersuchungsstelle anhand der Grenze zwischen den Wertepaaren des fließenden und des gestauten Verkehrs im q-v-Diagramm ermittelt. Ein weiteres Kriterium für die Ermittlung eines Zusammenbruchs war, dass der Auslastungsgrad x über 0,75 liegen musste, was der Qualitätsstufe D oder schlechter nach HBS (2015) entspricht. Dadurch

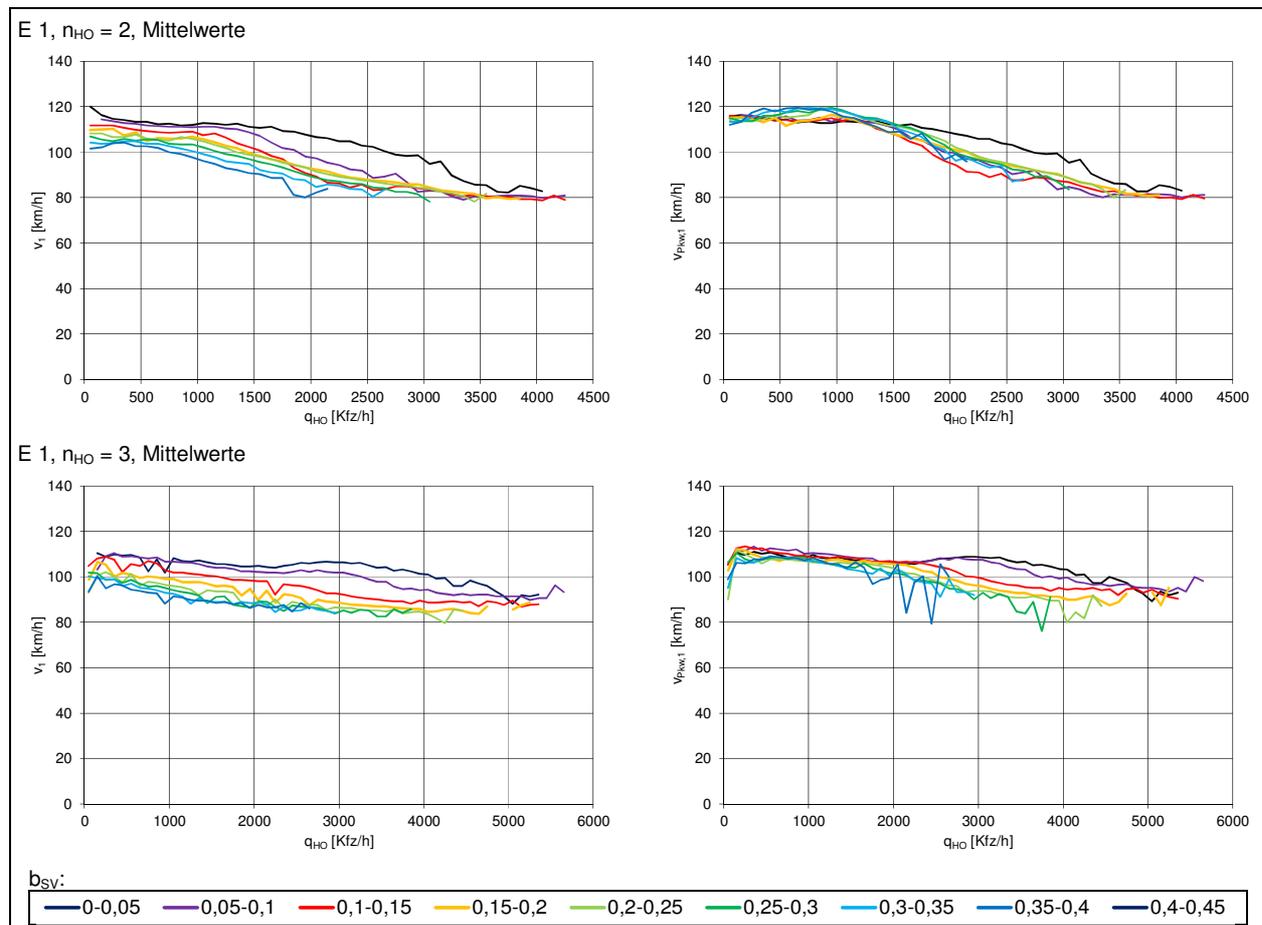


Bild 43: Zusammenhang zwischen der Gesamtverkehrsstärke oberhalb der Einfahrt q_{HO} und der mittleren Kfz-Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen v_1 bzw. der mittleren Pkw-Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen $v_{Pkw,1}$ an den Untersuchungsstellen des Einfahrtstyps E 1

werden Zusammenbrüche ausgeschlossen, bei denen die Untersuchungsstelle nicht den Engpass darstellte.

Die Darstellung der Auswertung in Stunden-Intervallen für alle Untersuchungsstellen enthält Anhang A. Als Beispiel zeigt Bild 44 die Ergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Ratingen-Ost. Die entsprechenden Stunden-Intervalle vor einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses sind hervorgehoben. In vielen Intervallen werden Verkehrsstärken erreicht, die über den Verkehrsstärken vor einem Zusammenbruch liegen. Dies ist auch in den anderen Untersuchungsstellen zu erkennen. Zu erklären ist dies einerseits dadurch, dass für einen Zusammenbruch an einem Knotenpunkt das Fahrstreifenwechselverhalten der Verkehrsteilnehmer eine größere Rolle als das Fahrzeugfolgeverhalten spielt und kritische Fahrstreifenwechsel schon bei einer relativ geringen Verkehrsstärke zu einem Zusammenbruch führen können. Die andererseits teilweise sehr hohen Verkehrsstärken ohne einen Verkehrszusammenbruch lassen sich vermutlich auf die in Kapitel 3.2.3 dargestellte Relaxation zurückführen, bei der ein Folgefahrzeug nach einem Fahrstreifenwechsel über einen gewissen Zeitraum einen sehr kurzen Abstand zum vorausfahrenden Fahrzeug einhält, welcher dann langsam wieder dem Normalzustand angepasst wird (COHEN, 2004; DAAMEN et. al., 2010). Die Anpassung an den Normalzustand findet dann allerdings nicht mehr im Knotenpunktbereich statt und kann stromabwärts des Knotenpunkts zu einem Zusammenbruch führen, der sich dann stromaufwärts ausbreitet.

Anhand der q - b_{sv} -Diagramme für alle Untersuchungsstellen im Anhang A ist zu erkennen, dass im Bereich der höchsten Verkehrsstärken in der Empirie nur sehr geringe Schwankungen des Schwerververkehrsanteils auftreten. Dementsprechend liegt der Schwerverkehrsanteil der für die Kapazitätsanalyse wichtigen Intervalle vor einem Zusammenbruch in einer zu geringen Bandbreite, um den Einfluss des Schwerverkehrsanteils analysieren zu können. Um dennoch den Einfluss des Schwerverkehrs auf die Kapazität von Knotenpunkten zu untersuchen, wurden daher im Folgenden die Simulationsergebnisse verwendet.

4.4.2 Ausfahrten

Zur Ermittlung der Kapazität von Ausfahrten in Abhängigkeit vom Schwerververkehrsanteil wurden die Simulationsergebnisse in $q_{PE,HU}$ - $q_{PE,A}$ -Diagramme eingetragen, in denen die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Ausfahrt $q_{PE,HU}$ den Verkehrsstärken in der Ausfahrt $q_{PE,A}$ gegenübergestellt sind. Dabei werden für jeden Simulationslauf die Verkehrsstärke im Intervall vor dem Zusammenbruch sowie der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch für die jeweiligen Szenarien dargestellt. Als Orientierung dient die Grenze zwischen den Qualitätsstufen E und F nach HBS (2015).

Bild 45 zeigt die Simulationsergebnisse für den Ausfahrtstyp A 1 am AK Oberhausen. Alle Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen im Bereich der Qualitätsstufe F. Bei niedrigen und mittleren Ausfahrtsverkehrsstärken

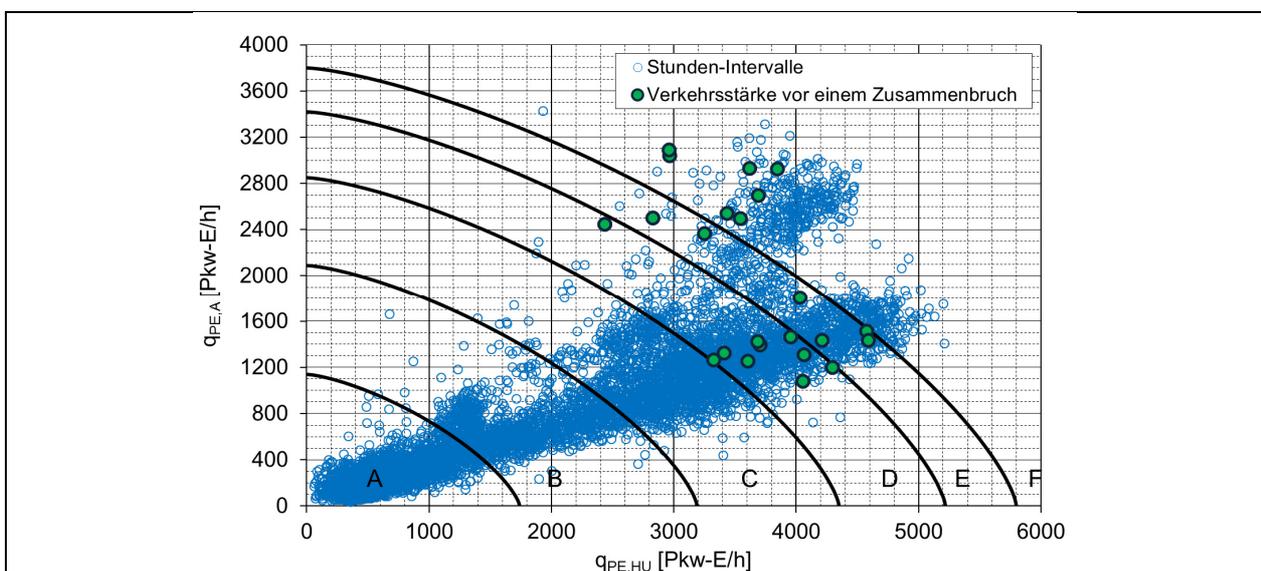


Bild 44: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke unterhalb der Ausfahrt $q_{PE,HU}$ und der Verkehrsstärke in der Ausfahrt $q_{PE,A}$ an der Untersuchungsstelle AK Ratingen-Ost, Ausfahrtstyp A 2 (Stunden-Intervalle)

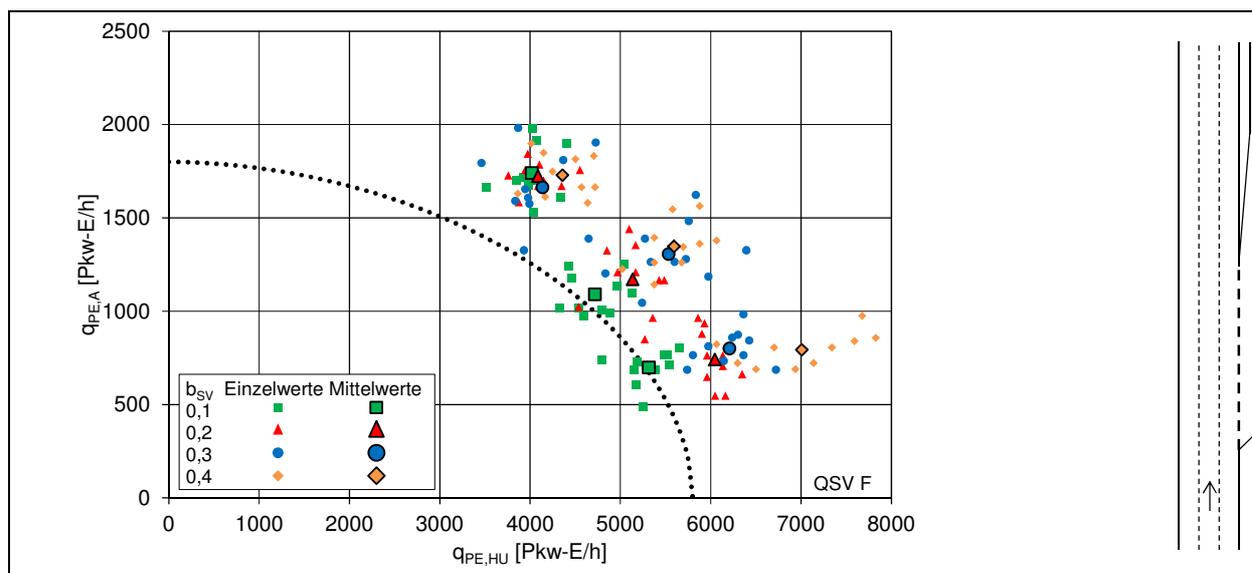


Bild 45: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

weicht der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei zunehmendem Schwerverkehrsanteil immer stärker von der Grenze zwischen den Qualitätsstufen E und F ab, was für eine Überschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs auf die Kapazität spricht. Bei einer hohen Verkehrsstärke in der Ausfahrt liegen die mittleren Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch relativ nah beieinander.

Der Ausfahrttyp A 1 an dreistreifiger Hauptfahrbahn wurde neben der Untersuchungsstelle AK Oberhausen auch an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop simuliert. Die Ergebnisse sind in Bild 46 dargestellt. Die Mittelwerte der Verkehrs-

stärken vor dem Zusammenbruch liegen auch hier alle im Bereich der Qualitätsstufe F nach HBS (2015). Bei niedrigen Ausfahrtverkehrsstärken weicht auch hier der Mittelwert mit zunehmendem Schwerverkehrsanteil immer stärker von der Grenze zwischen den Qualitätsstufen E und F nach HBS ab. Bei mittleren und hohen Ausfahrtverkehrsstärken liegen die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch nah beieinander.

Bild 47 zeigt die Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West mit einer Ausfahrt vom Typ A 1 an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn. Im Gegensatz zu den vorherigen Simulationen liegen die Verkehrsstärken vor dem

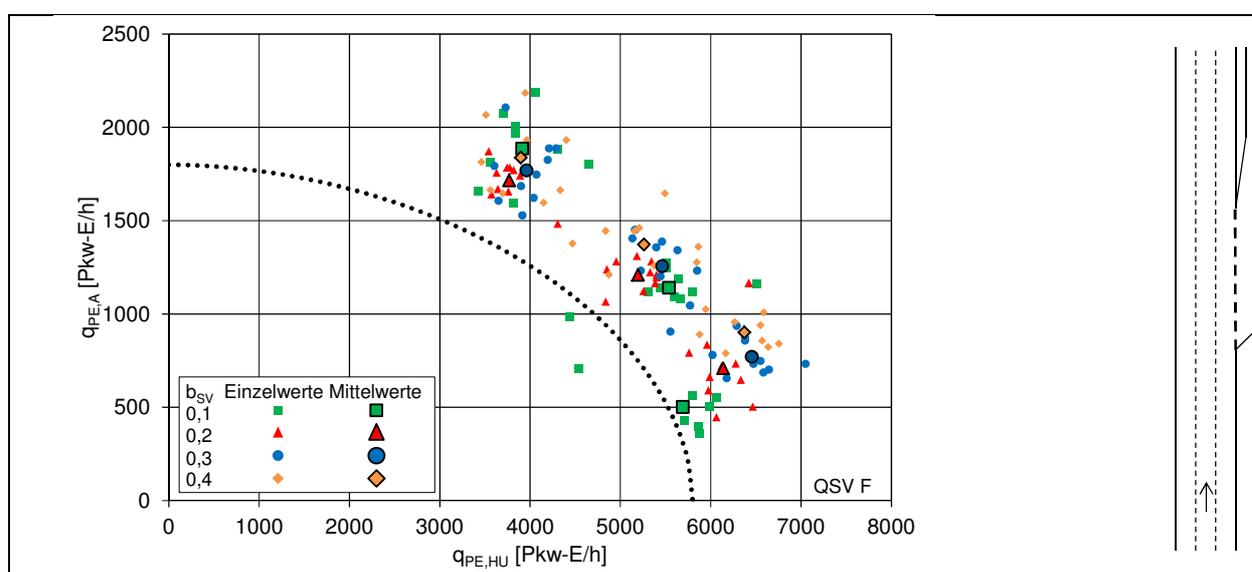


Bild 46: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

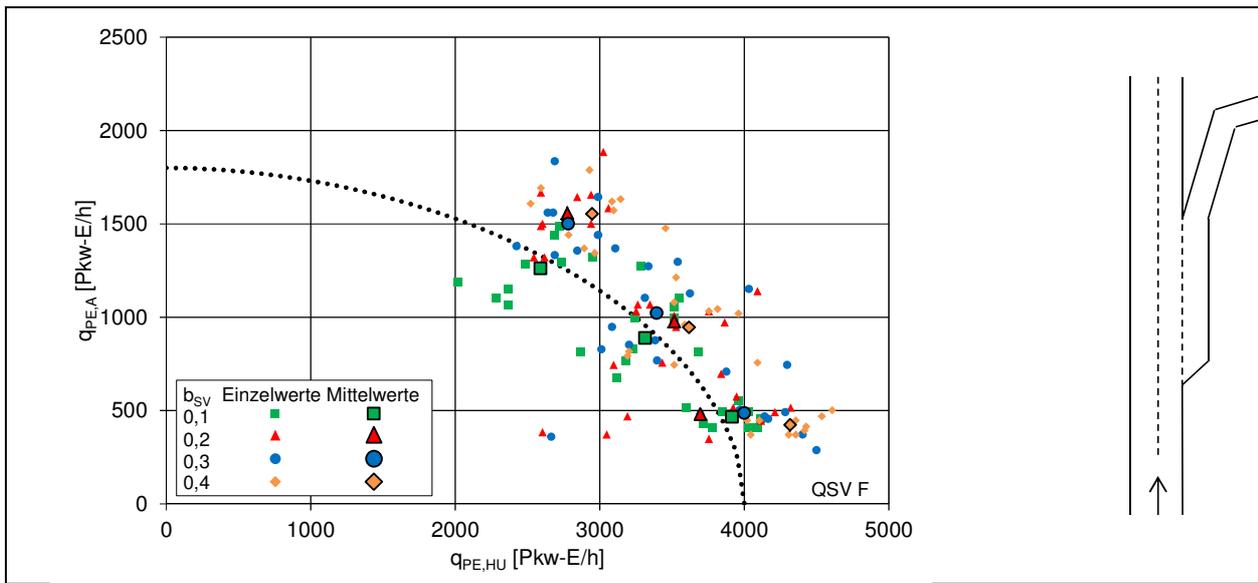


Bild 47: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West, Ausfahrttyp A 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

Zusammenbruch näher an der Grenze zwischen den Qualitätsstufen E und F. Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch mit einem Schwerverkehrsanteil von 10 % entsprechen dabei sogar fast genau der Kapazität nach HBS (2015). Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch für die verschiedenen Schwerverkehrsanteile liegen bei allen Ausfahrverkehrsstärken relativ nah beieinander.

Die Ergebnisse der Simulation der Ausfahrt vom Typ A 4 an der Untersuchungsstelle AK Kaiserberg sind in Bild 48 dargestellt. Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen

deutlich im Bereich der QSV F nach HBS (2015). Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen bei geringer Ausfahrverkehrsstärke besonders weit auseinander.

Für die Ausfahrt vom Typ A 6 am AK Köln-Nord wurde nur eine Ausfahrverkehrsstärke untersucht, die im Bereich der Kapazität der zweistreifigen Hauptfahrbahn und der Ausfahrt liegt. Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen alle im Bereich der QSV F (Bild 49). Die Streuung der Einzelwerte ist relativ hoch, während die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch relativ nah beieinander liegen.

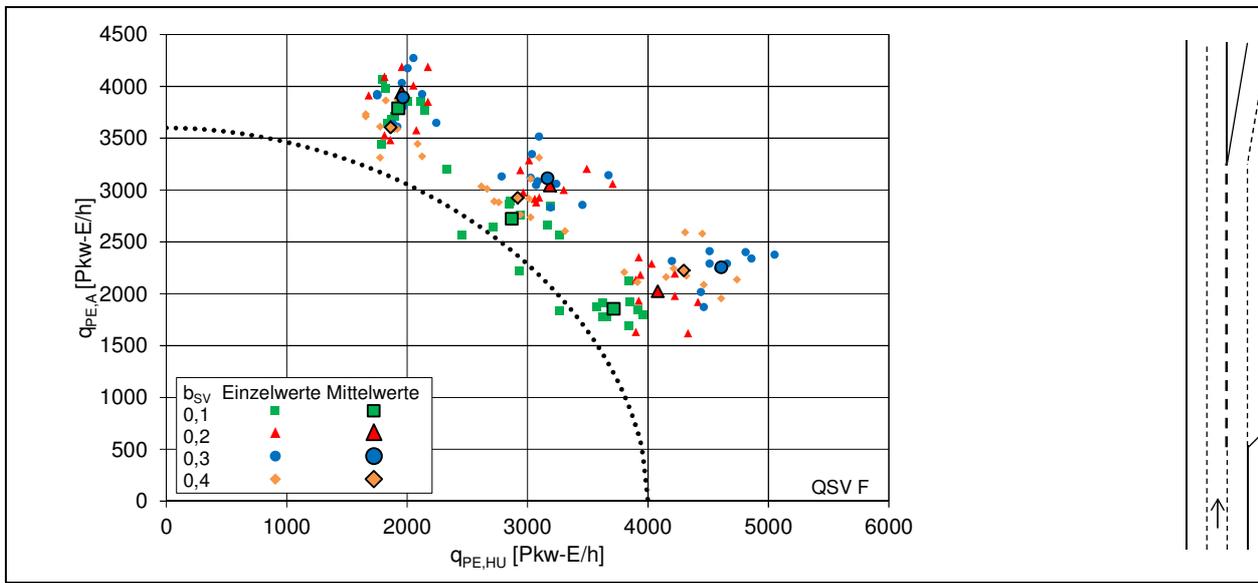


Bild 48: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

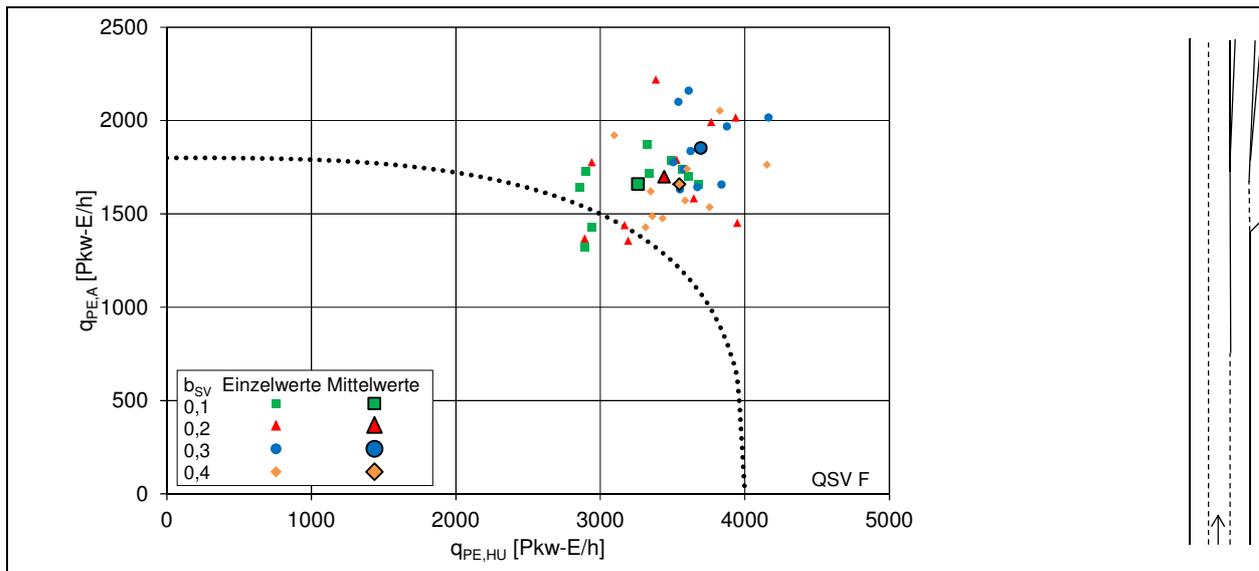


Bild 49: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Köln-Nord, Ausfahrttyp A 6: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen an fast allen untersuchten Ausfahrten im Bereich der QSV F nach HBS (2015). Bei niedrigen Ausfahrtverkehrsstärken weichen die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch für die untersuchten Schwerverkehrsanteile teilweise stark voneinander ab, was für eine Überschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs durch die Umrechnung in Pkw-Einheiten spricht, wenn die Streckenkapazität maßgebend ist. Bei mittleren und hohen Ausfahrtverkehrsstärken liegen die Mittelwerte der Szenarien näher beieinander, d. h. die Pkw-Gleichwerte des HBS (2015) liefern hier zutreffendere Werte.

4.4.3 Einfahrten

Die Einfahrten wurden analog zu den Ausfahrten analysiert. Für die Intervalle vor dem Zusammenbruch werden die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt $q_{PE,HO}$ und die Verkehrsstärken in der Einfahrt $q_{PE,E}$ dargestellt.

In Bild 50 sind die Ergebnisse der Simulationen für den Einfahrttyp E 1 an der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen dargestellt. Bei den Szenarien mit geringen und mittleren Einfahrtverkehrsstärken streuen die Ergebnisse zwischen verschiedenen Schwerverkehrsanteilen stark, insbesondere die Simulationsergebnisse für $b_{SV} = 0,3$ und $0,4$ liegen weit über der Grenze zwischen den QSV E

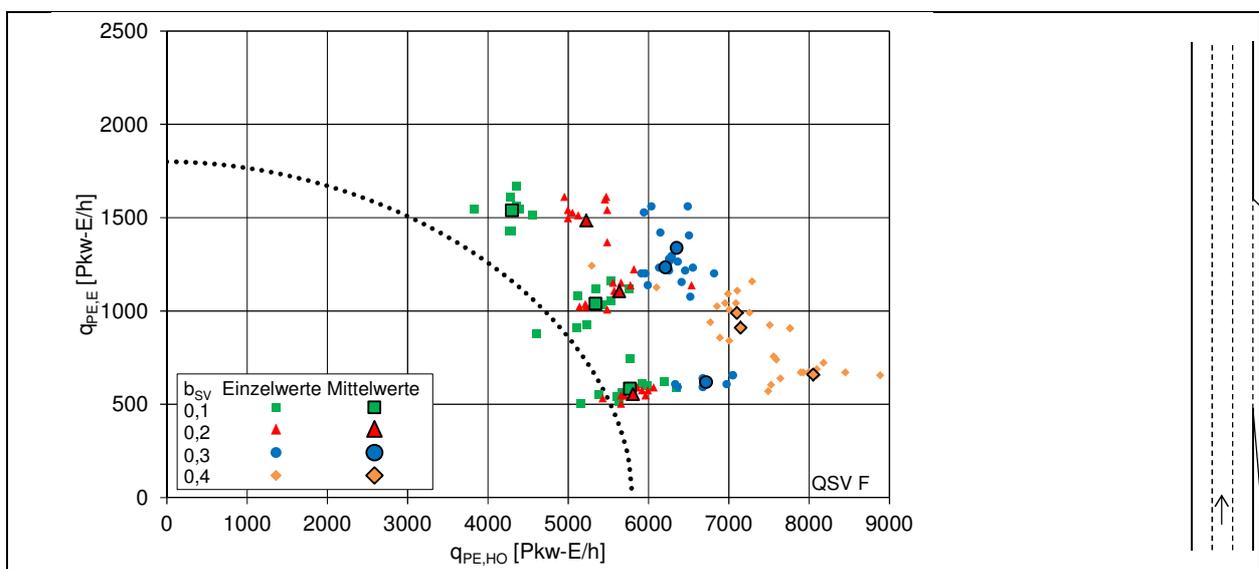


Bild 50: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen, Einfahrttyp E 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

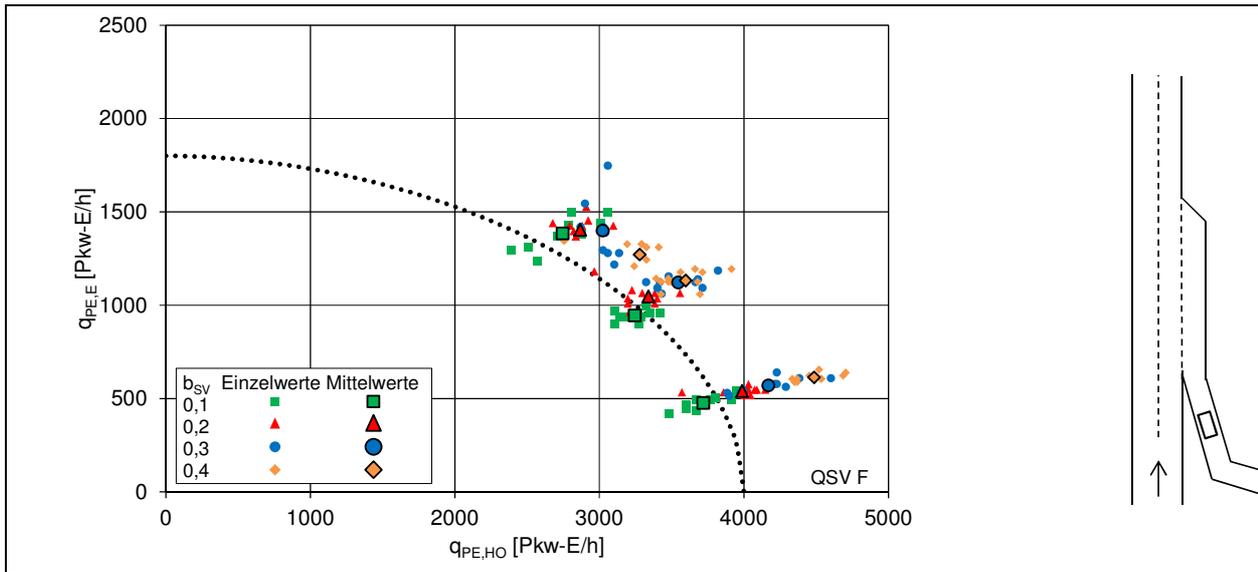


Bild 51: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West, Einfahrttyp E 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

und F nach HBS (2015). Bei hohen Einfahrverkehrsstärken ist die Streuung der Werte geringer.

Die Ergebnisse für den Einfahrttyp E 1 an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West zeigt Bild 51. Bei niedriger und mittlerer Einfahrverkehrsstärke entfernen sich die Mittelwerte der Zusammenbrüche bei zunehmendem b_{SV} -Wert von der Grenze zwischen den QSV E und F nach HBS (2015). Bei hoher Einfahrverkehrsstärke und hohem Schwerverkehrsanteil tritt in einigen Fällen eine Überlastung der Einfahrtrampe auf, so dass die Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch in der Einfahrt teilweise deutlich unter den in das Simulationsnetz eingespeisten Verkehrsstärken liegen.

In Bild 52 sind die Ergebnisse für den Einfahrttyp E 3 an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord dargestellt. Da beim Einfahrttyp E 3 ein zweistreifiger Querschnitt durch Fahrstreifenaddition der Einfahrt zu einer dreistreifigen Hauptfahrbahn erweitert wird, wurde nur ein Szenario simuliert, bei dem die Einfahrt und die Hauptfahrbahn – bezogen auf die Fahrstreifenanzahl – ungefähr gleich hoch belastet sind. Die Ergebnisse weisen eine hohe Streuung auf, allerdings entfernen sich die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch mit zunehmendem Schwerverkehrsanteil tendenziell von der Grenze zwischen der QSV E und F nach HBS (2015).

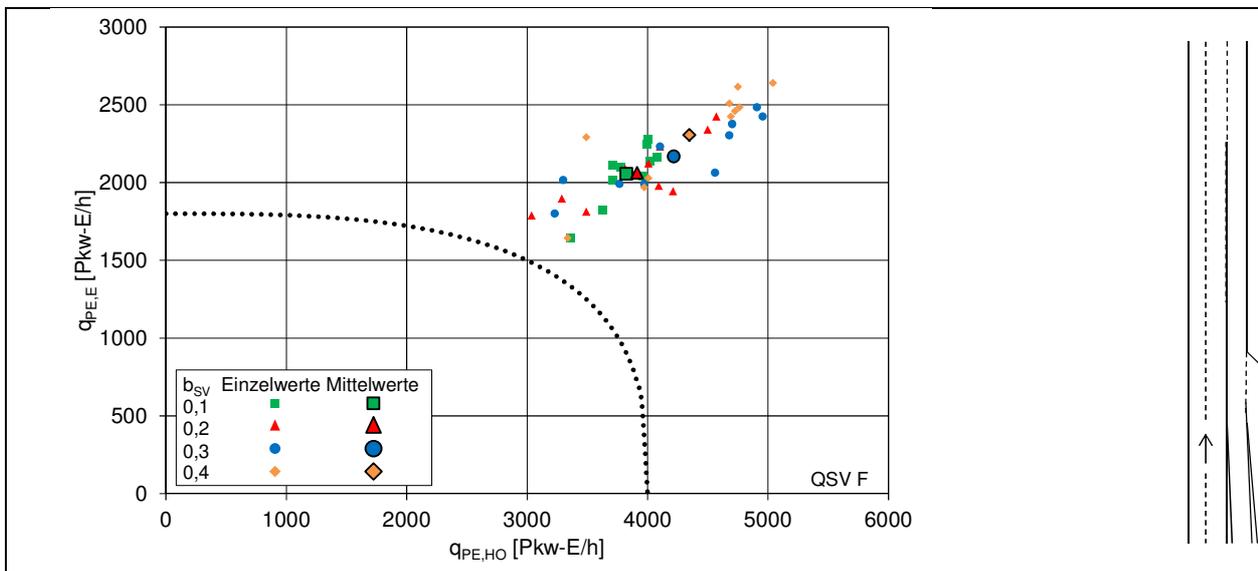


Bild 52: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Köln-Nord, Einfahrttyp E 3: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

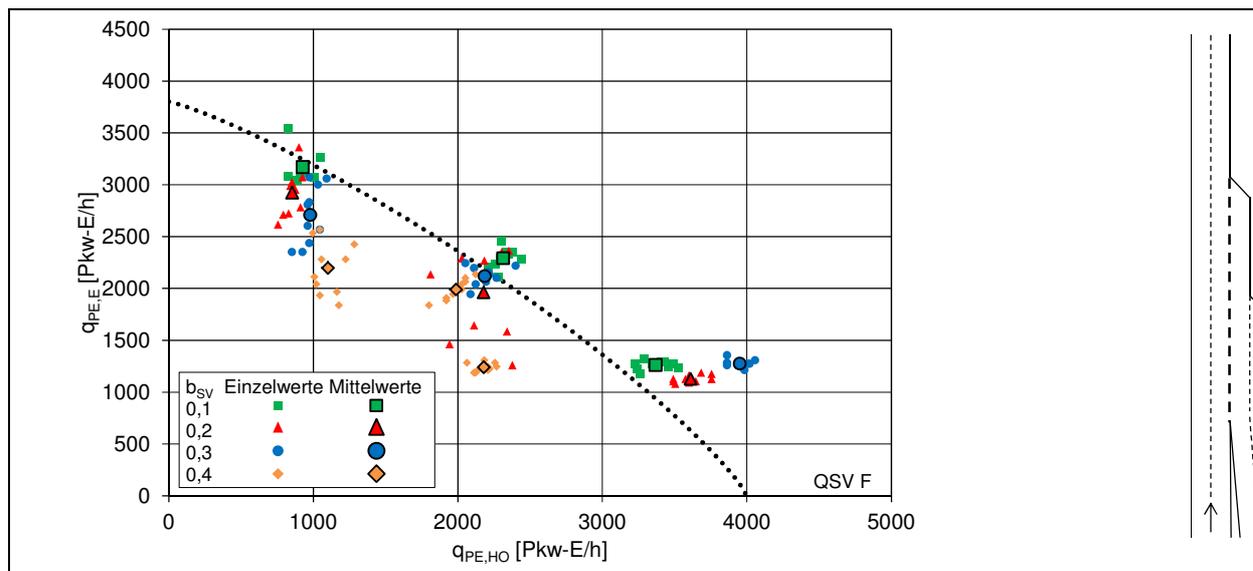


Bild 53: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Darmstadt, Einfahrtstyp E 4: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

Die Ergebnisse für den Einfahrtstyp E 4 an der Untersuchungsstelle AK Darmstadt zeigt Bild 53. Auffällig sind die Ergebnisse bei hohen und mittleren Einfahrverkehrsstärken, bei denen die Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch mit zunehmendem Schwerverkehrsanteil sehr gering werden. Dies bedeutet, dass der Einfluss des Schwerverkehrs bei zunehmendem Schwerverkehrsanteil unterschätzt wird. Dieses Ergebnis ist auch anhand der Beobachtung der Simulationen nachvollziehbar, da die Schwerverkehrsfahrzeuge zwei Fahrstreifenwechsel durchführen müssen.

In Bild 54 sind die Simulationsergebnisse für den Einfahrtstyp E 5 an der Untersuchungsstelle AK

Kaiserberg dargestellt. Hier ist in allen Szenarien zu beobachten, dass die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch mit zunehmendem Schwerverkehrsanteil größer werden, der Einfluss des Schwerverkehrs also durch die Umrechnung in Pkw-Einheiten überschätzt wird.

Insgesamt sind die Simulationsergebnisse für die Einfahrten weniger eindeutig als bei den Ausfahrten. Im Allgemeinen kann beobachtet werden, dass für den Einfahrtstyp E 1 bei niedrigen Einfahrverkehrsstärken, wenn die Streckenkapazität maßgebend ist, der Einfluss des Schwerverkehrs mit einer Umrechnung in Pkw-Einheiten überschätzt wird. Bei mittleren und hohen Einfahrver-

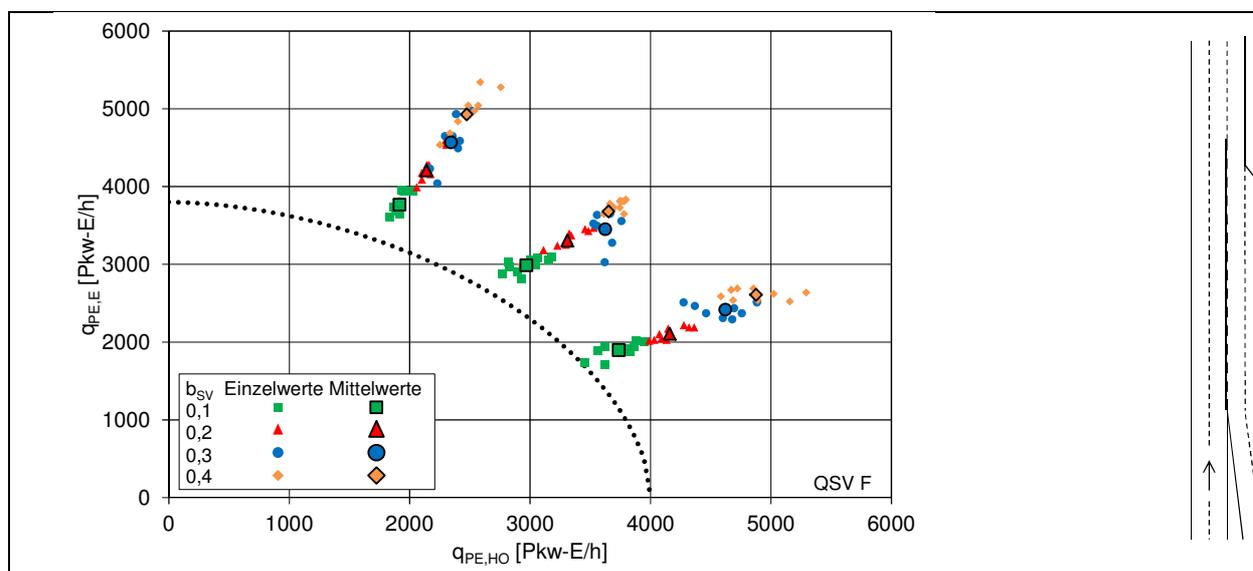


Bild 54: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Einfahrtstyp E 5: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

kehrsstärken liegen die Mittelwerte der verschiedenen Szenarien aber nahe beieinander. Bei der Simulation von Einfahrten mit Fahrstreifenaddition hat der Schwerverkehr einen geringeren Einfluss auf den Verkehrsablauf der Einfahrt. Dies betrifft insbesondere den Einfahrtstyp E 5, bei dem das Ausmaß der Vorsortierung der Fahrzeuge und der anschließenden Verflechtungsvorgänge in der Simulation unabhängig vom Schwerverkehrsanteil ist. Der Einfahrtstyp E 4 ist gemäß den Ergebnissen der Simulation für den Schwerverkehr eher ungünstig, da einfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge zwei Fahrstreifen wechseln müssen.

4.4.4 Verflechtungsstrecke

Analog zu den Einfahrten wurden für die analysierte Verflechtungsstrecke des Typs VR 1 an der Untersuchungsstelle AK Leverkusen die Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt ($q_{PE,HO}$) und in der Einfahrt ($q_{PE,E}$) analysiert. Die Simulationsergebnisse zeigt Bild 55. Die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch liegen bei allen Szenarien sehr nah zusammen. Die Kapazität nach HBS (2015) wird in keinem Szenario erreicht. Die Streuung der Einzelwerte ist dabei sehr hoch. Dies ist im Wesentlichen darauf zurückzuführen, dass in der Simulation eines Verflechtungsbereichs aufgrund der Gleichberechtigung von beiden Fahrzeugströmen häufiger Situationen auftreten, in denen sich Fahrzeuge gegenseitig blockieren und dadurch einen Zusammenbruch auslösen. Den Fahrzeugen steht im Verflechtungsbereich keine eigene Absicht „Verflechten“ zur Verfügung, die den Fahrzeugen hilft, zu kooperieren.

4.5 Pkw-Gleichwerte

4.5.1 Rekalibrierung anhand der Verkehrsstärke vor dem Zusammenbruch

Pkw-Gleichwerte zur Umrechnung von Schwerverkehrsstärken in Pkw-Einheiten finden in den nationalen und internationalen Richtlinien ihre Anwendung bei der Bemessung und Bewertung von planfreien Knotenpunkten (vgl. Kapitel 2.7).

Zunächst wurden auf der Grundlage der Dauerzählstellendaten die Pkw-Gleichwerte überprüft. Dabei wurden die Zusammenbrüche näher analysiert. Die Pkw-Gleichwerte wurden nicht für bestimmte Schwerverkehrsanteile ermittelt, sondern es wurde eine Funktion zur Beschreibung des Pkw-Gleichwertes in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil verwendet. Diese lautet:

$$f_{PE} = f_{PE,1} \cdot b_{SV} + f_{PE,2} \quad (4-2)$$

mit

$f_{PE,1}$ Modellparameter

$f_{PE,2}$ Modellparameter

b_{SV} Schwerverkehrsanteil

Die Kombination der Parameter $f_{PE,2} = 2,0$ und $f_{PE,1} = 0,0$ ergibt den Pkw-Gleichwert nach HBS (2015) und wurde als Startwert für die Anpassung verwendet. Ebenso wie bei den simulierten Werten sollten die Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch durch Optimierung der Pkw-Gleichwerte möglichst nah beieinander liegen. Im Gegensatz zu den Daten aus der Simulation wurden allerdings bei den empirischen Daten keine Mittelwerte ver-

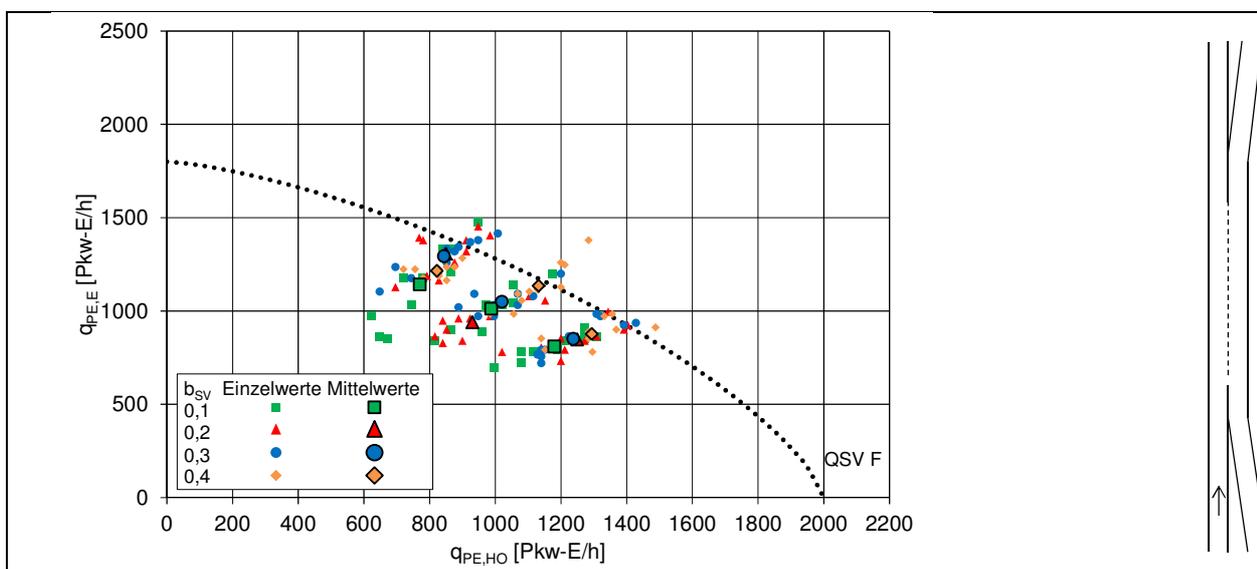


Bild 55: Simulationsergebnisse für die Untersuchungsstelle AK Leverkusen, Verflechtungstyp VR 1: Einzelwerte und Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen

wendet, sondern eine auf dem Modell der Bemessungsdiagramme an planfreien Knotenpunkten aus dem HBS basierende Funktion. Neben den Pkw-Gleichwerten wurde daher auch die Funktion durch den Parameter a in Gleichung (2-10) mit verschoben. Für die Anpassung wurde eine Gerade vom Ursprung des Diagramms zum jeweiligen Punkt des Zusammenbruchs gezogen und der Abstand von diesem Punkt zur Funktion nach dem HBS auf der Geraden berechnet. Die Summe der Abstände wurde durch die Anpassung der Pkw-Gleichwerte $f_{PE,1}$ und $f_{PE,2}$ sowie des Parameters a der Funktion (2-11) minimiert.

In Bild 56 ist das Vorgehen am Beispiel der Untersuchungsstelle AK Oberhausen dargestellt. Die gestrichelte Linie stellt in beiden Abbildungen die Grenze zwischen den QSV E und F nach HBS dar. In der linken Abbildung sind die Zusammenbrüche mit einem Pkw-Gleichwert von $f_{PE} = 2,0$ abgebildet. Die rechte Abbildung zeigt die angepasste Funktion sowie die Zusammenbrüche mit den optimierten Parametern $f_{PE,1} = 0,0$ und $f_{PE,2} = 1,56$. Der Parameter $f_{PE,1} = 0,0$ lässt vermuten, dass kein Einfluss des Schwerververkehrsanteils auf den Pkw-Gleichwert besteht. Allerdings lag der Schwerververkehrsanteil beim Großteil der ausgewerteten Zusammenbrüche im Bereich zwischen 0,15 und 0,2. In dieser geringen Bandbreite ergibt sich kein Einfluss des Schwerververkehrsanteils auf den Pkw-Gleichwert. Da auch bei den anderen Untersuchungsstellen im Bereich der Kapazität nur geringe Schwankungen des Schwerververkehrsanteils auftraten, werden im Folgenden die Pkw-Gleichwerte anhand der Simulationsergebnisse untersucht, um eine größere Bandbreite auftretender Schwerververkehrsanteile analysieren zu können.

Die Analyse der Pkw-Gleichwerte aus den Simulationsergebnissen erfolgte anhand der $q_{HU,PE}$ - $q_{A,PE}$ -

Diagramme für Ausfahrten sowie anhand der $q_{HO,PE}$ - $q_{E,PE}$ -Diagramme für Einfahrten. Durch die Umrechnung der Schwerverkehrsstärken in Pkw-Einheiten sollte die Kapazität der Teilknotenpunkte bei verschiedenen Schwerverkehrsanteilen vergleichbar sein. Die in den Simulationsläufen ermittelten Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch sollten daher auch bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen möglichst nah beieinander liegen. Die Simulationsläufe wurden mit Schwerverkehrsanteilen von 10, 20, 30 und 40 % durchgeführt. Der Pkw-Gleichwert wurde für alle Szenarien als Startwert auf den im HBS angegebenen Wert von 2,0 gesetzt und der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch für die drei verschiedenen Szenarien (niedrige, mittlere und hohe Ausfahrungsverkehrsstärke) berechnet. Dann wurden die Abweichungen der einzelnen Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch zu dem Mittelwert berechnet. Die Summe der quadrierten Abweichungen wurde anschließend durch iterative Veränderungen der Pkw-Gleichwerte minimiert.

In Bild 57 ist das Vorgehen am Beispiel der Untersuchungsstelle AK Oberhausen dargestellt. Das linke Bild zeigt das $q_{HU,PE}$ - $q_{A,PE}$ -Diagramm mit dem Pkw-Gleichwert $f_{PE} = 2,0$. Die eingezeichnete Kurve entspricht dabei der Grenze zwischen den QSV E und F nach HBS. Im rechten Bild ist das $q_{HU,PE}$ - $q_{A,PE}$ -Diagramm mit dem optimierten Pkw-Gleichwert dargestellt. Die optimierten Pkw-Gleichwerte für alle Untersuchungsstellen sind in Tab. 11 angegeben. Bei allen Untersuchungsstellen außer dem AK Darmstadt liegt der ermittelte Pkw-Gleichwert für Schwerverkehrsanteile von bis zu 40 % unter dem Gleichwert von 2,0 nach HBS. Allerdings fällt bei der Betrachtung der einzelnen Simulationsergebnisse auf, dass der Pkw-Gleichwert von 2,0 bei den Szenarien mit Schwerverkehrsanteilen

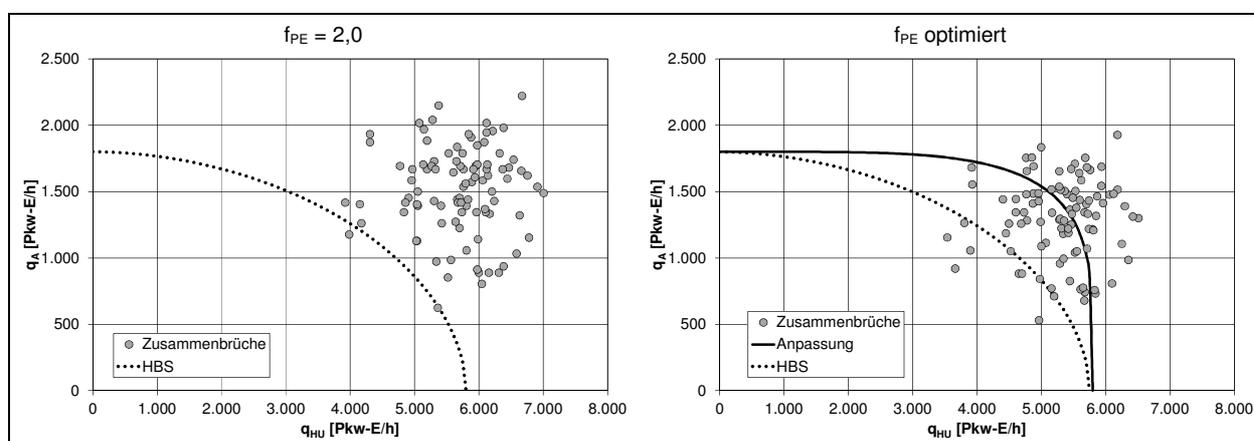


Bild 56: Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch unterhalb der Einfahrt $q_{HU,PE}$ und in der Ausfahrt $q_{A,PE}$ an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1 (Empirie)

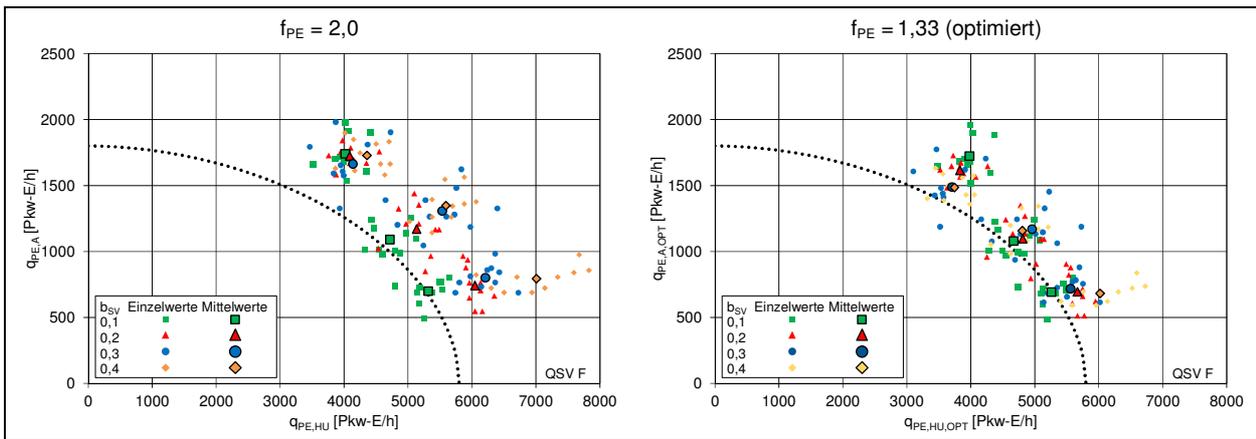


Bild 57: Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch unterhalb der Einfahrt $q_{HU,PE}$ und in der Ausfahrt $q_{A,PE}$ an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1 (Simulation)

Untersuchungsstelle	f_{PE}
AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1	1,33
AS Alsfeld-West, Ausfahrttyp A 1	1,62
AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1	1,45
AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4	1,68
AK Köln-Nord, Ausfahrttyp A 6	1,44
AS Alsfeld-West, Einfahrttyp E 1	1,34
AS Leverkusen-Opladen, Einfahrttyp E 1	1,14
AK Köln-Nord, Einfahrttyp E 3	1,49
AK Darmstadt, Einfahrttyp E 4	2,19
AK Kaiserberg, Einfahrttyp E 5	1,00
AK Leverkusen, Verflechtungstyp VR 1	1,51

Tab. 11: Optimierte Pkw-Gleichwerte der Untersuchungsstellen für Schwerverkehrsanteile von bis zu 40 % (Simulation)

teilen von 10 und 20 % mittlere Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch ergibt, die besser zu den Kurven nach HBS passen als die Ergebnisse bei hohen Schwerverkehrsanteilen. Demnach sind vor allem bei hohen Schwerverkehrsanteilen geringere Pkw-Gleichwerte erforderlich, um einheitliche Kapazitäten in Pkw-Einheiten für alle Schwerverkehrsanteile zu erhalten. Um diesen Ansatz weiter zu prüfen, wurden der Pkw-Gleichwert für die Auswertung der Simulationen mit einem Schwerverkehrsanteil von 10 % auf 2,0 festgelegt und nur die Pkw-Gleichwerte für Schwerverkehrsanteile von 20, 30 und 40 % angepasst.

Die Ergebnisse des neuen Ansatzes sind in Bild 58 für die Ausfahrten und Bild 59 für die Einfahrten und Verflechtungsstrecken dargestellt. Die meisten Pkw-Gleichwerte liegen im Bereich zwischen 1,5 und 2,0. Ausnahmen sind die Einfahrten am AK Darmstadt und AK Kaiserberg mit Werten deutlich über 2,0 bzw. unter 1,5. Der Verkehrsablauf an der Einfahrt vom Typ E 4 am AK Darmstadt, bei der eine zweistreifige Einfahrt in eine zweistreifige Hauptfahrbahn eingefädelt wird, scheint für den

einfahrenden Schwerverkehr durch die zwei erforderlichen Fahrstreifenwechsel besonders ungünstig zu sein, während beim Einfahrttyp E 5 mit einer Fahrstreifenaddition der Schwerverkehr eine besonders geringe Auswirkung auf die Kapazität hat. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der Defizite mikroskopischer Simulationsmodelle im Hinblick auf die Nachbildung des taktischen Fahrverhaltens der tatsächliche Verkehrsablauf an diesen Einfahrten möglicherweise nicht genau genug reproduziert wird. Die Untersuchungsstellen AK Darmstadt und AK Kaiserberg werden daher im Folgenden nicht weiter betrachtet.

Für alle Untersuchungsstellen mit Ausfahrttyp A 1 und Einfahrttyp E 1 geht der Pkw-Gleichwert zwischen einem Schwerverkehrsanteil von 10 und 20 % deutlich zurück und bleibt dann auf einem nahezu konstanten Niveau. Die Ausfahrttypen A 4 und A 6 verhalten sich bis zu einem Schwerverkehrsanteil von 30 % ähnlich, allerdings ergibt sich mit einem Schwerverkehrsanteil von 40 % wieder ein höherer Gleichwert.

In Bild 60 ist der Mittelwert über alle Untersuchungsstellen ohne die Ergebnisse der Untersuchungsstellen AK Darmstadt (Einfahrttyp E 4) und AK Kaiserberg (Einfahrttyp E 5) dargestellt. Beide zeigen den oben beschriebenen Verlauf. Auf der Grundlage dieser Ergebnisse wird zur Anpassung des Pkw-Gleichwerts bei hohen Schwerverkehrsanteilen im Bemessungsverfahren des HBS vorgeschlagen, für Schwerverkehrsanteile über 20 % einen Pkw-Gleichwert von 1,7 anzusetzen. Für die Gewährleistung eines kontinuierlichen Ergebnisses wird eine lineare Reduktion des Pkw-Gleichwerts bei Schwerverkehrsanteilen zwischen 15 und 20 % von 2,0 auf 1,7 empfohlen, da in den empirischen Untersuchungen keine unterschiedlichen Pkw-Gleichwerte für Schwerverkehrsanteile zwischen 10 und 15 % nachgewiesen werden konnten.

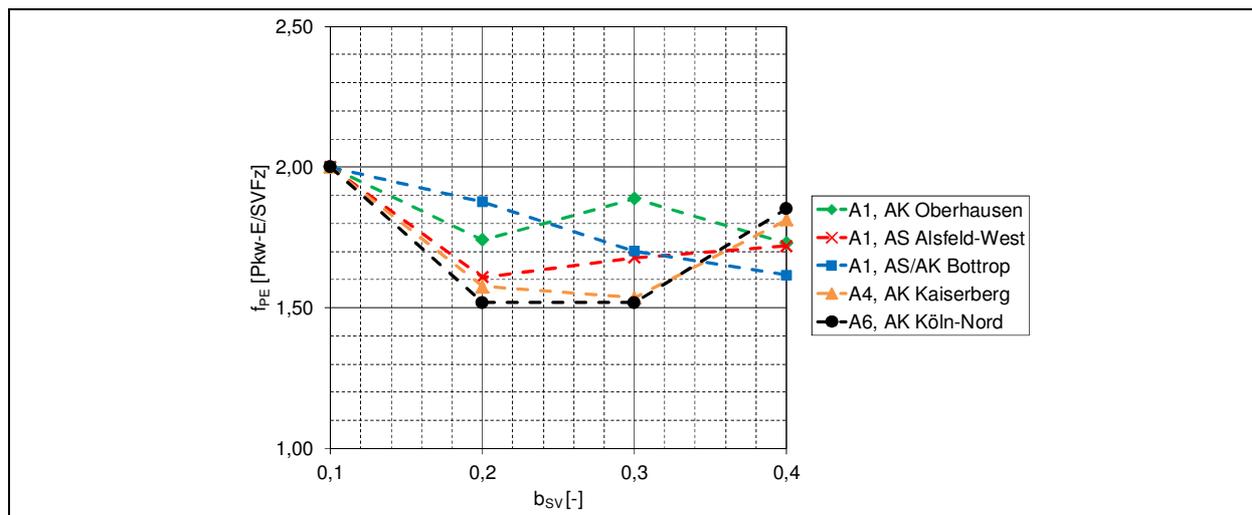


Bild 58: Optimierte Pkw-Gleichwerte in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil für Ausfahrten

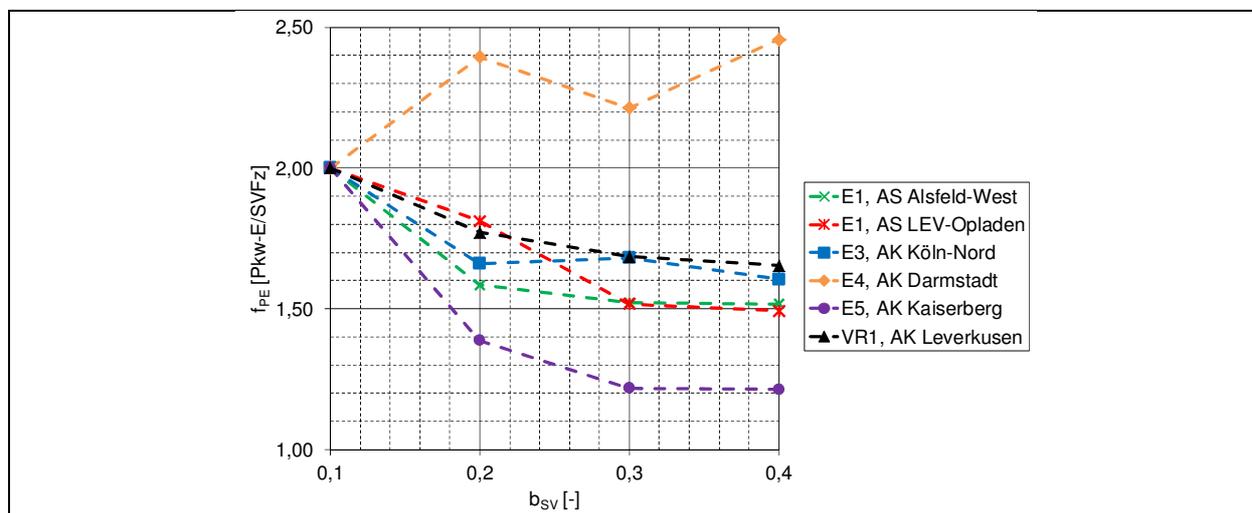


Bild 59: Optimierte Pkw-Gleichwerte in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil für Einfahrten und eine Verflechtungstrecke

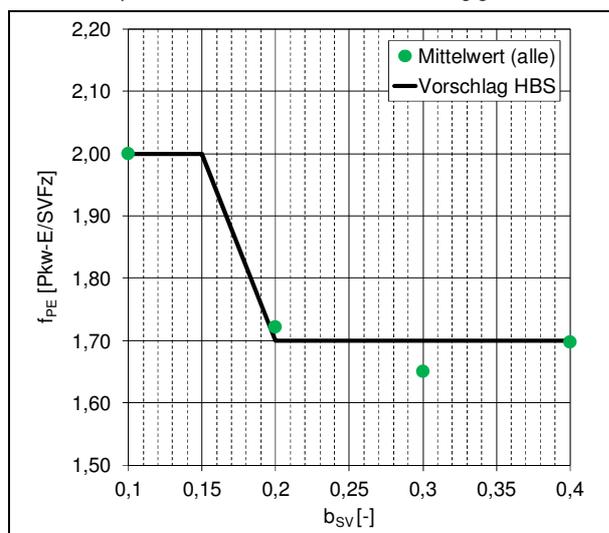


Bild 60: Vorschlag für die Anpassung der Pkw-Gleichwerte im HBS-Bemessungsverfahren im Vergleich zum Mittelwert der optimierten Pkw-Gleichwerte für alle Untersuchungsstellen (ohne Einfahrtstypen E 4 und E 5)

4.5.2 Rekalibrierung anhand des Auslastungsgrads und der Geschwindigkeit

Die bisher in dieser Arbeit verwendeten Ansätze zur Bestimmung des Pkw-Gleichwertes beruhen auf einer Analyse der q-v-Daten vor einem Zusammenbruch. Wie in Kapitel 4.4 beschrieben, liegen diese Daten in den empirisch erhobenen Daten alle bei sehr ähnlichen Schwerverkehrsanteilen. Bei Betrachtung der q- b_{SV} -Diagramme im Anhang A ist aber zu erkennen, dass der Schwerverkehrsanteil b_{SV} bei mittleren Verkehrsstärken eine höhere Bandbreite aufweist. Um auch diese Daten mit in die Analyse einbeziehen zu können, müssen die Datenpaare über den Auslastungsgrad normiert werden. Im Folgenden werden dafür Funktionen aus dem HBS (2015) verwendet.

Zum Vergleich der Verkehrsstärken kann dabei der Auslastungsgrad x nach Gleichung (2-6) bzw. (2-10) verwendet werden. Durch Umstellung der

Gleichung (2-6) ist die Verkehrsstärke q als Funktion des Auslastungsgrades darstellbar:

$$q = x \cdot C \tag{4-3}$$

Für Ein- und Ausfahrten ergibt sich analog durch Umstellung von Gleichung (2-10):

$$q = x_k \cdot C = \left[(x_{E/A})^a + (x_H)^a \right]^{\frac{1}{a}} \cdot C \tag{4-4}$$

Für den Vergleich der verschiedenen Schwerverkehrsanteile kann die mittlere Pkw-Geschwindigkeit verwendet werden, da bei der Analyse der Geschwindigkeiten in Kapitel 4.3.2 ein Zusammenhang zwischen dem Schwerverkehrsanteil und der mittleren Pkw-Geschwindigkeit identifiziert wurde. Auf der Grundlage des im HBS verwendeten Verkehrsflussmodells nach Gleichung (2-7) kann die mittlere Pkw-Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad beschrieben werden:

$$v = \frac{V_0}{1 + \frac{V_0}{L_0 \cdot (C_0 - x_k \cdot C_k)}} \tag{4-5}$$

mit

- v mittlere Pkw-Geschwindigkeit
- x_k kombinierter Auslastungsgrad
- V_0 Modellparameter
- L_0 Modellparameter
- C_0 Modellparameter
- C_k Modellparameter

Die Formel kann nun verwendet werden, um für jede Kombination der Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und in der Ein- bzw. Ausfahrt die mittlere Pkw-Geschwindigkeit zu berechnen. Da die Verkehrsstärken für planfreie Knotenpunkte in Pkw-Einheiten umgerechnet werden, kann nach der Anpassung der Modellparameter auf der Grundlage der empirischen Daten eine Optimierung der Pkw-Gleichwerte erfolgen.

In Bild 61 ist für die Untersuchungsstelle AK Oberhausen die mittlere Geschwindigkeit im fließenden Verkehr dargestellt. Dafür wurden nur die q - v -Datenpaare in Stunden-Intervallen mit einer Geschwindigkeit über 90 km/h verwendet. Auf der Grundlage dieser Daten kann die Funktion der Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad (Bild 62) sowie in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke unterhalb der Ausfahrt und der Verkehrsstärke in der Ausfahrt (Bild 63) ermittelt werden.

Die Modellparameter für die Berechnung des kombinierten Auslastungsgrades wurden aus dem HBS (2015) übernommen. Bei der Anpassung dieser Funktion kann der Pkw-Gleichwert als weitere Optimierungsgröße verwendet werden. Durch Anpassung des Pkw-Gleichwerts wird der Auslastungsgrad der Einzelwerte mit einem über- oder unterdurchschnittlichen Schwerverkehrsanteil verändert und somit die Streuung der Einzelwerte minimiert. Für die Untersuchungsstelle AK Oberhausen konnte so ein Pkw-Gleichwert von 1,9 ermittelt werden. Für weitere Untersuchungsstellen sind die ermittelten Pkw-Gleichwerte in Tab. 12 dargestellt.

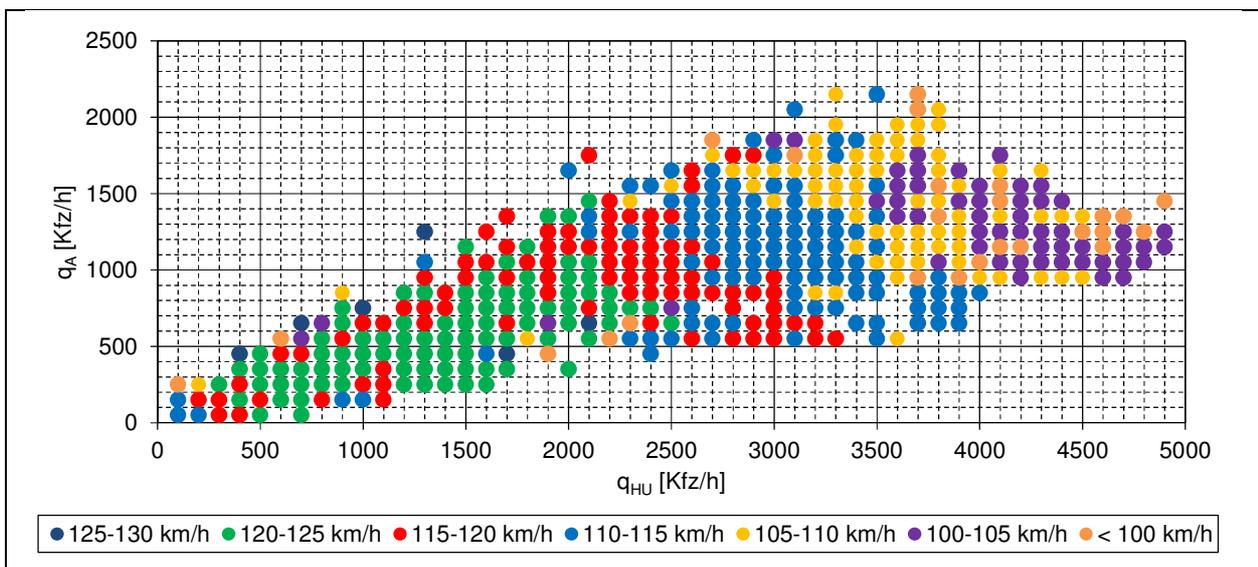


Bild 61: Mittlere Geschwindigkeit im fließenden Verkehr in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke unterhalb der Ausfahrt und der Verkehrsstärke in der Ausfahrt in Klassen der Breite 100 Kfz/h an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen (Stunden-Intervalle)

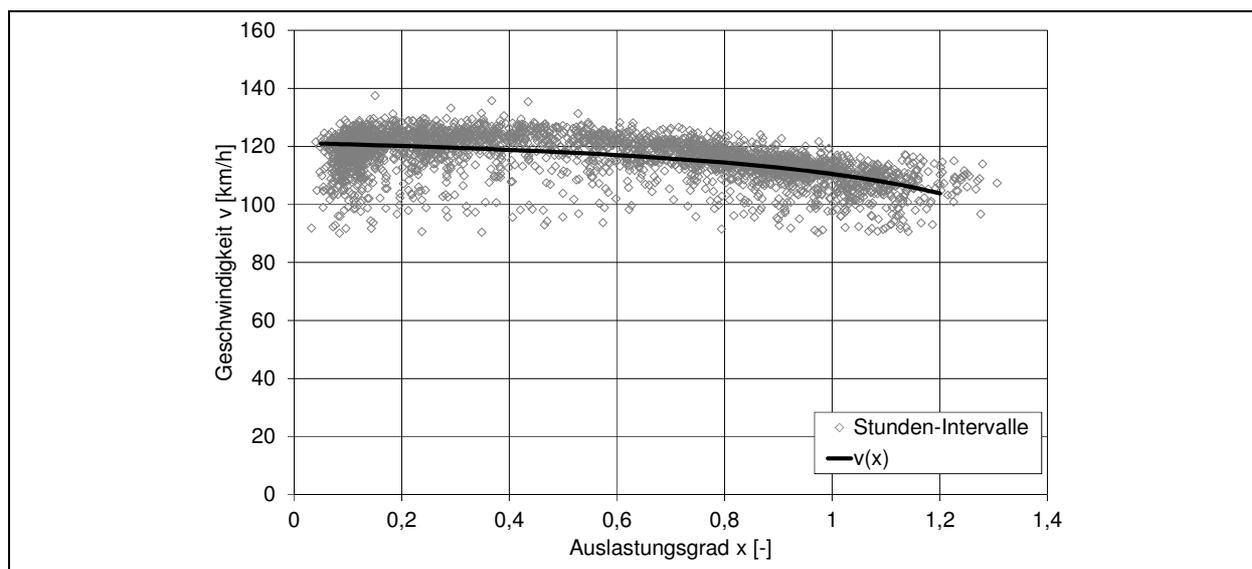


Bild 62: Modell der mittleren Geschwindigkeit im fließenden Verkehr in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad x an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen (Stunden-Intervalle)

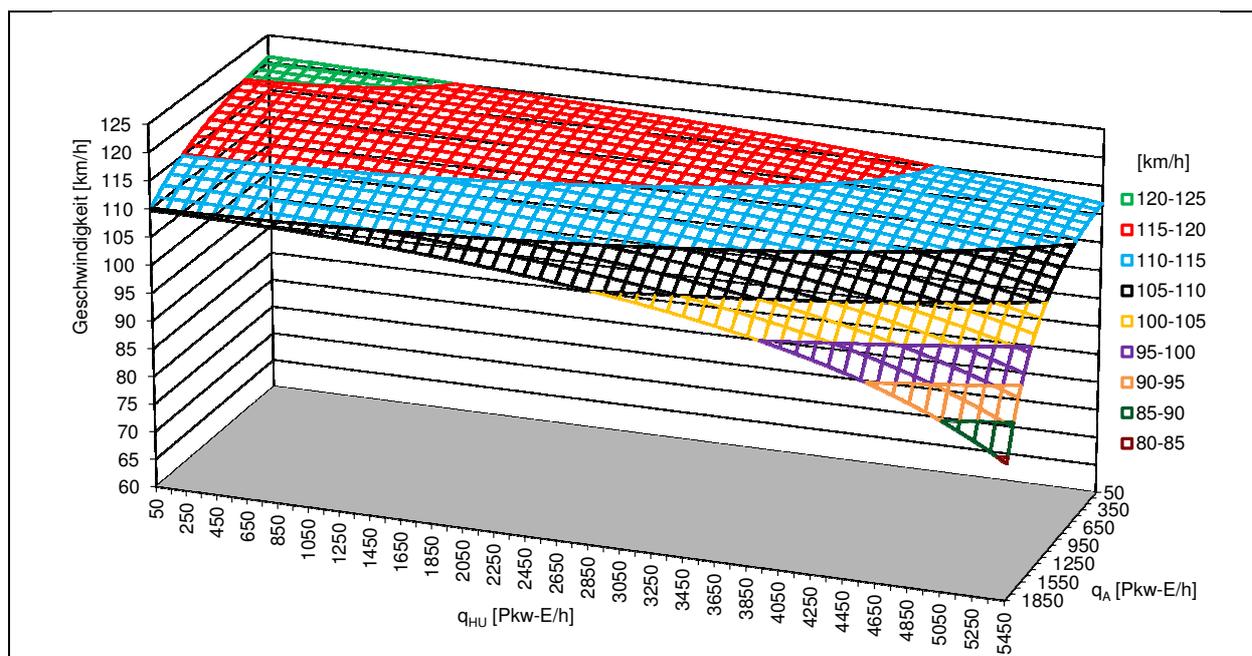


Bild 63: Modell der mittleren Geschwindigkeit im fließenden Verkehr in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke unterhalb der Ausfahrt q_{HU} und der Verkehrsstärke in der Ausfahrt q_A an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen (Stunden-Intervalle)

Der Mittelwert aller mit dieser Methodik untersuchten Anschlussstellen liegt bei einem Pkw-Gleichwert von 2,02. Mit dem verwendeten Ansatz ergibt sich demnach, dass für die Angleichung der Pkw-Geschwindigkeit ein Pkw-Gleichwert von 2,0 verwendet werden kann. Allerdings ist dabei hervorzuheben, dass eine geringere Geschwindigkeit durch den Einfluss des Schwerverkehrs nicht notwendigerweise eine geringere Kapazität der Anschlussstelle bedeutet.

Untersuchungsstelle	f_{PE}
AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1	1,90
AS Alsfeld-West, Ausfahrttyp A 1	2,12
AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4	2,16
AK Köln-Nord, Ausfahrttyp A 6	2,01
AS Alsfeld-West, Einfahrttyp E 1	2,13
AS Leverkusen-Opladen, Einfahrttyp E 1	1,88
AK Köln-Nord, Einfahrttyp E 3	2,18
AK Darmstadt, Einfahrttyp E 4	1,91
AK Kaiserberg, Einfahrttyp E 5	1,90

Tab. 12: Anhand des Auslastungsgrades und der Geschwindigkeit rekali-brierte Pkw-Gleichwerte

4.6 Weiterentwicklung der Verfahren der stochastischen Kapazitätsanalyse

Das in Kapitel 2.2.2 beschriebene Verfahren der stochastischen Kapazitätsanalyse kann für die Anwendung auf planfreie Knotenpunkte erweitert werden. An planfreien Knotenpunkten ist nicht nur die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn zur Bestimmung der Kapazität maßgebend, sondern auch die Verkehrsstärke in der Ein- bzw. Ausfahrt. In einem ersten Schritt wurde eine Kapazitätsanalyse an Ausfahrten in Abhängigkeit von der in dem betrachteten Intervall erfassten Ausfahrtverkehrsstärke durchgeführt.

Um die Abhängigkeit der Zusammenbrüche von der Ausfahrtverkehrsstärke in der stochastischen Kapazitätsanalyse zu berücksichtigen, wurde für jedes Intervall das Verhältnis c der Ausfahrt- zur Gesamtverkehrsstärke berechnet und das Kollektiv der Intervalle in die Gruppen mit verschiedenen c -Werten geteilt. An der Untersuchungsstelle AK Oberhausen konnten die vorhandenen Intervalle in drei ähnliche Gruppengrößen von $c = 0,1$, $0,2$ und $0,3$ eingeteilt werden. Innerhalb der Gruppen wurde mit den vorhandenen Intervallen eine stochastische Kapazitätsanalyse durchgeführt. Werte mit einer Gesamtverkehrsstärke unter 2000 Kfz/h wurden dabei für die Analyse nicht berücksichtigt. Die Grenzggeschwindigkeit wurde anhand des q - v -Diagramms für diese Untersuchungsstelle auf 80 km/h festgelegt.

Das in Bild 64 dargestellte Ergebnis der stochastischen Kapazitätsanalyse zeigt, dass die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit mit zunehmendem Anteil an ausfahrenden Fahrzeugen steigt. Die Parameter der unterschiedlichen Weibullfunktionen zeigen dabei einen näherungsweise linearen Zusammenhang zum Verhältnis c der Ausfahrt- zur Gesamtverkehrsstärke. Im Weiteren ist daher keine Klassenbildung des Verhältnisses c notwendig, sondern die Parameter der Weibull-Verteilungsfunktion werden für jedes betrachtete Intervall mit dem jeweiligen Verhältnis c berechnet.

Die Funktionen zur Berechnung der Parameter der Verteilungsfunktion lauten dabei

$$\alpha = \alpha_1 + \alpha_2 \cdot c \text{ und}$$

$$\beta = \beta_1 + \beta_2 \cdot c.$$

Das Ergebnis ist in Bild 65 und Bild 66 dargestellt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wurde die dreidimensionale Funktion auch in der Aufsicht dargestellt. In der Graphik ist zu erkennen, dass die Intervalle vor dem Zusammenbruch bei sehr niedrigen Zusammenbruchswahrscheinlichkeiten liegen. Die Erklärung dafür liegt darin, dass es für jeden unzensierten Wert (Zusammenbruch) in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke und dem Verhältnis c sehr viele zensierte Werte gibt, die noch darüber liegen.

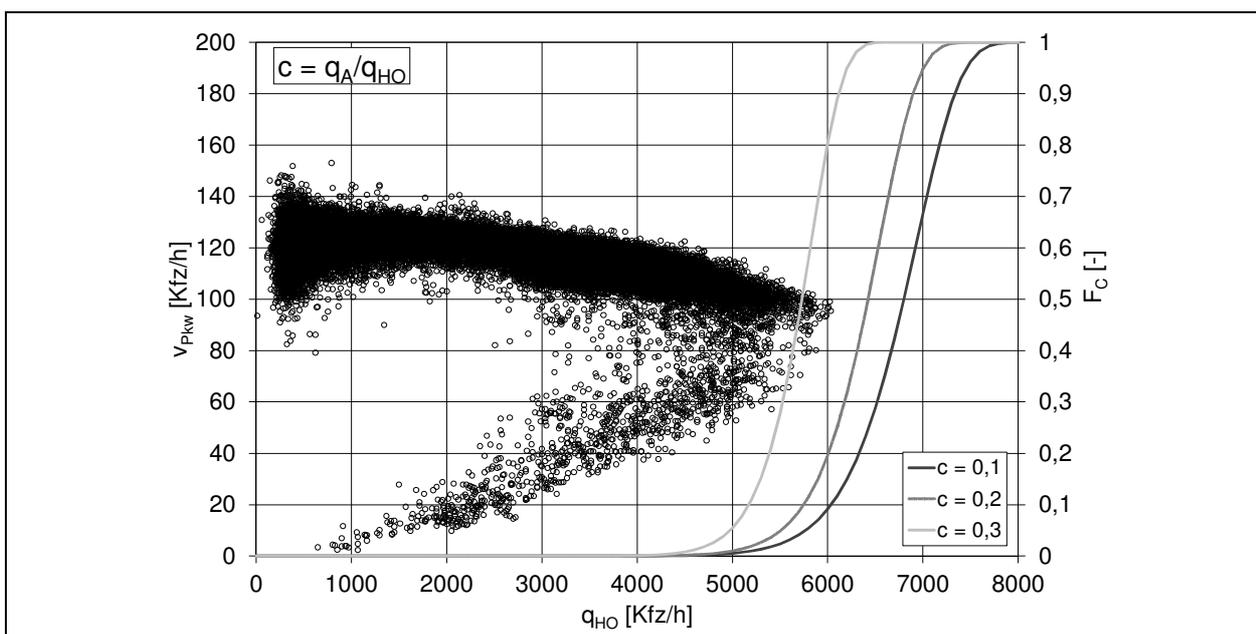


Bild 64: Verteilungsfunktionen der Kapazität für verschiedene Anteile c des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke oberhalb der Ausfahrt, Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1

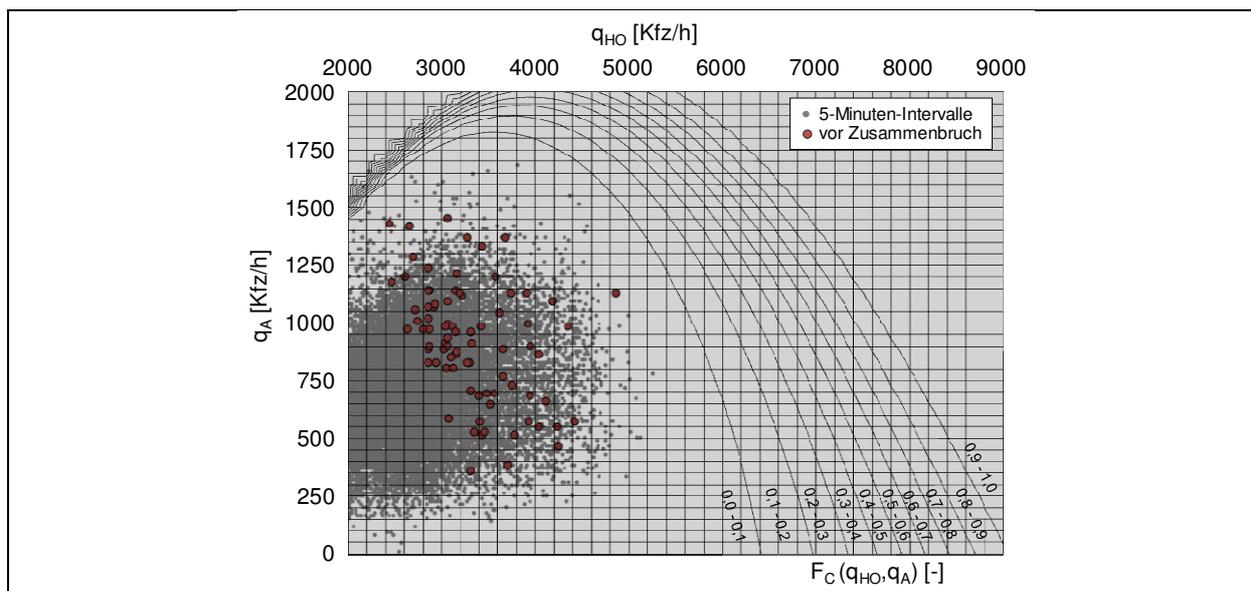


Bild 65: Dreidimensionale Verteilungsfunktion (Aufsicht) der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrtverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt, Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1

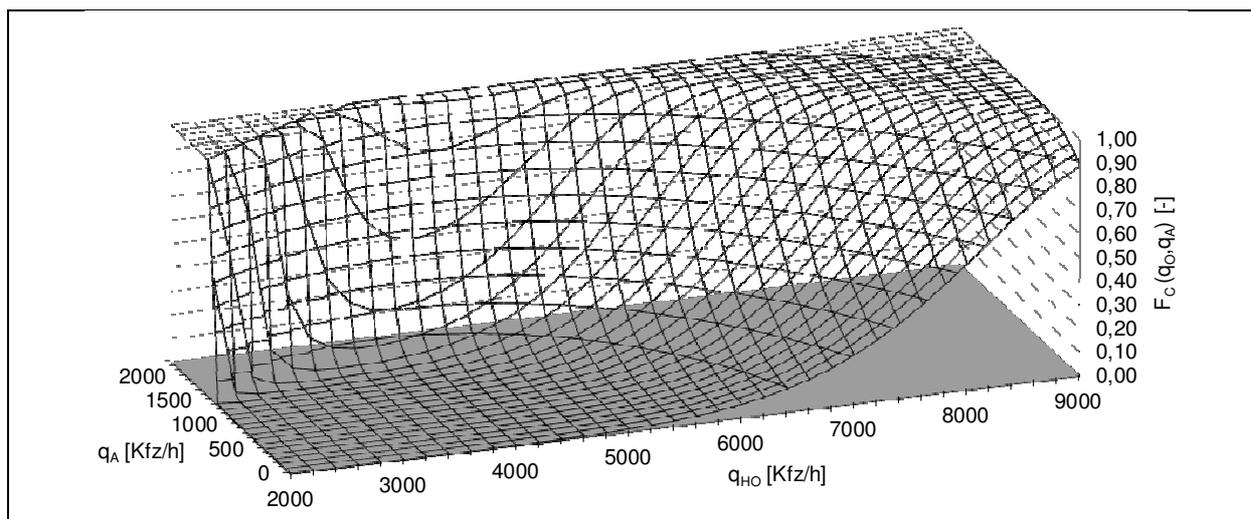


Bild 66: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrtverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt, Untersuchungsstelle AK Oberhausen, Ausfahrttyp A 1

Das Vorgehen wurde auf die Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4 übertragen. Die hier berechnete dreidimensionale Verteilungsfunktion ist in Bild 67 und Bild 68 dargestellt. Auch hier ist zu erkennen, dass die Funktion der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit erst bei sehr hohen Verkehrsstärken zu steigen beginnt. Dies ist wie an der Untersuchungsstelle AK Oberhausen auf die niedrigen Verkehrsstärken in den Intervallen vor dem Zusammenbruch zurückzuführen.

Für die vorliegende Untersuchung ist von besonderem Interesse, wie sich der Schwerverkehrsanteil auf die Zusammenbruchswahrscheinlichkeit auswirkt. Die Datenanalyse zeigte dabei allerdings, dass im Bereich der Spitzenstunden nur geringe

Schwankungen des Schwerverkehrsanteils auftreten und nur eine geringe Bandbreite betrachtet werden konnte. In Bild 69 ist das Ergebnis der stochastischen Kapazitätsanalyse bei einer Unterteilung der Klasse mit einem Verhältnis der Ausfahrt- zur Gesamtverkehrsstärke von $c = 0,2$ in Gruppen mit verschiedenen Schwerverkehrsanteilen dargestellt. Die beiden Funktionen liegen so nah an der vorher ermittelten Kapazitätsverteilung, dass sich aus dieser Analyse keine Erkenntnisse hinsichtlich des Einflusses des Schwerverkehrs ableiten lassen.

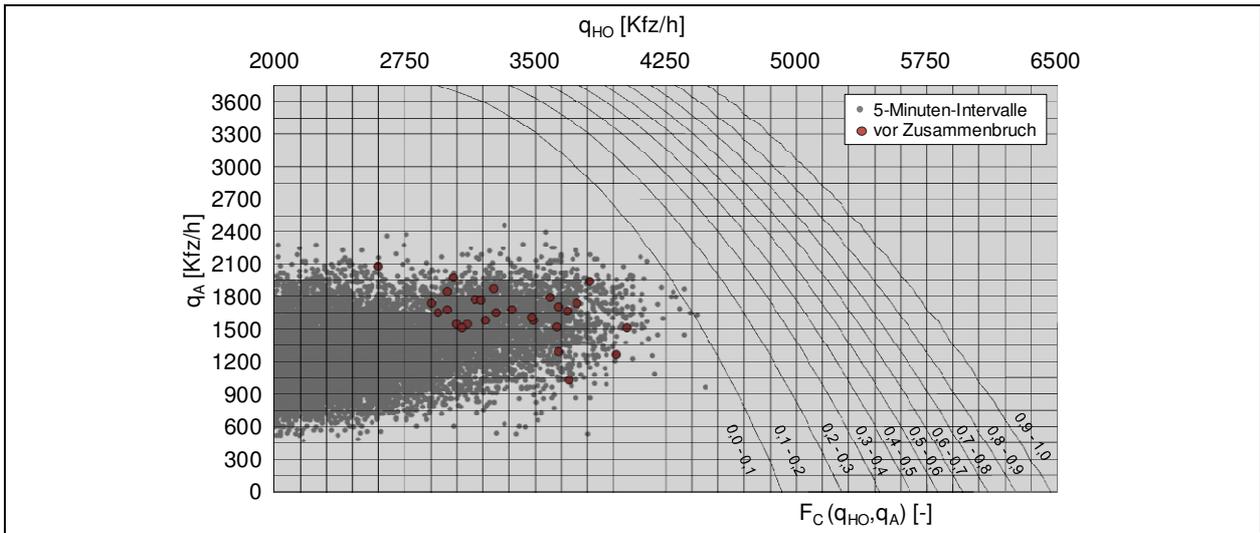


Bild 67: Dreidimensionale Verteilungsfunktion (Aufsicht) der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt, Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4

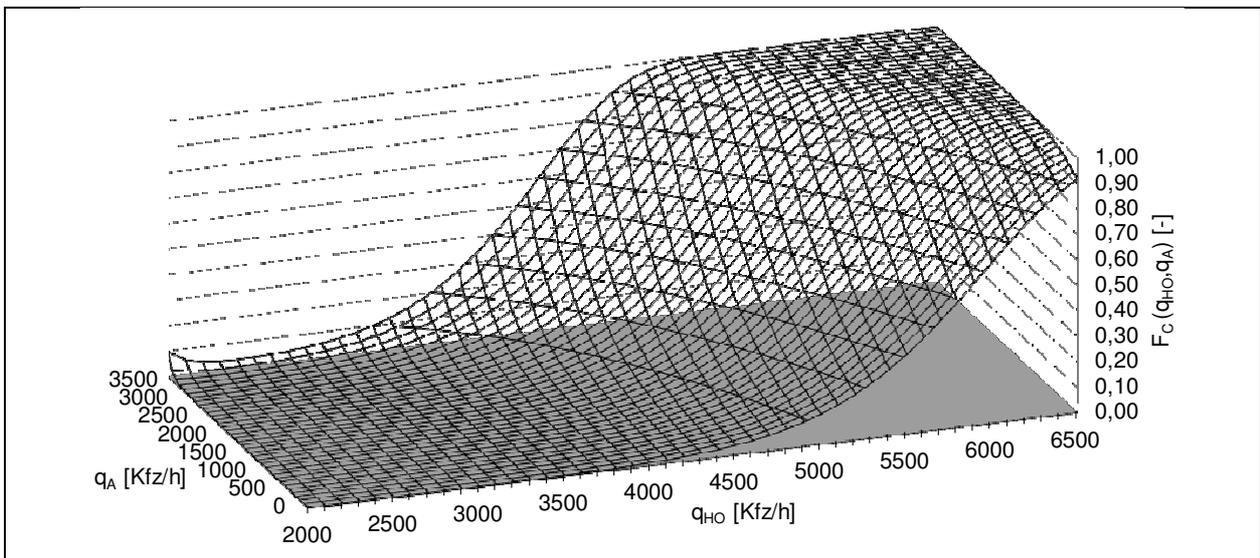


Bild 68: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt, Untersuchungsstelle AK Kaiserberg, Ausfahrttyp A 4

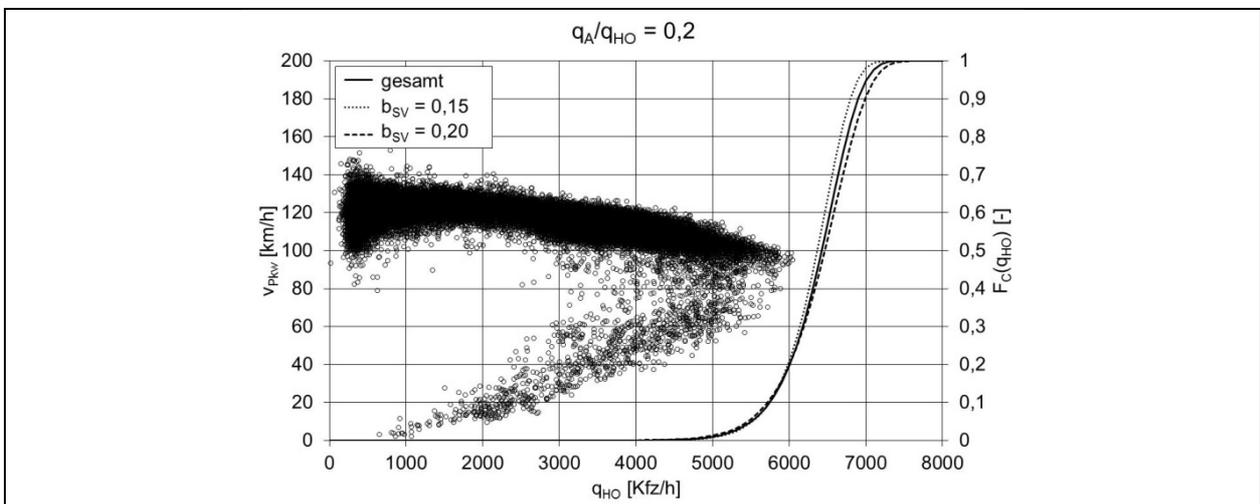


Bild 69: Verteilungsfunktionen der Kapazität für verschiedene Schwerverkehrsanteile, Untersuchungsstelle AK Oberhausen

Das oben beschriebene Verfahren lässt sich analog auch für Einfahrten durchführen. In Bild 70 und Bild 71 ist die Verteilungsfunktion der Kapazität für die Einfahrt des Typs E 4 an der Untersuchungsstelle AK Darmstadt dargestellt. Im Gegensatz zu den Funktionen der beiden Ausfahrten liegt hier ein Intervall vor dem Zusammenbruch bei einer sehr hohen Zusammenbruchswahrscheinlichkeit. Die einzelnen Abschnitte der Funktion der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit schneiden daher hier die Punktwolke.

Als weiteres Beispiel wurde die Einfahrt des Typs E 1 an der dreistreifigen Richtungsfahrbahn der Autobahn A 3 am AK Ratingen-Ost analysiert. Die

für diese Einfahrt ermittelte Verteilungsfunktion ist in Bild 72 und Bild 73 dargestellt. Auch hier liegen die höchsten Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch im Bereich relativ hoher Zusammenbruchswahrscheinlichkeiten.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass die stochastische Kapazitätsanalyse prinzipiell auch für die Analyse planfreier Knotenpunkten anwendbar ist. Allerdings ist eine große Datenmenge erforderlich, um genügend Zusammenbrüche mit verschiedenen Verhältnissen der Verkehrsstärken in der Aus- oder Einfahrt zur Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn abbilden zu können.

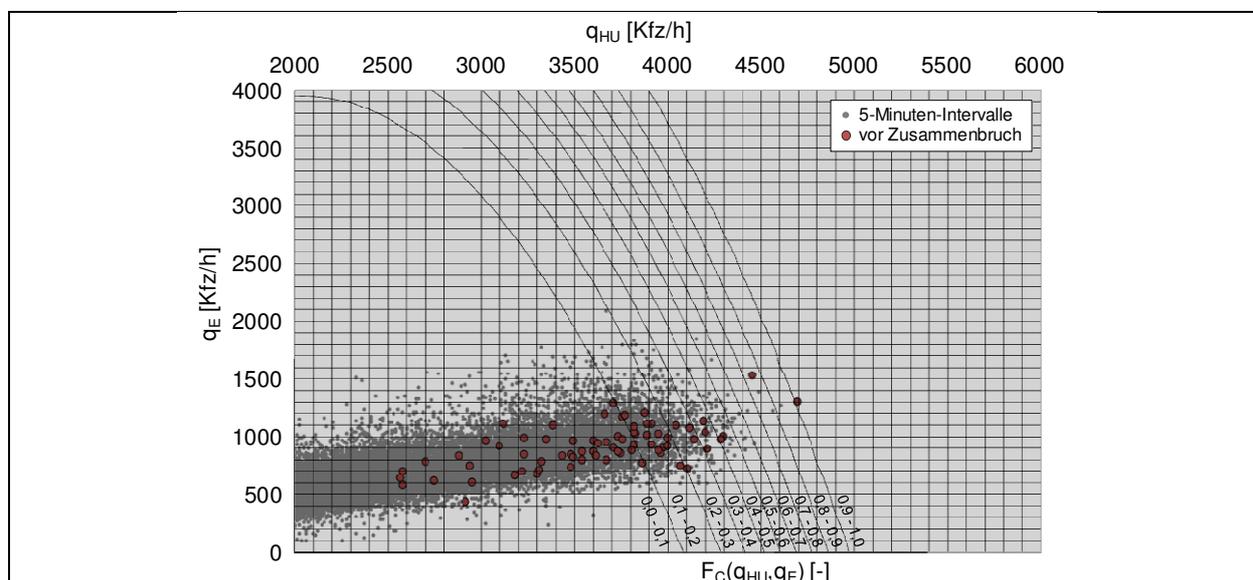


Bild 70: Dreidimensionale Verteilungsfunktion (Aufsicht) der Kapazität in Abhängigkeit von der Einfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Einfahrt, Untersuchungsstelle AK Darmstadt, Einfahrtstyp E

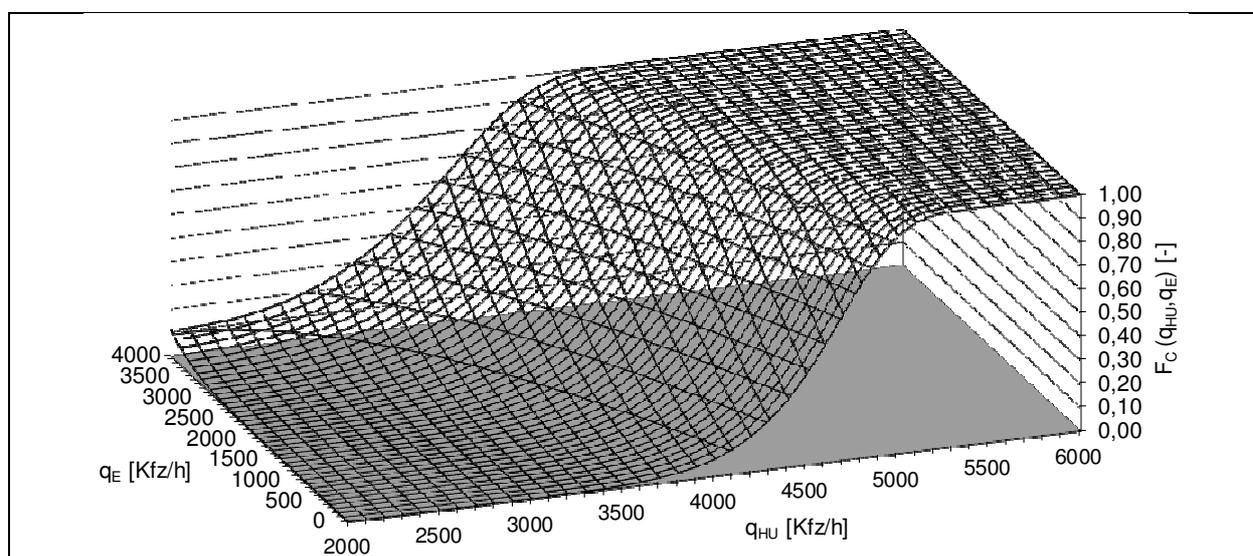


Bild 71: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Einfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Einfahrt, Untersuchungsstelle AK Darmstadt, Einfahrtstyp E 4

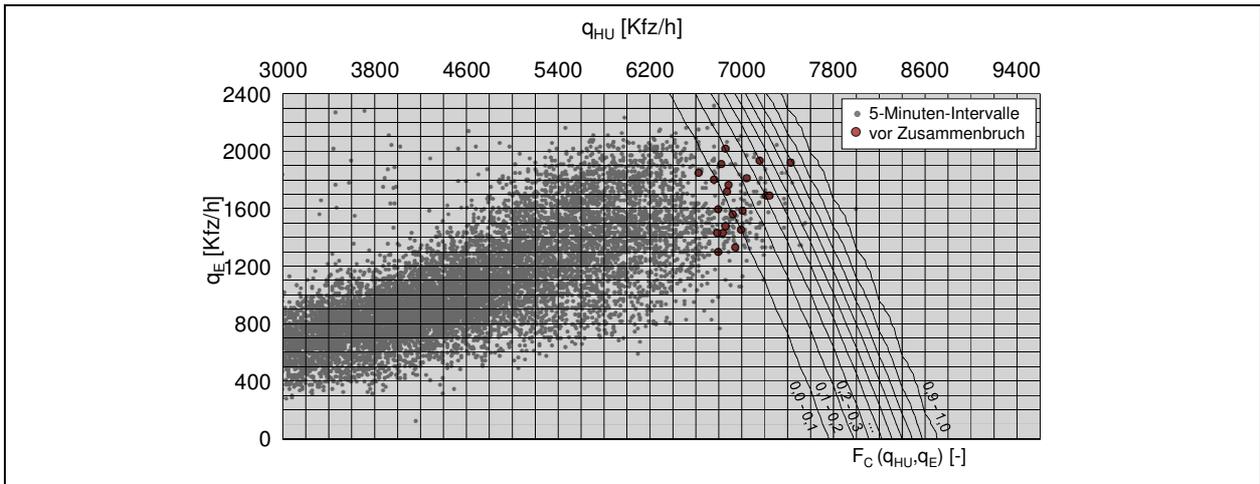


Bild 72: Dreidimensionale Verteilungsfunktion (Aufsicht) der Kapazität in Abhängigkeit von der Einfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Einfahrt, Untersuchungsstelle AK Ratingen-Ost, Einfahrtstyp E 1

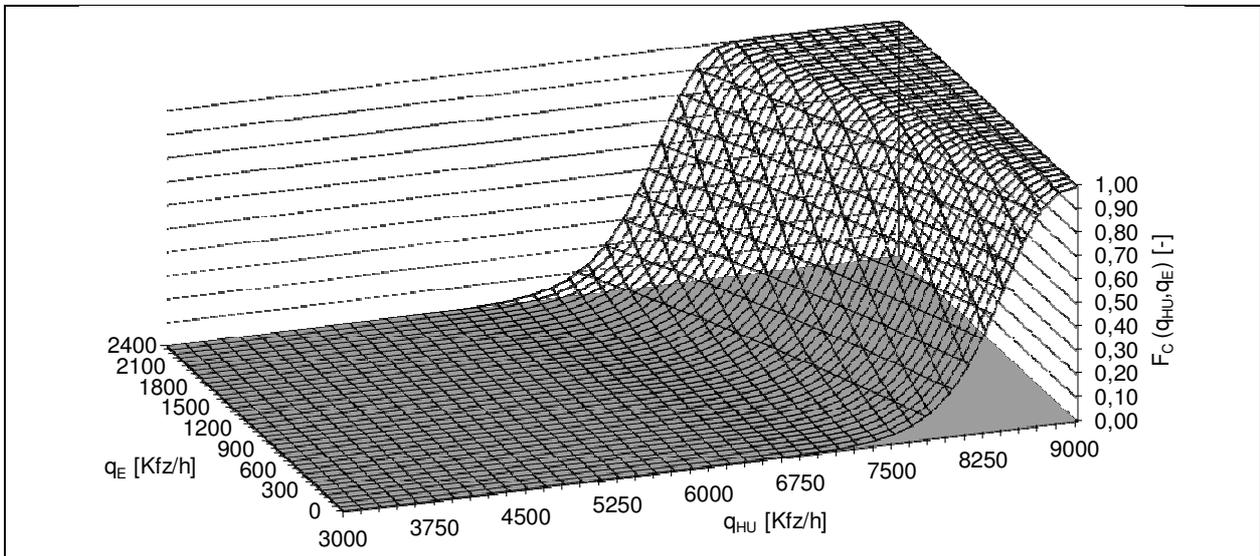


Bild 73: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Einfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Einfahrt, Untersuchungsstelle AK Ratingen-Ost, Einfahrtstyp E 1

Bei den betrachteten Untersuchungsstellen traten nur sehr wenige Zusammenbrüche bei unterschiedlichen Verkehrsstärkeverhältnissen und unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen auf. Durch die keulenartige Form der vorhandenen Verkehrsstärkerelationen kann sich die Verteilungsfunktion bei der Optimierung in verschiedene Richtungen verschieben. Daher sind viele lokale Optima bei der Ermittlung der Wahrscheinlichkeitsfunktion möglich.

5 Mikroskopische Analyse und Modellierung des Verkehrsablaufs

5.1 Fahrzeugtrajektorien

Für die Modellierung des Schwerverkehrs sind besonders die Ein- und Ausfahrtstypen mit einer Fahrstreifenabstraktion oder Fahrstreifenaddition von Interesse, bei denen durchfahrende Schwerverkehrsfahrzeuge den Fahrstreifen wechseln müssen. Für die Einfahrtstypen E 5 und E 3 an den Untersuchungsstellen AD Hamburg-Nordwest bzw. AK Köln-Nord wurden Fahrzeugtrajektorien der Schwerverkehrsfahrzeuge ab dem Ende der einseitigen Fahrstreifenbegrenzung aufgezeichnet.

Für die Auswertung wurden der Bereich vom Ende der einseitigen Fahrstreifenbegrenzung bis zum letzten einsehbaren Querschnitt in 50 m-Abschnitte eingeteilt und die Fahrstreifenwechsel der Fahrzeuge innerhalb dieses Rasters analysiert.

In Bild 74 sind die Trajektorien an der Einfahrt des AD Hamburg-Nordwest dargestellt. Die Trajektorien wurden am Anfang des 5-Minuten-Intervalls von 08:50 bis 08:55 Uhr aufgezeichnet. Die Verkehrsstärke in dem 5-Minuten-Intervall lag bei 5800 Kfz/h, der Schwerverkehrsanteil betrug 15 %. Die Fahrstreifenwechsel der Fahrzeuge konzentrieren sich auf den Bereich 50–150 m hinter der

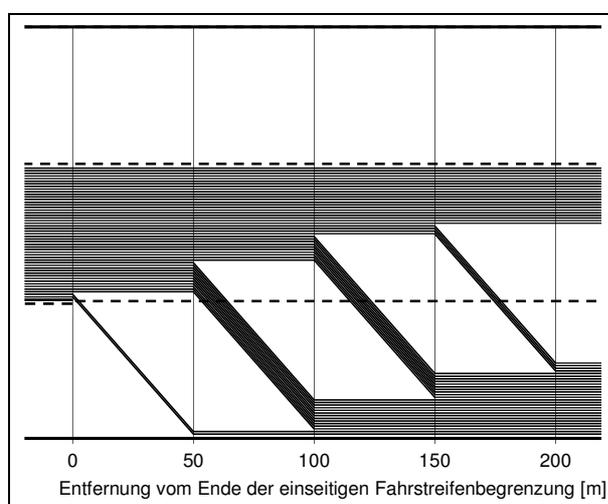


Bild 74: Schematische Darstellung der Fahrlinien von 50 Schwerverkehrsfahrzeugen hinter der Markierungsspitze an der Einfahrt des AD Hamburg-Nordwest, Einfahrtstyp E 5 (Verkehrsstärke $q_{ges} = 5800$ Kfz/h, Messintervall 08:50–08:55 Uhr, Darstellung in 50 m-Schritten)

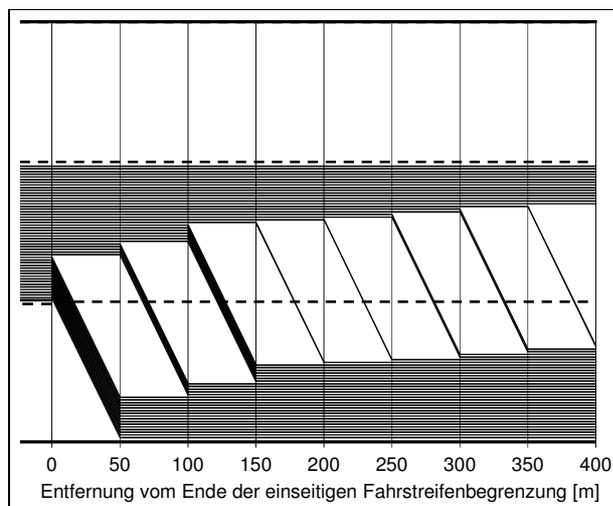


Bild 75: Schematische Darstellung der Fahrlinien von 50 Schwerverkehrsfahrzeugen hinter der Markierungsspitze der Einfahrt des AK Köln-Nord, Einfahrtstyp E 3 (Verkehrsstärke $q_{ges} = 3600$ Kfz/h, Messintervall 14:40–14:45 Uhr, Darstellung in 50 m-Schritten)

Markierungsspitze der Einfahrt. Etwa 50 % der Schwerverkehrsfahrzeuge verbleiben innerhalb des betrachteten Bereichs auf ihrem Fahrstreifen.

Analog wurden die Fahrzeugtrajektorien an der Einfahrt des AK Köln-Nord (Bild 75) aufgezeichnet. Die Verkehrsstärke im betrachteten Intervall lag hier bei nur 3600 Kfz/h, der Schwerverkehrsanteil bei 16,6 %. Die Fahrstreifenwechselfrequenzen der Schwerverkehrsfahrzeuge sind denen an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest sehr ähnlich. Nur geringfügig mehr Fahrzeuge wechseln innerhalb der ersten 200 m auf den rechten Fahrstreifen. Nach 400 m sind etwa 75 % der Schwerverkehrsfahrzeuge auf den rechten Fahrstreifen gewechselt.

5.2 Veränderung der Fahrstreifenaufteilung an planfreien Knotenpunkten

An einigen Untersuchungsstellen wurde die Fahrstreifenaufteilung im Verlauf der Ein- bzw. Ausfahrt untersucht. Dafür wurden die Fahrstreifenwechsel in Bereichen von einer Länge von 25 m bis 200 m aufgezeichnet und in 5-Minuten-Intervallen zusammengefasst.

In Bild 76 und Bild 77 sind die Fahrstreifenaufteilungen an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nord dargestellt. Dabei stellt Bild 76 die Fahrstreifenaufteilung in den Intervallen dar, in denen die durchschnittliche Geschwindigkeit über 60 km/h lag, der Verkehr also nicht gestaut war. In Bild 77 sind die Intervalle dargestellt, in denen die durchschnittliche Geschwindigkeit unter 60 km/h lag. Die durchschnittliche Verkehrsstärke lag während der gesamten Messung konstant bei ca. 6500 Kfz/h. Die Länge der Einfahrt beträgt 350 m.

Beim Vergleich der beiden Diagramme fällt vor allem die Abnahme des Verkehrsstärkeanteils auf dem Einfädungsstreifen (FS 0) auf. Die absolute Verkehrsstärke auf dem Einfädungsstreifen ist während des Staus höher als in den Intervallen, in denen der Verkehr nicht gestaut ist. Dennoch ist die Abnahme der Verkehrsstärke auf dem Einfädungsstreifen im Stau geringer, d. h. die einfahrenden Fahrzeuge wechseln im Stau später auf die durchgehenden Fahrstreifen als im fließenden Verkehr. Der Verlauf der Verkehrsstärkeanteile auf den durchgehenden Fahrstreifen ist allerdings in beiden Fällen sehr ähnlich.

In Bild 78 sind die Fahrstreifenwechsel im Bereich der Einfahrt für den Messzeitraum ohne Stau nach Fahrzeugart aufgeschlüsselt. „FSW 01“ bezeichnet

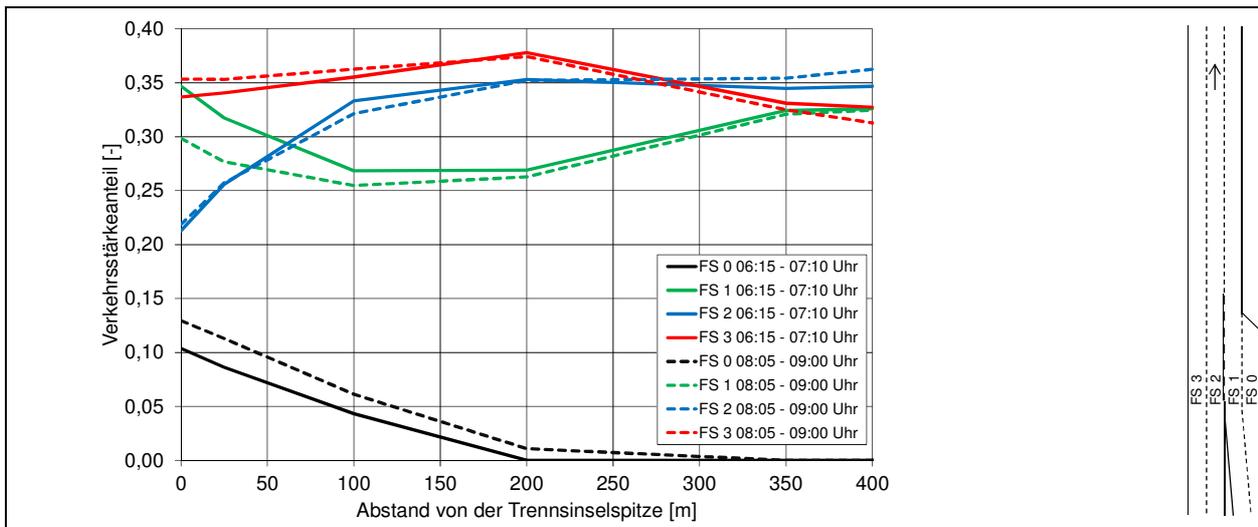


Bild 76: Fahrstreifenaufteilung an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest in Abhängigkeit vom Abstand von der Trennsinnselzpitze im fließenden Verkehr

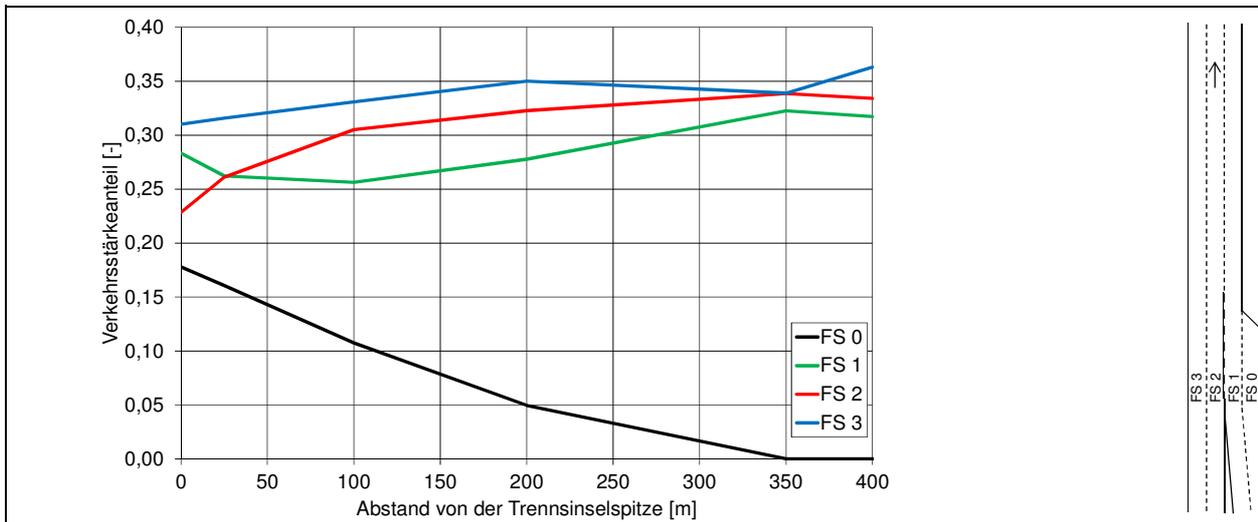


Bild 77: Fahrstreifenaufteilung an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest in Abhängigkeit vom Abstand von der Trennsinnselzpitze im gestauten Verkehr

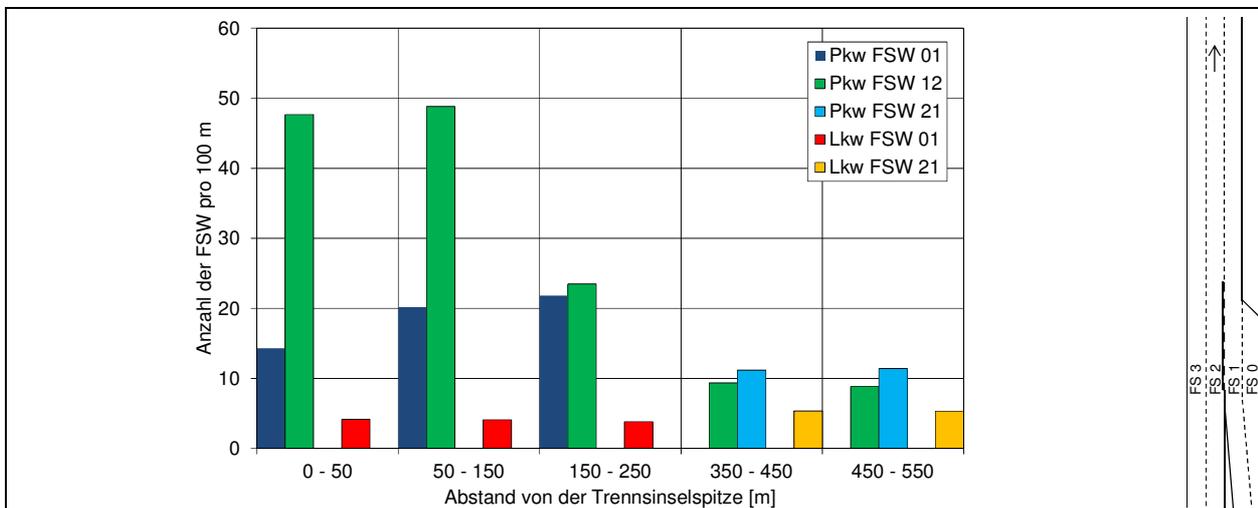


Bild 78: Fahrstreifenwechsel an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest

dabei den Fahrstreifenwechsel vom Einfädelungsstreifen (Fahrstreifen 0) auf den Fahrstreifen 1, „FSW 21“ den Fahrstreifenwechsel vom Fahrstreifen 2 auf den Fahrstreifenwechsel 1 usw. Der Übersichtlichkeit halber wurde auf die Darstellung der Fahrstreifenwechsel zwischen den Fahrstreifen 2 und 3 verzichtet. Für die Schwerverkehrsfahrzeuge wurden keine Fahrstreifenwechsel vom Fahrstreifen 1 auf den Fahrstreifen 2 aufgezeichnet. Fahrstreifenwechsel der Pkw finden vor allem auf den ersten 250 m statt. Dabei sind zunächst die Wechsel vom Fahrstreifen 1 auf den Fahrstreifen 2 in den ersten 150 m sehr stark ausgeprägt. Die Wechsel der Pkw vom Einfädelungsstreifen auf den Fahrstreifen 1 beginnen auch sofort nach der Trennsinns Spitze, die Anzahl der Fahrstreifenwechsel pro 100 m steigt bis zu einem Abstand von 250 m leicht an. Eine Erklärung dafür ist, dass die Pkw für den Wechsel vom Einfädelungsstreifen auf den Fahrstreifen 1 die Zeitlücken der Pkw nutzen, die bereits vom Fahrstreifen 1 auf den Fahrstreifen 2 gewechselt sind. Die Fahrstreifenwechsel der Schwerverkehrsfahrzeuge verteilen sich sehr gleichmäßig auf die ersten 250 m hinter der Trennsinns Spitze. Die Fahrstreifenwechsel der Schwerverkehrsfahrzeuge vom Fahrstreifen 2 auf dem Fahrstreifen 1 (Rechtsfahrgebot) verteilen sich ebenfalls gleichmäßig und waren im beobachteten Bereich noch nicht abgeschlossen.

An der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen wurden ebenfalls die Fahrstreifenwechsel über mehrere Bereiche aufgezeichnet. Die Länge des Einfädelungsstreifens beträgt 150 m. Die Verkehrsstärken an der Untersuchungsstelle waren geringer als am AD Hamburg-Nordwest. So lässt sich auch erklären, dass in Bild 79 der Verkehrs-

stärkeanteil auf den Fahrstreifen 2 und 3 in den betrachteten Bereichen annähernd gleich bleibt. Tendenziell lässt sich aber erkennen, dass innerhalb der ersten 50 m die Verkehrsstärke auf den Fahrstreifen 2 und 3 leicht ansteigt, während die Verkehrsstärke auf den Fahrstreifen 0 und 1 abnimmt. In den nächsten 100 m bis zum Ende des Einfädelungsstreifens wechseln die verbliebenen einfahrenden Fahrzeuge vom Fahrstreifen 0 auf den Fahrstreifen 1. Der Verlauf der Verkehrsstärkeanteile ist in beiden Stunden ähnlich und unterscheidet sich vor allem durch unterschiedliche Einfahrverkehrsstärken und die höhere Auslastung des Fahrstreifens 3 in der späteren Stunde.

Eine weitere Untersuchungsstelle, an der eine Beobachtung der Fahrstreifenwechsel über eine längere Strecke möglich war, ist die Einfahrt vom Typ E 3 am AK Köln-Nord. In Bild 80 ist der Verlauf der Verkehrsstärkeanteile der Fahrstreifen 1 bis 3 für die drei Stunden der Messung dargestellt. Die Auswertung zeigt, dass die Verkehrsstärkeanteile über die Zeit relativ konstant bleiben. Auch bei der Analyse der Fahrstreifenwechsel wird deutlich, dass insgesamt nur wenige Fahrzeuge einen Fahrstreifenwechsel durchführen. Die meisten Fahrstreifenwechsel werden von Pkw durchgeführt, die vom ersten auf den zweiten Fahrstreifen wechseln.

An Ausfahrten konnten die Fahrstreifenwechsel häufig nicht vollständig erfasst werden, da sich die ausfahrenden Fahrzeuge überwiegend schon außerhalb des jeweils von den Kameras erfassten Bereichs einordneten und unmittelbar vor der Ausfahrt kaum noch Fahrstreifenwechsel durchgeführt wurden. Eine Auswertung der Fahrstreifenwechsel über einen ausreichend großen Bereich war nur an

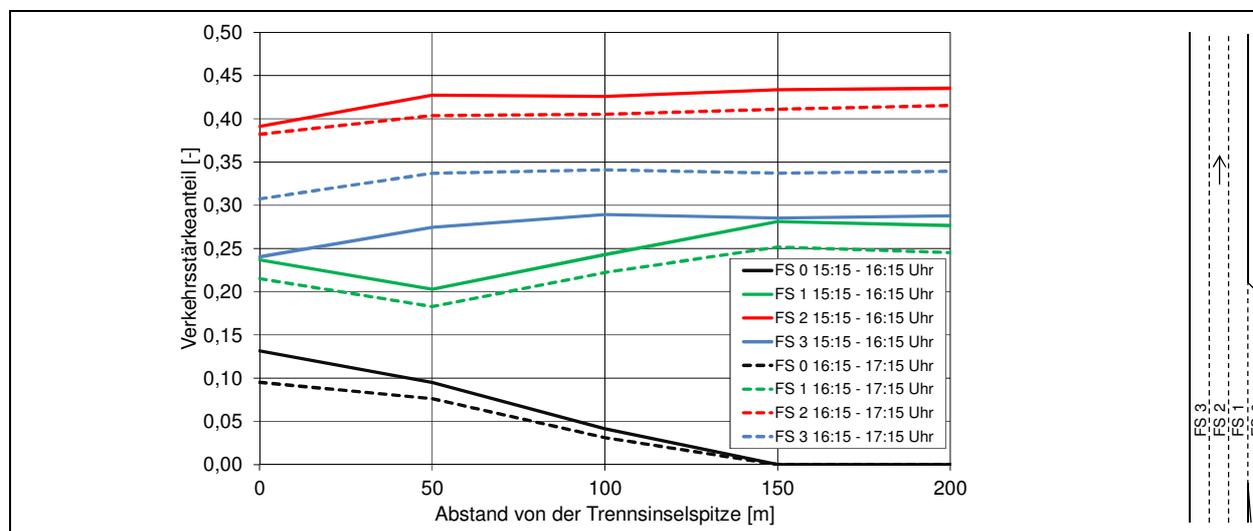


Bild 79: Fahrstreifenaufteilung an der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen in Abhängigkeit vom Abstand von der Trennsinns Spitze während der Messung

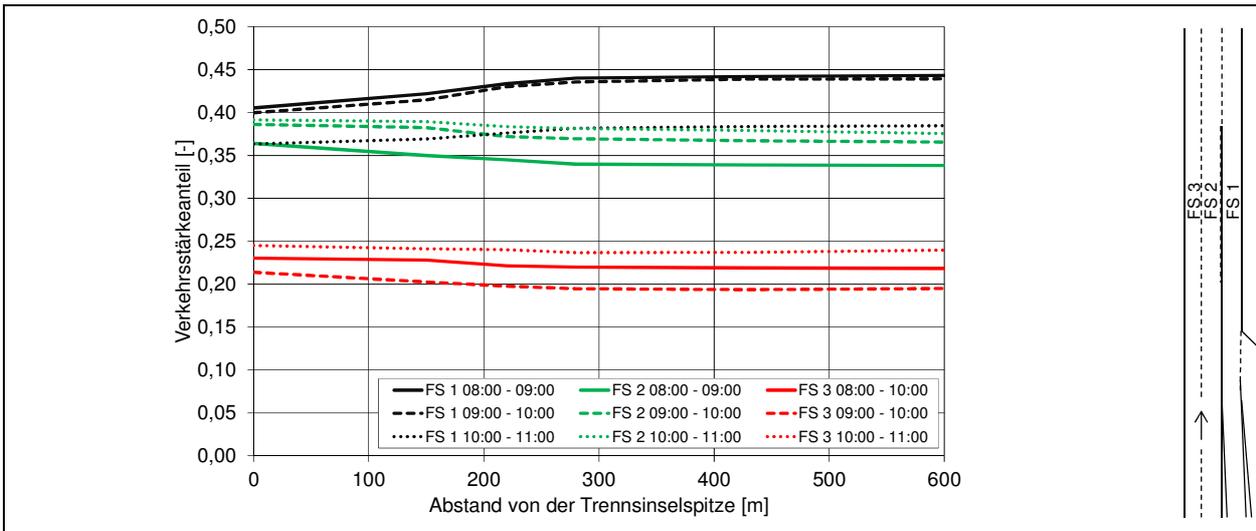


Bild 80: Fahrstreifenaufteilung an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord in Abhängigkeit vom Abstand von der Trennselspitze während der Messung

der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop (Ausfahrttyp A 1) möglich. In Bild 81 ist der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung über eine Strecke von 1100 m dargestellt. Die Erfassung der Fahrstreifenaufteilung beginnt 800 m vor der Trennselspitze. Der Ausfädelungstreifen ist ca. 180 m lang.

Im Bereich von 800 m bis 180 m vor der Trennselspitze erhöht sich die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen durch das Einordnen der ausfahrenden Fahrzeuge leicht, während die Verkehrsstärke auf dem linken Fahrstreifen abnimmt. Fast alle ausfahrenden Fahrzeuge wechseln innerhalb der ersten Hälfte auf den Ausfädelungstreifen. Hinter der Trennselspitze ist der rechte Fahrstreifen am schwächsten belastet. Innerhalb der beobachteten nächsten 300 m bleibt die Ver-

kehrsstärke auf den Fahrstreifen annähernd konstant, Fahrstreifenwechsel auf den rechten Fahrstreifen finden kaum statt.

Die Beobachtung der Verkehrsstärkenanteile über eine Strecke im Bereich eines Knotenpunktes gibt Aufschluss über die Verteilung der Fahrzeuge. Die hier untersuchten Knotenpunkte sind in Bezug auf Ein- bzw. Ausfahrttyp, beobachtete Verkehrsstärke und Geschwindigkeiten unterschiedlich und zeigen so verschiedene Aspekte auf. Bei der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest ist durch die Zusammenführung von zwei Autobahnen eine hohe Einfahrverkehrsstärke zusammen mit einer hohen Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn nahe der Kapazitätsgrenze beobachtet worden. Dementsprechend entsteht an der Stelle ein Ungleichgewicht in der Fahrstreifenaufteilung. Die Ver-

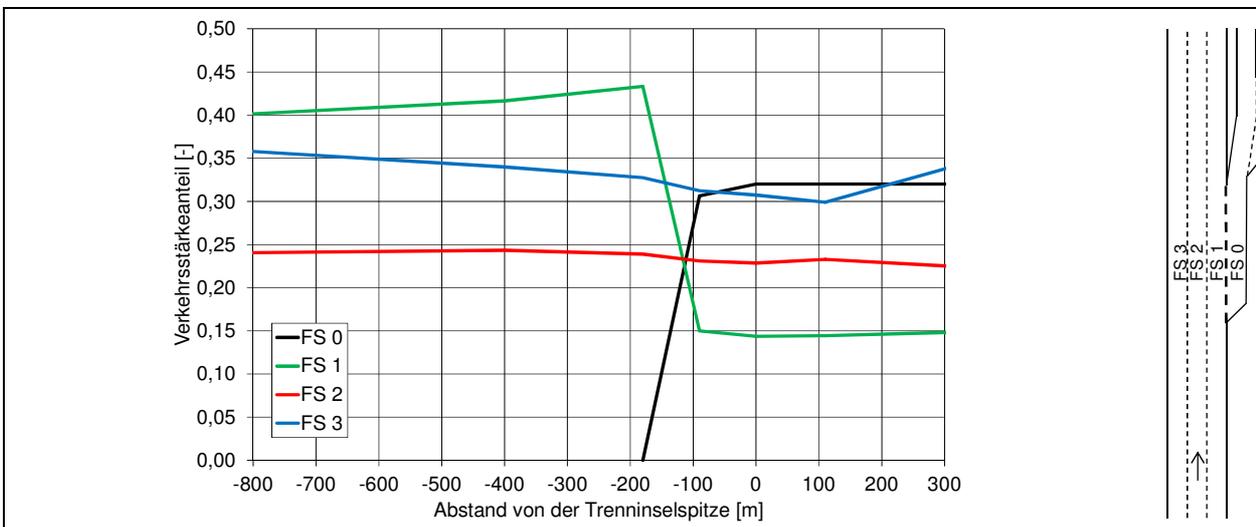


Bild 81: Fahrstreifenaufteilung an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop in Abhängigkeit vom Abstand von der Trennselspitze während der Messung

kehrsströme auf allen Fahrstreifen sind davon betroffen, sodass Veränderungen der Fahrstreifenaufteilung auf allen Fahrstreifen auftreten. An der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen wurde hingegen nur eine geringe Verkehrsstärke in der Einfahrt mit einer mittleren Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn deutlich unter der Kapazität beobachtet, wodurch die Veränderung der Fahrstreifenaufteilung auf dem mittleren und dem linken Fahrstreifen gering ist. An der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord ist durch die Fahrstreifenaddition fast gar keine Veränderung der Fahrstreifenaufteilung zu beobachten.

Die Anzahl der Fahrstreifenwechsel von der Einfahrt auf die linken Fahrstreifen ist etwa gleich hoch wie vom rechten Fahrstreifen der durchgehenden Fahrbahn nach rechts auf den addierten Fahrstreifen. Die Ausfahrt an der Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop zeigt, dass das Einordnen der ausfahrenden Fahrzeuge schon sehr früh vor der Ausfahrt stattfindet. Der rechte Fahrstreifen ist schon zu Beginn des betrachteten Bereichs am stärksten belastet, der Anstieg der Verkehrsstärke auf den letzten 800 m vor der Trennselspitze ist sehr gering im Verhältnis zu dem starken Rückgang der Verkehrsstärke des rechten Fahrstreifens am Beginn des Ausfädelungstreifens. Infolgedessen ist davon auszugehen, dass sich der Engpass einer Ausfahrt stromaufwärts der Ausfahrt befindet, sich aber in Abhängigkeit vom untersuchten Fahrerkollektiv, das sich je nach Ortskenntnis früher oder später einordnet, schwer zu lokalisieren ist.

5.3 Zeitlückenverteilungen

5.3.1 Zeitlückenverteilungen in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke

Bei allen Verkehrsmessungen wurden die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn durch Seitenradargeräte erfasst. Die Seitenradargeräte erfassen neben der Verkehrsstärke auch die Zeitlücken sowie Geschwindigkeiten der Fahrzeuge. Mit Hilfe der erhobenen Daten können an den Untersuchungsstellen Zeitlückenverteilungen auf den einzelnen Fahrstreifen ermittelt werden. Für die Ermittlung einer Zeitlückenverteilung werden die Daten in Verkehrsstärkegruppen und Schwerverkehrsanteilsgruppen eingeteilt. Für diese Einteilung wird die Verkehrsstärke des jeweiligen 5-Minuten-Intervalls verwendet, in dem die entsprechende Zeitlücke erhoben wurde. Für die Verkehrsstärke wurden je nach Datengrundlage Klassenbreiten von 100 Kfz/h bzw. 200 Kfz/h gewählt, für den Schwerverkehrsanteil Klassenbreiten von 5 % bzw. 10 %. Der Schwerverkehrsanteil bezieht sich immer auf den betrachteten Fahrstreifen und nicht auf den Gesamtquerschnitt. In den Grafiken wird jeweils die Klassenmitte angegeben.

In Bild 82 sind die Zeitlückenverteilungen an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord für die niedrigste und die höchste erfasste Verkehrsstärkeklasse mit $b_{SV,FS} = 0,125$ und $0,225$ dargestellt. Bei der niedrigeren Verkehrsstärkeklasse sind über 50 % der erfassten Zeitlücken kürzer als 2 Sekunden, bei der höchsten Verkehrsstärkeklasse 80 %. Der Vergleich zwischen den Schwerverkehrsanteilsklassen zeigt, dass bei höheren Schwerverkehrsanteilen tendenziell weniger größere Zeitlücken vorhanden sind als bei niedrigen Verkehrsstärken.

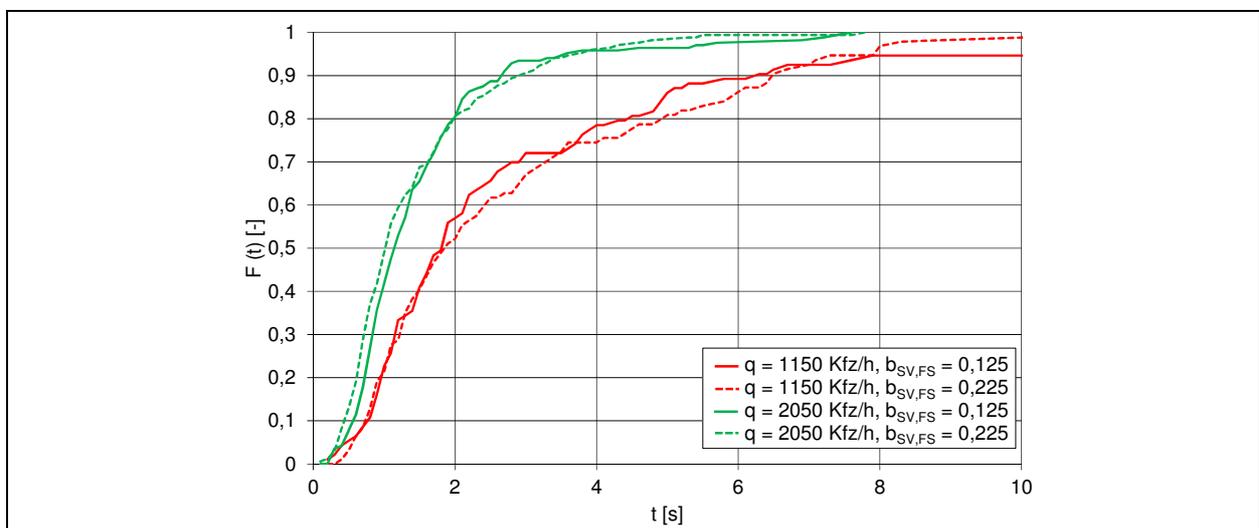


Bild 82: Zeitlückenverteilungen an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord

Die Auswertung der Zeitlückenverteilung erfolgte für alle Untersuchungsstellen, an denen eine Messung durchgeführt wurde. Da immer nur ein Fahrstreifen betrachtet wird, können für die Zeitlückenverteilung alle Querschnitte zusammen betrachtet werden. Das Ergebnis ist eine Datenbank, in der für alle Verkehrsstärkeklassen von 850 Kfz/h bis 1850 Kfz/h und Schwerverkehrsklassen von $b_{SV,FS} = 0,1$ bis 0,5 ein ausreichend großes Kollektiv für die Auswertung von Zeitlückenverteilungen vorliegt.

In Bild 83 sind die Zeitlückenverteilungen aus allen Untersuchungsstellen für die Verkehrsstärkeklassen 850 Kfz/h, 1250 Kfz/h und 1850 Kfz/h und die Schwerverkehrsanteilklassen $b_{SV,1} = 0,1, 0,3$ und 0,5 dargestellt. Auch hier sind die Verkehrsstärkeanteilklassen deutlich voneinander zu unterscheiden. Bei der kleinsten Verkehrsstärkeklasse von 850 Kfz/h ist auch zu erkennen, dass bei hohen Schwerverkehrsanteilen weniger große Zeitlücken vorhanden sind als bei niedrigen Schwerverkehrsanteilen. Bei den größeren Verkehrsstärkeklassen ist keine Interpretation der verschiedenen Schwerverkehrsanteilklassen möglich.

Neben der Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen könnte auch die ein- bzw. ausfahrende Verkehrsstärke einen Einfluss auf die Verteilungsfunktion der Zeitlücken haben. In Bild 84 sind die unterschiedlichen Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen nach Fahrzeugfolgen und der Verkehrsstärke in der Ausfahrt aufgeteilt. Der Schwerverkehrsanteil auf dem rechten Fahrstreifen lag bei 40 %. Denkbar ist, dass beim Einordnen bei hohen Ausfahrverkehrsstärken durch abrupte Fahrstreifenwechsel eher sehr kleine Zeitlücken auftreten als bei niedrigeren Ausfahrver-

kehrsstärken. Bei dem Folgevorgang „Schwerverkehrsfahrzeug (SVFz) folgt auf SVFz“ sinkt die mittlere Zeitlücke tendenziell mit zunehmender Ausfahrverkehrsstärke. Allgemein zeigt sich aber, dass die Ausfahrverkehrsstärke einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Form der Zeitlückenverteilung hat.

5.3.2 Zeitlückenverteilungen an verschiedenen Querschnitten

An fünf Untersuchungsstellen wurden mehrere Seitenradargeräte an aufeinanderfolgenden Querschnitten installiert, um den Verkehrsablauf auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Entfernung zur Ein- bzw. Ausfahrt und der Verkehrsstärke des ein- bzw. ausfahrenden Stroms untersuchen zu können. Zu den Untersuchungsstellen zählen die Aus- und Einfahrt am AK Köln-Nord, die Aus- und Einfahrt am AD Hamburg-Nordwest sowie die Ausfahrt an der AS/AK Bottrop. Im Folgenden werden die Verteilungen der Bruttozeitlücken differenziert nach Fahrzeugfolgetyp betrachtet. Die Längenangaben in den Diagrammen sind immer Abstände zur Trenninselspitze der Ein- bzw. Ausfahrt.

In Bild 85 sind für die Einfahrt am AK Köln-Nord (Einfahrtstyp E 3) die Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen dargestellt. Die empirischen Werte wurden in Klassen mit einer Breite von 0,1 Sekunden zusammengefasst. Das Diagramm mit der Verteilungsfunktion der Fahrzeugfolge Pkw–Pkw zeigt deutliche Unterschiede zwischen den drei Messstellen. An der ersten Messstelle etwa 350 m vor der Trenninselspitze (im Diagramm als „vor der Einfahrt“ bezeichnet) sind die Zeitlücken am größten, an der zweiten Mess-

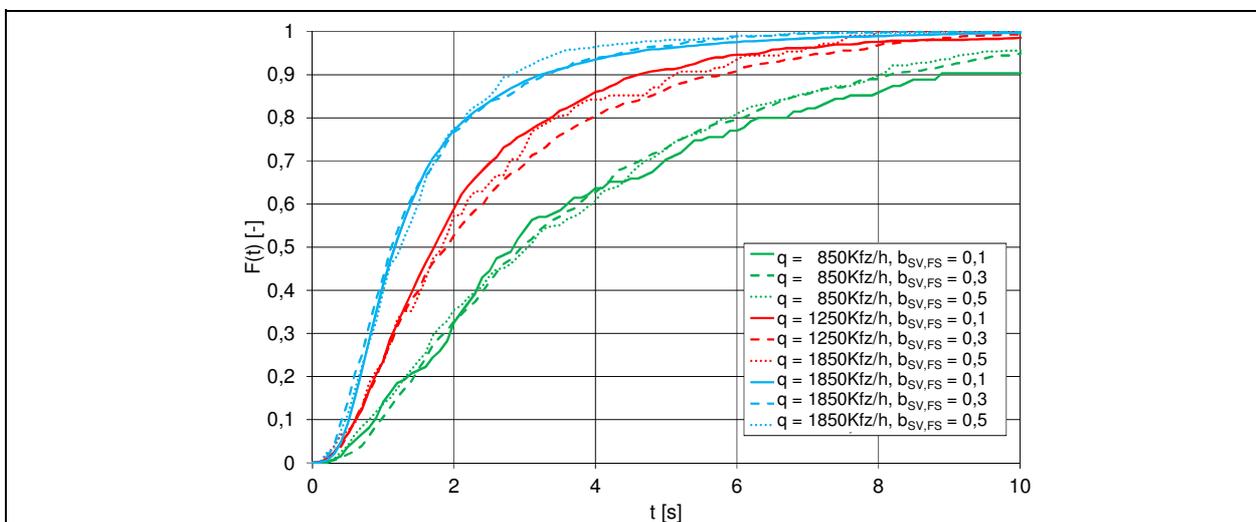


Bild 83: Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen aus den Daten aller Untersuchungsstellen bei verschiedenen Verkehrsstärken mit unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen auf dem rechten Fahrstreifen

stelle direkt hinter der Einfahrt wurden erwartungsgemäß die kleinsten Zeitlücken gemessen. An der dritten Messstelle in einem Abstand von etwa 600 m hinter der Einfahrt hat sich die Zeitlückenverteilung wieder an die Verteilung 350 m vor der Einfahrt angenähert.

Im Vergleich zur Zeitlückenverteilung der Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf Pkw“ kann beim Folgevorgang „SVFz folgt auf SVFz“ kein deutlicher Unterschied zwischen den einzelnen Messstellen festgestellt werden. Das Diagramm der Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf SVFz“ ist dem Diagramm „Pkw folgt auf Pkw“ sehr ähnlich. Die Abstände sind im Allgemeinen etwas größer als bei der Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf Pkw“. Zwischen den Diagrammen „SVFz folgt auf SVFz“ und „SVFz folgt auf Pkw“ sind ebenfalls nur geringe Unterschiede zu erkennen. Der deutlichste Unterschied liegt in der Zeitlückenverteilung 50 m hinter der Einfahrt, bei der die Zeitlücken der Schwerverkehrsfahrzeuge zu einem vorausfahrenden Pkw deutlich kleiner sind als zu einem vorausfahrenden Schwerverkehrsfahrzeug. Dies lässt sich dadurch erklären, dass sich einfahrende Pkw häufig dicht vor Schwerverkehrsfahrzeugen auf dem rechten Fahrstreifen einordnen.

Für die Ausfahrt vom Typ A 6 an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord wurden ebenfalls die Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an drei Messstellen erfasst. Die Diagramme sind in Bild 86 dargestellt. Die Verteilungsfunktion der Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf Pkw“ ist genau wie bei der Einfahrt kaum von den Verteilungen für die Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf SVFz“ zu unterscheiden. Die Zeitlücken der Pkw sind 600 m vor der Ausfahrt bereits fast genauso klein wie 50 m vor der Ausfahrt und liegen zu knapp 80 % unter einem Wert von 2 Sekunden. 350 m hinter der Ausfahrt sind die Zeitlücken wieder deutlich größer. Die Verteilungsfunktionen der Fahrzeugfolge „SVFz folgt auf SVFz“ sind an allen Messquerschnitten nahezu gleich. Bei der Fahrzeugfolge „SVFz folgt auf Pkw“ sind die Zeitlücken 600 m vor der Einfahrt am kleinsten, werden vor der Ausfahrt etwas größer und sind 350 m hinter der Ausfahrt durch die aufgrund der ausfahrenden Fahrzeuge entstehenden Lücken am größten.

Die Zeitlücken auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Fahrzeugfolge sind für die Untersuchungsstelle AS/AK Bottrop (Ausfahrttyp A 1) in Bild 87 dargestellt. Auch hier lassen sich bei der Fahrzeugfolge „Pkw folgt auf Pkw“ nur leichte Unterschiede zwischen den Messstellen vor der Ausfahrt feststellen. Dabei werden die Zeitlücken umso kleiner, je näher die Messstelle an der

Ausfahrt liegt. Bei der Fahrzeugfolge „SVFz folgt auf SVFz“ liegen die Zeitlückenverteilungen an den Messstellen ähnlich nah beieinander wie die der Pkw. In beiden Diagrammen ist zu erkennen, dass die Zeitlücken direkt hinter der Ausfahrt deutlich größer sind. An der Messstelle sind insgesamt kaum Unterschiede zwischen den Fahrzeugfolgen zu erkennen.

Für die Ausfahrt vom Typ A 5 am AD Hamburg-Nordwest zeigt Bild 88 die Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an drei Querschnitten. Für alle Fahrzeugfolgen sind die Zeitlücken direkt vor der Ausfahrt am kleinsten. Auch an dieser Untersuchungsstelle ist das Folgeverhalten der Pkw weitgehend unabhängig davon, ob ein Pkw oder Schwerverkehrsfahrzeug vorausfährt. Die Zeitlückenverteilungen der Fahrzeugfolgen „SVFz folgt auf Pkw“ und „SVFz folgt auf SVFz“ sind sich ebenfalls sehr ähnlich. Insgesamt sind die Verteilungen mit denen der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord in Bild 86 vergleichbar.

An der Einfahrt vom Typ E 5 am AD Hamburg-Nordwest sind die Zeitlücken bei allen Fahrzeugfolgen vor der Einfahrt am längsten und direkt hinter der Einfahrt am kürzesten (Bild 89). Im Gegensatz zu der Einfahrt an der Untersuchungsstelle AK Köln-Nord findet aber keine wesentliche Veränderung der Zeitlückenverteilung bis 700 m hinter der Einfahrt statt. Dies liegt vor allem an den höheren Verkehrsstärken, die während der Messung erfasst wurden. Bei der Einfahrt am AD Hamburg-Nordwest lassen sich kaum Unterschiede zwischen den Verteilungen für die einzelnen Fahrzeugfolgen feststellen.

Insgesamt ergibt die Analyse der Zeitlückenverteilungen, dass direkt vor der Ausfahrt bzw. hinter der Einfahrt die kleinsten Zeitlücken erfasst werden, die sich allerdings an den meisten Untersuchungsstellen nach einer gewissen Entfernung wieder normalisieren. Das Folgefahrzeug ist dabei ausschlaggebend für die Zeitlückenverteilung, während die Art des vorausfahrenden Fahrzeugs nur einen geringen Einfluss auf die Zeitlückenverteilung hat, der sich im Wesentlichen durch den Einfluss unterschiedlicher Fahrzeuglängen bei der Betrachtung von Bruttozeitlücken erklären lässt.

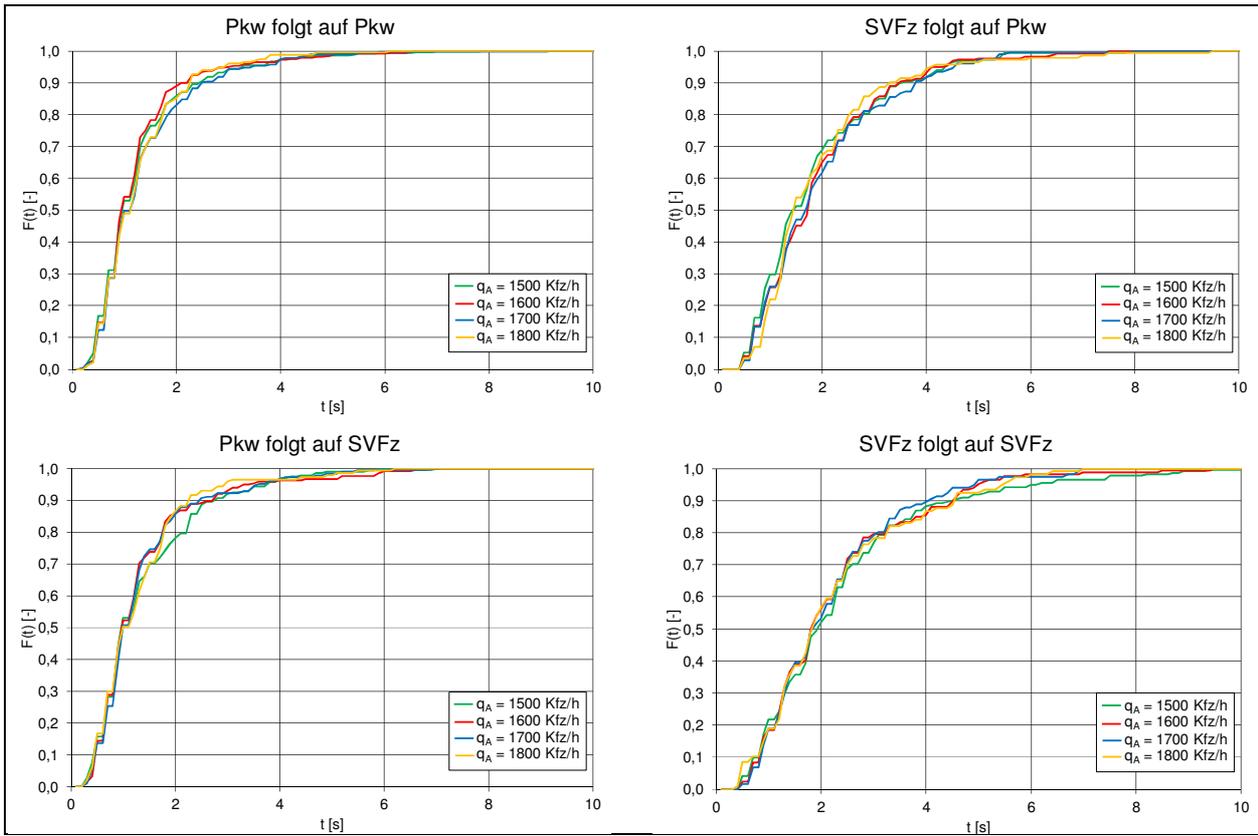


Bild 84: Veränderung der Zeitlückenverteilungen in Abhängigkeit von der Ausfahrverkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen an der Ausfahrt des AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1

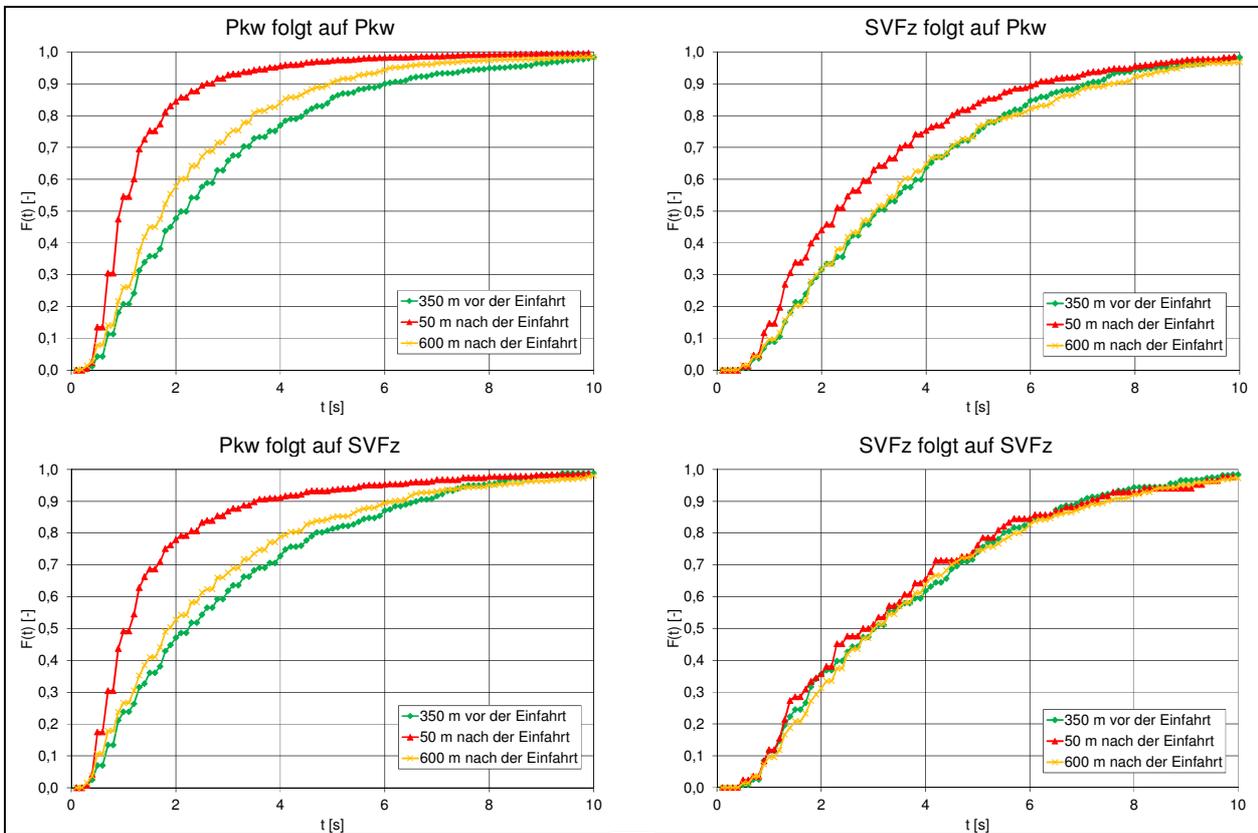


Bild 85: Veränderung der Zeitlückenverteilungen in Abhängigkeit von der Entfernung zur Trenninselspitze an der Einfahrt des AK Köln-Nord, Einfahrttyp E 3

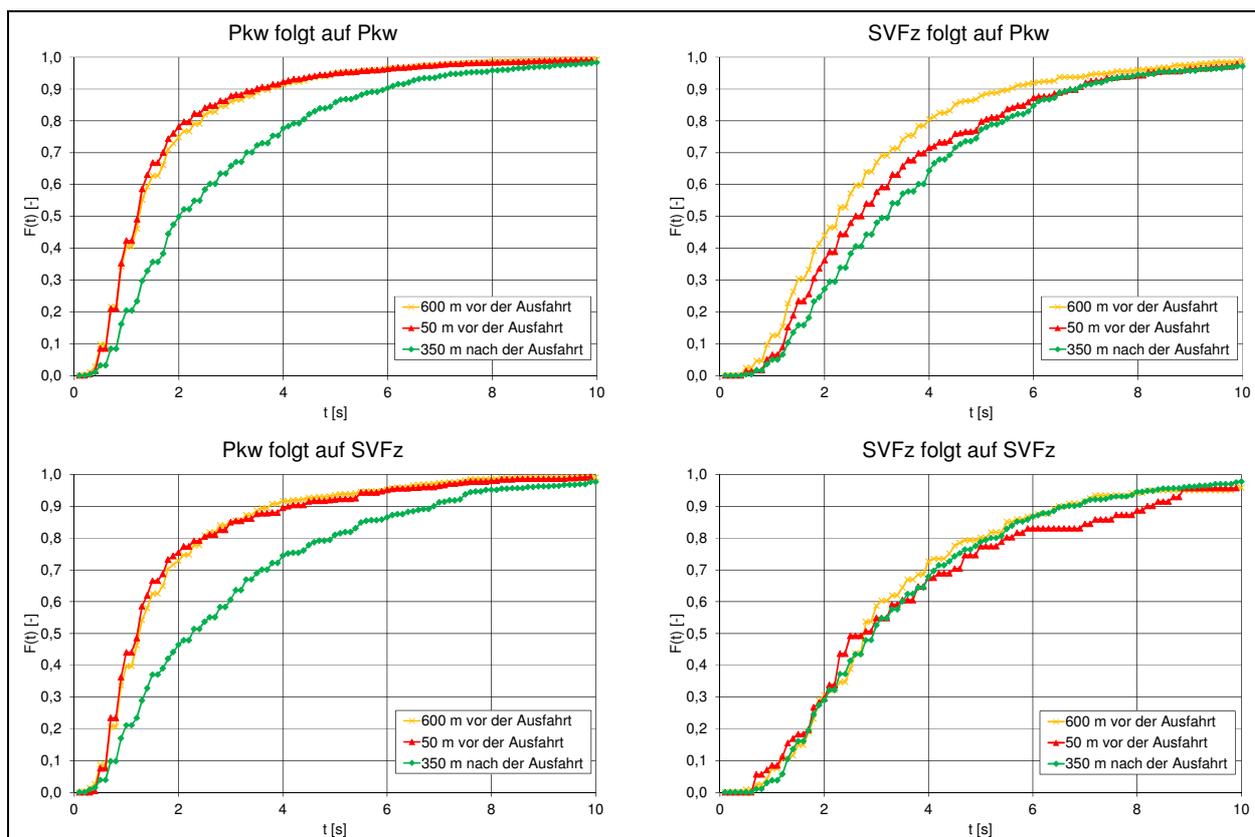


Bild 86: Veränderung der Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an der Ausfahrt des AK Köln-Nord, Ausfahrttyp A 6

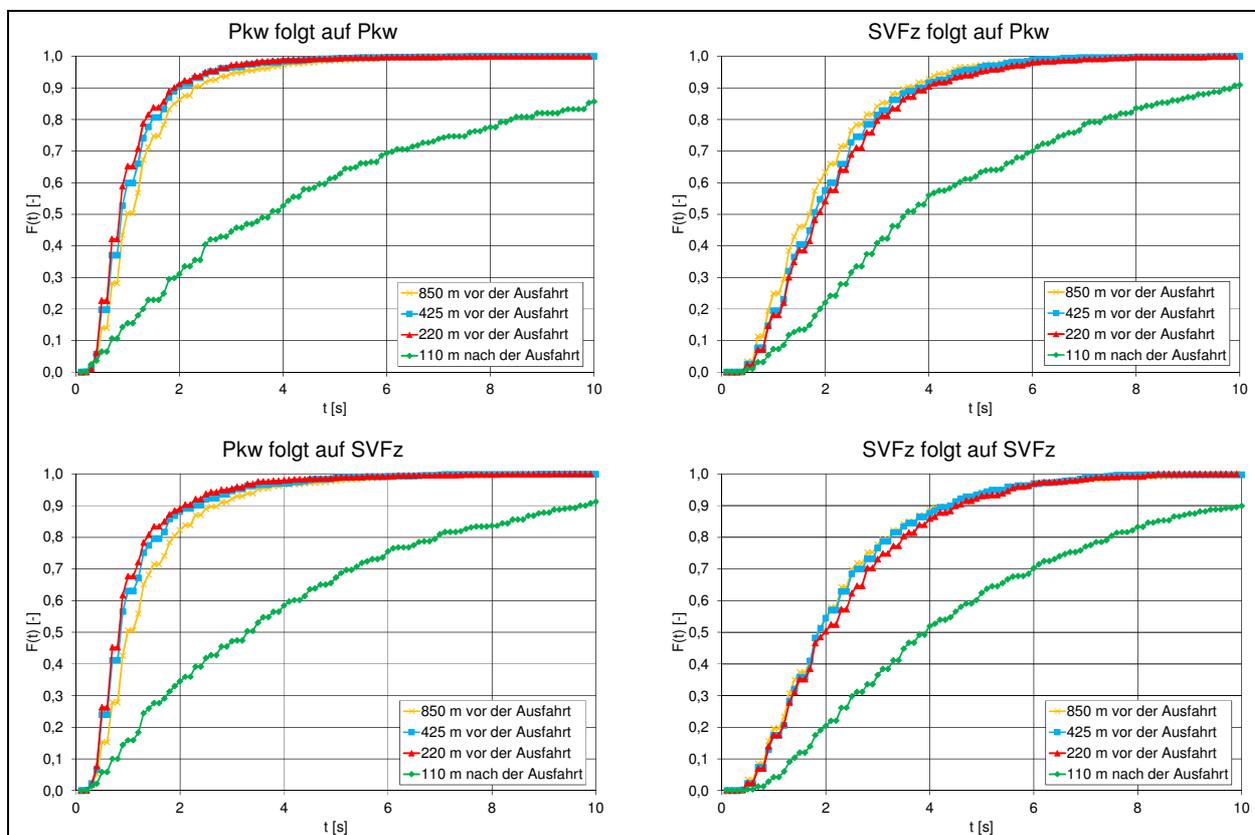


Bild 87: Veränderung der Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an der Ausfahrt des AS/AK Bottrop, Ausfahrttyp A 1

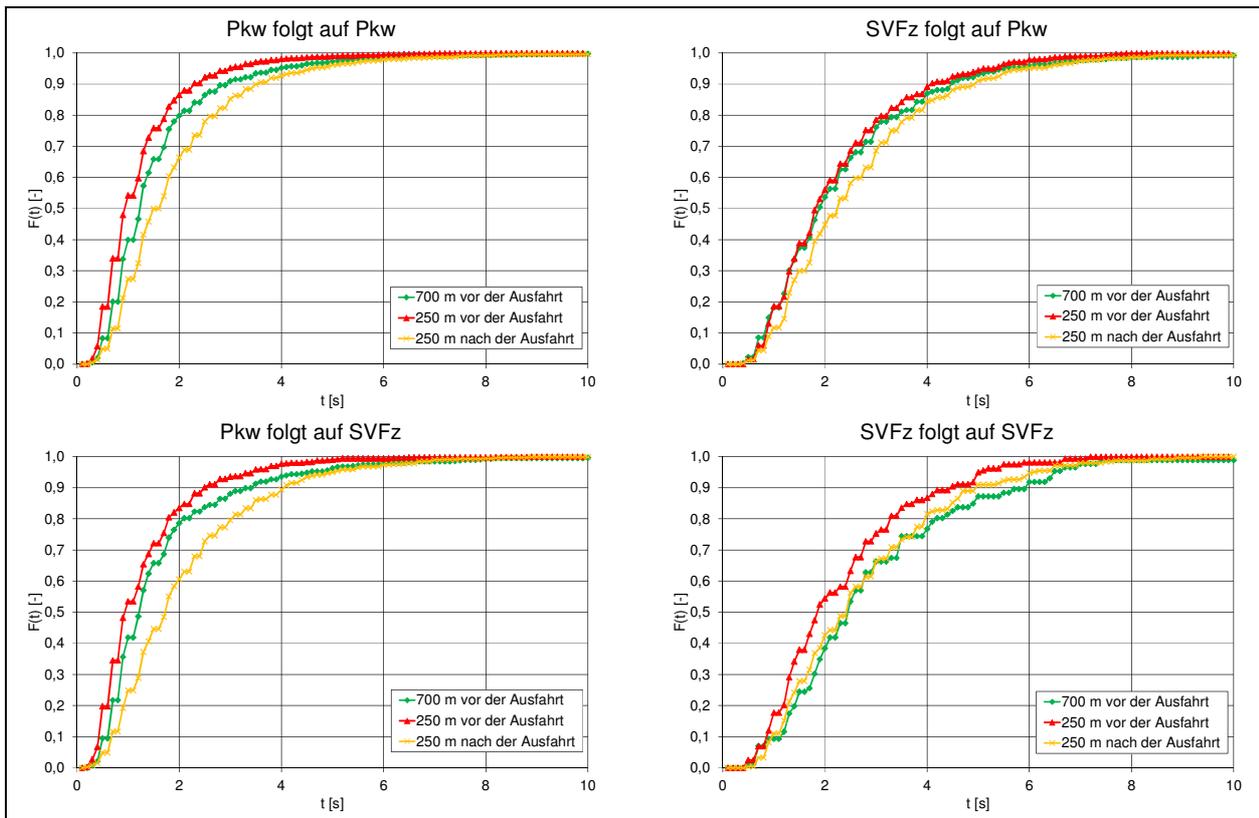


Bild 88: Veränderung der Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an der Ausfahrt des AD Hamburg-Nordwest, Ausfahrtstyp A 5

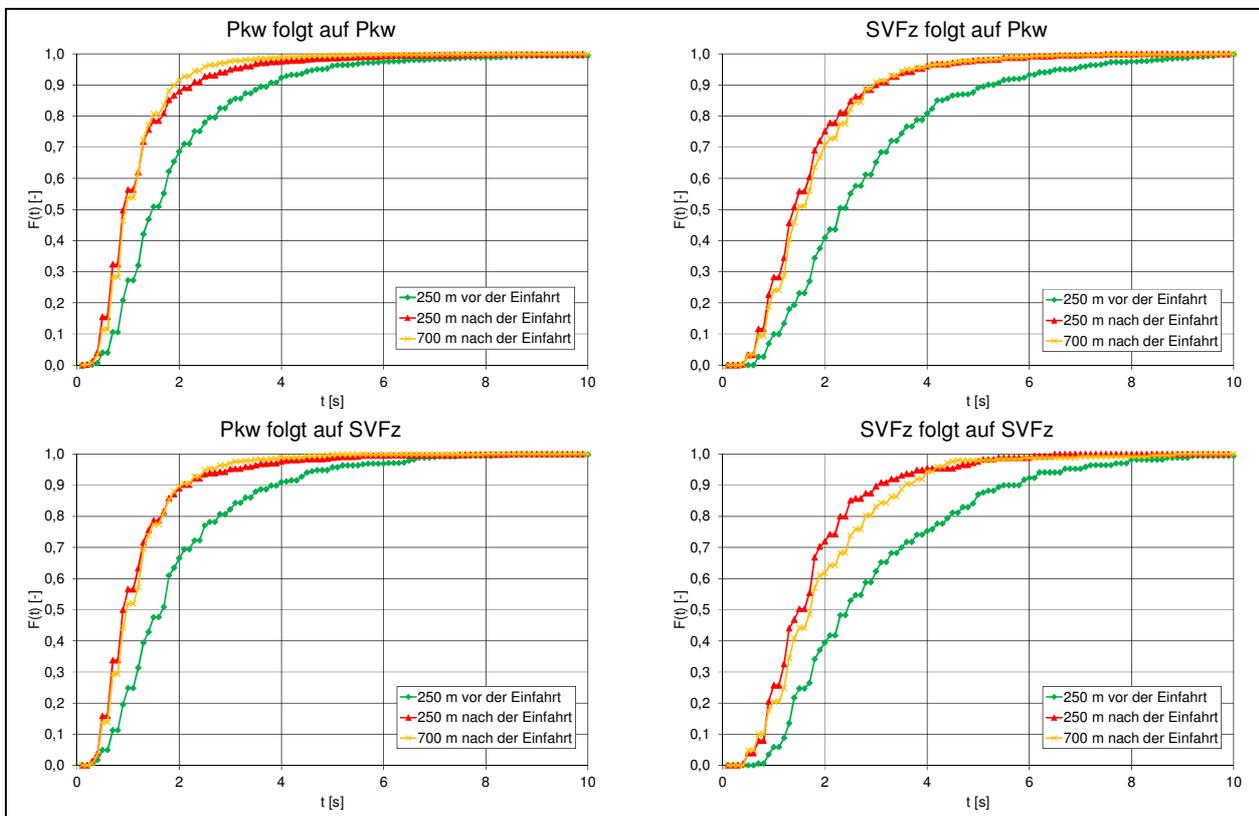


Bild 89: Veränderung der Zeitlückenverteilungen auf dem rechten Fahrstreifen an der Einfahrt des AD Hamburg-Nordwest, Einfahrtstyp E 5

5.4 Ermittlung von Grenz- und Folgezeitlücken an planfreien Knotenpunkten

Die Ermittlung von Grenz- und Folgezeitlücken wurde im ersten Schritt anhand von empirischen Daten durchgeführt. Analog zum Verfahren für plangleiche Knotenpunkte wurden an zwei Untersuchungsstellen mit dem Einfahrtstyp E 1 (AS Leverkusen-Opladen und AK Bochum) angenommene und abgelehnte Zeitlücken erfasst. Die Definition einer angenommenen und abgelehnten Zeitlücke ist an einem planfreien Knotenpunkt mit parallelem Einfädungsstreifen aufwendig, da sich die Fahrzeuge immer in Bewegung befinden und die Möglichkeit haben, zu beschleunigen oder zu verzögern, um sich in eine Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn einzufädeln. Der Vereinfachung halber wurde die Trennselspitze als Bezugsquerschnitt definiert, an dem die Zeitlücken auf dem rechten Fahrstreifen erfasst wurden. An den beiden Untersuchungsstellen stellte sich dies als praktikable Möglichkeit heraus, weil schon vor der Trennselspitze eine Sichtbeziehung zwischen dem einfahrenden und dem durchfahrenden Fahrzeugstrom besteht und die Fahrzeuge meist im ersten Drittel der Einfahrt auf die Hauptfahrbahn wechselten. Die Zeitlücken zum Zeitpunkt des Fahrstreifenwechsels unterscheiden sich dadurch kaum von den Zeitlücken, die an der Trennselspitze erfasst wurden. In Bild 90 ist das Vorgehen zur Verdeutlichung schematisch dargestellt. Für die Erfassung wurden zunächst nur die Zeitlücken auf der Hauptfahrbahn T_{AB} und T_{BC} beim Überfahren des Bezugsquerschnitts ermittelt. Anschließend wurde bestimmt, welche Zeitlücke das einfahrende Fahrzeug angenommen bzw. abgelehnt hat.

Mit Hilfe dieses Ansatzes wurden insgesamt 345 angenommene Zeitlücken am AK Bochum erfasst, wovon 191 Zeitlücken für die Auswertung der Folgezeitlücke verwendet werden konnten und für 23 Fahrzeuge eine angenommene und abgelehnte Zeitlücke erfasst wurde. An der AS Leverkusen-Opladen wurden 535 angenommene Zeitlücken beobachtet, davon konnten 119 für die Bestimmung der Folgezeitlücke herangezogen und für 28 Fahrzeuge eine abgelehnte und angenommene Zeitlücke beobachtet werden. Bei einigen Fahrzeugen war dabei die abgelehnte Zeitlücke größer als die angenommene Zeitlücke. Dies ist möglicherweise dadurch zu erklären, dass die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen dem Fahrzeug auf dem Einfädungsstreifen und dem Fahrzeug auf der Hauptfahrbahn zu groß ist. Durch die vorher beschriebene Methodik wird nur der Zeitpunkt des Überfahrens des Bezugsquerschnitts berücksichtigt, nicht aber die Geschwindigkeit. Das Fahrzeug kann also möglicherweise gar nicht sicher vor dem Fahrzeug einfädeln. Daher wurden die Datenpaare mit einer größeren abgelehnten als der angenommenen Zeitlücke für die Auswertung mit Hilfe der Maximum-Likelihood-Methode nicht berücksichtigt.

Die Auswertung mit Hilfe der Maximum-Likelihood-Methode (vgl. Kapitel 2.8.1) ergab für Pkw an der Untersuchungsstelle AK Bochum eine mittlere Grenzzeitlücke von 2,73 s und an der AS Leverkusen-Opladen eine mittlere Grenzzeitlücke von 3,52 s. Für Schwerverkehrsfahrzeuge lag die Grenzzeitlücke am AK Bochum bei 4,01 s und an der AS Leverkusen-Opladen bei 4,56 s, wobei der Stichprobenumfang für die Schwerverkehrsfahrzeuge zu gering war, um eine gesicherte Aussage treffen zu können. Die mittlere Folgezeitlücke am AK Bochum betrug 1,87 s und an der AS Leverkus-

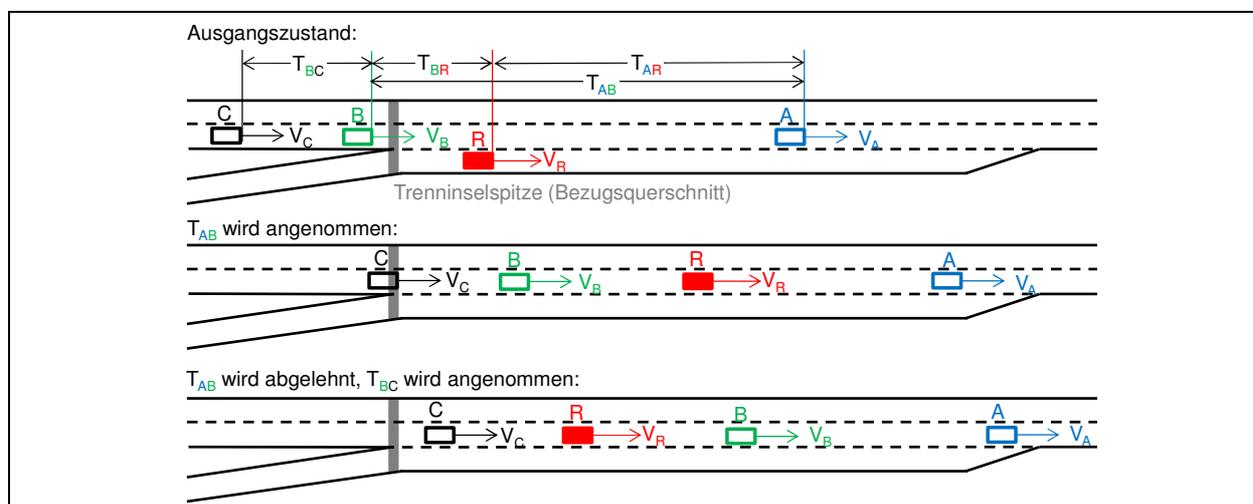


Bild 90: Methodik zur Erhebung von angenommenen und abgelehnten Zeitlücken

sen-Opladen 1,92 s.

Eine weitere Möglichkeit, die erfassten angenommenen und abgelehnten Zeitlücken auszuwerten, wird in WU (2012) vorgestellt. Hier wird die Verteilungsfunktion der angenommenen Zeitlücken mit der Verteilungsfunktion der abgelehnten Zeitlücken verglichen, ohne dass zu jeder angenommenen Zeitlücke eine korrespondierende abgelehnte Zeitlücke benötigt wird. In Bild 91 ist die Ermittlung der Grenzzeitlücke mit diesem Verfahren dargestellt. Das Bild zeigt die Verteilungsfunktionen der abgelehnten Zeitlücken F_r (Index $r = \text{rejected}$), der angenommenen Zeitlücken F_a (Index $a = \text{accepted}$) und der Grenzzeitlücke F_{tc} an der AS Leverkusen-Opladen. Die so ermittelte mittlere Grenzzeitlücke liegt für einfahrende Pkw bei 3,68 s und damit geringfügig über dem mit der Maximum-Likelihood-Methode ermittelten Wert.

Angesichts der dynamischen Prozesse ist die Ermittlung von Grenz- und Folgezeitlücken an planfreien Knotenpunkten komplexer als an plangleichen Knotenpunkten. Beim Einfädungsvorgang steht nur eine begrenzte Anzahl an Zeitlücken zur Verfügung, die aus der Perspektive des einfahrenden Fahrzeugs nicht unmittelbar erfasst werden können. Die hier ermittelten Grenz- und Folgezeitlücken sind somit nur als Anhaltspunkt aufzufassen. Als Eingangsgrößen für die nachfolgenden Modelle werden die Grenz- und Folgezeitlücken daher über die beobachteten Fahrstreifenwechsel kalibriert.

5.5 Erweiterung des analytischen Modellansatzes nach HEIDEMANN

5.5.1 Berücksichtigung des Schwerverkehrs im Modell nach HEIDEMANN

Im Kapitel 2.8 wird die Erweiterung des Ansatzes nach HEIDEMANN (1989, 1994) zur Beschreibung der Fahrstreifenaufteilung auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen von WU (2006) für planfreie Knotenpunkte beschrieben. Der Ansatz von HEIDEMANN (1989, 1994) beruht auf der Kontinuitätsüberlegung, dass eine Richtungsfahrbahn als geschlossenes System anzusehen ist, in dem die Gesamtverkehrsstärke konstant bleibt. Die zugrunde liegenden Gleichungen können um eine Komponente für den Schwerverkehr erweitert werden, da nicht nur die Gesamtverkehrsstärke konstant bleibt, sondern auch der Schwerverkehranteil.

Als Grundlage für die Erweiterung ist die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Pkw auf dem n -ten Fahrstreifen befindet, zusammen mit der Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Schwerverkehrsfahrzeug auf dem n -ten Fahrstreifen befindet, gleich der Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug auf dem n -ten Fahrstreifen befindet:

$$\begin{cases} p_1 = p_{1,\text{Pkw}} + p_{1,\text{SV}} \\ p_2 = p_{2,\text{Pkw}} + p_{2,\text{SV}} \\ \dots \\ p_n = p_{n,\text{Pkw}} + p_{n,\text{SV}} \end{cases} \quad (5-1)$$

mit

p_n Anteil der Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke q

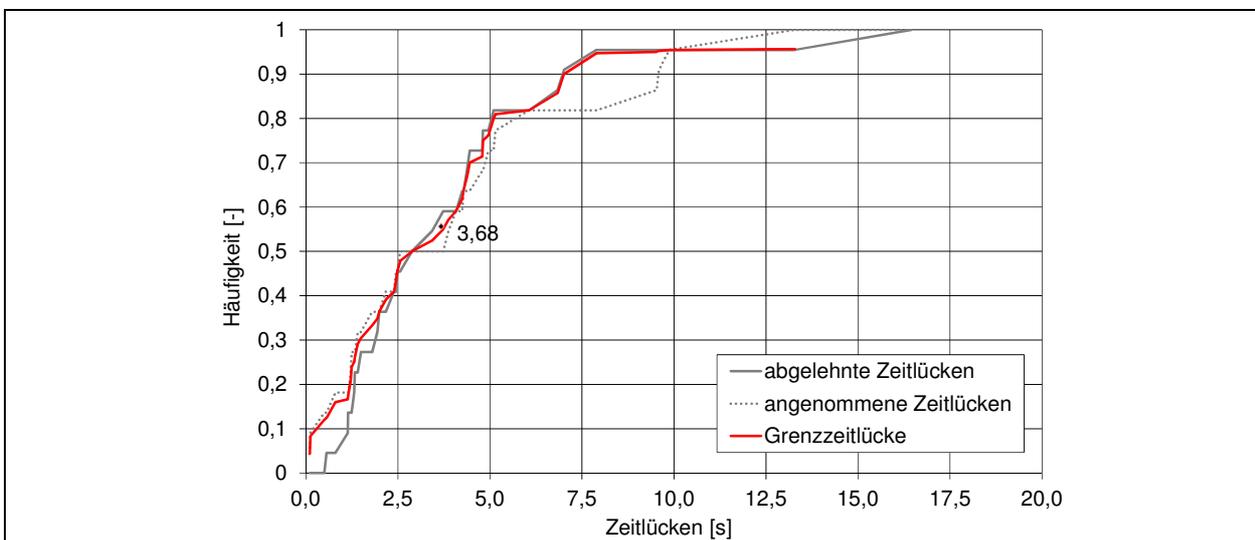


Bild 91: Bestimmung der Grenzzeitlücke nach WU (2012) für die Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen

$p_{n,Pkw}$ Anteil der Pkw-Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke q

$p_{n,SV}$ Anteil der Schwerverkehrsfahrzeuge auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke q

Weiterhin ist die Summe der Wahrscheinlichkeiten, dass sich ein Schwerverkehrsfahrzeug auf den Fahrstreifen 1 bis n befindet, gleich dem Schwerverkehrsanteil b_{SV} und die Summe der Wahrscheinlichkeiten, dass sich ein Pkw auf den Fahrstreifen 1 bis n befindet, gleich der Gegenwahrscheinlichkeit $1 - b_{SV}$:

$$\begin{aligned} p_{1,SV} + p_{2,SV} + \dots &= b_{SV} \\ p_{1,Pkw} + p_{2,Pkw} + \dots &= 1 - b_{SV} \end{aligned} \quad (5-2)$$

mit

b_{SV} Schwerverkehrsanteil

$p_{n,Pkw}$ Anteil der Pkw auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke q

$p_{n,SV}$ Anteil der Schwerverkehrsfahrzeuge auf dem Fahrstreifen n an der Gesamtverkehrsstärke q

Die Gleichgewichtsbedingungen mit den Übergangswahrscheinlichkeiten lauten dann wie folgt:

$$\begin{aligned} P_{q,Pkw}(i) \cdot P_{q,Pkw}(i, i+1) &= P_{q,Pkw}(i+1) \cdot P_{q,Pkw}(i+1, i) \\ P_{q,SV}(i) \cdot P_{q,SV}(i, i+1) &= P_{q,SV}(i+1) \cdot P_{q,SV}(i+1, i) \end{aligned} \quad (5-3)$$

mit

$P_q(i)$ Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug bei einer Verkehrsstärke q auf dem Fahrstreifen i befindet ($i = 1$ bezieht sich dabei auf den rechten Fahrstreifen)

$P_q(i, j)$ Übergangswahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug nach einem ausreichend langen Abschnitt auf dem Fahrstreifen j befindet, wenn es am Beginn des Abschnittes auf dem Fahrstreifen i war

Im nächsten Schritt erweiterte WU (2006) das Modell für eine zeitabhängige Lösung. Dafür leitet WU folgende Gleichungen für die endlich kleine Veränderung $\Delta P_q(i)$ zu einer endlichen kleinen Änderung der Zeit Δt her:

$$\begin{aligned} \Delta P_{q,t}(i) &= P_{q,t}(i-1) \cdot C_{q,t}(i-1, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t}(i) \cdot C_{q,t}(i, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t}(i+1) \cdot C_{q,t}(i+1, i) \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (5-4)$$

$$P_{q,t+\Delta t}(i) = P_{q,t}(i) + \Delta P_{q,t}(i) \quad (5-5)$$

mit

$C_q(i, j)$ Fahrstreifenwechselrate von Fahrstreifen i auf Fahrstreifen j pro Zeiteinheit

Für die Erweiterung der Gleichungen um den Einfluss des Schwerverkehrs ist die Aufstellung der Gleichung für Pkw und Schwerverkehr getrennt möglich:

$$\begin{aligned} \Delta P_{q,t,SV}(i) &= P_{q,t,SV}(i-1) \cdot C_{q,t,SV}(i-1, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t,SV}(i) \cdot C_{q,t,SV}(i, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t,SV}(i+1) \cdot C_{q,t,SV}(i+1, i) \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (5-6)$$

$$\begin{aligned} \Delta P_{q,t,Pkw}(i) &= P_{q,t,Pkw}(i-1) \cdot C_{q,t,Pkw}(i-1, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t,Pkw}(i) \cdot C_{q,t,Pkw}(i, i) \cdot \Delta t \\ &+ P_{q,t,Pkw}(i+1) \cdot C_{q,t,Pkw}(i+1, i) \cdot \Delta t \end{aligned} \quad (5-7)$$

Die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug zum Zeitpunkt $t+\Delta t$ auf dem Fahrstreifen i befindet ($P_{q,t+\Delta t}$), ist dann die Summe der Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug zum Zeitpunkt t auf dem Fahrstreifen i befindet ($P_{q,t}$), und der Veränderung der Wahrscheinlichkeit im Zeitschritt Δt ($\Delta P_{q,t}$).

$$P_{q,t+\Delta t,SV}(i) = P_{q,t,SV}(i) + \Delta P_{q,t,SV}(i) \quad (5-8)$$

$$P_{q,t+\Delta t,Pkw}(i) = P_{q,t,Pkw}(i) + \Delta P_{q,t,Pkw}(i) \quad (5-9)$$

Die Summe aus $P_{q,t+\Delta t,SV}(i)$ und $P_{q,t+\Delta t,Pkw}(i)$ ergibt die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein Fahrzeug zum Zeitpunkt $t+\Delta t$ auf dem Fahrstreifen i befindet:

$$P_{q,t+\Delta t}(i) = P_{q,t+\Delta t,SV}(i) + P_{q,t+\Delta t,Pkw}(i) \quad (5-10)$$

Die Übergangswahrscheinlichkeiten, die davon ausgehen, dass ein Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden kann, wenn auf dem benachbarten Fahrstreifen eine ausreichend große Zeittücke vorhanden ist, werden basierend auf $\Delta P_{q,t}$ berechnet.

5.5.2 Kalibrierung des Modells

Aufgrund der in Kapitel 5.4 beschriebenen Problematik bei der Definition einer angenommenen und abgelehnten Zeittücke wird im Folgenden ein weiterer Ansatz untersucht, bei dem die Folge- und Grenzzeitlücke in den analytischen Modellen lediglich als Parameter benutzt werden, um die modellierte Fahrstreifenaufteilung der empirisch ermittelten Fahrstreifenaufteilung anzupassen. Auf der Grundlage dieser Daten kann das Modell zur Fahrstreifenaufteilung von WU (2006) kalibriert werden. Über die durchschnittliche Geschwindigkeit der Fahrzeuge an der Untersuchungsstelle kann die x-Achse der empirisch ermittelten Fahrstreifenaufteilung ebenfalls in Abhängigkeit von der Zeit dargestellt werden. Das Modell von WU kann anschließend anhand der empirischen Werte an

den entsprechenden Bereichsgrenzen kalibriert werden. Die einzustellenden Parameter betreffen hierbei die Grenz- und Folgezeitlücken für die Fahrstreifenwechsel. Besonders die so ermittelte Grenz- und Folgezeitlücke für den Fahrstreifenwechsel zwischen dem Ein- oder Ausfädelungsstreifen und dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn kann so kalibriert werden.

Das weiterentwickelte Modell wurde zunächst an die Daten der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest (Einfahrtstyp E 5) angepasst. Durch die Variation der Modellparameter wurden die Verläufe der Fahrstreifenaufteilung im Modell den empirisch ermittelten Verläufen der Fahrstreifenaufteilung über eine Minimierung der Fehlerquadrate angeglichen. Die empirischen Verläufe wurden zwischen den Bereichsgrenzen linear interpoliert, um

eine kontinuierliche Funktion zu erzeugen. Als Eingangswerte für das Modell dienten außerdem die Verkehrsstärkeanteile auf den einzelnen Fahrstreifen an der Trenninselspitze.

In Bild 92 sind die Verläufe der Fahrstreifenaufteilung aus Modell und Empirie über die Zeit dargestellt. Die Anpassung konnte relativ genau vorgenommen werden. In einem nächsten Schritt wurde nun mit gleichen Ausgangswerten der Schwerververkehrsanteil an der Untersuchungsstelle erhöht.

In Bild 93 ist das Ergebnis der Erhöhung der Schwerverkehrsanteile dargestellt. Besonders hervorzuheben sind die unterschiedlichen Verläufe des Verkehrsstärkenanteiles auf dem Fahrstreifen 0, d. h. dem rechten Fahrstreifen der Einfahrt. Bei einem Schwerverkehrsanteil von 10 % dauert es

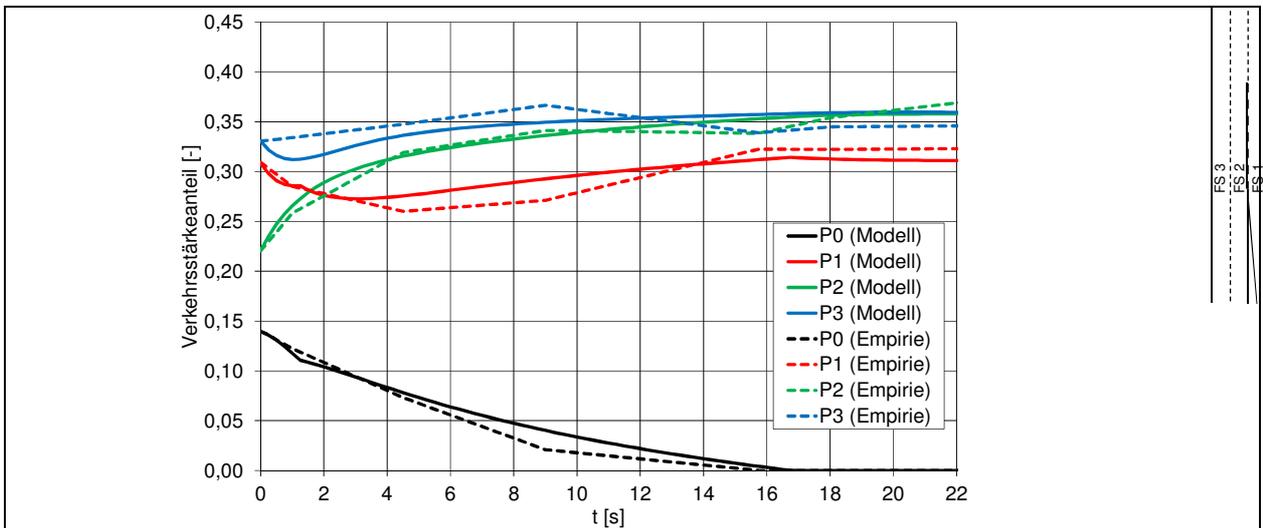


Bild 92: Vergleich des Verlaufs der modellierten Fahrstreifenaufteilung mit empirischen Daten, Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest, Einfahrtstyp E 5

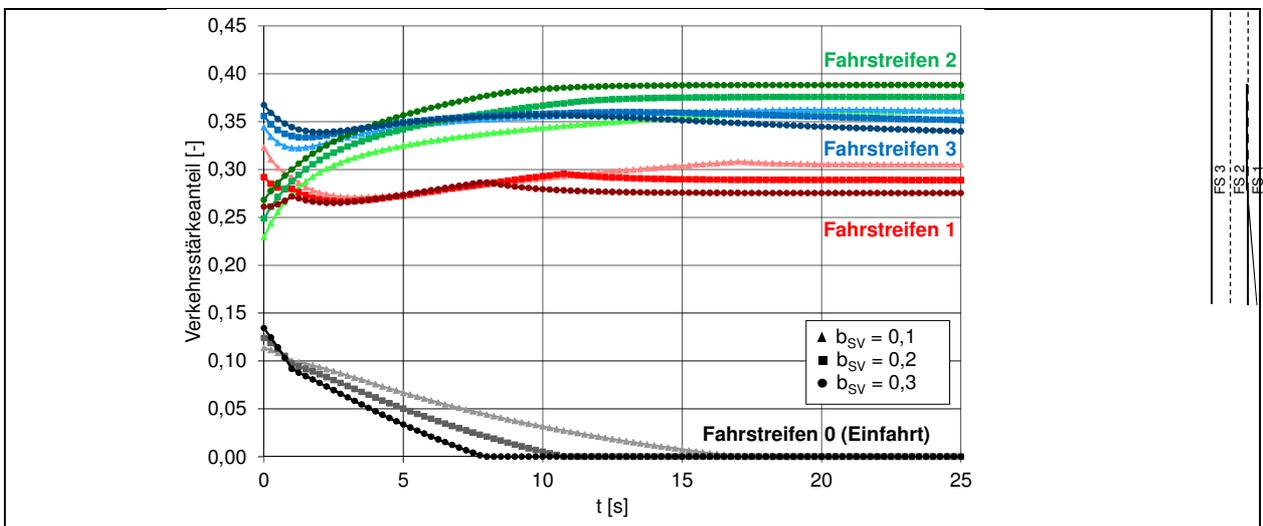


Bild 93: Verlauf der modellierten Fahrstreifenaufteilungen an der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest, Einfahrtstyp E 5, bei verschiedenen Schwerverkehrsanteilen

ca. 8 Sekunden, bis die Kurve den Wert 0 erreicht. Bei einer Erhöhung des Schwerverkehrsanteils auf 20 % verlängert sich die Dauer auf 11 Sekunden, bei einem Schwerverkehrsanteil von 30 % auf mehr als 15 Sekunden. Bei einer mittleren Geschwindigkeit von 80 km/h entspricht dies einer notwendigen Länge des Einfädungsstreifens von 333 m. Bei den anderen Fahrstreifen ist zu beobachten, dass die Verkehrsstärke auf den Fahrstreifen 1 und 3 bei zunehmendem Schwerverkehrsanteil sinkt, während sich die Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen 2 erhöht. Dies liegt vermutlich auch an der dem Modell zugrunde liegenden Fahrstreifenaufteilung an der Trennselspitze.

Eine weitere Untersuchungsstelle, an die das Modell angepasst wurde, ist die AS Leverkusen-Opladen mit dem Einfahrtstyp E 1. Das Vorgehen

ist analog zur Analyse der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest, allerdings wurde der Verlauf der Verkehrsstärke empirisch nur über einen kleineren Zeitraum erfasst. Die Anpassung des Modells an den empirischen Verlauf stellte sich als schwieriger dar als bei der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest. Letztendlich wurde bei der Anpassung vor allem darauf Wert gelegt, dass die Länge des Einfädungsvorgangs in etwa der Länge in der Realität entspricht. Im Gegensatz zur Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest befinden sich hier keine Schwerverkehrsfahrzeuge auf dem Fahrstreifen 3, daher wurden auch keine Fahrstreifenwechsel der Schwerverkehrsfahrzeuge zwischen den Fahrstreifen 2 und 3 modelliert.

In Bild 94 ist das Ergebnis der Anpassung dargestellt. Auch bei dieser Untersuchungsstelle wurde

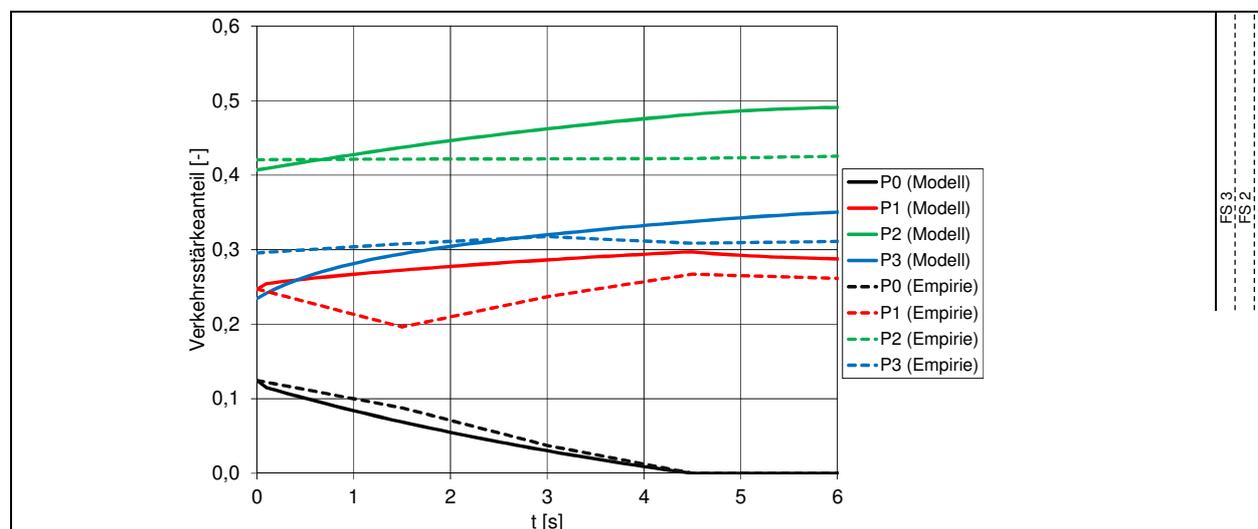


Bild 94: Vergleich des Verlaufs der modellierten Fahrstreifenaufteilung mit empirischen Daten, Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen, Einfahrtstyp E 1

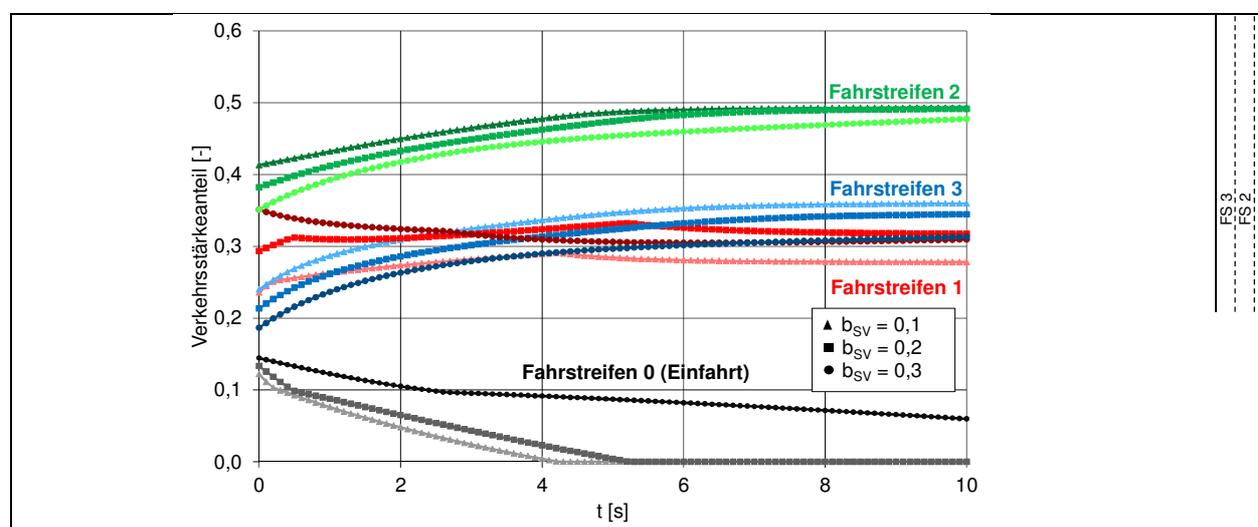


Bild 95: Verlauf der modellierten Fahrstreifenaufteilungen an der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen, Einfahrtstyp E 1, bei verschiedenen Schwerverkehrsanteilen

der Verlauf der Verkehrsstärkeanteile bei gleichen Ausgangswerten für verschiedene Schwerverkehrsanteile berechnet. Das Ergebnis der Berechnung ist in Bild 95 dargestellt. Ebenso wie bei der Untersuchungsstelle AD Hamburg-Nordwest nimmt die Dauer der Einfädeltvorgänge mit steigendem Schwerverkehrsanteil zu. Hier ist aber der Unterschied zwischen Schwerverkehrsanteilen von 10 und 20 % eher gering, während der Einfädeltprozess bei 30 % Schwerverkehrsanteil innerhalb von 10 Sekunden noch nicht abgeschlossen ist. Der Verkehrsstärkeanteil der Fahrstreifen 2 und 3 nimmt mit zunehmendem Schwerverkehrsanteil ab, da die Schwerverkehrsfahrzeuge bei hohem Schwerverkehrsanteil eher auf dem rechten Fahrstreifen verbleiben.

Die kalibrierten Modellparameter für beide Untersuchungsstellen sind in Tab. 13 enthalten. Als Nebenbedingung der Kalibrierung wurde die Mindestzeitlücke auf 1,0 Sekunden beschränkt. Trotz der unterschiedlichen Eingangswerte sind viele Parameter, gerade bei den Schwerverkehrsfahrzeugen, ähnlich.

Die so kalibrierten Parameter können mit Hilfe von Daten für die Fahrstreifenaufteilung am Beginn der Trenninselspitze für verschiedene Verkehrszusammensetzungen und Aufteilungen der Verkehrsstärke zwischen Einfahrt und Hauptfahrbahn zur Berechnung der Länge des Einfädeltstreifens verwendet werden. Als Eingangsgrößen werden allerdings getrennte Fahrstreifenaufteilungen für Pkw und Schwerverkehr benötigt. Für die Einfahrt am AD Hamburg-Nordwest lagen aufgrund fehlender Dauerzählstellen keine Daten für die Fahrstreifenaufteilung vor. An der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen konnten die vorliegenden Daten aus Dauerzählstellen dagegen zur Ermittlung der Fahrstreifenaufteilung für Pkw und SV in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil und den Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn ausgewertet werden. Zunächst wurde mit Hilfe des Modells für die in den Daten vorhandenen Fahrstreifenaufteilungen der Hauptfahrbahn die Zeit berechnet, die die Fahrzeuge in der Einfahrt benötigen, um auf die Hauptfahrbahn zu wechseln. Diese Zeit wurde dann mit Hilfe der mittleren Geschwindigkeit in eine Länge umgerechnet und in

Untersuchungsstelle			AD Hamburg-Nordwest	AS Leverkusen-Opladen		
Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn	q_{HU}	[Kfz/h]	6250	4000		
Verkehrsstärke in der Einfahrt	q_E	[Kfz/h]	720	500		
SV-Anteil auf der Hauptfahrbahn	$b_{SV,HU}$	[-]	0,10	0,12		
SV-Anteil in der Einfahrt	$b_{SV,E}$	[-]	0,16	0,05		
Kalibrierte Parameter			Pkw	SV	Pkw	SV
Folgezeitlücke FS 1	$t_{f,1}$	[s]	5,85	4,96	6,58	4,94
Folgezeitlücke FS 2	$t_{f,2}$	[s]	2,09	2,12	1,00	1,89
Folgezeitlücke FS 3	$t_{f,3}$	[s]	1,00	2,99	1,00	-
Folgezeitlücke zur Erzeugung eines Fahrstreifenwechselwunsches von FS 1 nach FS 2	$t_{f,1,min}$	[s]	1,30	6,11	1,00	3,78
Folgezeitlücke zur Erzeugung eines Fahrstreifenwechselwunsches von FS 2 nach FS 3	$t_{f,2,min}$	[s]	1,07	9,85	2,14	-
Zeitlücke, die auf FS 1 vorhanden sein muss, um einen Fahrstreifenwechsel von FS 0 nach FS 1 durchzuführen	$t_{FSW (0,1)}$	[s]	2,89	2,08	2,50	2,08
Zeitlücke, die auf FS 2 vorhanden sein muss, um einen Fahrstreifenwechsel von FS 1 nach FS 2 durchzuführen	$t_{FSW (1,2)}$	[s]	8,55	3,11	17,21	3,23
Zeitlücke, die auf FS 3 vorhanden sein muss, um einen Fahrstreifenwechsel von FS 2 nach FS 3 durchzuführen	$t_{FSW (2,3)}$	[s]	13,78	3,88	15,38	-
Zeitlücke, die auf FS 2 vorhanden sein muss, um einen Fahrstreifenwechsel von FS 3 nach FS 2 durchzuführen	$t_{FSW (3,2)}$	[s]	1,00	1,00	1,00	-
Zeitlücke, die auf FS 1 vorhanden sein muss, um einen Fahrstreifenwechsel von FS 2 nach FS 1 durchzuführen	$t_{FSW (2,1)}$	[s]	1,00	16,43	1,07	16,47

Tab. 13: Parameter der modellierten Fahrstreifenaufteilungen nach der Kalibrierung

ein dreidimensionales Diagramm eingetragen. Die Aufsicht eines solchen Diagramms für einen Schwerververkehrsanteil von 5 % ist in Bild 96 dargestellt. Der Verlauf ist so zu erklären, dass sich die Fahrzeuge bei niedrigen Verkehrsstärken vor allem auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn befinden und so das Einfahren erschweren. Bei höheren Verkehrsstärken verlagert sich der Verkehr auch auf die übrigen Fahrstreifen.

Die Berechnung für die Länge des Einfädelungstreifens wurde auch für die Schwerververkehrsantei-

le von 10, 15 und 20 % durchgeführt. Für die Bemessung ist vor allem die Frage, wann die Fahrzeuge mehr als 250 m für den Einfahrtvorgang benötigen, entscheidend. Daher wurde in für die unterschiedlichen Schwerververkehrsanteile die Grenze, ab der eine Länge des Einfädelungsvorgangs von 250 m nach dem erweiterten Modell von WU überschritten wird, dargestellt. Zum Vergleich wurde außerdem das HBS-Bemessungsdiagramm für den Einfahrtstyp E 1 an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen in das Diagramm eingefügt.

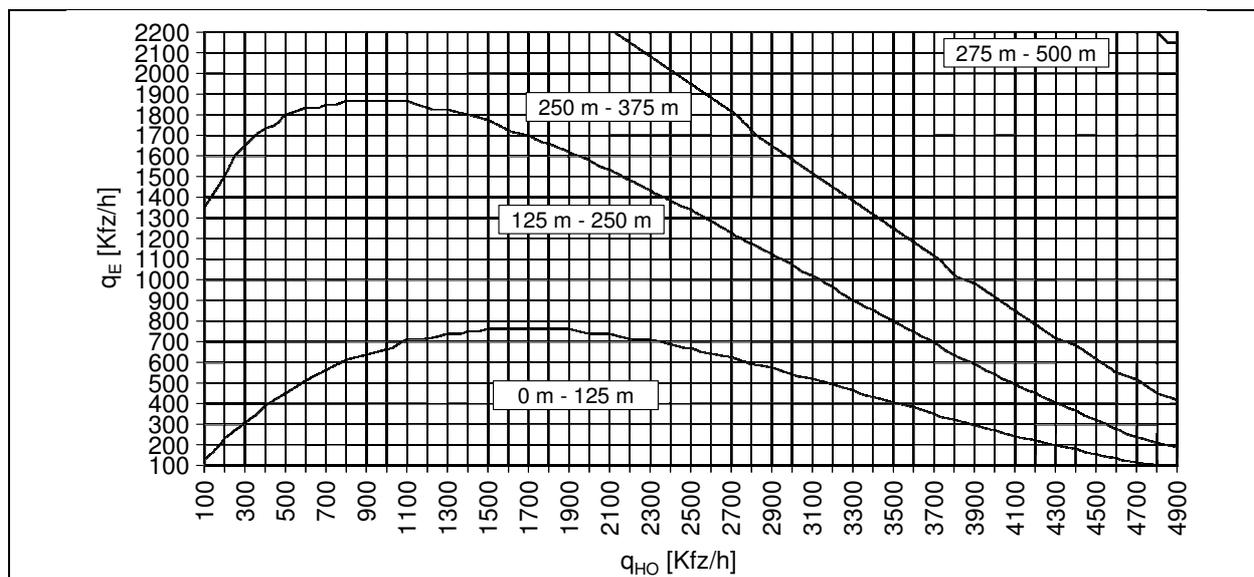


Bild 96: Länge des Einfädelungstreifens in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in der Einfahrt q_E und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt q_{HO} nach der Erweiterung des Modells von WU, HEIDEMANN an der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen bei einem bei einem Schwerververkehrsanteil von $b_{SV} = 0,05$

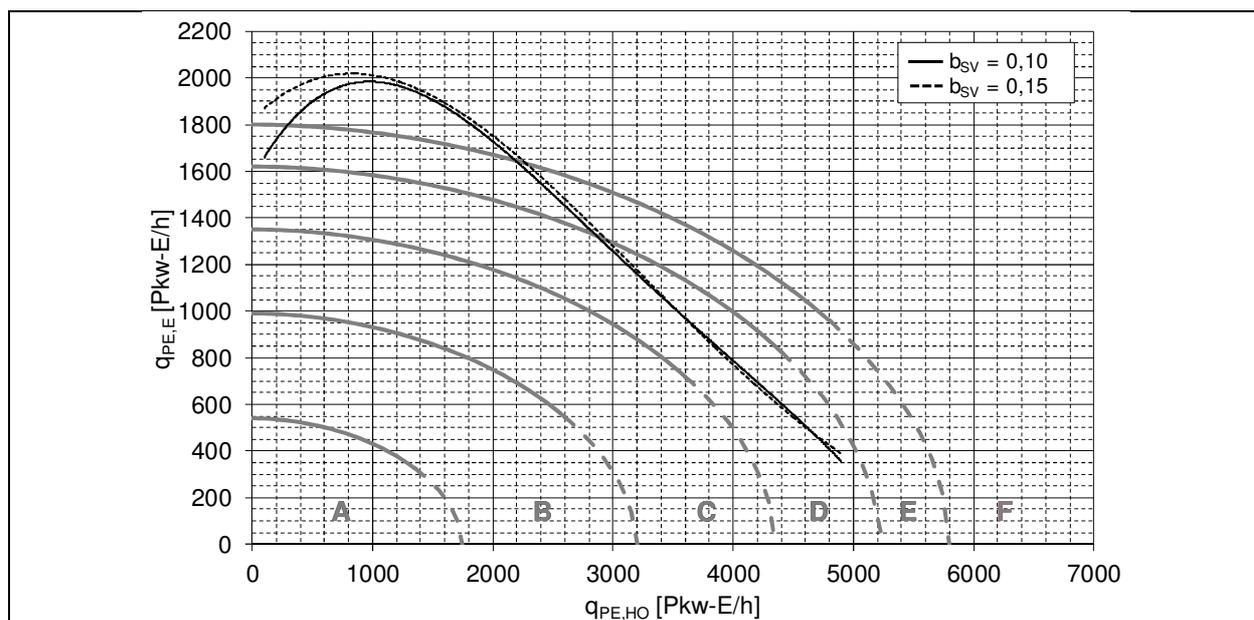


Bild 97: Grenzen der Verkehrsstärkebereiche, in denen nach dem erweiterten Modell von WU, HEIDEMANN alle Fahrzeuge innerhalb von 250 m ohne einen erzwungenen Fahrstreifenwechsel auf die Hauptfahrbahn wechseln können, im Vergleich zu den Grenzen der Qualitätsstufen nach HBS (2015)

Zu erkennen ist dabei, dass gemäß den Modellergebnissen teilweise schon im Bereich der Qualitätsstufe D eine Länge des Einfädelungstreifens von 250 m nicht mehr ausreichend ist.

Mit Hilfe des erweiterten Modells nach WU und den empirischen Daten aus Messungen und Dauerzählstellen sind Aussagen über das Fahrverhalten an Einfahrten möglich. Für aussagekräftige Ergebnisse werden sehr umfangreiche Daten benötigt. Der Vergleich der Ergebnisse für die Untersuchungsstellen AS Leverkusen-Opladen und AD Hamburg-Nordwest lässt vermuten, dass die Zeitlücken für die Fahrstreifenwechsel an unterschiedlichen Untersuchungsstellen ähnlich sind. Als Ergebnis einer Kalibrierung des Modells können Aussagen über die notwendige Länge eines Einfädelungstreifens getroffen werden. Im Fall der Untersuchungsstelle AS Leverkusen-Opladen ist bereits im Bereich der QSV D nach HBS eine Länge des Einfädelungstreifens von 250 m nicht mehr ausreichend.

Dabei ist zu berücksichtigen, dass das Modell nur auf Zeitlücken basiert und kooperatives Verhalten zwischen den Verkehrsteilnehmern nur durch die bei der Kalibrierung verwendeten empirischen Daten im Modell implizit enthalten ist. Die Ergebnisse können in dieser Form nicht verallgemeinert und auf andere Anschlussstellen übertragen werden. Dennoch kann mit Hilfe des Modells eine Schätzung darüber gegeben werden, bis zu welchen Verkehrsstärken der Einfädelungsvorgang innerhalb einer bestimmten Länge ohne kooperatives Verhalten stattfinden kann.

5.5.3 Ermittlung der Störungswahrscheinlichkeit

In Kapitel 2.8.4 wurde beschrieben, wie neben der Fahrstreifenaufteilung auch mit Hilfe der Zeitlückentheorie der Einfahrvorgang und die Wahrscheinlichkeit, dass ein einfahrendes Fahrzeug oder ein einfahrender Pulk von Fahrzeugen eine Störung auf der Hauptfahrbahn auslöst, berechnet werden kann. Die wichtigste Eingangsgröße für das Modell ist die Fahrstreifenaufteilung bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen. Als Eingangsgröße kann entweder – wie im vorhergehenden Kapitel – eine empirische Fahrstreifenaufteilung oder die in Kapitel 4.3.1 vorgestellte Regressionsgleichung für die Berechnung der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen genutzt werden.

Wenn die Funktion aus Kapitel 4.3.1 genutzt wird, kann mit den Parametern von WU, TIAN (2003) eine Funktion der Wahrscheinlichkeit, dass keine Störung auftritt (P_{ND}), berechnet werden. In Bild 98 sind exemplarisch die verschiedenen Funktionen von P_{ND} bei Schwerverkehrsanteilen von 0 bis 30 % an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-Nord dargestellt. Die Länge B (vgl. Kapitel 2.8.4) beträgt 6 Sekunden.

Die einzelnen Komponenten von P_{ND} sind in Bild 99 dargestellt. $P_{ND,a}$ ist dabei die Wahrscheinlichkeit, dass eine ausreichend große Zeitlücke auf dem rechten Fahrstreifen vorhanden ist. $P_{ND,b}$ ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fahrzeug auf dem rechten Fahrstreifen verzögern kann und so eine ausreichend große Zeitlücke entsteht. $P_{ND,c}$ ist die Wahrscheinlichkeit, dass ein Fahrzeug auf einen

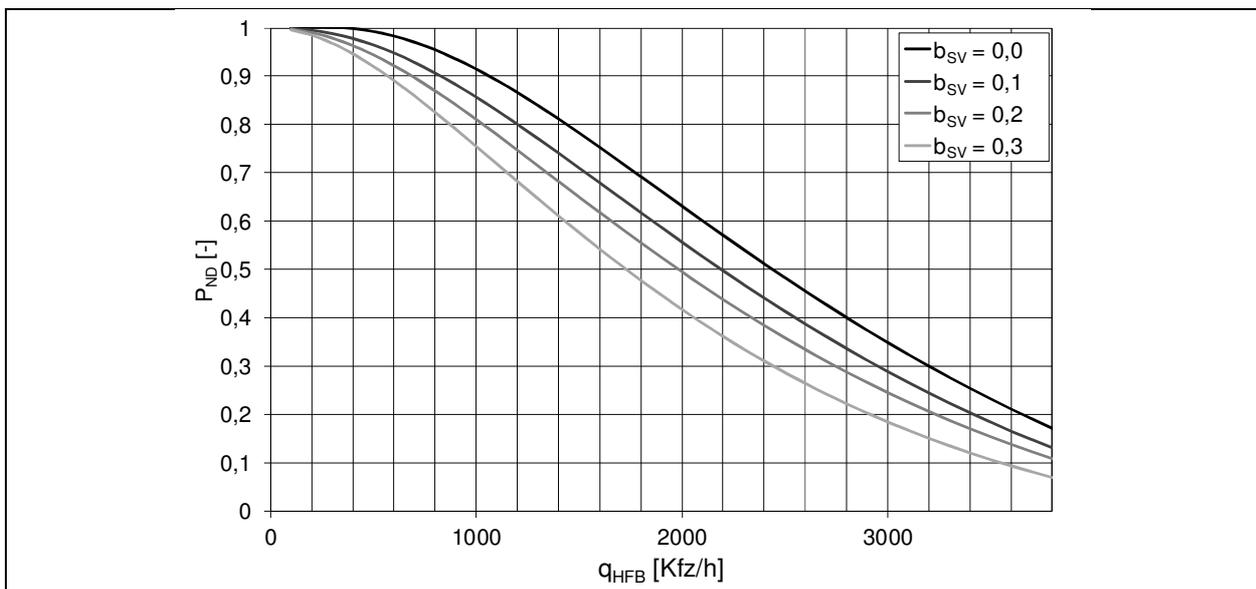


Bild 98: Wahrscheinlichkeit P_{ND} , dass keine Störung auftritt, in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn q_{HFB} und dem Schwerverkehrsanteil b_{SV} an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West

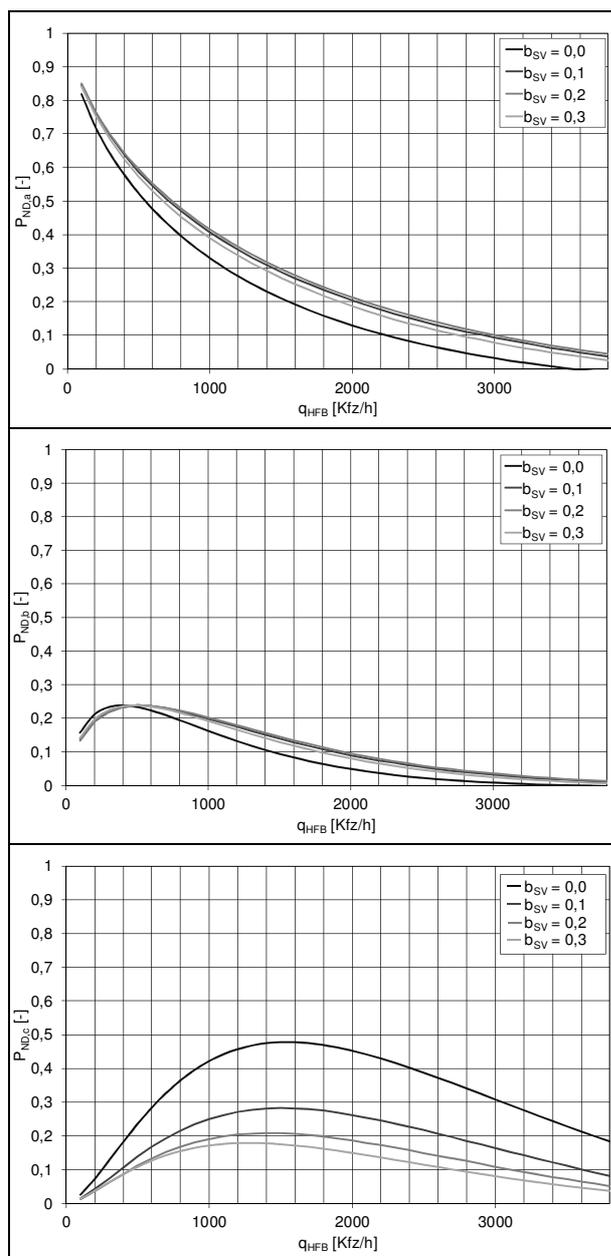


Bild 99: Komponenten $P_{ND,a}$, $P_{ND,b}$ und $P_{ND,c}$ der Wahrscheinlichkeit, dass keine Störung auftritt, an der Untersuchungsstelle AS Alsfeld-West

anderen Fahrstreifen ausweichen kann. Hier wurde davon ausgegangen, dass die Schwerverkehrsfahrzeuge nicht aufgrund des einfahrenden Verkehrs den Fahrstreifen wechseln, daher nimmt die Wahrscheinlichkeit mit steigendem Schwerverkehrsanteil ab.

Eine Anpassung des Modells zur Ermittlung der Störungswahrscheinlichkeit könnte ebenfalls mit unterschiedlichen Zeitlücken für SVFz und Pkw stattfinden. Im Gegensatz zu dem im Kapitel 5.5 angepassten Modell ist jedoch für dieses Modell keine empirische Erhebung für die Kalibrierung möglich, da zunächst das Auftreten einer Störung

näher definiert werden muss. Neben der Definition ist auch die Erfassung der Verzögerung eines Fahrzeuges aufgrund eines einfahrenden Fahrzeuges nur schwer mit den heute üblichen Erhebungsmethoden zu realisieren. Durch unterschiedliche Definitionen einer Störung wird darüber hinaus die Vergleichbarkeit mit anderen Modellansätzen erschwert. Insgesamt ist dieser Ansatz aufgrund der fehlenden Übertragbarkeit der Störungswahrscheinlichkeit auf die Zusammenbruchwahrscheinlichkeit nicht für praktische Anwendungen zur Untersuchung des Schwerverkehrs geeignet. Durch eine Weiterentwicklung könnte dieser Ansatz aber u. U. in Steuerungsalgorithmen von Zuflussregelungsanlagen zum Einsatz kommen.

6 Zusammenfassung

In der vorliegenden Untersuchung wurde der Einfluss des Schwerverkehrs auf den Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten analysiert und in verschiedenen Modellansätzen beschrieben. Als Grundlage dienten empirische Daten für die Analyse des gegenwärtigen Zustands auf makroskopischer Ebene, ergänzt durch Messungen an hochbelasteten Knotenpunkten für eine mikroskopische Analyse des Schwerverkehrs. Für die Untersuchung hoher Schwerverkehrsanteile, die derzeit noch nicht empirisch analysiert werden können, wurden außerdem Verkehrsflusssimulationen an ausgewählten Knotenpunkten mit dem Programm BABSIM durchgeführt.

Für die empirische Analyse des Verkehrsablaufs wurden 20 Untersuchungsstellen an planfreien Knotenpunkten ausgewählt. Auswahlkriterien waren möglichst hohe Schwerverkehrsanteile in der Spitzenstunde und mittel bis hoch belastete Ein- und Ausfahrten. Außerdem sollten die häufig auftretenden Knotenpunkttypen möglichst vollständig einbezogen werden. Zusätzlich zu der Auswertung von Dauerzählstellendaten wurden auch Messungen an zehn geeigneten Untersuchungsstellen durchgeführt. Im Auswahlprozess wurde festgestellt, dass auch an Untersuchungsstellen mit einem hohen mittleren Schwerverkehrsanteil in den Spitzenstunden nur Schwerverkehrsanteile von etwa 10–15 % auf der Hauptfahrbahn erreicht werden. In den Ein- und Ausfahrten liegen die Schwerverkehrsanteile in der Regel deutlich niedriger. Für die Untersuchung höherer Schwerverkehrsanteile von bis zu 40 % wurden daher zusätzlich Verkehrsflusssimulationen mit dem Programm BABSIM durchgeführt. Bei der Modellierung der Untersuchungsstellen im Simulationsprogramm

wurden meist mehrere Parametersätze für die unterschiedlichen Bereiche der Ein- bzw. Ausfahrt definiert.

Für die Analyse der Zusammensetzung des Schwerverkehrs wurden zunächst Daten von Dauerzählstellen mit einer Klassifizierung in 8+1 Fahrzeugklassen ausgewertet. An den Untersuchungsstellen in Ballungsräumen war zu beobachten, dass die Tagesganglinie der Schwerverkehrsstärke in der Regel nicht der Ganglinie der Pkw-Verkehrsstärke mit einer Morgen- und/oder Nachmittagsspitze entspricht, sondern das Maximum meist in der Mittagszeit liegt. Außerhalb von Ballungsräumen verteilt sich das Schwerverkehrsaufkommen relativ gleichmäßig über den Tag. Der Schwerverkehr setzt sich überwiegend aus Sattelzügen (50–65 %), Lkw mit Anhänger (15–20 %) und Lkw ohne Anhänger (25–30 %) zusammen. Dabei sind die Anteile von Sattelzügen und Lkw mit Anhänger an Untersuchungsstellen innerhalb von Ballungsräumen etwas geringer als außerhalb von Ballungsräumen. Der Anteil der Busse ist mit weniger als 5 % sehr gering.

Die Berücksichtigung des Schwerverkehrs im Bemessungsverfahren des HBS (2015) für planfreie Knotenpunkte erfolgt anhand von Pkw-Gleichwerten, mit denen die Schwerverkehrsfahrzeuge in Pkw-Einheiten umgerechnet werden. Die Rekalibrierung der Pkw-Gleichwerte und die Überprüfung der Übertragbarkeit auf hohe Schwerverkehrsanteile erfolgten im Wesentlichen anhand der Simulationsergebnisse. Dazu wurde zunächst eine Anpassung der Pkw-Gleichwerte für alle Simulationsergebnisse für Schwerverkehrsanteile von 10 bis 40 % gesucht. Bei näherer Betrachtung der vorliegenden Ergebnisse zeigte sich aber, dass für einen Schwerverkehrsanteil von 10–15 % die Umrechnung mit dem bislang üblichen Gleichwert von 2,0 eine gute Übereinstimmung mit den Bemessungsdiagrammen des HBS ergab. Dies wurde auch durch die Anwendung eines neu entwickelten Verfahrens zur Rekalibrierung der Pkw-Gleichwerte mit Hilfe einer Funktion der mittleren Pkw-Geschwindigkeit vom Auslastungsgrad bestätigt. In den meisten Fällen tritt erst mit höheren Schwerverkehrsanteilen eine Überschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs ein. Daher wurde in einem zweiten Schritt der Pkw-Gleichwert für einen Schwerverkehrsanteil von 10 % bei 2,0 belassen und nur für die höheren Schwerverkehrsanteile von 20, 30 und 40 % optimiert. Die Mittelwerte der verschiedenen Untersuchungsstellen zeigten, dass der Pkw-Gleichwert bei einem Schwerverkehrsanteil von 20 % nur noch etwa 1,7 beträgt und bei noch höheren Schwerverkehrsanteilen ungefähr konstant bleibt.

Weiterhin wurden mit den Dauerzählstellendaten Regressionsanalysen durchgeführt, um eine Funktion der für die Einfahrt maßgebenden Belastung des rechten Fahrstreifens zu identifizieren. Nach der Überprüfung bereits vorhandener Ansätze wurde eine dreidimensionale Funktion ermittelt, die die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil abbildet. Diese Funktion diente später als Eingangsgröße für ein vom Schwerverkehr abhängiges, analytisches Modell.

Für die stochastische Analyse der Kapazität von Autobahnen hat sich in den vergangenen Jahren ein Verfahren etabliert, mit dem eine Verteilungsfunktion der Kapazität anstelle eines konstanten Kapazitätswertes ermittelt wird. Dieser Ansatz wurde für die Untersuchung von planfreien Knotenpunkten erweitert. Als Eingangsgröße dient neben der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn auch das Verhältnis zwischen dem ein- bzw. ausfahrendem Verkehr und der Gesamtverkehrsstärke. In Abhängigkeit von diesen Parametern wird mit Hilfe der Maximum-Likelihood-Methode eine dreidimensionale Verteilungsfunktion ermittelt. Die Methodik wurde auf vier hochbelastete Aus- und Einfahrten angewandt. Dabei zeigte sich, dass die Anwendung der stochastischen Kapazitätsanalyse an Elementen planfreier Knotenpunkte zwar möglich ist, allerdings eine sehr umfangreiche Datengrundlage erfordert. Besonders wichtig ist eine große Spannweite der Zusammenbrüche über das Verhältnis zwischen dem aus- bzw. einfahrenden Verkehr und der Gesamtverkehrsstärke, damit für die dreidimensionale Funktion ausreichend viele Stützstellen vorhanden sind.

Für die mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten wurden Einzelfahrzeugdaten erhoben und analysiert. An einigen Untersuchungsstellen wurden Messungen an mehreren aufeinander folgenden Querschnitten durchgeführt, um Aussagen über die Veränderung der Fahrstreifenaufteilung und Zeitlückenverteilungen treffen zu können. Auch bei Videomessungen an nur einem Standort wurde die Fahrstreifenaufteilung an mehreren Querschnitten ausgewertet. Der räumliche Verlauf der Fahrstreifenaufteilung diente später als Eingangsgröße für die Kalibrierung analytischer Modelle. Bezüglich der Zeitlückenverteilungen in verschiedenen Entfernungen zur Trenninselspitze konnte beobachtet werden, dass direkt vor der Ausfahrt bzw. hinter der Einfahrt die kleinsten Zeitlücken erfasst werden, die sich nach einer gewissen Entfernung wieder normalisieren. Dies wurde auch durch die verschiedenen Parametersätze in der Simulation umgesetzt.

Als Eingangsgröße für die analytischen Modelle wurde außerdem versucht, Grenz- und Folgezeitlücken an Autobahneinfahrten empirisch zu bestimmen. Die Auswertung erwies sich allerdings als zu ungenau, da eine eindeutige Unterscheidung zwischen einer angenommenen und abgelehnten Zeitlücke oft nicht möglich war. Die so bestimmten Zeitlücken waren daher auch für die weitere Verwendung in den analytischen Modellen nicht geeignet.

Aufbauend auf den empirischen Analysen des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten wurde das analytische Modell von HEIDEMANN (1989, 1994) und WU (2006), mit dem die Fahrstreifenaufteilung auf Autobahnen anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung beschrieben werden kann, um eine Komponente zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs erweitert. Dazu wurde als weitere Eingangsgröße der Schwerverkehrsanteil eingefügt, der im Modell die Wahrscheinlichkeit repräsentiert, dass ein Fahrzeug ein Schwerverkehrsfahrzeug ist. Die Berechnungen wurden für Pkw und Schwerverkehrsfahrzeuge getrennt und mit verschiedenen Zeitlücken für den Folgevorgang und die Fahrstreifenwechsel durchgeführt. Die Zeitlücken wurden mit Hilfe der vorher bestimmten räumlichen Verteilung der Fahrstreifenaufteilung kalibriert. Mit Hilfe dieser Kalibrierung und den aus Dauerzählstellendaten ermittelten Fahrstreifenaufteilungen als Eingangsgrößen konnte eine kontinuierliche Nachbildung der Veränderung der Fahrstreifenaufteilung im Einfädungsbereich durchgeführt werden. Am Beispiel einer Einfahrt vom Typ E 1 nach RAA (2008) zeigte sich, dass bei Verkehrsabläufen bis zur QSV D alle einfahrenden Fahrzeuge innerhalb der Länge des Einfädungstreifens von 250 m in ausreichend große Zeitlücken auf der Hauptfahrbahn wechseln können. Bei der Interpretation der Ergebnisse ist jedoch zu berücksichtigen, dass das kooperative Verhalten der Verkehrsteilnehmer oder erzwungene Fahrstreifenwechsel aufgrund eines baulich endenden Einfädungstreifens ohne Übergang in den Seitenstreifen im Modell nicht abgebildet werden können. Eine weitere Anwendungsmöglichkeit für das Modell, die auf den Überlegungen von WU (2006) aufbaut, ist die Ermittlung von Störungswahrscheinlichkeiten. Allerdings stellte sich heraus, dass dieser Ansatz aufgrund der fehlenden Übertragbarkeit der Störungswahrscheinlichkeit im Sinne des Modells auf eine reale Zusammenbruchwahrscheinlichkeit nicht für praktische Anwendungen geeignet ist.

Die Untersuchungen haben insgesamt gezeigt, dass die Bemessungsdiagramme des HBS (2015) für planfreie Knotenpunkte auch für die Berücksichtigung

des Schwerverkehrs bei hohen Schwerverkehrsanteilen sinnvoll anwendbar sind. Bei hohen Schwerverkehrsanteilen in der Spitzenstunde kann allerdings durch die Umrechnung in Pkw-Einheiten mit einem Pkw-Gleichwert von 2,0 eine Überschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs stattfinden. Daher wird als Ansatz für die Abbildung hoher Schwerverkehrsanteile im Bemessungsverfahren des HBS empfohlen, für Schwerverkehrsanteile größer oder gleich 20 % einen Pkw-Gleichwert von 1,7 und in einem Übergangsbereich zwischen 15 und 20 % Schwerverkehrsanteil eine lineare Abnahme des Pkw-Gleichwerts von 2,0 auf 1,7 anzusetzen.

Die Auswertungen des analytischen Modells nach HEIDEMANN (1989, 1994) liefern Indizien dafür, dass an hochbelasteten Einfahrten eine Verlängerung des Einfädungstreifens sinnvoll sein kann. Dies liegt nicht nur an dem verlängerten Weg für den Beschleunigungsvorgang, sondern auch an der höheren Wahrscheinlichkeit, auf der Hauptfahrbahn ausreichend große Zeitlücken für den Fahrstreifenwechsel zu finden. Allerdings lassen die Ergebnisse der Modellanwendung keine unmittelbaren Rückschlüsse auf die mindestens erforderlichen Längen von Einfädungstreifen zu.

Auf Bundesfernstraßen treten Verkehrszusammenbrüche bislang nur selten im Zusammenhang mit sehr hohen Schwerverkehrsanteilen auf. Aus diesem Grund basieren die gewonnenen Erkenntnisse zur Kapazität von planfreien Knotenpunkten vorwiegend auf Daten, die aus mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen gewonnen und durch Analysen realer Verkehrsabläufe bei Schwerverkehrsanteilen von bis zu ca. 15 % kalibriert und validiert wurden. Vor dem Hintergrund der prognostizierten Zunahme des Schwerverkehrs werden zukünftig umfangreichere empirische Daten verfügbar sein, die zur weiteren Validierung der Ergebnisse der vorliegenden Untersuchung herangezogen werden können. In diesem Zusammenhang ist auch zu prüfen, wie sich die zunehmende Verbreitung von Fahrerassistenzsystemen auf den Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten auswirkt.

Literatur

VAN AERDE, M. (1995): A Single Regime Speed-Flow-Density Relationship for Freeways and Arterials. Proceedings of the 74th Transportation Research Board Annual Meeting, Washington D.C.

- VAN AERDE, M., YAGAR, S. (1984): Capacity, Speed and Platooning Vehicle Equivalents for Two-Lane Rural Highways. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 871, pp. 58–67.
- AH-RAL-K-2 (1993): Aktuelle Hinweise zur Gestaltung planfreier Knotenpunkte außerhalb bebauter Gebiete – Ergänzungen zu den RAL-K-2, Köln.
- AL KAISY, A.F., HALL, E., REISMAN, E. (2002): Developing Passenger Car Equivalents for Heavy Vehicles During Queue Discharge Flow. *Transportation Research Part A* 36, pp. 61–78.
- BANKS, J.H. (1991): The Two-Capacity Phenomenon: Some Theoretical Issues. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1320, pp. 234–241.
- BREUER, F.-J. (1969): Elemente des Verkehrsablaufs an kreuzungsfreien Straßenknoten. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 88, Bonn.
- BRILON, W., BETZ, C. (2008): Entwurf und Bemessung von Autobahnknotenpunkten unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den Elementen. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 983, Bonn.
- BRILON, W., GEISTEFELDT, J. (2007): Autobahnen und Autobahnknotenpunkte mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen – Gestaltung und Bemessung. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 967, Bonn.
- BRILON, W., GEISTEFELDT, J., (2008): Stochastische Kapazität von Straßenverkehrsanlagen. *Tagungs-CD-ROM zur HEUREKA '08 – Optimierung in Verkehr und Transport*. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln, 2008.
- BRILON, W., GEISTEFELDT, J. (2010): Überprüfung der Bemessungswerte des HBS für Autobahnabschnitte außerhalb der Knotenpunkte. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 1033, Bonn.
- BRILON, W.; GEISTEFELDT, J.; REGLER, M. (2005): Reliability of Freeway Traffic Flow: A Stochastic Concept of Capacity. In: *Transportation and Traffic Theory: Flow, Dynamics and Human Interaction – Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory*, College Park, Maryland, pp. 125–144.
- BRILON, W., GROSSMANN, M., BLANKE, H. (1994): Verfahren für die Berechnung von Leistungsfähigkeit und Qualität des Verkehrsablaufes auf Straßen. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 669, Bonn.
- BRILON, W., HARDING, J., ERLEMANN, K., SEIFAHRT, S. (2005): Fortentwicklung und Bereitstellung eines bundeseinheitlichen Simulationsmodells für Bundesautobahnen. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 918, Bonn.
- BRILON, W., HARDING, J., HARTMANN, D., ERLEMANN, K. (2007): Weiterentwicklung des bundeseinheitlichen Simulationsmodells für Bundesautobahnen. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 974, Bonn.
- BRILON, W., KOENIG, R. TROUTBECK, R.J. (1997): Useful Estimation Procedures for Critical Gaps. *Proceedings of the 3rd International Symposium on Intersections without Traffic Signals*, Portland, Oregon, pp. 71–87.
- BRILON, W., PONZLET, M. (1995): Application of traffic flow models. *Proceedings of the Workshop in Traffic and Granular Flow*. World Scientific, Singapore.
- BRILON, W., WESTPHAL S., (1994): Bemessung von planfreien Knotenpunkten. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 671, Bonn.
- BRILON, W., ZURLINDEN, H. (2003): Überlastungswahrscheinlichkeiten und Verkehrsleistung als Bemessungskriterium für Straßenverkehrsanlagen. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 870, Bonn.
- BUSCH, F. (1984): Spurbelastungen und Häufigkeit von Spurwechseln auf einer dreispurigen BAB-Richtungsfahrbahn. *Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 6/1984, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- COHEN, S. L. (2004): Application of Relaxation Procedure for Lane Changing in Microscopic Simulation Models. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1883, pp. 50-58.
- COWAN, R. J. (1975): Useful headway models. *Transportation Research* 9/6, pp. 371–375.

- CUNAGIN, W. D., MESSER, C.J. (1982): Passenger Car Equivalents for Rural Highways, Report FHWA/RD-82/132, FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- DAAMEN, W., LOOT, M., HOOGENDOORN, S. P. (2010): Empirical Analysis of Merging Behavior at Freeway On-Ramp. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2188, pp. 108–118.
- DAMMANN, W. (2004): Weiterentwicklung von Bemessungsverfahren in planfreien Knotenpunkten. Dissertation, Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Heft 32, Hannover.
- ELEFTERIADOU, L., ROESS, R.P., MCSHANE, W.R. (1995): Probabilistic Nature of Breakdown at Freeway Merge Junctions. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1484, pp. 80–89.
- ELEFTERIADOU, L., TORBIC, D., WEBSTER, N. (1997): Development of Passenger Car Equivalents for Freeways, Two-Lane-Highways, and Arterials. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1572, pp. 51–58.
- FGSV (2012): Begriffsbestimmungen, Teil: Verkehrsplanung, Straßenentwurf und Straßenbetrieb. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2006): Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation – Grundlagen und Anwendungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FRIEDRICH, B., IRZIK, M., HOFFMANN, S. (2006): Verkehrsablauf an Autobahnausfahrten des Typs A 2 der RAL-K-2. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 946, Bonn.
- FRIEDRICH, B., HOFFMANN, S., IRZIK, M., MATSCHKE, I. (2008): Zweistreifige Einfahrten an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen – Verkehrssicherheit und Verkehrsablauf. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 992, Bonn.
- GEISTEFELDT, J. (2007): Verkehrsablauf und Verkehrssicherheit auf Autobahnen mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Heft 30, Ruhr-Universität Bochum.
- GEISTEFELDT, J. (2009): Estimation of Passenger Car Equivalents based on Capacity Variability, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2130, pp. 1–6.
- GEISTEFELDT, J. (2011): Capacity Effects of Variable Speed Limits on German Freeways. Proceedings of the 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Stockholm, Procedia Social and Behavioral Sciences, No. 16, Elsevier Ltd.
- GEISTEFELDT (2013): Neue Erkenntnisse zur Kapazität von Autobahnen. In: Festschrift zu Ehren von Prof. Prof. E.h. Dr.-Ing. Werner Brilon. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Heft 38, Ruhr-Universität Bochum, S. 33–52.
- GEISTEFELDT, J., BRILON, W. (2009): A Comparative Assessment of Stochastic Capacity Estimation Methods. In: *Transportation and Traffic Theory 2009: Golden Jubilee*, Proceedings of the 18th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, Hong Kong, pp. 583–602.
- HALL, F.L.; AGYEMANG-DUAH, K. (1991): Freeway Capacity Drop and the Definition of Capacity. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1320, pp. 91–98.
- HARDING, J. (2007): Modellierung und mikroskopische Simulation des Autobahnverkehrs, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Heft 29, Ruhr-Universität Bochum.
- HARDERS, J. (1968): Die Leistungsfähigkeit nicht signal geregelter städtischer Verkehrsknoten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 76, Bonn
- HARDERS, J. (1976): Grenz- und Folgezeitlücken als Grundlage für die Berechnung der Leistungsfähigkeit von Landstraßen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 216, Bonn.
- HBS (2001): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, Ausgabe 2001. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- HBS (2015): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, Ausgabe 2015. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- HCM (1950): Highway Capacity Manual. Bureau of Public Roads, Washington D.C.

- HCM (1965, 1985, 2000, 2010): Highway Capacity Manual. Transportation Research Board, Washington D.C.
- HEIDEMANN, D. (1989): Ein mathematisches Modell des Verkehrsflusses. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Heft 42/89, Universität Karlsruhe.
- HEIDEMANN, D. (1994): Distribution of Traffic in the Individual Lanes on Multilane Unidirectional Roadways. Proceedings of the 2nd International Symposium on Highway Capacity.
- KAPLAN, E.L.; MEIER, P. (1958): Nonparametric estimation from incomplete observations. Journal of the American Statistical Association, Vol. 53, S. 457–481. Alexandria (VA).
- LAWLESS, J.F. (2003): Statistical Models and Methods for Lifetime Data. Wiley, New York.
- LEUTZBACH, W. (1972): Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York.
- MEINEFELD, P. (1976): Untersuchung des Verkehrsablaufs an Ausfahrten von planfreien Knotenpunkten mit Spursubtraktion. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 213, Bonn.
- MEY, M., REHBOCK, C. (1998): Analyse des Verkehrsablaufs und der Verkehrssicherheit von Verflechtungsbereichen in planfreien Knotenpunkten. Diplomarbeit am Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Universität Hannover.
- MINDERHOUD, M.M., BOTMA, H., BOVY, P.H.L. (1997): Roadway Capacity Estimation Methods explained and assessed. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1634, pp. 59–67.
- RAA (2008): Richtlinien für die Anlage von Autobahnen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- RAFF, M. S.; HART, J.W. (1950): A Volume Warrant for Urban Stop Sign, ENO Foundation for Highway Traffic Control, Connecticut.
- RAL-K-2 (1976): Richtlinie für die Anlage von Landstraßen (RAL), Teil: Knotenpunkte, Abschnitt 2: Planfreie Knotenpunkte. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- RIN (2008): Richtlinien für integrierte Netzgestaltung. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- SCHNÜLL, R., HOFFMANN, S., KÖLLE, M., MENNICKEN, C (2000): Leistungsfähigkeit von Verflechtungsstrecken an planfreien Knotenpunkten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 796, Bonn.
- SEGUIN, E., CROWLEY, K., ZWEIG, W. (1982): Passenger Car Equivalents on Urban Freeways, Report DTFH61-80-C-00106, Institute for Research, State College, Pennsylvania.
- SIEGLOCH, W. (1973): Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 154, Bonn.
- SPARMANN, U. (1978): Spurwechselforgänge auf zweispurigen BAB-Richtungsfahrbahnen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 263, Bonn.
- TANNER, J.C. (1962): A theoretical analysis of delays at an uncontrolled intersection. Biometrika, 49, pp. 163–170.
- TLS (2012): Technische Lieferbedingungen für Streckenstationen. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (Hrsg.), Berlin.
- TRAPP, K.-H. (1974). Leistungsfähigkeit von Einfahrten planfreier Knotenpunkte. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 174, Bonn.
- TROUTBECK, R. (1992): Estimating the Critical Gap Acceptance from Traffic Movements, Research Report 92-5, Queensland University of Technology, Brisbane.
- WEISER, F., SILLUS, A., LIPPOLD, C. (2006): Verkehrssicherheit und Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten mit Fahrstreifensubtraktion. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 936, Bonn.
- WESTPHAL, S. (1995): Bemessung von Einfahrten an planfreien Knotenpunkten. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Heft 13, Ruhr-Universität Bochum.
- WIEDEMANN, R. (1974): Simulation des Straßenverkehrsflusses. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe, Heft 8.
- WIRTH, STAUFER (2000): Überarbeitung des Kapitels 4 (Einfahrten) des Entwurfs für ein Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen. Schlussbericht zum Forschungsauftrag 02.194/1999/ARB der Bundesanstalt für Straßenwesen, Universität der Bundeswehr, München.

- WU, N. (1997). Capacity of Shared-short Lanes at Unsignalized Intersections. Proceedings of the 3rd International Symposium on Intersections without Traffic Signals, Portland, Oregon.
- WU, N. (2006): Equilibrium of Lane Flow-Distribution on Motorways. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1965, pp. 48–59.
- WU, N. (2012): Equilibrium of Probabilities for Estimating Distribution Function of Critical Gaps at Unsignalized Intersections. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2286, pp. 49–55.
- WU, N., LEMKE, K. (2011): A new Concept for Level of Service of Freeway Weaving Areas and Ramp Junctions. Proceedings of the 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Stockholm, Sweden.
- WU, N., TIAN, Z. (2003): Determination of probability of no disruption and freeway volume threshold for ramp metering based on gap acceptance theory. Arbeitsblätter des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Nr. 25, Ruhr-Universität Bochum.

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen

Unterreihe „Verkehrstechnik“

2014

V 235: **Dynamische Messung der Nachtsichtbarkeit von Fahr-
bahnmarkierungen bei Nässe**

Drewes, Laumer, Sick, Auer, Zehntner € 16,00

V 236: **Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2012**

Fitschen, Nordmann € 28,50

Die Ergebnisdateien sind auch als CD erhältlich oder können außerdem als kostenpflichtiger Download unter www.nw-verlag.de heruntergeladen werden.

V 237: **Monitoring von Grünbrücken – Arbeitshilfe für den Nach-
weis der Wirksamkeit von Grünbrücken für die Wiedervernetzung
im Rahmen der KP II – Maßnahmen**

Bund-Länder Arbeitskreis

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden. Der Anhang ist interaktiv. Das heißt er kann ausgefüllt und gespeichert werden.

V 238: **Optimierung der Arbeitsprozesse im Straßenbetriebs-
dienst – Sommerdienst**

Schmauder, Jung, Paritschkow € 19,00

V 239: **Dynamische Messung der Griffigkeit von Fahrbahnmar-
kierungen**

Steinauer, Oeser, Kemper, Schacht, Klein € 16,00

V 240: **Minikreisverkehre – Ableitung ihrer Einsatzbereiche und
Einsatzgrenzen**

Baier, Leu, Klemps-Kohnen, Reinartz, Maier, Schmotz € 23,50

V 241: **Rastanlagen an BAB – Verbesserung der Auslastung und
Erhöhung der Kapazität durch Telematiksysteme**

Kleine, Lehmann, Lohoff, Rittershaus € 16,50

V 242: **Bordsteinkanten mit einheitlicher Bordhöhe und Bodenin-
dikatoren an Überquerungsstellen**

Boenke, Grossmann, Piazzolla, Rebstock, Herrnsdorf, Pfeil € 20,00

V 243: **Nutzen und Kosten von Verkehrsbeeinflussungsanlagen
über den gesamten Lebenszyklus**

BalMBERGER, Maibach, Schüller, Dahl, Schäfer € 17,50

V 244: **Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2013**

Fitschen, Nordmann € 28,50

V 245: **Überprüfung der Befahrbarkeit innerörtlicher Knotenpunk-
te mit Fahrzeugen des Schwerlastverkehrs**

Friedrich, Hoffmann, Axer, Niemeier, Tengen, Adams, Santel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 246: **Auswirkungen von Lang-Lkw auf die Verkehrssicherheit in
Einfahrten auf Autobahnen**

Kathmann, Roggendorf, Kemper, Baier

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 247: **Befahrbarkeit plangleicher Knotenpunkte mit Lang-Lkw**

Lippold, Schemmel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 248: **Verkehrsnachfragewirkungen von Lang-Lkw – Grundlage-
ermittlung**

Burg, Röhling

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2015

V 249: **Auswirkungen von Querschnittsgestaltung und längs-
gerichteten Markierungen auf das Fahrverhalten auf Land-
straßen**

Schlag, Voigt, Lippold, Enzfelder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 250: **Befahrbarkeit spezieller Verkehrsanlagen auf Autobahnen
mit Lang-Lkw**

Lippold, Schemmel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 251: **Einsatzbereiche und Einsatzgrenzen von Straßenumge-
staltungen nach dem „Shared Space“-Gedanken**

Baier, Engelen, Klemps-Kohnen, Reinartz € 18,50

V 252: **Standortkataster für Lärmschutzanlagen mit Ertragsprognose
für potenzielle Photovoltaik-Anwendungen**

Gündra, Barron, Henrichs, Jäger, Höfle, Marx,

Peters, Reimer, Zipf € 15,00

V 253: **Auswirkungen von Lang-Lkw auf die Sicherheit und den
Ablauf des Verkehrs in Arbeitsstellen**

Baier, Kemper

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 254: **Beanspruchung der Straßeninfrastruktur durch Lang-
Lkw**

Wellner, Uhlig

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 255: **Überholen und Räumen – Auswirkungen auf Verkehrssi-
cherheit und Verkehrsablauf durch Lang-Lkw**

Zimmermann, Riffel, Roos

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 256: **Grundlagen für die Einbeziehung der sonstigen Anlagen-
teile von Straßen in die systematische Straßenerhaltung als Vor-
aussetzung eines umfassenden Asset Managements**

Zander, Birbaum, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 257: **Führung des Radverkehrs im Mischverkehr auf innerörtli-
chen Hauptverkehrsstraßen**

Ohm, Fiedler, Zimmermann, Kraxenberger, Maier

Hantschel, Otto € 18,00

V 258: **Regionalisierte Erfassung von Straßenwetter-Daten**

Holldorb, Streich, Uhlig, Schäufole € 18,00

V 259: **Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellie-
rung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten**

Geistefeldt, Sievers

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 260: **Berechnung der optimalen Streudichte im Straßenwinter-
dienst**

Hausmann

€ 15,50

V 261: Nutzung von Radwegen
in Gegenrichtung - Sicherheitsverbesserungen
Alrutz, Bohle, Busek € 16,50

V 262: Verkehrstechnische Optimierung des Linksabbiegens
vom nachgeordneten Straßennetz auf die Autobahn zur Vermeidung
von Falschfahrten
Maier, Pohle, Schmotz, Nirschl, Erbsmehl € 16,00

V 263: Verkehrstechnische Bemessung von Landstraßen – Weiterentwicklung
der Verfahren
Weiser, Jäger, Riedl, Weiser, Lohoff € 16,50

V 264: Qualitätsstufenkonzepte zur anlagenübergreifenden Bewertung
des Verkehrsablaufs auf Außerortsstraßen
Weiser, Jäger, Riedl, Weiser, Lohoff € 17,00

V 265: Entwurfstechnische Empfehlungen für Autobahntunnelstrecken
Bark, Kutschera, Resnikow, Baier, Schuckließ
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

V 266: Verfahren zur Bewertung der Verkehrs- und Angebotsqualität
von Hauptverkehrsstraßen
Baier, Hartkopf € 14,50

V 267: Analyse der Einflüsse von zusätzlichen Textanzeigen im Bereich
von Streckenbeeinflussungsanlagen
Hartz, Saighani, Eng, Deml, Barby
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 268: Motorradunfälle – Einflussfaktoren der Verkehrsinfrastruktur
Hegewald, Fürneisen, Tautz
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

2016

V 269: Identifikation von unfallauffälligen Stellen motorisierter Zweiradfahrer
innerhalb geschlossener Ortschaften
Pohle, Maier € 16,50

V 270: Analyse der Auswirkungen des Klimawandels auf den Straßenbetriebsdienst
(KliBet)
Holldorb, Rumpel, Biberach, Gerstengarbe, Österle, Hoffmann € 17,50

V 271: Verfahren zur Berücksichtigung von Nachhaltigkeitskriterien bei der
Ausschreibung von Elementen der Straßeninfrastruktur
Offergeld, Funke, Eschenbruch, Fandrey, Röwekamp
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 272: Einsatzkriterien für Baubetriebsformen
Göttgens, Kemper, Volkenhoff, Oeser, Geistefeldt, Hohmann € 16,00

V 273: Autobahnverzeichnis 2016
Kühnen € 25,50

V 274: Liegedauer von Tausalzen auf Landstraßen
Schulz, Zimmermann, Roos € 18,00

V 275: Modellversuch für ein effizientes Störfallmanagement auf Bundesautobahnen
Grahl, Skottke
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 276: Psychologische Wirkung von Arbeitsstellen auf die Verkehrsteilnehmer
Petzoldt, Mair, Krems, Roßner, Bullinger € 30,50

V 277: Verkehrssicherheit in Einfahrten auf Autobahnen
Kathmann, Roggendorf, Scotti
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

V 278: Verkehrsentwicklung auf Bundesfernstraßen 2014
Fitschen, Nordmann € 30,50

V 279: HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen
Geistefeldt, Giuliani, Busch, Schendzielorz, Haug, Vortisch, Leyn, Trapp € 23,00

2017

V 280: Demografischer Wandel im Straßenbetriebsdienst – Analyse der möglichen
Auswirkungen und Entwicklung von Lösungsstrategien
Pollack, Schulz-Ruckriegel in Vorbereitung

V 281: Entwicklung von Maßnahmen gegen Unfallhäufungsstellen – Weiterentwicklung
der Verfahren
Maier, Berger, Kollmus in Vorbereitung

V 282: Aktualisierung des Überholmodells auf Landstraßen
Lippold, Veters, Steinert in Vorbereitung

V 283: Bewertungsmodelle für die Verkehrssicherheit von Autobahnen und von
Landstraßenknotenpunkten
Bark, Krähling, Kutschera, Baier, Baier, Klemps-Kohnen, Schuckließ, Maier, Berger in Vorbereitung

V 284: Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs
an planfreien Knotenpunkten
Geistefeldt, Sievers
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <http://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

Fordern Sie auch unser kostenloses Gesamtverzeichnis aller lieferbaren Titel an! Dieses sowie alle Titel der Schriftenreihe können Sie unter der folgenden Adresse bestellen:

Fachverlag NW in der Carl Schünemann Verlag GmbH
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel. +(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-63

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de