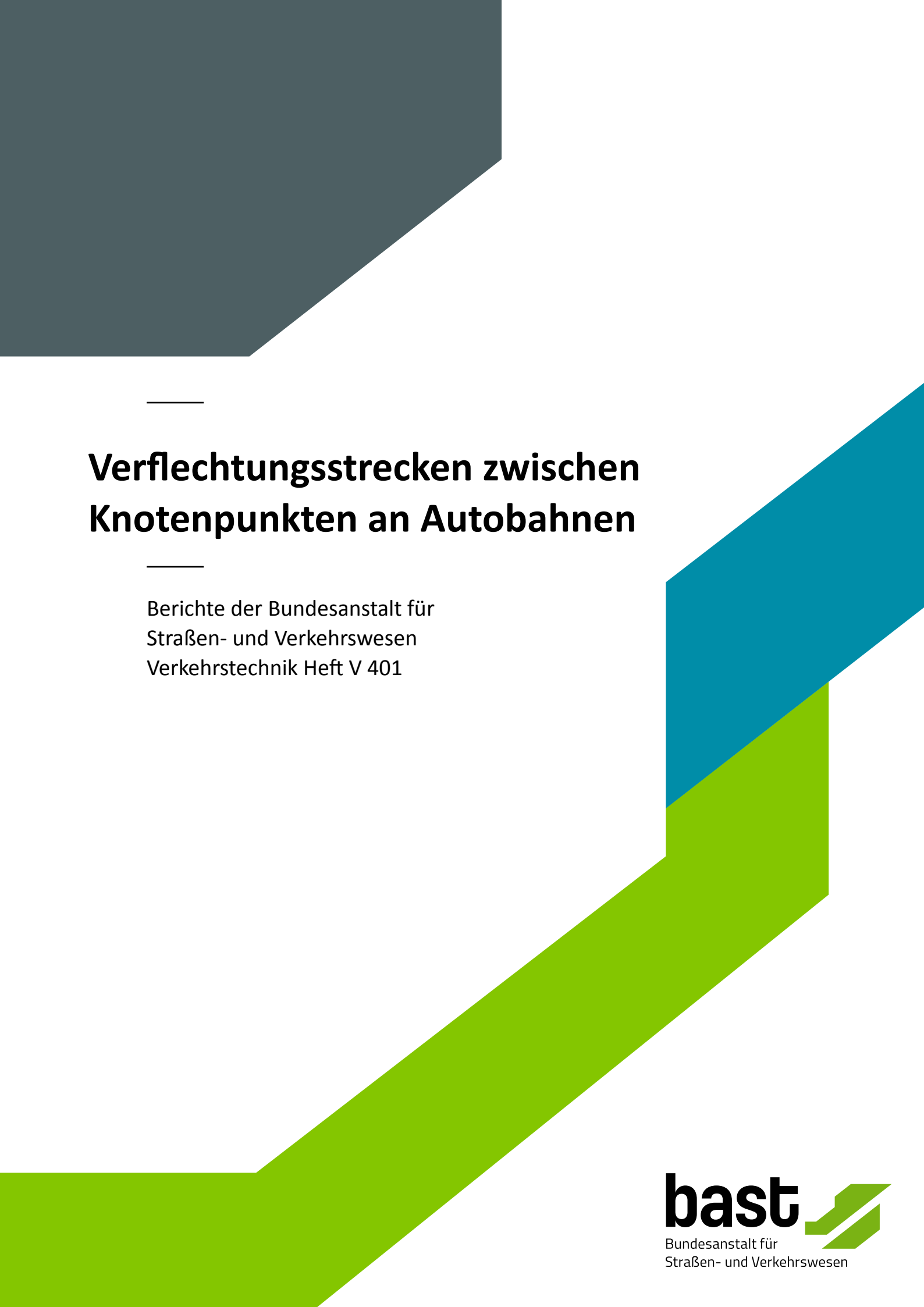




Verflechtungstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen

Berichte der Bundesanstalt für
Straßen- und Verkehrswesen
Verkehrstechnik Heft V 401

Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen

von

Justin Geistefeldt, Alexander Brandenburg, Julian Sauer

Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Verkehrswesen – Planung und Management

Peter Vortisch, Sebastian Buck, Marvin Baumann, Josephine Grau

Institut für Verkehrswesen, Karlsruher Institut für Technologie

Die Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen. 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 BASt, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG bezogen werden. Seit 2015 stehen sie zusätzlich als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung: <https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 03.0561
Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen

Fachbetreuung:
Matthäus Zelazny

Referat:
Straßenentwurf, Verkehrsablauf, Verkehrsregelung

Herausgeber:
Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion:
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Gestaltungskonzept:
MedienMélange:Kommunikation

Druck, Verlag und Produktsicherheit:
Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 0 | E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9331 | ISBN 978-3-95606-862-1 | <https://doi.org/10.60850/bericht-v401>

Bergisch Gladbach, Juni 2025

Kurzfassung – Abstract

Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen

In der Untersuchung wurden der Verkehrsablauf und die Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen empirisch analysiert. Grundlage der Analysen bildeten Daten von Dauerzählstellen, Floating Car Data und Fahrzeugtrajektorien aus drohnenbasierten Videoerhebungen sowie Unfalldaten von Verflechtungsstrecken mit unterschiedlichen baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen.

Im Ergebnis der Analyse des Verkehrsablaufs zeigte sich, dass Verflechtungsstrecken eine hohe Kapazität aufweisen. Dabei konnte ein Einfluss der Verflechtungslänge auf die Kapazität für dreistreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 ermittelt werden. Anhand der Ergebnisse der Verkehrserhebungen wurde festgestellt, dass ein- und ausfahrende Fahrzeuge die zur Verfügung stehende Verflechtungslänge für den notwendigen Fahrstreifenwechsel grundsätzlich ausnutzen. Jedoch wird der notwendige Fahrstreifenwechsel – unabhängig von der Verflechtungslänge – größtenteils bereits bis 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung durchgeführt.

Im Rahmen der Verkehrssicherheitsanalyse wurden Unfallkenngrößen und Verteilungen von Unfallmerkmalen ermittelt. Im Vergleich zu den Unfallkenngrößen des gesamten Bundesautobahnnetzes weisen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten eine durchschnittliche Unfallhäufigkeit auf und sind somit hinsichtlich der Verkehrssicherheit unauffällig. Ähnliche Ergebnisse lieferten Gegenüberstellungen zu Literaturwerten für freie Strecken von Autobahnen sowie zu Einfahrten und Ausfahrten mit Fahrstreifenaddition bzw. -subtraktion. Die Untersuchung von entwurfstechnischen und verkehrlichen Einflussgrößen auf die Verkehrssicherheit der Verflechtungsstrecken zeigte, dass symmetrische Verflechtungsstrecken signifikant sicherer als asymmetrische Verflechtungsstrecken sind. Für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 wurden Unterschiede der Unfallmerkmale zwischen zweistreifigen und dreistreifigen Hauptfahrbahnen festgestellt. Während auf Verflechtungsstrecken an dreistreifigen Hauptfahrbahnen deutlich mehr Auffahrunfälle durch Fahrstreifenwechsel auftraten, ereigneten sich an zweistreifigen Hauptfahrbahnen mehr Auffahrunfälle auf einen Stau.

Aus den Erkenntnissen zum Verkehrsablauf und zum Unfallgeschehen wurden ein Kapazitätsmodell für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 entwickelt sowie Empfehlungen für die Entwurfsgestaltung und die verkehrstechnische Bemessung von Verflechtungsstrecken abgeleitet.

Weaving Segments between Freeway Interchanges

In this study, traffic flow and traffic safety of freeway weaving segments were analyzed. The research was based on loop detector data, floating car data as well as trajectory data obtained from video measurements at weaving segments with different geometric and control conditions. Moreover, accident data from several years were evaluated.

Based on a macroscopic traffic flow analysis, it was found that weaving segments provide a high capacity. An influence of the length on the capacity of three-lane weaving segments of type V 1 was determined. Based on the results of the traffic measurements, it was found that entering and exiting vehicles generally use the available weaving length for the necessary lane change. However, the lane change – regardless of the weaving length – is mostly carried out until 200 m before the end of the block marking.

As part of the traffic safety analysis, crash indicators and the distribution of accident characteristics were determined. Compared with the entire German federal freeway network, weaving segments have an average crash rate. Similar results were obtained from comparisons with literature values for freeway segments as well as merges and exits with lane addition or lane subtraction, respectively. The investigation of design-related and traffic-related parameters influencing the traffic safety of the weaving segments showed that symmetrical weaving segments are significantly safer than asymmetrical weaving segments. For weaving segments of type V 1, differences in the accident characteristics between weaving segments at two-lane and three-lane freeway carriageways were found. While significantly more rear-end collisions due to lane

changes occurred on four-lane weaving segments, more rear-end collisions due to congestion occurred on three-lane weaving segments.

As a result of the investigation, capacity models for weaving segments of type V 1 and recommendations for the geometric design of weaving segments are provided.

Summary

Weaving Segments between Freeway Interchanges

1 Objective

In case of freeway intersections at short distance or when two freeways overlap, long weaving segments between intersections are sometimes necessary. These long weaving segments have an addition and subtraction of one or more lanes at the beginning and end, respectively. Traffic flow on interchanges is mainly determined by the ratio of the traffic volumes of weaving and non-weaving flows combined with the design geometry, the lane marking, the signposting and, if necessary, the traffic control. The objective of the study was to extend the existing standards for the design and quality of service analysis of weaving segments between intersections on freeways.

2 Methodology

In order to document realized weaving segments between intersections on German freeways, an aerial photo research was carried out. A distinction was made between symmetrical and asymmetrical weaving segments as well as other special solutions of weaving segments.

Traffic flow was analyzed on 86 weaving segments in the federal states of North Rhine-Westphalia and Hesse. The macroscopic analysis of traffic flow on weaving segments between intersections was based on loop detector data over a period of five years between 2015 and 2019. These data were used to determine the shape of the volume-speed diagram, the lane flow distribution, the lane-specific speed behavior, and the typical traffic volume ratio of weaving and non-weaving flows.

For the microscopic analysis of traffic flow, video surveys were carried out with a drone for at least three hours each during peak hours on 13 weaving segments. The selection of the individual weaving segments was based on the availability of a sufficient number of loop detectors and the legal and technical requirements for a traffic measurement with a drone. Furthermore, it was checked that no disturbance of the traffic flow by road works was to be expected for the scheduled measurement period. The video surveys were used to analyze the weaving behavior of entering and exiting vehicles and to determine the lane and time gap distribution at several measurement cross-sections.

In addition to the video traffic measurement, floating car data from the traffic service provider INRIX were processed and analyzed for 26 weaving segments over a period of at least four weeks. The floating car data include waypoints and speeds of individual vehicles, which were analyzed with regard to traffic flow ratios of weaving and non-weaving flows. In contrast to locally measured traffic volumes, these data can be used to determine the traffic volume ratios of weaving and non-weaving flows and the speeds on the weaving segment.

The capacity analysis identified and quantified a correlation between the capacity and the geometric and traffic-related influencing variables. First, the proportion of heavy vehicles and the traffic volume ratios of weaving and non-weaving flows were initially considered as influencing variables. These parameters do not have a fixed value for a weaving segment and can vary significantly. In order to analyze the influence of the proportion of heavy vehicles on the capacity, the passenger car equivalent for converting the heavy traffic volume into passenger car units was considered as a variable. Here, an optimal fit was determined for a function of the relationship between the passenger car equivalent and the proportion of heavy vehicles for the individual weaving segments. Different types of functions were used to model the relationship. Further possible influencing variables on the capacity based on a multiple regression analysis could only be determined for weaving segments of type V 1, because no sufficiently large sample with a variation of the relevant influencing parameters was available for other types. Based on the empirical results, a capacity model was developed for this type of weaving segment.

The weaving type V 1 consists of the entry type E 3 and the exit type A 6 according to the German Guidelines for the Design of Motorways RAA. Since the entry type E 3 and the exit type A 6 have a lane addition or subtraction on a mainline freeway, the design capacities of the two intersection types can be used as upper limits for the design capacity of the weaving type V 1. As only a small percentage of the necessary lane changes of the entering and exiting vehicles were observed in the exit area during the microscopic analysis of the traffic flow, the development of the capacity model was focused on the entry area of the weaving section.

As part of the traffic safety analysis, 74 weaving segments in North Rhine-Westphalia and Hesse were investigated. The study was based on accident data including crashes with at least serious material damage as well as traffic data of permanent counting stations for the years 2015 to 2019. In addition to the determination of crash rates and densities as parameters of traffic safety, the relevant characteristics of the traffic accidents were analyzed.

3 Results

The aerial photo research of realized solutions of weaving segments between intersections on German highways showed that about 58 % of the total 196 documented weaving segments correspond to type V 1 according to the RAA. Almost 70 % of the weaving segments are located on federal highways in North Rhine-Westphalia and Hesse.

The analysis of the volume-speed diagram, the lane flow distribution and the speed behavior revealed differences between the individual weaving segments, which, however, are mainly due to the weaving type. Regardless of the length of the weaving section, the analysis of the lane changing behavior showed that only a small percentage of lane changes of the entering and exiting vehicles are carried out in the exit area (200 m distance before the end of the block marking). Furthermore, as the length of the weaving segment increases, the proportion of lane changes of entering and exiting vehicles in the entry area (200 m distance from the beginning of the block marking) decreases. Based on these results, it is evident that entering and exiting vehicles use the available weaving length for the necessary lane change, but the necessary lane change is mostly carried out until 200 m before the end of the block marking.

The analysis of different approaches to consider the proportion of heavy vehicles in the determination of the capacity of weaving segments didn't reveal a better fit of the passenger car equivalent to the empirical data than the existing approach of the German Highway Capacity Manual HBS. Therefore, for converting heavy vehicle volumes into passenger car units, the approach of the HBS with a constant passenger car equivalent of 2.0 was applied. For the analysis of the other possible influencing variables on the capacity, a sufficiently large sample was available only for weaving segment type V 1. As the result of the multiple regression analysis, only the length of the weaving segment and the traffic volume ratio of the entering and exiting traffic have a significant influence on the capacity. Therefore, these two parameters were considered in the development of a capacity model for weaving segments.

The development of a capacity model for three-lane weaving segments of type V 1 showed that most of the long weaving segments had relatively high traffic volumes of the exiting traffic in the examined sample. A multiple regression for the distance between the empirically determined capacity of the weaving segment and the design capacity of the HBS for the entry type E 3-2 under consideration of the weaving length and the traffic volume of the exiting traffic didn't show any significant correlation. In order to analyze the influence of the exiting traffic on the capacity, the weaving segments were examined in detail, where a high variation of the proportion of the entering and exiting traffic in the total traffic volume occurred. Based on the results, no significant influence of the exiting traffic volume on the capacity could be derived as a function of the volume of the entering traffic.

For four-lane weaving segments of type V 1, the capacity was found to be in the range of the design capacity of the entry type E 3-3, regardless of the weaving length and the exiting traffic volume. Due to the small differences between the empirically determined capacity and the design capacity for the entry type E 3-3, it can be assumed that the design capacity for the entry type E 3-3 is already reached at a weaving length of 300 m.

The approach of the HBS was further developed for the assessment of traffic quality at weaving segments between intersections. Here, the basic structure with a division of weaving segments into three areas was retained. The results of the capacity analysis for three-lane weaving segments of type V 1-2 showed that the model parameter a of the functional relationship between the capacity and the traffic volume on the main carriageway upstream of the weaving segment and in the entrance ramp only needs to be varied as a function of the weaving length. A weaving length of 300 m was used as the lower limit of the function for determining the model parameter a . Above 1500 m, a constant model parameter a of 2.7 is applied. Since the capacity for the weaving area type V 1-3 is not related to the weaving length, a constant value of 3.8 was assumed for the model parameter a , which corresponds to the design capacity for the entry type E 3-3.

The analysis of traffic safety showed that the investigated weaving segments have average accident rates compared with the accident parameters of the entire German federal freeway network. Also in comparison with literature values for basic freeway segments as well as for entrances and exits with lane addition or subtraction, the accident rates of the weaving segments do not indicate any safety problems. Overall, weaving segments between intersections can therefore be regarded as uncritical in terms of traffic safety.

A comparison of the different design characteristics of weaving segments showed that symmetrical weaving segments are safer than asymmetrical weaving segments. The majority of the investigated examples were type V 1 weaving segments with two- or three-lane mainline carriageways. No significant differences could be determined between the accident characteristics of the two sub-samples. The analysis of the spatial distribution of accidents on weaving segments of type V 1 showed that accidents occur more frequently at the beginning than at the end of the weaving segment.

The analysis of the accident characteristics showed that accidents in longitudinal traffic with a collision with a vehicle driving or waiting ahead or with a vehicle driving sideways in the same direction are most frequent on weaving segments. In addition, detailed accident types, accident causes, and the kind of traffic involvement were evaluated for the weaving segments of type V 1. The analysis of the detailed accident types showed that there are significantly more rear-end collisions caused by lane changes on weaving segments with three-lane mainline carriageways and more rear-end collisions caused by congestion on weaving segments with two-lane main carriageways. Unadapted speed is among the two most common causes of accidents regardless of the number of lanes on the mainline carriageway. On weaving segments with two-lane main carriageways, insufficient distance and on three-lane main carriageways, side-by-side driving are also among the dominant causes of accidents. The share of heavy vehicles as the main causer of traffic accidents was higher than the average share of the heavy traffic volume on both two-lane and three-lane mainline carriageways.

4 Conclusions

As a result of the investigation, weaving segments between intersections on freeways represent an efficient and safe design solution. On German freeways, a large number of weaving segments between intersections has already been realized, most of which correspond to the weaving segment type V 1 with a continuous weaving lane at a two- or three-lane carriageway. The empirical findings for this type of weaving segment were implemented into an easily applicable capacity model, which is based on the existing capacity model of the HBS for weaving segments and additionally considers the weaving length as an influencing parameter for three-lane weaving segments. For other types of weaving segments, microscopic traffic simulation is still a suitable approach for determining the quality of service.

For the revision of the RAA, a minimum length of weaving segments between intersections of 300 m is recommended. Moreover, the length definition of weaving segments needs to be harmonized with other guidelines (RMS, RWBA).

Inhalt

1	Einleitung	12
1.1	Ausgangslage	12
1.2	Ziel und Vorgehen	12
2	Theoretische Grundlagen	13
2.1	Grundlagen des Autobahnentwurfs	13
2.1.1	Nationale Richtlinien	13
2.1.2	Entwurfsrichtlinien im Ausland	17
2.2	Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten	18
2.2.1	Ein- und Ausfahrten	18
2.2.2	Verflechtungsstrecken	21
2.3	Analytische Modelle des Verkehrsablaufs	25
2.3.1	Mikroskopische Betrachtung des Verkehrsflusses	25
2.3.2	Makroskopische Verkehrsflussmodelle	26
2.3.3	Kapazität	27
2.3.4	Zeitlückentheorie	30
2.3.5	Fahrstreifenaufteilung	32
2.4	Verkehrstechnische Bemessung	35
2.4.1	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen	35
2.4.2	Highway Capacity Manual	37
2.4.3	Verkehrstechnische Bemessung in der Schweiz	43
2.5	Verkehrssicherheit	44
2.5.1	Grundlagen der Unfallanalyse	44
2.5.2	Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken	48
3	Untersuchungskonzept	52
3.1	Methodik	52
3.2	Untersuchungskollektiv	53
3.2.1	Übersicht	53
3.2.2	Symmetrische Verflechtungsstrecken	55
3.2.3	Asymmetrische Verflechtungsstrecken	58
3.2.4	Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung	60

3.3	Datengrundlage	61
3.3.1	Makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs	61
3.3.2	Mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs	62
4	Makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs	64
4.1	Gestalt des q-v-Diagramms	64
4.1.1	Methodik	64
4.1.2	Ganzheitliche Betrachtung	65
4.1.3	Fahrstreifenfeine Betrachtung	68
4.1.4	Modellierung der q-v-Beziehung	77
4.1.5	Fazit	82
4.2	Fahrstreifenaufteilung	82
4.2.1	Methodik	82
4.2.2	Ergebnisse	83
4.2.3	Einflussgrößen	91
4.3	Fahrstreifenfeine Analyse des Geschwindigkeitsverhaltens	94
4.3.1	Dreistreifige Verflechtungsstrecken	94
4.3.2	Vierstreifige Verflechtungsstrecken	95
4.3.3	Fünfstreifige Verflechtungsstrecken	96
4.4	Typische Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme	98
4.4.1	Methodik	98
4.4.2	Ergebnisse	98
4.4.3	Fazit	104
5	Mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs	105
5.1	Methodik	105
5.2	Fahrstreifenaufteilung und Zeitlückenverteilung	105
5.3	Fahrstreifenwechselverhalten	111
5.4	Fazit	116
6	Kapazitätsanalyse	117
6.1	Methodik	117
6.2	Einflussgrößen auf die Kapazität	120
6.2.1	Schwerverkehrsanteil	120
6.2.2	Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs	123

6.2.3	Weitere Einflussgrößen	127
6.3	Kapazitätsmodell für den Verflechtungsbereichstyp V 1	130
6.3.1	Dreistreifige Verflechtungsstrecken des Typs V 1	130
6.3.2	Vierstreifige Verflechtungsstrecken des Typs V 1	133
6.4	Überprüfung der Kapazität der Ein- und Ausfahrrampe	134
7	Bemessungsverfahren für Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten	136
8	Makroskopische Modellierung	138
8.1	Deutsches FREEVAL	138
8.1.1	Segment „Teilstrecke“	140
8.1.2	Segment „Einfahrt“	140
8.1.3	Segment „Ausfahrt“	141
8.1.4	Segment „Verflechtungsstrecke“	142
8.2	Implementierung des Kapazitätsmodells für lange Verflechtungsstrecken im deutschen FREEVAL	142
8.3	Vorgehen	144
8.3.1	Untersuchungskollektiv und Datengrundlage	144
8.3.2	Modellaufbau und Auswertung	145
8.3.3	Ablauf der FREEVAL-Simulationen	146
8.4	Untersuchung der Eignung zur Modellierung langer Verflechtungsstrecken	146
8.4.1	Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit Einfahrtstyp E 3	146
8.4.2	Verflechtungsstrecken mit Einfahrtstyp E 5	148
8.4.3	Fazit	150
9	Mikroskopische Simulation des Verkehrsablaufs	151
9.1	Methodik	151
9.1.1	Untersuchungskollektiv	151
9.1.2	Simulationsprogramme	151
9.1.3	Kalibrierung und Validierung	155
9.2	Ergebnisse	157
9.2.1	Leitfaden zur Kalibrierung	157
9.2.2	BABSIM	158
9.2.3	PTV Vissim	161
9.2.4	Aimsun Next	161
9.2.5	Fazit	166

10	Analyse der Verkehrssicherheit	168
10.1	Datengrundlage	168
10.2	Methodik	169
10.2.1	Einteilung der Untersuchungsstrecken	169
10.2.2	Berechnung der Unfallkenngößen	169
10.2.3	Analyse der Unfallmerkmale	169
10.3	Ergebnisse	171
10.3.1	Verunglücktenstruktur	171
10.3.2	Unfallkenngößen	171
10.3.3	Räumliche Verteilung der Unfälle	178
10.3.4	Analyse der Unfallmerkmale	180
10.3.5	Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung	186
10.3.6	Fazit	188
11	Zusammenfassung	189
	Literatur	193
	Bilder	202
	Tabellen	210
	Anhang A: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken in Deutschland	212
	Anhang B: Ergebnisse der empirischen Erhebungen	218
	Anhang C: Einflussgrößen auf das Unfallgeschehen	229

1 Einleitung

1.1 Ausgangslage

Auf Autobahnen mit dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten sowie bei der abschnittsweisen Überlagerung von zwei Autobahnen besteht teilweise die Notwendigkeit, lange Verflechtungsbereiche zwischen benachbarten Knotenpunkten anzuordnen. Diese Verflechtungsbereiche weisen üblicherweise drei oder mehr Fahrstreifen je Fahrtrichtung sowie eine Addition und Subtraktion von einem oder mehreren Fahrstreifen am Beginn bzw. Ende auf. Der Verkehrsablauf in solchen Verflechtungsbereichen wird maßgebend von den Verhältnissen der Verkehrsstärken der Verflechtungs- und Randströme in Verbindung mit der Entwurfsgeometrie, der Fahrstreifenmarkierung, der Wegweisung und ggf. der Verkehrssteuerung bestimmt.

Der Entwurf von Autobahnen erfolgt in Deutschland nach den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA, FGSV, 2008a). Die RAA definieren Regelquerschnitte für Strecken und Rampen sowie Standardtypen für Ausfahrten, Einfahrten und Verflechtungsstrecken. Während in den früheren Entwurfsrichtlinien (FGSV, 1976, 1993, 1995a) vier Typen von Verflechtungsstrecken V 1, V 2, V 3 und V 4 definiert werden, mit denen die Grundformen der Verflechtungsmanöver dargestellt werden, sind in den RAA nur noch die symmetrischen Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 angegeben, die eine Mindestverflechtungslänge zwischen 180 und 300 m aufweisen. Spezifische Regellösungen für lange Verflechtungsbereiche zwischen Knotenpunkten sind in den RAA bislang nicht enthalten.

Das Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, FGSV, 2015) enthält analytische Verfahren für die Bewertung der Verkehrsqualität von Strecken und planfreien Knotenpunkten von Autobahnen. Das maßgebende Kriterium für die Bewertung der Verkehrsqualität ist der Auslastungsgrad. Für Verflechtungsstrecken wird ein kombinierter Auslastungsgrad für die Einfahrrampe, den Verflechtungsbereich und die Haupt- oder Verteilerfahrbahn oberhalb des Verflechtungsbereichs verwendet. Zusätzlich muss der Auslastungsgrad der Haupt- oder Verteilerfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs sowie der Ausfahrrampe überprüft werden. Mit dem Verfahren des HBS können lediglich Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit einer Länge von bis zu 600 m bewertet werden. Längere Verflechtungsstrecken dieses Typs können näherungsweise als Kombination einer Einfahrt vom Typ E 1 und einer Ausfahrt vom Typ A 1 behandelt werden, wobei die Verkehrsqualität jedoch tendenziell unterschätzt wird. Verflechtungsstrecken der Typen V 2, V 3, V 4 sowie weitere Varianten können mit dem Verfahren des HBS nicht bewertet werden. An langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten müssen daher u. a. mit der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation alternative Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität verwendet werden.

1.2 Ziel und Vorgehen

Ziel des Forschungsvorhabens ist die Erweiterung der Regelwerke für den Entwurf und die verkehrstechnische Bemessung von Autobahnen um Verfahren und Hinweise für die Gestaltung und Bewertung von langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten. Hierfür werden realisierte Verflechtungsstrecken mit unterschiedlichen baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen hinsichtlich des Verkehrsablaufs und der Verkehrssicherheit analysiert. Darüber hinaus werden die Anwendung des makroskopischen Softwarewerkzeugs „Deutsches FREEVAL“ (HARTMANN et al., 2019) überprüft sowie die Einsatzbereiche der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als alternatives Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität von Verflechtungsstrecken analysiert.

Aus den Erkenntnissen zum Verkehrsablauf und zum Unfallgeschehen werden Empfehlungen für den Entwurf und die verkehrstechnische Bemessung von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten auf Autobahnen zur Aufnahme in die RAA und das HBS erarbeitet. Für die Fortschreibung des HBS wird ein analytisches Verfahren für die verkehrstechnische Bemessung von Verflechtungsstrecken entwickelt. Des Weiteren wird aufgezeigt, innerhalb welcher Einsatzgrenzen das entwickelte analytische Verfahren für Verflechtungsstrecken angewendet werden kann und in welchen Fällen die mikroskopische Verkehrsflusssimulation oder die makroskopische Modellierung mit FREEVAL anzuwenden ist.

2 Theoretische Grundlagen

2.1 Grundlagen des Autobahnentwurfs

2.1.1 Nationale Richtlinien

Erste Grundlagen zur Entwurfsgestaltung von Autobahnen in Deutschland wurden von UHLFELDER (1931) und KOESTER (1936) veröffentlicht. Die bauliche Gestaltung von Autobahnknotenpunkten wurde von FEUCHTINGER (1954) und KORTE (1960) weiterentwickelt. Empfehlungen zur Gestaltung von Aus- und Einfahrten wurden von SCHNÜLL (1970) bzw. TRAPP (1974) erarbeitet. Diese Ergebnisse sind in die „Richtlinien für die Anlage von Landstraßen, Teil III: Knotenpunkte, Abschnitt 2: planfreie Knotenpunkte“ (RAL-K-2, FGSV, 1976) eingeflossen. In den RAL-K-2 wurden standardisierte Typen von Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsbereichen definiert. Die Richtlinien wurden durch aktuelle Hinweise zur Gestaltung planfreier Knotenpunkte außerhalb bebauter Gebiete (AH-RAL-K-2, FGSV, 1993) und Entwurfshinweise für planfreie Knotenpunkte an Straßen der Kategoriengruppe B (RAS-K-2-B, FGSV, 1995a) um neue Erkenntnisse erweitert.

Die Entwurfsrichtlinien für Querschnitte (RAS-Q, FGSV, 1995b), die Linienführung (RAS-L, FGSV, 1995c) und planfreie Knotenpunkte (RAL-K-2, FGSV, 1976, AH-RAL-K-2, FGSV, 1993, RAS-K-2-B, FGSV, 1995a) von Autobahnen wurden 2008 durch die Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA, FGSV, 2008a) ersetzt. Die RAA definieren drei Entwurfsklassen für Autobahnen (EKA) mit zugehörigen Merkmalen sowie Grenz- und Richtwerte für die Entwurfs- und Betriebselemente, die sich aus den jeweiligen Verkehrskategorien nach den Richtlinien für die integrierte Netzgestaltung (RIN, FGSV, 2008b) ableiten. Dabei wird zwischen den Entwurfsklassen EKA 1 (Autobahn), EKA 2 (autobahnähnliche Straße) und EKA 3 (Stadtautobahn) differenziert. Planfreie und teilplanfreie Knotenpunkte an Autobahnen werden nach den RAA in einzelne Knotenpunktelemente in Verbindung mit einer durchgehenden Hauptfahrbahn eingeteilt. Dabei werden als Knotenpunktelemente Einfahrten, Ausfahrten, Rampen und Verflechtungsbereiche unterschieden. In den RAA sind Regelquerschnitte für Strecken und Rampen sowie Standardtypen für Ausfahrten, Einfahrten und Verflechtungstrecken enthalten.

Strecken

Strecken sind als richtungsbezogene Teile von Autobahnen zwischen Knotenpunkten definiert (FGSV, 2015). Um eine möglichst homogene Gestaltung von Strecken von Autobahnen zu gewährleisten, ist in den RAA (FGSV, 2008a) für Autobahnen der EKA 1 und EKA 3 jeweils nur ein vier-, sechs- und achtstreifiger Regelquerschnitt angegeben. Auf zusammenhängenden Netzabschnitten sollte der gewählte Regelquerschnitt bei gleichbleibenden verkehrstechnischen Randbedingungen durchgängig zur Anwendung kommen. Jeder Regelquerschnitt ist durch Standardabmessungen definiert und für bestimmte Einsatzbereiche dimensioniert.

Für Autobahnen der EKA 1 sind in den RAA (FGSV, 2008a) die Regelquerschnitte RQ 31, RQ 36 und RQ 43,5 angegeben (vgl. Bild 2-1). Beim vierstreifigen Querschnitt RQ 31 beträgt die Breite aller Fahrstreifen 3,75 m. Beim sechsstreifigen Regelquerschnitt RQ 36 sind in beiden Fahrtrichtungen die Hauptfahrstreifen 3,75 m und die beiden Überholfahrstreifen je 3,50 m breit. Beim achtstreifigen Regelquerschnitt RQ 43,5 weisen je Fahrtrichtung die beiden rechten Fahrstreifen eine Breite von je 3,75 m und die beiden linken Fahrstreifen eine Breite von je 3,50 m auf. Für die EKA 3 sind der RQ 25, RQ 31,5 und RQ 38,5 für vier-, sechs- bzw. achtstreifige Autobahnen angegeben. Die Fahrstreifen sind in der Regel um jeweils 0,25 m schmaler als bei den Regelquerschnitten der EKA 1.

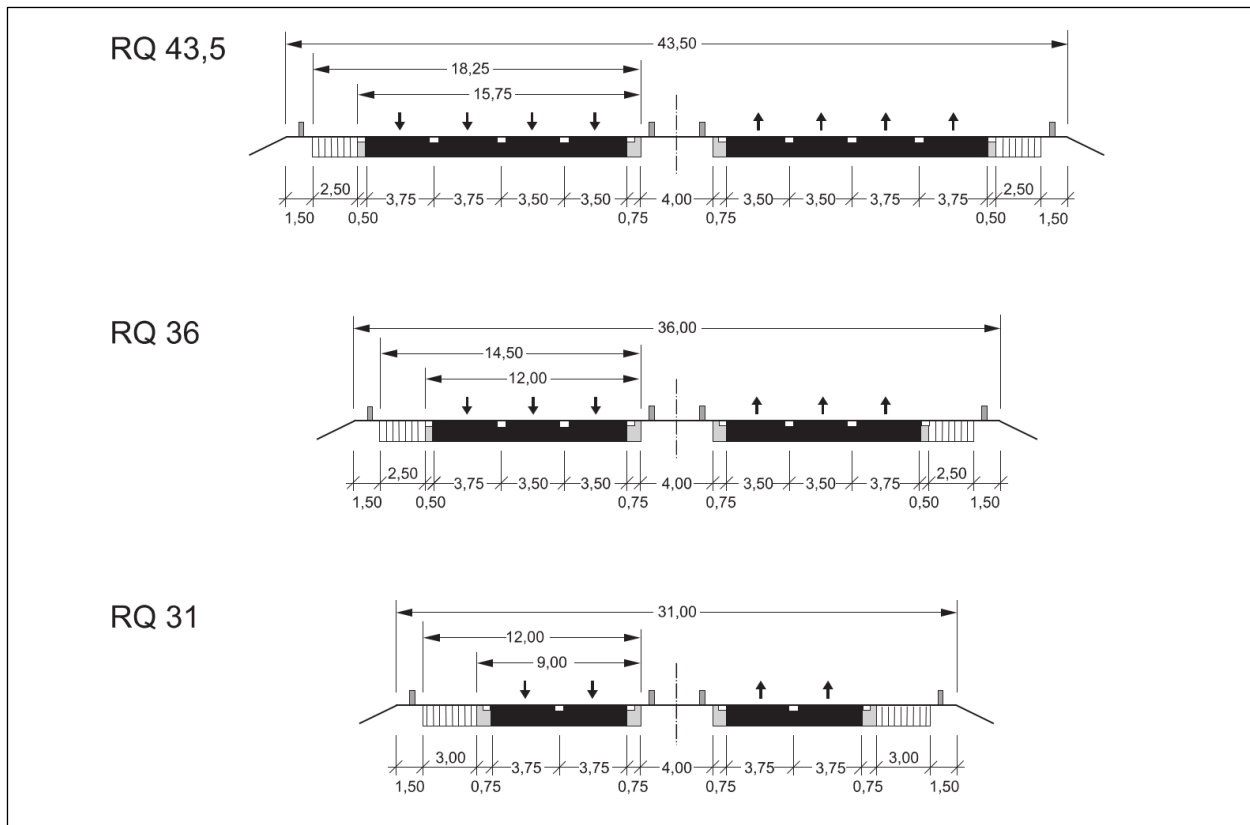


Bild 2-1: Regelquerschnitte für Autobahnen der EKA 1 nach den RAA (FGSV, 2008a)

Einfahrten

In den RAA (FGSV, 2008a) werden fünf Einfahrtstypen (E-Typen) angegeben, die sich hinsichtlich der Fahrstreifenanzahl in der zuführenden Einfahrrampe und des Vorhandenseins einer Fahrstreifenaddition unterscheiden. Die Darstellungen der Einfahrtstypen an zweistreifigen Hauptfahrbahnen in Bild 2-2 gelten analog für Richtungsfahrbahnen mit drei oder mehr Fahrstreifen. Für die Entwurfsgestaltung von langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten sind primär die Einfahrtstypen E 3 und E 5 mit ein- bzw. zweistreifiger Einfahrrampe und Fahrstreifenaddition relevant.

Für Doppelseinfahrten enthalten die RAA drei Standardtypen (EE-Typen, vgl. Bild 2-3). Die Doppelseinfahrtstypen EE 2 und EE 3 weisen eine zweistreifige Einfahrrampe an der zweiten bzw. ersten Einfahrt auf und können gemäß den RAA mit oder ohne Fahrstreifenaddition umgesetzt werden.

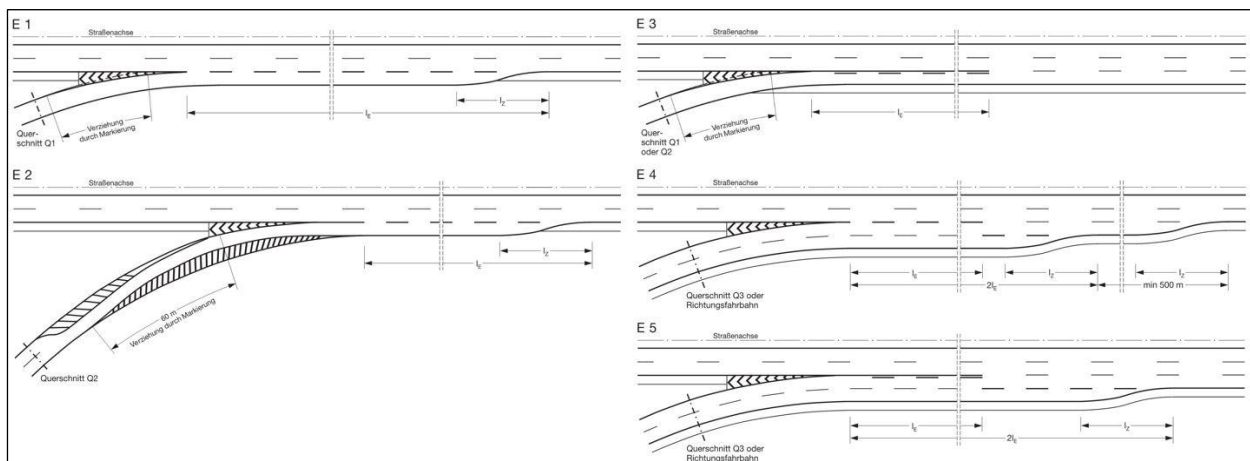


Bild 2-2: Einfahrtstypen der RAA (FGSV, 2008a)

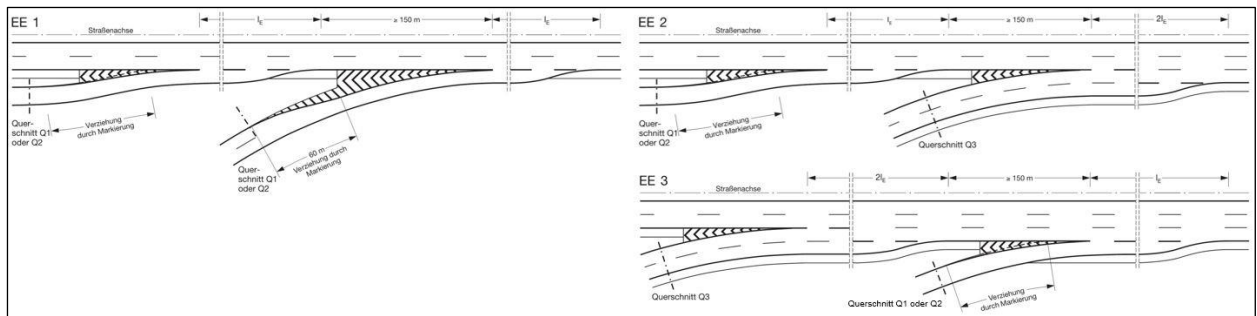


Bild 2-3: Typen von Doppelseitigen Ausfahrten der RAA (FGSV, 2008a)

Ausfahrten

Die RAA (FGSV, 2008a) enthalten acht Ausfahrtstypen (A-Typen), die sich hinsichtlich der Fahrstreifenanzahl in der Ausfahrrampe und des Vorhandenseins einer Fahrstreifensubtraktion unterscheiden. Die einzelnen Ausfahrtstypen sind in Bild 2-4 an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn dargestellt und sinngemäß auch für Hauptfahrbahnen mit drei oder mehr Fahrstreifen einsetzbar. Die Regellösungen der RAA umfassen insgesamt fünf Ausfahrtstypen mit Subtraktion von mindestens einem Fahrstreifen der Hauptfahrbahn. Die Ausfahrtstypen A 4 und A 5 mit zweistreifiger Ausfahrrampe unterscheiden sich lediglich durch eine unterschiedliche Markierung im Ausfahrbereich. Der Ausfahrtstyp A 4 ist zu verwenden, wenn bereits auf der Hauptfahrbahn eine Vorsortierung des ausfahrenden Verkehrs auf zwei verschiedene Ziele erfolgen soll. Dabei wird der subtrahierte Fahrstreifen der Hauptfahrbahn in den linken Fahrstreifen der Ausfahrrampe geführt. Sofern auf der Hauptfahrbahn keine Vorsortierung des ausfahrenden Verkehrs auf zwei verschiedene Ziele notwendig ist, ist der Ausfahrtstyp A 5 anzuwenden. Beim Ausfahrtstyp A 6 wird ein Fahrstreifen an der Ausfahrt subtrahiert. Der Ausfahrtstyp A 7 weist darüber hinaus eine weitere Direktausfahrt am Ende des Ausfädelungstreifens auf, sodass ein zweistreifiger Rampenquerschnitt entsteht. Der Ausfahrtstyp A 8 mit Subtraktion von zwei Fahrstreifen wird angewendet, wenn bei einer vierstreifigen Hauptfahrbahn die Verkehrsstärken der beiden Verkehrsströme an der Verzweigung nahezu gleich groß sind.

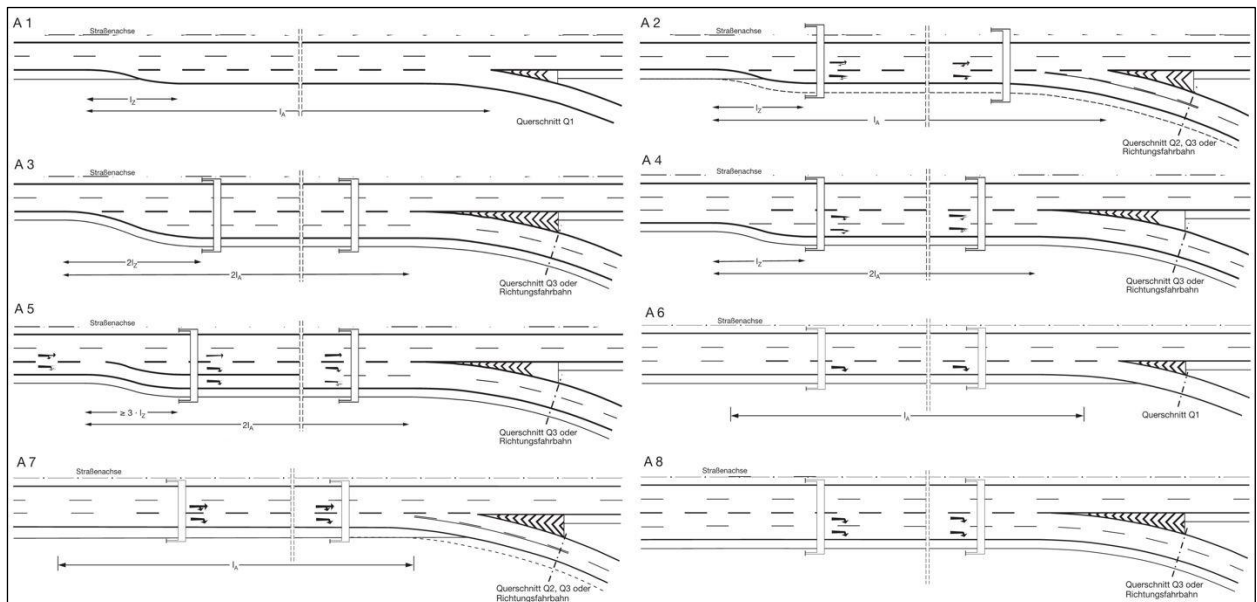


Bild 2-4: Ausfahrtstypen der RAA (FGSV, 2008a)

Verflechtungsbereiche

Verflechtungsbereiche werden an Haupt- und Verteilerfahrbahnen zwischen dicht aufeinander folgenden Ein- und Ausfahrten eingesetzt. Dabei kann es sich um Verflechtungsbereiche innerhalb von Knotenpunk-

ten, z. B. an Verteilerfahrbahnen, oder Verflechtungsbereiche zwischen dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten handeln. Ein Verflechtungsbereich setzt sich dabei aus einer Einfahrt mit Fahrstreifenaddition, einer Hauptfahrbahn mit mindestens einem zusätzlichen parallelen Fahrstreifen (Verflechtungsstreifen) und einer Ausfahrt mit Fahrstreifensubtraktion zusammen.

In einem Verflechtungsbereich zwischen zwei benachbarten Knotenpunkten an Hauptfahrbahnen gibt es in der Regel insgesamt vier Verkehrsströme:

- den inneren Randstrom (Durchfahrer auf der Hauptfahrbahn),
- den einfahrenden Verflechtungsstrom (Einfahrer, die auf die Hauptfahrbahn wechseln),
- den ausfahrenden Verflechtungsstrom (Ausfahrer, die auf den Verflechtungsstreifen wechseln) sowie
- den äußeren Randstrom (Einfahrer, die an der Ausfahrt wieder ausfahren).

Grundsätzlich kann zwischen symmetrischen und asymmetrischen Verflechtungsbereichen differenziert werden. Bei symmetrischen Verflechtungsbereichen mit der gleichen Anzahl an addierten und subtrahierten Fahrstreifen müssen Fahrzeuge in beiden Verflechtungsströmen jeweils mindestens einen Fahrstreifenwechsel durchführen. Asymmetrische Verflechtungsbereiche mit einer unterschiedlichen Anzahl an addierten und subtrahierten Fahrstreifen haben den Vorteil, dass Fahrzeuge eines hochbelasteten Verflechtungsstroms keinen Fahrstreifenwechsel durchführen müssen. Liegen beispielsweise Verkehrsstärkeverhältnisse mit einer relativ hohen Belastung des ausfahrenden Verflechtungsstroms und des äußeren Randstroms vor, kann durch die Anordnung einer asymmetrischen Verflechtungsstrecke erreicht werden, dass Fahrzeuge in beiden Verkehrsströmen keinen Fahrstreifenwechsel für die gewünschte Route vornehmen müssen. Als Alternative zu einer Verflechtungsstrecke an einer Hauptfahrbahn kann die Anordnung einer Verteilerfahrbahn eine geeignete Lösung darstellen, da hierbei eine gegenseitige Beeinflussung des inneren Randstroms und der beiden Verflechtungsströme ausgeschlossen wird.

In den Entwurfsrichtlinien wird grundsätzlich zwischen Verflechtungsstrecken an durchgehenden Hauptfahrbahnen (V-Typen) und Verflechtungsstrecken an Verteilerbahnen (VR-Typen) unterschieden. Die früheren Entwurfsrichtlinien (FGSV, 1976, 1993, 1995a) definieren vier Typen von Verflechtungsbereichen V 1, V 2, V 3 und V 4 (analog auch als VR-Typ), mit denen die Grundformen der Verflechtungsmanöver dargestellt werden können. Die RAA (FGSV, 2008a) geben nur noch die beiden symmetrischen Typen von Verflechtungsstrecken V 1 und V 2 an, die sich in der Anzahl der am Beginn und Ende des Verflechtungsbereichs addierten bzw. subtrahierten Verflechtungsstreifen unterscheiden. Die beiden Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 sind in Bild 2-5 an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn dargestellt und können sinngemäß auch an drei- oder vierstreifigen Hauptfahrbahnen eingesetzt werden. Die beiden asymmetrischen Verflechtungsbereichstypen V 3 und V 4 der früheren Entwurfsrichtlinien sind schematisch in Bild 2-6 dargestellt.

Die Einsatzbereiche der vier Typen von Verflechtungsbereichen nach den RAS-K-2-B (FGSV, 1995a) sind abhängig von den Verkehrsstärken der vier Verkehrsströme und den daraus resultierenden Querschnittsbelastungen im Verflechtungsbereich sowie oberhalb und unterhalb auf der durchgehenden Fahrbahn bzw. in den Rampen. Die Typen V 1 und V 2 sind anzuwenden, wenn die Verkehrsstärken der ein- und ausfahrenden Verflechtungsströme ähnlich hoch sind, wobei der Typ V 2 einen höheren äußeren Randstrom bewältigen kann. Liegt ein starker einfahrender Verflechtungsstrom vor, ist der Typ V 3 anzuwenden. Der Typ V 4 kommt bei einem starken ausfahrenden Verflechtungsstrom zum Einsatz.

Die Mindestlängen der Verflechtungsstrecken (Abstand zwischen der Inselfspitze der Einfahrt und der Inselfspitze der Ausfahrt) nach den RAA (FGSV, 2008a) sind abhängig von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit und liegen im Bereich von 180 bis 300 m. Verflechtungsstrecken zwischen zwei Knotenpunkten an durchgehenden Hauptfahrbahnen sind nach Tabelle 25 der RAA bei Fernautobahnen der EKA 1 A unzulässig, werden in der Praxis jedoch vielfach eingesetzt. Die Breite des Verflechtungsstreifens soll der Breite des Fahrstreifens der danebenliegenden durchgehenden Hauptfahrbahn entsprechen. Des Weiteren führen nach den RAA überlange Verflechtungsstrecken zu keiner wesentlichen Veränderung des Verflechtungsverhaltens und der Längenausnutzung.

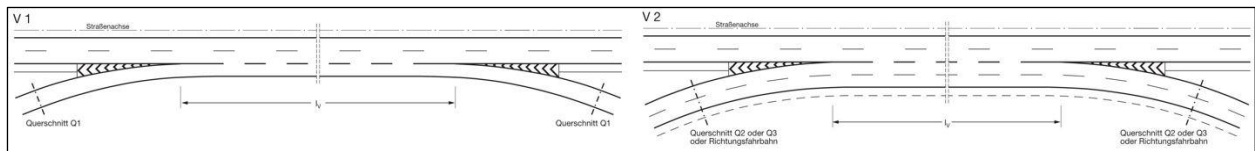


Bild 2-5: Verflechtungsbereichstypen der RAA (FGSV, 2008a)

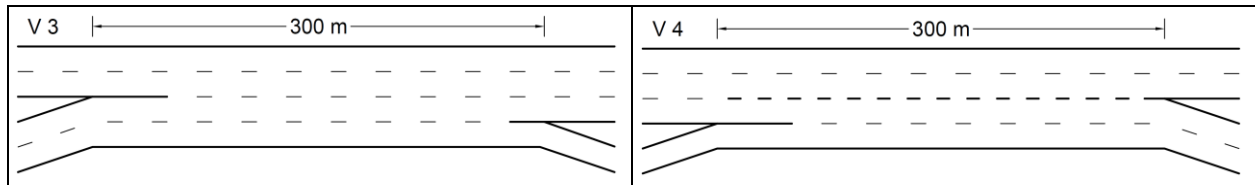


Bild 2-6: Typen von Verflechtungsbereichen an durchgehenden Hauptfahrbahnen nach den RAS-K-2-B (FGSV, 1995a)

2.1.2 Entwurfsrichtlinien im Ausland

Die Recherche internationaler Regelwerke zum Entwurf von Autobahnen ergab, dass für Ein- und Ausfahrten detaillierte bauliche und verkehrstechnische Randbedingungen im Hinblick auf die Entwurfsgestaltung definiert werden, während spezifische Hinweise für Verflechtungsstrecken meist nur in geringem Umfang vorhanden sind. Dabei ist zu berücksichtigen, dass Ein- und Ausfahrten mit Fahrstreifenaddition und -subtraktion in einigen Ländern – insbesondere in den USA – weiter verbreitet sind als in Deutschland, wo Fahrstreifenadditionen und -subtraktionen vorwiegend an Autobahnkreuzen und -dreiecken mit hohen Verkehrsstärken, aber nur in wenigen Fällen an Anschlussstellen eingesetzt werden.

Im Folgenden werden die Grundlagen zum Entwurf von Verflechtungsstrecken in den USA und Großbritannien näher erläutert.

USA

Das Handbuch „A Policy on Geometric Design of Highways and Streets“ (AASHTO, 2018) enthält Planungs- und Entwurfsgrundlagen für Autobahnen in den USA. Standardtypen von Verflechtungsstrecken sind nicht explizit definiert, es wird jedoch grundsätzlich zwischen einfachen Verflechtungsstrecken („simple weaving“) und Verflechtungsstrecken mit einer Überlappung mehrerer Verflechtungsbereiche („multiple weaving“) unterschieden. Eine „multiple weaving“-Verflechtungsstrecke kann dabei aus einer Überlappung der Verflechtungsbereiche sowohl von zwei aufeinanderfolgenden Einfahrten mit mindestens einer stromabwärts liegenden Ausfahrt als auch aus zwei aufeinanderfolgenden Ausfahrten mit mindestens einer stromaufwärts liegenden Einfahrt bestehen. Verflechtungsstrecken sollen hinsichtlich der Verflechtungslänge und der Fahrstreifenanzahl so entworfen werden, dass nach dem Highway Capacity Manual (HCM, TRB, 2022) ein ausreichender Level of Service (LOS) in allen Teilelementen erreicht wird (vgl. Kapitel 2.4.2).

Bei dicht aufeinanderfolgenden Ein- und Ausfahrten soll die Summe der Anzahl der Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn und der jeweiligen Ein- bzw. Ausfahrrampen möglichst unverändert bleiben. Grundsätzlich soll an Einfahrten die Fahrstreifenanzahl stromabwärts des Einfahrbereiches um maximal einen Fahrstreifen kleiner sein als die Summe der Fahrstreifen der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Einfahrt und der Einfahrrampe. Analog soll an Ausfahrten die Fahrstreifenanzahl stromaufwärts des Ausfahrbereiches maximal um einen Fahrstreifen kleiner sein als die Summe der Fahrstreifenanzahl der durchgehenden Hauptfahrbahn stromabwärts der Ausfahrt und der Ausfahrrampe.

Neben den Entwurfsmerkmalen einzelner Ein- und Ausfahrten werden ebenfalls Mindestabstände für aufeinanderfolgende Ein- und Ausfahrrampen definiert. Dabei wird zwischen den Kombinationen von aufeinanderfolgenden Ein- und Ausfahrrampen differenziert: Einfahrt – Einfahrt, Ausfahrt – Ausfahrt, Ausfahrt – Einfahrt sowie Einfahrt – Ausfahrt. Für die einzelnen Kombinationen werden Mindestabstände zwischen den jeweiligen Sperrflächenspitzen definiert. Der Abstand zwischen den Sperrflächenspitzen der Einfahrt und der stromabwärts liegenden Ausfahrt sollte mindestens 480 m betragen. Sofern der Abstand weniger als 450 m beträgt, sind die Einfahr- und Ausfahrstreifen zu einem Verflechtungsstreifen zu verbinden.

Großbritannien

Der Entwurf und Betrieb von Knotenpunkten an Autobahnen erfolgt in Großbritannien anhand des „Design Manual for Roads and Bridges“ (HIGHWAYS ENGLAND, 2019). Darin werden acht Einfahrt- und sechs Ausfahrttypen („Layout“) mit teilweise unterschiedlichen Entwurfsvarianten („Option“) definiert. Für Verflechtungsstrecken liegen keine Standardtypen vor, allerdings sind spezifische bauliche Parameter für die einzelnen Ein- und Ausfahrttypen definiert, sofern diese ein Teilelement einer Verflechtungsstrecke sind.

In Abhängigkeit von der Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt und der Verkehrsstärke der Einfahrrampe können geeignete Einfahrttypen bestimmt werden. Für Ausfahrten kann ein geeigneter Ausfahrttyp anhand der Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn unterhalb der Ausfahrt und der Verkehrsstärke der Ausfahrrampe ermittelt werden. Für Verflechtungsstrecken kann die erforderliche Verflechtungslänge in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke der Verflechtungsströme sowie der Verkehrsstärke und der Entwurfsgeschwindigkeit stromaufwärts der Verflechtungsstrecke bestimmt werden. Des Weiteren kann für Verflechtungsstrecken die erforderliche Anzahl an Fahrstreifen im Verflechtungsbereich wie folgt ermittelt werden:

$$N = \frac{1}{D} \left[Q_{nw} + Q_{w1} + Q_{w2} \left(2 \frac{L_{\min}}{L} + 1 \right) \right] \quad (2-1)$$

mit

N	=	erforderliche Anzahl an Fahrstreifen im Verflechtungsbereich	[-]
D	=	maximale Verkehrsstärke pro Fahrstreifen (1800 für Autobahnen)	[veh/h/ln]
Q_{nw}	=	Verkehrsstärke der Randströme	[veh/h]
Q_{w1}	=	Verkehrsstärke des höher belasteten Verflechtungsstroms	[veh/h]
Q_{w2}	=	Verkehrsstärke des geringer belasteten Verflechtungsstroms	[veh/h]
$L_{\min}$	=	erforderliche Verflechtungslänge	[m]
L	=	verfügbare Verflechtungslänge zwischen der Ein- und Ausfahrt	[m]

2.2 Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten

2.2.1 Ein- und Ausfahrten

Erste empirische Untersuchungen zum Verkehrsablauf an Ein- und Ausfahrten wurden von BREUER (1969) durchgeführt. Dazu wurden die Fahrstreifenbelegung sowie das Geschwindigkeitsverhalten im Bereich planfreier Knotenpunkte erhoben. Für Ausfahrten wurde anhand eines nichtlinearen Ansatzes zunächst die zulässige Verkehrsstärke des rechten Fahrstreifens der Hauptfahrbahn am Beginn der Ausfahrt ermittelt. Basierend auf den Ergebnissen wurde ein Modell zur Ermittlung der Kapazität einer Ausfahrt anhand der zulässigen Verkehrsstärke und der mittleren Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn am Beginn der Ausfahrt entwickelt. Der Ansatz von BREUER (1969) wurde auf der Basis eines Untersuchungskollektivs, welches eine große Anzahl von direkten Ausfahrten ohne parallelen Ausfädelungstreifen umfasste, ermittelt. Im Vergleich zu den heutigen Standardtypen von Ausfahrten mit parallelen Ausfädelungstreifen gemäß den RAA (FGSV, 2008a) ist bei dieser Gestaltung von Ausfahrten die Beeinflussung des Verkehrsablaufs auf dem rechten Fahrstreifen durch den ausfahrenden Verkehr deutlich stärker ausgeprägt. Für Einfahrten wurde im Rahmen der Untersuchung von BREUER (1969) ebenfalls ein Ansatz zur Ermittlung der Fahrstreifenbelegung oberhalb der Einfahrt in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und der Verkehrsstärke in der Einfahrrampe entwickelt. Des Weiteren zeigte die Analyse des Verkehrsablaufs nach der Zeitlückentheorie (vgl. Kapitel 2.3.4), dass die Einfahrtgeschwindigkeit einen maßgeblichen Einfluss auf die Kapazität hat.

Die Auswirkungen der baulichen Gestaltung auf den Verkehrsablauf an Ausfahrten wurden von SCHNÜLL (1970) untersucht. Im Rahmen der Untersuchung zeigte sich, dass parallele Ausfädelungstreifen im Vergleich zu direkten Ausfahrten den Verkehrsablauf verbessern und die Kapazität erhöhen. Der Verkehrsab-

lauf an Ausfahrten mit Fahrstreifensubtraktion wurde von MEINEFELD (1976) empirisch analysiert. Wesentliche Erkenntnis der Untersuchung ist, dass nicht der Gesamtquerschnitt der durchgehenden Hauptfahrbahn und der Ausfahrrampe betrachtet werden sollte, sondern die einzelnen Fahrstreifen hinsichtlich der zulässigen Verkehrsstärke fahstreifenfein zu analysieren sind. Des Weiteren wurde festgestellt, dass Ausfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bei einer relativ hohen Verkehrsstärke des Ausfahrstroms leistungsfähiger sind als Ausfahrten ohne Fahrstreifensubtraktion.

In der Untersuchung von TRAPP (1974) wurden die baulichen und verkehrlichen Einflüsse auf die Leistungsfähigkeit von Einfahrten empirisch analysiert. Dabei wurde ein Einfahrtstyp betrachtet, der dem Typ E 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) entspricht. Für die Leistungsfähigkeit der Einfahrt konnte eine Regressionsgleichung anhand der Verkehrsstärken der durchfahrenden und einfahrenden Fahrzeuge sowie der Geschwindigkeiten bestimmt werden. Hierbei wurde sowohl die Geschwindigkeit auf der Hauptfahrbahn als auch auf dem Einfädelungstreifen betrachtet. Im Rahmen der Untersuchung wurde festgestellt, dass die Leistungsfähigkeit einer Einfahrt bei höheren Geschwindigkeiten geringer wird.

Ein Bemessungsverfahren für Einfahrten an planfreien Knotenpunkten wurde von BRILON und WESTPHAL (1994) entwickelt. Dazu wurde der Verkehrsablauf an 20 Einfahrten anhand empirischer Erhebungen analysiert. Neben den Geschwindigkeiten und Verkehrsstärken auf den einzelnen Fahrstreifen wurde auch das Fahrstreifenwechselverhalten im Einfädelungsbereich untersucht. Die Auslastung des rechten Fahrstreifens auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Einfahrt ist sowohl von der Verkehrsstärke der durchfahrenden als auch der einfahrenden Fahrzeuge abhängig. Darüber hinaus konnte ermittelt werden, dass mit zunehmender Stärke des Schwerverkehrs in der Einfahrt der Anteil der durchfahrenden Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn abnimmt. Zur Bestimmung der mittleren Verflechtungsgeschwindigkeit, die auf dem Einfädelungstreifen und dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn erreicht wird, wurde eine multivariante Regressionsanalyse durchgeführt. Basierend auf den Ergebnissen wurde ein Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität an Einfahrten mit der mittleren Verflechtungsgeschwindigkeit als Kenngröße entwickelt. Das in der Untersuchung von BRILON und WESTPHAL (1994) entwickelte Bemessungsverfahren für Einfahrten an planfreien Knotenpunkten wurde als wesentlicher Bestandteil in die Entwurfsfassung für das Kapitel 4 des HBS 2001 (FGSV, 2001) aufgenommen.

Eine Überarbeitung des Bemessungsverfahrens für Einfahrten in der Entwurfsfassung des HBS 2001 wurde durch WIRTH und STAUFER (2000) durchgeführt. Im Rahmen der Untersuchung wurde die Fahrstreifenaufteilung auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Einfahrt analysiert. Hierbei konnte der von BRILON und WESTPHAL (1994) aufgestellte Zusammenhang zwischen der Auslastung des rechten Fahrstreifens auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Einfahrt und der Verkehrsstärke der durch- und einfahrenden Fahrzeuge sowie deren Schwerverkehrsanteilen nicht bestätigt werden. Eine Verdrängung der Fahrzeuge vom rechten auf den mittleren Fahrstreifen durch den einfahrenden Verkehr konnte von WIRTH und STAUFER (2000) nicht beobachtet werden. Bei der Modellierung der Fahrstreifenaufteilung wurde daher lediglich die Gesamtverkehrsstärke der Hauptfahrbahn als Einflussgröße für die Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn berücksichtigt. Bei der Erstellung neuer Bemessungsdiagramme wurde das höchste Bestimmtheitsmaß bei der Verwendung eines Pkw-Gleichwerts von 2,0 für die Schwerverkehrsfahrzeuge ermittelt.

Der Verkehrsablauf an zweistreifigen Ausfahrten wurde von SCHNÜLL et al. (2000a) empirisch analysiert. Dabei wurde für den Ausfahrtstyp A 2 nach den RAL-K-2 (FGSV, 1976) eine zulässige Gesamtverkehrsstärke in der Ausfahrt von 2650 Kfz/h ermittelt. Aufgrund der geringen Datengrundlage konnten für die Ausfahrtstypen A 3 und A 4 mit zweistreifiger Ausfahrrampe nach den RAL-K-2 keine statistisch abgesicherten Aussagen getroffen werden. Im Rahmen der Untersuchung wurde ein Ansatz zur Bewertung der Verkehrsqualität an Ausfahrten entwickelt, wobei als Kenngröße die mittlere Geschwindigkeit der ausfahrenden Fahrzeuge an der Sperrflächenspitze – die sog. Ausfahrgeschwindigkeit – verwendet wurde. Die Ergebnisse zur Bewertung der Verkehrsqualität an Ausfahrten aus der Untersuchung von SCHNÜLL et al. (2000a) wurden als wesentlicher Bestandteil in das HBS 2001 (FGSV, 2001) aufgenommen.

Zur Überprüfung und Weiterentwicklung der Bemessungsverfahren des HBS 2001 für Ein- und Ausfahrten wurden von DAMMANN (2004) empirische Untersuchungen zum Verkehrsablauf durchgeführt. Im Rahmen der Untersuchung wurde die Kapazität von zwölf Ausfahrten der Typen A 1 bis A 5 und elf Einfahrten der Typen E 1 bis E 5 nach den RAL-K-2 (FGSV, 1976) bzw. den AH-RAL-K-2 (FGSV, 1993) anhand von Dauerzählstellendaten analysiert. Für die Einfahrtstypen E 1 und E 2 konnte ein funktionaler Zusammen-

hang für die Bestimmung der Verteilung des Verkehrs auf zwei- und dreistreifigen Hauptfahrbahnen oberhalb der Einfahrt ermittelt werden. Die Bemessungsdiagramme des HBS 2001 wurden für die beiden Einfahrtstypen anhand des ermittelten funktionalen Zusammenhangs weiterentwickelt. Der Einfluss des Schwerverkehrs wurde anhand einer Korrelationsanalyse zwischen der Schwerverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn analysiert. Hierbei konnte lediglich ein geringer Zusammenhang festgestellt werden. Basierend auf Regressionsanalysen mit unterschiedlichen Pkw-Gleichwerten wurde für die Erstellung der Bemessungsdiagramme ein Pkw-Gleichwert von 2,0 verwendet.

Der Verkehrsablauf an Ausfahrten des Typs A 2 nach den RAL-K-2 (FGSV, 1976) wurde von FRIEDRICH et al. (2006) empirisch analysiert. Es zeigte sich, dass die im HBS 2001 angegebene Kapazität von 2550 Kfz/h nur erreicht werden kann, wenn eine gleichmäßige Aufteilung des ausfahrenden Verkehrs auf die beiden Ausfahrstreifen vorliegt. Zudem wurde festgestellt, dass mit zusätzlichen Maßnahmen der Wegweisung eine höhere Kapazität erreicht werden kann. Die ermittelten Kapazitäten von Ausfahrten des Typs A 2 mit zusätzlichen Maßnahmen lagen dabei teilweise über dem im HBS 2001 angegebenen Wert.

In der Untersuchung von WEISER et al. (2006) wurde der Verkehrsablauf an Ausfahrten mit Fahrstreifen-subtraktion anhand von Dauerzählstellendaten analysiert. Für die Ausfahrtstypen A 4 nach den RAL-K-2 (FGSV, 1976) und A 5 nach den AH-RAL-K-2 (FGSV, 1993) konnten die im HBS 2001 angegebenen Kapazitätswerte bestätigt werden. Für den Ausfahrtstyp A 3 nach den RAL-K-2 in Kombination mit einer Fahrstreifenreduktion stromabwärts der Ausfahrt wurde im Rahmen der Untersuchung keine ausreichende Anzahl an Intervallen mit Verkehrsstärken im Bereich der Kapazität ermittelt. Allerdings wurde eine starke Belastung des rechten Fahrstreifens der durchgehenden Hauptfahrbahn beobachtet, da sowohl der gesamte ausfahrende Verkehr als auch ein Teil des durchfahrenden Verkehrs diesen Fahrstreifen nutzt. Der Großteil des ausfahrenden Verkehrs führt bereits am Beginn des Ausfädelungstreifens von der Hauptfahrbahn den notwendigen Fahrstreifenwechsel durch. Beim Ausfahrtstyp A 4 nimmt der rechte Fahrstreifen der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Ausfahrt ebenfalls den gesamten ausfahrenden Verkehr auf, wobei jedoch die auf der Hauptfahrbahn durchfahrenden Fahrzeuge frühzeitig nach links wechseln.

Der Verkehrsablauf auf Autobahnen mit dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten wurde von BRILON und BETZ (2007) anhand von empirischen Erhebungen und darauf aufbauenden Verkehrsflusssimulationen analysiert. Vor allem an hochbelasteten Knotenpunkten konnten Wechselwirkungen zwischen benachbarten Knotenpunkten ermittelt werden. Bei einer Elementfolge „Einfahrt (Typ E 1) – zweistreifige Strecke – Ausfahrt (Typ A 1)“ finden die meisten Fahrstreifenwechsel im Bereich 300 m stromaufwärts der Ausfahrt statt. Des Weiteren wurde festgestellt, dass sich 200 m vor Beginn der Ausfahrt 90 % der ausfahrenden Fahrzeuge bereits auf dem rechten Fahrstreifen befinden. Nach BRILON und BETZ (2007) sind Wechselwirkungen zwischen dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten jedoch nicht anhand von einfachen Regeln abbildbar, da der Verkehrsablauf stark durch ortsspezifische Verhaltensweisen der Fahrer geprägt ist.

Die Einfahrtstypen E 4 und E 5 wurden von FRIEDRICH et al. (2008) anhand empirischer Erhebungen und mikroskopischer Verkehrsflusssimulationen untersucht. Dabei wurden die q-v-Beziehungen und Fahrstreifenaufteilungen an mehreren Querschnitten sowie das Fahrstreifenwechselverhalten im Einfädelungsbereich analysiert. Der im HBS 2001 (FGSV, 2001) verwendete Ansatz einer gleichverteilten Fahrstreifenbelegung in der Einfahrt für den Einfahrtstyp E 4 konnte bestätigt werden. Hingegen wurde für den Einfahrtstyp E 5 eine höhere Belegung des linken Fahrstreifens der Einfahrt ermittelt. Darüber hinaus konnten Unterschiede im Fahrstreifenwechselverhalten zwischen den beiden Einfahrtstypen beobachtet werden. Für den Einfahrtstyp E 4 wurde beobachtet, dass kaum Fahrstreifenwechsel auf die Hauptfahrbahn im letzten Viertel des Einfädelungsbereichs durchgeführt werden und einfahrende Lkw tendenziell später den Fahrstreifen wechseln als Pkw. Beim Einfahrtstyp E 5 wechselten 84 % aller Pkw und 73 % aller Lkw innerhalb der ersten 250 m des Einfädelungsbereichs vom rechten auf den linken Fahrstreifen der Einfahrtrampe. Kooperatives Fahrverhalten durch einen Fahrstreifenwechsel von durchfahrenden Fahrzeugen auf der Hauptfahrbahn zur Erleichterung des Einfädels von einfahrenden Fahrzeugen konnte vereinzelt über die gesamte Länge der Einfädelungsbereiche beider Einfahrtstypen beobachtet werden. Basierend auf den Erkenntnissen der empirischen Analyse des Verkehrsablaufs wurden von FRIEDRICH et al. (2008) mikroskopische Verkehrsflusssimulationen mit unterschiedlichen Belastungskombinationen und Schwerverkehrsanteilen durchgeführt. Die Ergebnisse wurden unter Verwendung eines Pkw-Gleichwerts von 2,0 in Form von Bemessungsdiagrammen aufbereitet.

Der Einfluss des Schwerverkehrs auf den Verkehrsablauf an planfreien Knotenpunkten wurde von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) empirisch analysiert. Dabei wurde für die Kapazitätsanalyse von Ein- und Ausfahrten ein neuer Ansatz entwickelt, der auf dem Verfahren der stochastischen Kapazitätsanalyse von BRILON et al. (2005a) basiert. Als Eingangsgrößen werden die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn sowie das Verhältnis zwischen dem ein- bzw. ausfahrenden Verkehr und der Gesamtverkehrsstärke verwendet. Allerdings sind für die Anwendung des Verfahrens umfangreiche Daten mit einer großen Bandbreite des Anteils ein- bzw. ausfahrender Fahrzeuge notwendig. Ergänzend zu den empirischen Analysen wurden für die Untersuchung hoher Schwerverkehrsanteile von bis zu 40 % mikroskopische Verkehrsflusssimulationen durchgeführt. Die Kalibrierung der mikroskopischen Modelle wurde dabei anhand des empirisch ermittelten räumlichen Verlaufs der Zeitlückenverteilung und der Fahrstreifenaufteilung durchgeführt. Die Simulationsergebnisse zeigten, dass bei hohen Schwerverkehrsanteilen in der Spitzenstunde der Einfluss des Schwerverkehrs durch die Umrechnung in Pkw-Einheiten mit einem Pkw-Gleichwert von 2,0 überschätzt wird. Daher wurde eine Anpassung des Ansatzes nach dem HBS 2015 (FGSV, 2015) für hohe Schwerverkehrsanteile empfohlen. Demnach ist bei Schwerverkehrsanteilen ab 20 % ein 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.

Das Fahrstreifenwechselverhalten an Doppeleinfahrten und Einfahrten mit verlängertem Einfädelungstreifen wurde in der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2022) empirisch analysiert. An Doppeleinfahrten wurde beobachtet, dass viele Fahrzeuge im Bereich zwischen dem Ende des ersten Einfädelungstreifens und dem Beginn der zweiten Einfahrt vom rechten auf den linken bzw. mittleren Fahrstreifen der Hauptfahrbahn wechseln. Dadurch verringert sich der Anteil kleiner Zeitlücken auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn zwischen dem Ende des ersten Einfädelungstreifens und dem Beginn der zweiten Einfahrt so stark, dass der Verkehrsablauf an der zweiten Einfahrt nicht wesentlich durch die erste Einfahrt beeinflusst wird. An den Einfahrten mit verlängertem Einfädelungstreifen zeigte sich, dass der Anteil der Fahrzeuge, die nicht innerhalb der ersten 200 m von der Markierungsspitze den Fahrstreifenwechsel auf die Hauptfahrbahn durchführen, bei Lkw höher ist als bei Pkw. An Einfahrten an zweistreifigen Richtungsfahrbahnen finden häufig noch Fahrstreifenwechsel von einfahrenden Fahrzeugen in dem über die Regellänge hinausgehenden Bereich des verlängerten Einfädelungstreifens auf die Hauptfahrbahn statt. Hingegen wird an dreistreifigen Richtungsfahrbahnen die vollständige Länge des verlängerten Einfädelungstreifens nur in geringem Umfang durch die einfahrenden Fahrzeuge genutzt.

2.2.2 Verflechtungsstrecken

Die Kapazität von Verflechtungsbereichen in Kleeblattknotenpunkten von Bundesautobahnen wurde von TRAPP (1977) analysiert. Dabei zeigte sich, dass die Kapazität von Verflechtungsbereichen direkt von der Verflechtungsgeschwindigkeit abhängig ist. Nach TRAPP (1977) wird die größte Kapazität erreicht, wenn etwa gleich hohe Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten in den beiden Verflechtungsströmen vorliegen. Die Untersuchung von MAURMAIER (1980) an Verflechtungsbereichen in Kleeblattknotenpunkten ergab hingegen, dass für verschiedene Typen von Verflechtungsstrecken die größte Kapazität erreicht wird, wenn die Einfahrverkehrsstärke etwas geringer ist als die Ausfahrverkehrsstärke. Es wurde beobachtet, dass sich bei hohen Verkehrsstärken der einfahrende Verkehr dem ausfahrenden Verkehr unterordnet. Eine Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit an der Verflechtungsstrecke führte zu einer Verbesserung der Qualität des Verkehrsablaufs für den einfahrenden Verkehrsstrom. Der Verflechtungsbereichstyp VR 1 kann eine Verkehrsstärke von ca. 1700 Kfz/h bei einer guten Qualität des Verkehrsablaufs erreichen. Der Verflechtungsbereichstyp V 1 mit langem Verflechtungstreifen (etwa 300 m) kann für den ein-, aus- und durchfahrenden Verkehr insgesamt 2000 Kfz/h erreichen. Beim Verflechtungsbereichstyp V 1 mit einem unter 200 m langen Verflechtungstreifen ist eine Geschwindigkeitsbeschränkung auf der durchgehenden Fahrbahn auf 80 bis 100 km/h aus Sicherheits- und Kapazitätsgründen zu empfehlen. Bei einer Länge des Verflechtungstreifens von etwa 300 m verringert sich der Einfluss der Geschwindigkeitsbeschränkung auf die Kapazität. Des Weiteren wurde beobachtet, dass nur bei kurzen Verflechtungsbereichen an der durchgehenden Hauptfahrbahn der durchfahrende Verkehr von den Verflechtungsvorgängen beeinflusst wird.

Im Rahmen der Untersuchung von KNOFLACHER et al. (1982) wurde der Verkehrsablauf an einem Verflechtungsbereich einer Stadtautobahn empirisch analysiert. Bei der Analyse des Fahrverhaltens wurde festgestellt, dass von den Fahrern häufig kritische Zeitlücken unterschritten und relativ geringe Abstände

akzeptiert wurden. Basierend auf dem beobachteten Fahrverhalten wurden verkehrstechnische und fahrspezifische Parameter von Modellen zur Beschreibung des Verkehrsablaufs abgeleitet und in ein Simulationsmodell eingebaut. Durch die Variation einzelner Einflussgrößen wurde die maximale Verflechtungsverkehrsstärke in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke, der Geschwindigkeit und den Verhältnissen der Verkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme untersucht. Der größte Einfluss der Geschwindigkeit wurde bei einem relativ hohen Anteil von Durch- und Ausfahrern ermittelt. Hingegen wird bei einem gleichmäßigen Verhältnis der einzelnen Verkehrsströme der Einfluss der Geschwindigkeit deutlich geringer. Bei einem relativ hohen Anteil an Einfahrern ist der Einfluss der Geschwindigkeit am geringsten. Die höchsten Verflechtungsverkehrsstärken wurden bei etwa gleich großen Stärken des durchfahrenden, aus- und einfahrenden Verkehrs beobachtet. Dabei konnte für einen Verflechtungsbereich mit 300 m Länge eine Verflechtungsverkehrsstärke von bis zu 1800 Kfz/h erreicht werden. Bei einem relativ hohen Anteil an Ausfahrern wurde hingegen eine Verflechtungsverkehrsstärke von maximal 1700 Kfz/h beobachtet. Die maximal erreichte Verflechtungsverkehrsstärke bei einem relativ hohen Anteil an Einfahrern beträgt 1200 Kfz/h.

In der Untersuchung von SCHNÜLL et al. (1983) wurde der Verkehrsablauf an Verflechtungsbereichen von städtischen Hauptverkehrsstraßen analysiert. Die untersuchten Verflechtungsbereiche weisen im Vergleich zu den Untersuchungsstellen an Kleeblattknotenpunkten von MAURMAIER (1980) eine höhere Fahrstreifenanzahl sowie einen starken äußeren Randstrom auf. Des Weiteren liegen Unterschiede durch eine gestreckte Linienführung (Parallelrampen) der Ein- und Ausfahrrampen sowie den daraus resultierenden Verflechtungsgeschwindigkeiten vor. Die Analyse des Fahrstreifenwechselverhaltens ergab, dass an allen Untersuchungsstellen mit den Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 ungefähr 90 % aller notwendigen Fahrstreifenwechsel in einem Bereich bis etwa 100 m stromabwärts der Sperrflächenspitze durchgeführt wurden, obwohl an den beiden Untersuchungsstellen mit langen Verflechtungsbereichen noch weitere 100 bis 200 m Verflechtungslänge zur Verfügung standen. Mit Hilfe einer Regressionsanalyse wurde untersucht, ob ein Zusammenhang zwischen der Wahl des Ortes des Fahrstreifenwechsels und der Verkehrsbelastung besteht. Dabei zeigte sich, dass der mittlere Fahrstreifenwechselpunkt generell mit zunehmender Verflechtungsverkehrsstärke näher an die Sperrflächenspitze der Einfahrt heranrückt. Des Weiteren wurde beobachtet, dass an den Untersuchungsstellen des Verflechtungsbereichstyps V 2 der mittlere Fahrstreifenwechselpunkt weiter von der ersten Sperrflächenspitze entfernt ist als an den Untersuchungsstellen des Typs V 1. Darüber hinaus verringert sich die Standardabweichung des Fahrstreifenwechselpunktes mit zunehmender Verflechtungsverkehrsstärke an den Untersuchungsstellen des Typs V 2 kaum, an den Untersuchungsstellen des Typs V 1 dagegen sehr stark.

Basierend auf den Ergebnissen der Untersuchung von PIGNATARO et al. (1972) wurde für deutsche Verhältnisse die Eignung der mittleren Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich von SCHNÜLL et al. (1983) empirisch analysiert. Anhand erhobener Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen wurden Grenzwerte für die Verkehrsstärken einzelner Verkehrsströme für die Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 an durchgehenden Hauptfahrbahnen abgeleitet, bis zu denen mit einer ausreichenden Qualität des Verkehrsablaufs gerechnet werden kann. Insgesamt zeigt die Untersuchung von SCHNÜLL et al. (1983), dass die Qualität des Verkehrsablaufs in Verflechtungsbereichen an städtischen Hauptverkehrsstraßen bis zu einer Verkehrsstärke von 2600 Kfz/h beim Verflechtungsbereichstyp V 1 bzw. 3100 Kfz/h beim Verflechtungsbereichstyp V 2 kaum von der Verkehrsstärke abhängig ist, da aufgrund der vorhandenen Geschwindigkeitsbeschränkungen nur geringe Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den verschiedenen Verkehrsströmen auftreten. Des Weiteren hat die Länge des Verflechtungsbereiches, sofern sie beim Typ V 1 über 130 m bzw. beim Typ V 2 über 200 m hinausgeht, ebenfalls kaum Einfluss auf die Qualität des Verkehrsablaufs, da mit zunehmender Verkehrsstärke ein immer kürzerer Teil der zur Verfügung stehenden Länge zum Verflechten genutzt wird. Alle Ein- und Ausfahrtvorgänge finden in einem relativ kurzen Bereich unmittelbar stromabwärts der Sperrflächenspitze der Einfahrt statt.

In der Untersuchung von SUEOKA (1987) wurde der Verkehrsablauf an Verflechtungsbereichen vom Typ VR 1 in planfreien Autobahnknotenpunkten empirisch analysiert. Zur Beschreibung der Zusammenhänge zwischen der mittleren Geschwindigkeit, der Verkehrsstärke und der Verkehrsdichte konnte anhand einer Regressionsanalyse ein linearer Ansatz auf der Basis von 15-Minuten-Intervallen ermittelt werden. Als geeignete Kenngröße zur Beschreibung der Qualität des Verkehrsablaufs an Verflechtungsbereichen wurde die Verkehrsdichte verwendet. Es wurden Grenzwerte für die Verkehrsdichte, die Geschwindigkeit sowie

die Verkehrsstärke anhand von sechs Qualitätsstufen zur Bewertung des Verkehrsablaufs abgeleitet. Demnach wird an einem Verflechtungsbereich vom Typ VR 1 bis zu einer Verflechtungsverkehrsstärke von 2300 Pkw-E/h eine ausreichende Qualität des Verkehrsablaufs erreicht.

Im Rahmen der Untersuchung von SUEOKA (1987) konnte die Erkenntnis von MAURMAIER (1980), dass die Anordnung einer Geschwindigkeitsbeschränkung grundsätzlich zu einer Verbesserung des Verkehrsablaufs führt, bestätigt werden. Bei der Analyse der Verhältnisse der Verflechtungsströme zeigte sich, dass für den Verflechtungsbereichstyp VR 1 ohne Geschwindigkeitsbeschränkung die Qualität des Verkehrsablaufs für die Einfahrer mit zunehmender Verkehrsstärke des Ausfahrstroms erheblich abnimmt. Des Weiteren konnte ein Zusammenhang zwischen der Kapazität und der Länge der Verflechtungsstrecke des Typs VR 1 ermittelt werden. Demnach kann bei einer Länge von 400 m und einer gleichmäßigen Verteilung der Ein- und Ausfahrer eine Kapazität von 3550 Pkw-E/h erreicht werden.

Im Rahmen der Untersuchung von SCHNÜLL et al. (2000b) wurde der Verkehrsablauf an Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 und VR 1 an planfreien Knotenpunkten empirisch analysiert. Dabei wurde zwischen Verflechtungsstrecken innerhalb eines Knotenpunkts (Grundform 1) oder zwischen zwei Knotenpunkten (Grundform 2) unterschieden. Für den Verflechtungsbereichstyp VR 1 in der Grundform 1 konnte ein stabiler Verkehrszustand mit einer ausreichenden Qualität des Verkehrsablaufs bei Verflechtungsverkehrsstärken von bis zu 2300 Kfz/h festgestellt werden. Die Verflechtungsgeschwindigkeiten lagen dabei im Bereich von 20 bis 30 km/h. Die höchsten Kapazitäten wurden bei etwa gleich hohen Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten der beiden Verflechtungsströme beobachtet. Als Einflussgrößen auf den Verkehrsablauf auf Verflechtungsstrecken vom Typ VR 1 konnten der Schwerverkehrsanteil, das Verhältnis der Verkehrsstärken der Verflechtungsströme sowie die Lage (oben oder unten liegend) ermittelt werden. Hingegen konnten für die Länge des Verflechtungsbereichs, die Länge der Fahrbahnbegrenzung am Anfang des Verflechtungsbereichs, die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Verflechtungsbereich sowie die Linienführung und den Radius der Schleifenrampen keine gesicherten Abhängigkeiten bestimmt werden. Für den Typ V 1 der Grundform 1 wurden Verflechtungsverkehrsstärken von bis zu 2000 Kfz/h ohne Beeinflussung der Fahrzeuge auf dem linken Fahrstreifen beobachtet. Aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungsstellen konnten jedoch keine statistisch abgesicherten Ergebnisse im Hinblick auf Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf ermittelt werden. Es wurde jedoch festgestellt, dass die Ergebnisse für den Typ VR 1 grundsätzlich auf den Typ V 1 übertragen werden können.

Für die Verflechtungsbereichstypen VR 1 und V 1 der Grundform 2 konnten ausschließlich Verkehrsstärken unterhalb der Kapazität erhoben werden. Jedoch wurde bei gleich hohen Verkehrsstärken eine bessere Qualität des Verkehrsablaufs im Vergleich zur Grundform 1 beobachtet. Für den Typ V 1 wurden Verflechtungsverkehrsstärken von bis zu 2300 Kfz/h ohne Beeinflussung der Fahrzeuge auf dem linken Fahrstreifen ermittelt. Aufgrund der geringen Anzahl an Untersuchungsstellen der Grundform 2 konnten keine Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf analysiert werden. Nach SCHNÜLL et al. (2000b) sind die Ergebnisse bezüglich der Wirkungsweise einzelner Einflussfaktoren auf den Verkehrsablauf der Grundform 1 allerdings aufgrund der unterschiedlichen verkehrlichen und betrieblichen Randbedingungen nicht auf die Grundform 2 übertragbar.

Basierend auf den Ergebnissen der empirischen Untersuchung wurde von SCHNÜLL et al. (2000b) ein Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken von planfreien Knotenpunkten (Grundform 1) entwickelt. Dabei wird die Verkehrsqualität an einer Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke der Durch- und Ausfahrer auf dem rechten Fahrstreifen oberhalb des Verflechtungsbereichs sowie der Verkehrsstärke in der Einfahrrampe ermittelt. Die Berücksichtigung des Schwerverkehrs erfolgt über eine Umrechnung in Pkw-Einheiten mit einem Pkw-Gleichwert von 2,0. Der Wert für den Pkw-Gleichwert basiert dabei auf den Ergebnissen der empirischen Untersuchung von MEY und REBOCK (1998), wonach an Verflechtungsbereichen ein Schwerverkehrsfahrzeug in etwa doppelt so viel Verflechtungslänge in Anspruch nimmt wie ein Pkw. Im Rahmen der Untersuchung wurde eine mittlere Verflechtungslänge von 32,2 m für Pkw und 59,6 m für Schwerverkehrsfahrzeuge ermittelt. Das von SCHNÜLL et al. (2000b) entwickelte Bemessungsverfahren für Verflechtungsstrecken an planfreien Knotenpunkten wurde als wesentlicher Bestandteil in das HBS 2001 (FGSV, 2001) aufgenommen.

Im Rahmen der Untersuchung von BRILON und BETZ (2007) wurde anhand von empirischen Erhebungen und darauf aufbauenden Verkehrsflusssimulationen der Verkehrsablauf auf Autobahnen mit dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten analysiert sowie die Anwendbarkeit des HBS 2001 überprüft. Für Ver-

flechtungsstrecken vom Typ VR 1 in Kleeblattknotenpunkten konnte an der Grenze zwischen der Qualitätsstufe D und E eine durchschnittliche Verflechtungsverkehrsstärke von 2.400 Pkw-E/h ermittelt werden. Der Verkehrsablauf variiert je nach Lage der Verflechtungsstrecke innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen, wobei innerhalb von Ballungsräumen eine höhere Verkehrsstärke abgewickelt werden kann.

Die bisherigen Untersuchungen an Verflechtungsstrecken u. a. von SCHNÜLL et al. (1983), SUEOKA (1987) und SCHNÜLL et al. (2000b) zeigen, dass verschiedene bauliche und verkehrstechnische Randbedingungen den Verkehrsablauf sowie die Kapazität unterschiedlich stark beeinflussen. Zu den Einflussfaktoren zählen

- die Länge des Verflechtungsbereichs,
- die Länge der Fahrbahnbegrenzung am Beginn des Verflechtungsbereichs,
- die Lage des Verflechtungsbereichs im Knotenpunkt (oben bzw. unten liegend),
- die Linienführung der Ein- und Ausfahrrampen sowie die Kurvenradien der Schleifenrampen,
- die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme,
- der Schwerverkehrsanteil sowie
- die zulässige Höchstgeschwindigkeit.

Des Weiteren ist für Verflechtungslängen, die oberhalb der Entwurfparameter der RAA (FGSV, 2008a) liegen, ein möglicher Einfluss auf den Verkehrsablauf durch eine entsprechende Wegweisung im Hinblick auf die stromabwärts liegende Verflechtungslänge denkbar.

In den bisherigen Untersuchungen konnte keine signifikante Abhängigkeit der Kapazität von der Länge der Verflechtungsstrecke festgestellt werden. Allerdings ist zu vermuten, dass sich bei größeren Verflechtungsstrecken zwischen zwei Knotenpunkten die Kapazität mit zunehmender Länge der Verflechtungsstrecke erhöht, wie es im amerikanischen Highway Capacity Manual (HCM, TRB, 2022) ebenfalls angegeben wird. Allerdings haben verschiedene Untersuchungen (DURTH et al., 1978; SCHNÜLL et al., 1983; SUEOKA, 1987) gezeigt, dass die im HCM beschriebenen Methoden zwar in der prinzipiellen Vorgehensweise auf deutsche Verhältnisse übertragbar sind, aufgrund der unterschiedlichen Verkehrsregeln und Fahrweisen jedoch zu anderen Ergebnissen führen. Grundsätzlich ist zu vermuten, dass sich bei einem sehr großen Knotenpunkt Abstand die Kapazität der Verflechtungsstrecke bei vergleichbaren verkehrstechnischen Randbedingungen grundsätzlich der Kapazität einer Hauptfahrbahn mit gleicher Fahrstreifenzahl annähert.

Ein Ansatz zur Bewertung der Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten wurde von WU und LEMKE (2011) entwickelt. Das Modell basiert auf der Konflikttheorie und wurde für die Konstellation der Verflechtungsstrecken formuliert. Dabei werden die Auslastungsgrade der Ein- und Ausfädelungsbereiche (x_{EIN} und x_{AUS}) in Abhängigkeit von den Auslastungsgraden der durchgehenden Hauptfahrbahn stromaufwärts und stromabwärts der Verflechtungsstrecke (x_{HO} und x_{HU}) sowie der Ein- und Ausfahrrampe (x_{E} und x_{A}) definiert (vgl. Bild 2-7). Der Auslastungsgrad des Einfädelungsbereichs (x_{EIN}) wird mit Berücksichtigung der Kolonnenfahrt im Bereich der Verflechtungsstrecke mit der Länge L modifiziert. Anhand der empirischen Daten der Untersuchungen u. a. von WEISER et al. (2006) sowie FRIEDRICH et al. (2006; 2008) wurde das Modell von WU und LEMKE (2011) für die Standardtypen der Teilelemente planfreier Knotenpunkte nach den RAA (FGSV, 2008a) kalibriert. Für die Verflechtungsbereichstypen V 1 und VR 1 wurden die zugrunde liegenden Messdaten aus den Untersuchungsergebnissen von SCHNÜLL et al. (2000b) verwendet. Hierbei wird für die Bestimmung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken die Kapazität des Verflechtungsbereichs als maßgebend betrachtet. Die Bemessungsverfahren für Aus- und Einfahrten sowie von Verflechtungsstrecken an Autobahnen des HBS (FGSV, 2015) basieren auf dem Modell von WU und LEMKE (2011). Für die Anwendbarkeit des Modells auf lange Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten ist noch eine Kalibrierung und Validierung anhand empirischer Daten notwendig.

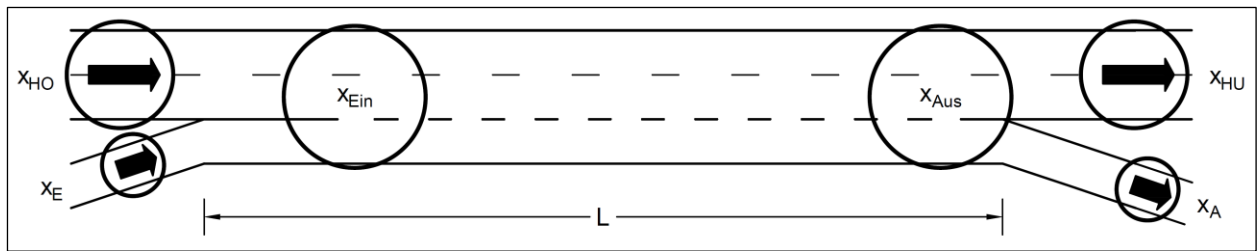


Bild 2-7: Auslastungsgrade in unterschiedlichen Bereichen der Verflechtungsstrecke nach WU und LEMKE (2011)

Während in den bisherigen Untersuchungen zum Verkehrsablauf auf Verflechtungsstrecken in Deutschland grundsätzlich symmetrische Verflechtungsstrecken analysiert wurden, wurden von CIK et al. (2014) auch asymmetrische Verflechtungsstrecken an österreichischen Autobahnen betrachtet. Basierend auf empirischen Erhebungen wurden mikroskopische Verkehrsflusssimulationen an asymmetrischen Verflechtungsstrecken, die den Verflechtungsbereichstypen V 3 und V 4 nach Bild 2-6 entsprechen, durchgeführt. Dabei wurden einzelne Einflussgrößen auf den Verkehrsablauf wie bspw. die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme, die Anzahl der Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn, die zulässige Höchstgeschwindigkeit, die Länge des Verflechtungsbereichs und der Schwerververkehrsanteil variiert und anschließend anhand einer multiplen linearen Regression analysiert. Im Ergebnis wurden von CIK et al. (2014) Nomogramme zur Kapazitätsbestimmung an den asymmetrischen Verflechtungsbereichstypen V 3 und V 4 an österreichischen Autobahnen erarbeitet.

2.3 Analytische Modelle des Verkehrsablaufs

2.3.1 Mikroskopische Betrachtung des Verkehrsflusses

Die Beschreibung des Verkehrsflusses auf Autobahnen kann mit verschiedenen Betrachtungsweisen erfolgen, die sich im Detaillierungsgrad sowie den zugrunde liegenden mathematischen Modellen unterscheiden. Hierbei wird grundsätzlich zwischen einer makroskopischen, mesoskopischen und mikroskopischen Betrachtung unterschieden. Alle Betrachtungsweisen haben gemein, dass der Verkehrsfluss zeitabhängig modelliert wird. Dadurch können einzelne Kenngrößen des Verkehrsflusses in diskreten Zeitabständen berechnet werden. Hierbei ergibt sich die Möglichkeit, bestimmte Ereignisse und Zustände des Verkehrsflusses detailliert zu analysieren.

Bei der mikroskopischen Betrachtung des Verkehrsflusses wird die Bewegung jeder einzelnen Fahrer-Fahrzeug-Einheit (FFE) analysiert. Hierbei werden die einzelnen Trajektorien der FFE bspw. in einem Weg-Zeit-Diagramm betrachtet. Der Detaillierungsgrad der mikroskopischen Betrachtung umfasst dabei das gesamte Fahrverhalten der FFE, welches sich aus den baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen des befahrenen Verkehrsweges sowie den Interaktionen mit anderen FFE ableitet.

Ansätze zur Modellierung des Fahrverhaltens der FFE basieren u. a. auf der Abbildung der menschlichen Wahrnehmung in Kombination mit der Entscheidungsfindung sowie der Bewegungsdynamik des Fahrzeugs. Hierbei werden ebenfalls individuelle Einflussgrößen wie die Wunschgeschwindigkeit und das Sicherheitsbedürfnis berücksichtigt. Taxonomische Fahrverhaltensmodelle beschreiben das menschliche Verhalten anhand einer hierarchischen Struktur. Hierbei wird nach dem Modell von MICHON (1985) das Fahrverhalten in eine strategische, eine taktische und eine Kontrollebene strukturiert. Die strategische Ebene stellt dabei übergeordnete Entscheidungen zur Planung der Fahrt, bspw. zur Routenwahl, dar. In der taktischen Ebene werden die bewussten Entscheidungen des Fahrers zum Manövrieren des Fahrzeugs (bspw. Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit) eingeordnet. Die Kontrollebene umfasst die automatisierten unbewussten Handlungen wie Bremsen oder Lenken.

Im Vergleich zur freien Strecke ist das Fahrverhalten auf Autobahnen im Bereich von planfreien Knotenpunkten ausgeprägter durch taktische Fahrstreifenwechsel gekennzeichnet. Im Rahmen der Entscheidungsfindung der FFE wird das Fahrverhalten zum einen durch die Absicht, sich entsprechend der Route rechtzeitig einzuordnen, beeinflusst. Zum anderen wird mit dem Ziel des Befahrens des Verkehrsweges mit der Wunschgeschwindigkeit versucht, langsamer fahrende Fahrzeuge noch vor einem notwendigen Fahrstreifenwechsel zu überholen. Des Weiteren ist bei der Modellierung des Verkehrsflusses im Bereich

von Einfahrten auch das kooperative Fahrverhalten von Fahrern zu berücksichtigen, die vom rechten Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn einen Fahrstreifenwechsel nach links durchführen, um einfahrenden Fahrern den Einfädelungsvorgang zu erleichtern.

Bei der mikroskopischen Modellierung wird die Bewegungsdynamik jedes einzelnen Fahrzeugs als Funktion der räumlichen Position und der gefahrenen Geschwindigkeit von benachbarten Fahrzeugen abgebildet. Grundsätzlich müssen dabei zwei dynamische Prozesse, das Fahrzeugfolgeverhalten und das Fahrstreifenwechselverhalten, berücksichtigt werden. Ein in mikroskopischen Simulationsprogrammen häufig implementierter Ansatz zur Beschreibung des Fahrzeugfolgeverhaltens ist das psycho-physische Abstandsmodell nach WIEDEMANN (1974).

Insgesamt eignet sich die mikroskopische Betrachtung des Verkehrsflusses zur Analyse komplexer Verkehrssituationen, da als Ergebnis fahrzeugfeine Kenngrößen des Fahrverhaltens ermittelt werden können. Darüber hinaus können durch die Aggregation der Einzelfahrzeugdaten makroskopische Kenngrößen wie die Verkehrsstärke, die Verkehrsdichte oder die mittlere Geschwindigkeit ermittelt werden.

2.3.2 Makroskopische Verkehrsflussmodelle

Bei der makroskopischen Betrachtung des Verkehrsflusses wird die Gesamtheit aller Fahrzeuge eines Verkehrsstroms zur Beschreibung des Verkehrsablaufs verwendet. Da keine Einzelfahrzeuge betrachtet werden, stellen die verwendeten Kenngrößen grundsätzlich das mittlere Verhalten der Fahrzeuge dar. Hierbei wird zwischen lokalen und momentanen Kenngrößen unterschieden. Lokale Kenngrößen sind die Verkehrsstärke q und die mittlere lokale Geschwindigkeit v_l , wohingegen sich die Verkehrsdichte k und die mittlere momentane Geschwindigkeit v_m auf die momentane Betrachtung des Verkehrsflusses beziehen.

Da die momentane Geschwindigkeit den Schätzwert für die Fahrtgeschwindigkeit darstellt, ist diese Kenngröße im Vergleich zur lokalen Geschwindigkeit von größerer Relevanz. Unter der Bedingung eines stationären Verkehrsablaufs kann der Zusammenhang zwischen q , k und v_m wie folgt beschrieben werden:

$$q = k \cdot v_m \quad (2-2)$$

mit

q	= Verkehrsstärke	[Kfz/h]
k	= Verkehrsdichte	[Kfz/km]
v_m	= mittlere momentane Geschwindigkeit	[km/h]

Zur vollständigen Beschreibung der Zusammenhänge müssen somit nur zwei der Kenngrößen bekannt sein. Da die mittlere Geschwindigkeit aller Fahrzeuge auf Autobahnen aufgrund der in der Regel unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeit für Pkw und Lkw vom Schwerverkehrsanteil beeinflusst wird, wird zur Beschreibung der empirischen Zusammenhänge zwischen q , k und v_m meist die mittlere Pkw-Geschwindigkeit verwendet.

Die betrachtete Intervalldauer ist bei der makroskopischen Modellierung des Verkehrsablaufs von großer Relevanz, da die aggregierten Kenngrößen q , k und v_m – je nach Intervallgröße – auf unterschiedlichen Einzelzuständen basieren können. Grundsätzlich gilt, dass der Effekt einer Mittelung umso stärker ausgeprägt ist, je länger die Dauer des betrachteten Intervalls ist. Insbesondere bei langen Intervalldauern von bspw. von einer Stunde ist zu berücksichtigen, dass die ermittelten Kenngrößen einen nie existenten Verkehrszustand darstellen können.

Zur Modellierung der Beziehung zwischen den Kenngrößen q , k und v_m existieren verschiedene Ansätze, die meist nur den Bereich des fließenden oder gestauten Verkehrs anhand einer mathematischen Funktion beschreiben. Hierbei sind insbesondere die Ansätze von GREENSHIELDS (1934), GREENBERG (1959), UNDERWOOD (1960) und EDIE (1961) zu nennen.

Zur Beschreibung der q - v -Beziehung im Bereich des fließenden Verkehrs wurde von BRILON und PONZLET (1995) ein Ansatz entwickelt, bei dem jeder Punkt entlang einer Strecke als Engpass für den stromaufwärts folgenden Verkehr betrachtet wird. Dadurch kann jeder Streckenabschnitt als ein M/M/1-

Warteschlangensystem modelliert werden. Hierbei entspricht die mittlere Wartezeit dem Kehrwert der Differenz aus der Kapazität und der Verkehrsstärke. Der Zusammenhang zwischen der mittleren Pkw-Geschwindigkeit und der Verkehrsstärke nach dem Ansatz von BRILON und PONZLET (1995) lautet:

$$v(q) = \frac{v_0}{1 + \frac{v_0}{L_0 \cdot (C_0 - q)}} \quad (2-3)$$

mit

v = mittlere Pkw-Geschwindigkeit [km/h]

q = Verkehrsstärke [Kfz/h]

L_0, C_0, v_0 = Modellparameter

Der Modellparameter C_0 ist in dem Ansatz als Kapazität zu betrachten, liegt jedoch bei der Anpassung des Modells an empirische Daten über dem Wert der tatsächlichen Kapazität der Strecke. Da die Modellparameter keine reale Bedeutung besitzen, wurde von WU und GEISTEFELDT (2022) ein neu parametrisiertes q-v-Modell ebenfalls auf der Grundlage der Warteschlangentheorie entwickelt. Bei diesem Ansatz sind die mittlere Grundkapazität, die mittlere Geschwindigkeit im freien Verkehr sowie die stochastische Eigenschaft des Verkehrsflusses als Modellparameter direkt aus der angepassten q-v-Beziehung ermittelbar. Die q-v-Beziehung lautet:

$$v(q) = \frac{v_0}{1 + \frac{q}{(C_0 - q)} \cdot c_{st}} \quad (2-4)$$

mit

v = mittlere Pkw-Geschwindigkeit [km/h]

q = Verkehrsstärke [Kfz/h]

v_0 = mittlere Geschwindigkeit im freien Verkehr [km/h]

C_0 = mittlere Grundkapazität des Warteschlangensystems [Kfz/h]

c_{st} = Faktor zur Berücksichtigung der stochastischen Eigenschaft des Warteschlangensystems [-]

Die Bemessungsdiagramme des HBS (FGSV, 2015) für zwei-, drei- und viestreifige Richtungsfahrbahnen außerhalb von Knotenpunkten basieren auf dem Ansatz zur Modellierung der q-v-Beziehung nach BRILON und PONZLET (1995). Die im HBS angegebenen Modellparameter für unterschiedliche Streckencharakteristika gelten für eine Analyse in Stunden-Intervallen.

2.3.3 Kapazität

Die Kapazität ist nach den Begriffsbestimmungen der FGSV (2020) definiert als die „größte Verkehrsstärke, die ein Verkehrsstrom unter den gegebenen baulichen, verkehrlichen und betrieblichen Bedingungen erreichen kann“. Dementsprechend entspricht die Kapazität der Verkehrsstärke, bei deren Überschreitung es zum Zusammenbruch des fließenden Verkehrs kommt. In verkehrstechnischen Bemessungsverfahren (z. B. HBS, FGSV, 2015) wird die Kapazität als deterministische Größe in Abhängigkeit von den maßgebenden baulichen und verkehrstechnischen Einflussgrößen angegeben. In makroskopischen Modellen kann der Verkehrsfluss anhand von Kenngrößen des gesamten Fahrzeugkollektivs ohne Betrachtung einzelner Fahrzeuge beschrieben werden. Makroskopische Kenngrößen sind dabei die mittlere momentane Geschwindigkeit v , die Verkehrsstärke q und die Verkehrsdichte k .

Durch Verkehrsflussmodelle – basierend auf dem jeweiligen q-v-Zusammenhang – kann die Kapazität als Verkehrsstärke am Scheitelpunkt der unterstellten Modellfunktion bestimmt werden. Einen geeigneten Ansatz zur Beschreibung des fließenden und gestauten Verkehrs mit einer durchgehenden Funktion stellt das Verkehrsflussmodell nach VAN AERDE (1995) dar. Die im HBS (FGSV, 2015) enthaltenen Kapazitätswerte für Strecken von Autobahnen basieren auf diesem Modell (vgl. BRILON und GEISTEFELDT, 2010).

Die Größe der Kapazität wird von unterschiedlichen Parametern beeinflusst. Zu den kapazitätsbeeinflussenden Parametern zählen die Fahrstreifenzahl, die Fahrstreifenbreite, die Längsneigung, der Schwerverkehrsanteil, der Anteil ortskundiger Fahrer, Maßnahmen der Verkehrsbeeinflussung sowie die äußeren Bedingungen (Witterungsbedingungen und Helligkeitsverhältnisse). Des Weiteren konnte in den Untersuchungen von BANKS (1991), HALL und AGYEMANG-DUAH (1991), PONZLET (1996), BRILON und ZURLINDEN (2003) sowie REGLER (2004) ermittelt werden, dass die Kapazität ebenfalls durch den Verkehrszustand beeinflusst wird. Die Kapazität ist im fließenden Verkehr meist höher als der maximale Stauabfluss im gestauten Verkehr. Allerdings wurden mit unterschiedlichen Analyseverfahren stark streuende und unregelmäßige Werte ermittelt. Die Reduktion der Kapazität im gestauten Verkehr nach einem Zusammenbruch wird als „Capacity Drop“ bezeichnet und ist maßgeblich auf das Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer zurückzuführen. Während im fließenden Verkehr im Bereich der Kapazität sehr geringe Zeitlücken zwischen den einzelnen Fahrzeugen auftreten, wählen die Fahrer bei der Stauauflösung größere Zeitlücken.

Im Gegensatz zur Betrachtung der Kapazität als konstante Größe zeigen die Untersuchungen u. a. von ELEFTERIADOU et al. (1995), MINDERHOUD et al. (1997), BRILON und ZURLINDEN (2003) sowie BRILON et al. (2005a), dass die Kapazität unter gleichen Randbedingungen stark variieren kann. Die Variation der Kapazität ist u. a. auf das unterschiedliche Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer zurückzuführen. Demzufolge kann die Kapazität als Zufallsgröße betrachtet und anhand einer Verteilungsfunktion beschrieben werden. Zur Ermittlung der Verteilungsfunktion der Kapazität müssen zunächst die Zusammenbrüche des Verkehrsflusses bestimmt werden. Ein Zusammenbruch kann anhand des Unterschreitens einer bestimmten Grenzgeschwindigkeit – auf deutschen Autobahnen ca. 70 – 80 km/h – identifiziert werden. Bei einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses ist davon auszugehen, dass die Kapazität erreicht wurde. Da die Verkehrsstärke die Kapazität nicht überschreiten kann, ist die Verkehrsstärke im Zeitintervall vor dem Zusammenbruch als momentane Kapazität anzusehen. Für die Bestimmung von Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses ist eine Datengrundlage von q-v-Wertepaaren in kurzen Zeitintervallen notwendig.

Ein Ansatz zur Ermittlung der Verteilungsfunktion der Kapazität wurde von BRILON und ZURLINDEN (2003) entwickelt. Dabei werden alle Zeitintervalle der gemessenen q-v-Wertepaare in zensierte oder unzensierte Intervalle eingeteilt. Bei einem zensierten Intervall findet kein Zusammenbruch des Verkehrsflusses statt, wodurch der Verkehr im fließenden Zustand bleibt. Da die momentane Kapazität größer als die Verkehrsstärke ist, kann die Kapazität in diesem Intervall nicht ermittelt werden. In einem unzensierten Intervall erfolgt ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses, wodurch die Kapazität als Verkehrsstärke vor dem Zusammenbruch angenommen werden kann. Intervalle nach einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses im gestauten Zustand werden nicht in der Analyse berücksichtigt.

Eine Verteilungsfunktion der Kapazität auf der Basis von Stichprobendaten mit zensierten und unzensierten Intervallen kann mit Hilfe der Product-Limit-Methode nach KAPLAN und MEIER (1958) ermittelt werden. Der Vorteil der Product-Limit-Methode besteht darin, dass kein bestimmter Funktionstyp angenommen werden muss. Die Verteilungsfunktion der Kapazität berechnet sich nach BRILON und ZURLINDEN (2003) zu:

$$F_C(q) = 1 - \prod_{i: q_i < q} \frac{k_i - 1}{k_i}, \quad i \in \{Z\} \quad (2-5)$$

mit

$F_C(q)$	=	Verteilungsfunktion der Kapazität	[-]
C	=	Kapazität	[Kfz/h]
q	=	Verkehrsstärke	[Kfz/h]
k_i	=	Anzahl der Intervalle mit Verkehrsstärke $q \geq q_i$	[-]
$\{Z\}$	=	Menge der Intervalle, die einen Zusammenbruch nach sich ziehen	

Die Ermittlung der Verteilungsfunktion der Kapazität anhand der Product-Limit-Methode endet beim höchsten unzensierten Wert eines Intervalls. Dies hat zu Folge, dass die Verteilungsfunktion nicht den Wert 1 erreicht, sofern es sich bei dem größten Stichprobenwert um ein zensiertes Intervall handelt.

Neben der Ermittlung der Verteilungsfunktion ohne Annahme eines Funktionstyps kann eine Anpassung der Verteilungsfunktion an eine Stichprobe ebenfalls mit einem vorgegebenen Funktionstyp durchgeführt

werden. Dazu können die Funktionsparameter mit der Maximum-Likelihood-Methode (LAWLESS, 2003) ermittelt werden. Die Likelihood-Funktion nach BRILON und ZURLINDEN (2003) lautet:

$$L = \prod_{i=1}^n f_c(q_i)^{\delta_i} \cdot [1 - F_c(q_i)]^{1-\delta_i} \quad (2-6)$$

mit

$F_c(q)$	= Verteilungsfunktion der Kapazität	[-]
$f_c(q)$	= Dichtefunktion der Kapazität	[-]
q_i	= Verkehrsstärke im Intervall i	[Kfz/h]
n	= Gesamtzahl der Intervalle	[-]
δ_i	= 1, wenn die Kapazität erreicht wird	[-]
δ_i	= 0, wenn kein Zusammenbruch erfolgt	[-]

Die Untersuchungen von BRILON und ZURLINDEN (2003) und GEISTEFELDT (2007) haben gezeigt, dass die Weibullverteilung für die Ermittlung der Verteilungsfunktion der Kapazität die beste Anpassung für deutsche Verhältnisse erreicht.

Die Kapazität von planfreien Knotenpunkten wird – neben den Einflussgrößen auf die Kapazität von Strecken – durch weitere Parameter maßgeblich beeinflusst. Die Untersuchungen an Einfahrten von ELEFTERIADOU et al. (1995), EVANS et al. (2001), CASSIDY und RUDJANAKANOKNAD (2005), YOUSIF und AL-OBAEDI (2011), LECLERCQ et al. (2016) sowie KONDYLI et al. (2016) zeigten, dass u. a. die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und in der Einfahrtrampe, die Länge des Einfädelungstreifens sowie die Anzahl im Pulk einfahrender Fahrzeuge einen Einfluss auf die Kapazität haben.

Als Einflussgrößen auf die Kapazität von Verflechtungsstrecken konnten in den Untersuchungen von VERMIJS und SCHUURMAN (1994), VERMIJS (1998), KWON (1999), RAKHA und ZHANG (2006), ZHANG und RAKHA (2008) sowie YANG et al. (2012) u. a. das Verkehrsstärkeverhältnis zwischen den Verflechtungs- und Randströmen, die Anzahl und Anordnung der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich sowie die Länge der Verflechtungsstrecke ermittelt werden. Ein makroskopischer Ansatz zur Modellierung des Verkehrsablaufs und zur Bestimmung der Kapazität an Verflechtungsstrecken wurde von MARCZAK et al. (2015) entwickelt. Der Ansatz basiert dabei auf dem „Cell-Transmission-Model“ nach DAGANZO (1995) und berücksichtigt den „Capacity Drop“. Zur Validierung des Modells nach MARCZAK et al. (2015) wurden Daten von empirischen Verkehrsmessungen und Simulationsergebnisse verwendet.

In der Untersuchung von BRILON und GEISTEFELDT (2008) wurde der Ansatz der stochastischen Kapazitätsanalyse erstmals auf die Ermittlung der Verteilungsfunktion der Kapazität von vorfahrtgeregelten Knotenpunkten angewendet. Weiterentwickelt wurde das Verfahren in der Untersuchung von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) für die stochastische Kapazitätsanalyse von Aus- und Einfahrten an Autobahnen. Als Eingangsgrößen werden die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und der Ein- oder Ausfahrtrampe verwendet. Die dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrtverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt ist exemplarisch für eine Ausfahrt mit Fahrstreifensubtraktion vom Typ A 4 in Bild 2-8 dargestellt. Im Rahmen der Untersuchung von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) zeigte sich jedoch, dass für die Anwendung der stochastischen Kapazitätsanalyse an planfreien Knotenpunkten an Autobahnen eine große Datenmenge mit einer ausreichenden Anzahl an Zusammenbrüchen und unterschiedlichen Verhältnissen der Ein- oder Ausfahrtverkehrsstärke zur Gesamtverkehrsstärke erforderlich ist, um die dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität abbilden zu können.

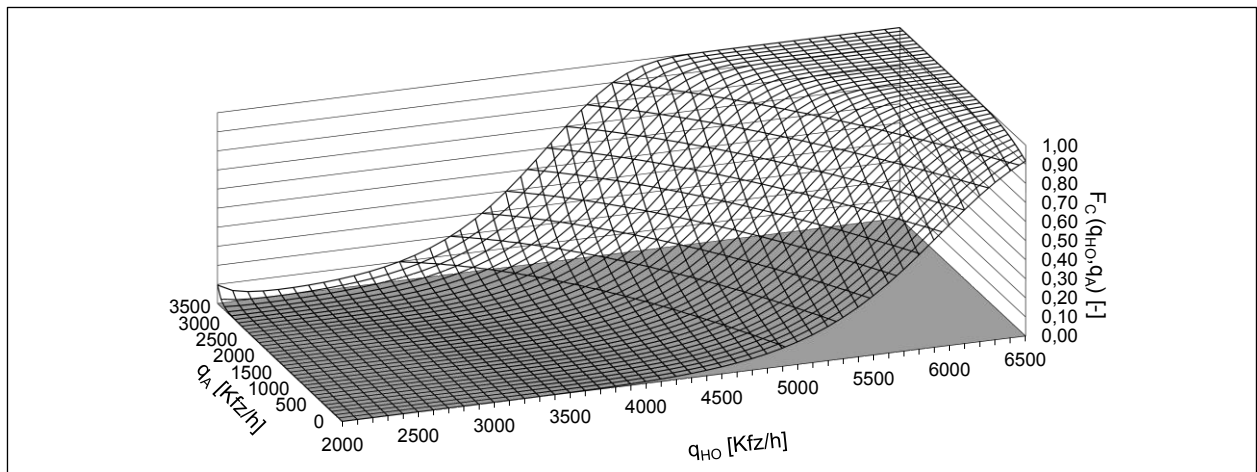


Bild 2-8: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Ausfahrt (Ausfahrtstyp A 4) (GEISTEFELDT und SIEVERS, 2017)

Aus der zufälligen Streuung der Kapazität ergibt sich, dass für einen zuverlässigen Betrieb eine Auslastung einer Autobahn bis zur Bemessungskapazität nicht sinnvoll ist. Ebenso ist aus Gründen der Wirtschaftlichkeit eine Unterauslastung zu vermeiden. Dementsprechend ist im HBS (FGSV, 2015) als Grenzwert der Qualitätsstufe D ein Auslastungsgrad von 90 % definiert.

Von BRILON (2000) wurde die Verkehrsleistung als Kenngröße für die Ermittlung des optimalen Auslastungsgrades vorgeschlagen. In Analogie zur Mechanik wird dabei die Verkehrsleistung als Produkt aus der Verkehrsstärke, der mittleren Fahrtgeschwindigkeit und der Dauer des Betrachtungsintervalls definiert. Die empirische Anwendung des Ansatzes durch BRILON und ZURLINDEN (2003) ergab, dass das Maximum der Verkehrsleistung auf Autobahnen ungefähr bei einem Auslastungsgrad von 90 % erreicht wird.

Ein weiterer Ansatz zur Ermittlung der optimalen Auslastung von Autobahnen basierend auf der stochastischen Kapazitätsanalyse wurde von SHOJAAT et al. (2018) entwickelt. Diesem Ansatz liegt der „Sustained Flow Index“ (SFI) nach SHOJAAT et al. (2016) zugrunde, der als Produkt aus der Verkehrsstärke und dem Komplementärwert der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit definiert ist. Die Maximierung des Produkts aus der Verkehrsstärke und dem Komplementärwert der Zusammenbruchswahrscheinlichkeit stellt eine sinnvolle Kenngröße für die Steuerung der Auslastung einer Autobahn dar, da eine Kombination aus einer möglichst hohen Verkehrsstärke mit einer möglichst geringen Zusammenbruchswahrscheinlichkeit anzustreben ist. Im Rahmen der Untersuchung von GEISTEFELDT (2021) ergab sich, dass die optimale Verkehrsstärke auf Strecken von Autobahnen in Stunden-Intervallen bei etwa 90 % der Bemessungskapazität nach dem HBS liegt. Dies bestätigt die im HBS getroffene Definition des Auslastungsgrades von 90 % als Grenze der Qualitätsstufe D.

2.3.4 Zeitlückentheorie

Die Zeitlückentheorie ist ein geeigneter Ansatz zur Ermittlung der Kapazität von vorfahrrechtlich untergeordneten Verkehrsströmen an plangleichen Knotenpunkten ohne Lichtsignalanlage. Dabei werden als Einflussgrößen die Verkehrsstärken der vorfahrrechtlich übergeordneten Verkehrsströme, die Grenzzeitlücke und die Folgezeitlücke berücksichtigt. Die Grenzzeitlücke stellt die im Mittel kleinste Zeitlücke im Hauptstrom dar, die ein Fahrer zum Einfahren in den übergeordneten Hauptstrom annimmt. Als Folgezeitlücke wird die Zeit betrachtet, die ein folgender Fahrer benötigt, um in die gleiche Zeitlücke im Hauptstrom wie der vorherige Fahrer einzufahren. Ansätze zur Ermittlung der Grenz- und Folgezeitlücken sowie der Kapazität von vorfahrrechtlich untergeordneten Verkehrsströmen an plangleichen Knotenpunkten wurden von RAFF und HART (1950), HARDERS (1968, 1976), SIEGLOCH (1973), TROUTBECK (1992) sowie BRILON et al. (1997) entwickelt.

In der Untersuchung von BREUER (1969) wurde anhand der Zeitlückentheorie der Verkehrsablauf an Einfahrten auf Autobahnen empirisch untersucht. Dabei wurden verschiedene Einfahrkonstellationen, bestehend aus einem einfahrenden Fahrzeug, einer Zeitlücke zwischen einem auf der Hauptfahrbahn vorausfahrendem und einem nachfolgenden Fahrzeug sowie einem möglichen vorausfahrenden Fahrzeug auf

dem Einfädelungstreifen, definiert. Für jede Einfahrkonstellation wurden die Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrzeuge, die Abstände zwischen den Fahrzeugen, die Zeitlücken, die Annahme oder Ablehnung einer Zeitlücke sowie die jeweilige Fahrzeugart ermittelt. Die Ergebnisse von BREUER (1969) zeigen, dass mit abnehmender Geschwindigkeitsdifferenz zwischen den einfahrenden Fahrzeugen und den Fahrzeugen auf der Hauptfahrbahn die Größe der Grenzzeitlücke für die Einfädelung kleiner wird. Die Anzahl der Zeitlücken nimmt gleichzeitig ebenfalls ab. Des Weiteren wurde beobachtet, dass für das einfahrende Fahrzeug nicht nur die Zeitlücke, sondern die gesamte Einfahrkonstellation ausschlaggebend ist. Basierend auf den erhobenen empirischen Daten wurde ein Ansatz entwickelt, der die Wahrscheinlichkeit angibt, mit der eine Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn von einem einfahrenden Fahrzeug angenommen wird. Als Einflussgrößen auf die Annahme einer Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn werden dabei die Größe der Zeitlücke sowie die Geschwindigkeiten des einfahrenden Fahrzeugs und des nachfolgenden Fahrzeugs auf der Hauptfahrbahn berücksichtigt.

Zur Anwendung der Zeitlückentheorie an planfreien Knotenpunkten von Autobahnen ist die Kenntnis über die Annahme oder Ablehnung von Zeitlücken bei einem notwendigen Fahrstreifenwechsel elementar. Dabei stellt insbesondere das kooperative Fahrverhalten der Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn beim Einfädelungsvorgang eine relevante Einflussgröße dar. Empirische Untersuchungen an Einfahrten zum Einfädelungsverhalten hinsichtlich der Annahme oder Ablehnung von Zeitlücken sowie zum kooperativen Fahrverhalten wurden von CHOUDHURY et al. (2007), DAAMEN et al. (2010), KONDYLI und ELEFTERIADOU (2010, 2011) sowie MARCZAK et al. (2013) durchgeführt.

Ein Ansatz zur Modellierung des Verkehrsablaufs basierend auf der Zeitlückentheorie an Verflechtungsstrecken in den USA wurde von LERTWORAWANICH und ELEFTERIADOU (2002, 2003) entwickelt. Der entwickelte Ansatz ist dabei für Verflechtungsstrecken mit einer unterschiedlichen Anordnung der Fahrstreifen anwendbar. Dazu wurden verschiedene Konstellationen von Fahrstreifenwechseln im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke definiert. Die einzelnen Konstellationen bestehen dabei aus einem Fahrzeug mit einem Fahrstreifenwechselwunsch und einer Zeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen auf dem entsprechenden Fahrstreifen. Das Modell berücksichtigt dabei sowohl Verflechtungsmanöver als auch kooperatives Fahrverhalten durch Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn. Im Ergebnis liefert die Untersuchung von LERTWORAWANICH und ELEFTERIADOU (2003) eine dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden Verflechtungsstroms an der Gesamtverkehrsstärke in der Einfahrrampe sowie vom Verkehrsstärkeanteil des ausfahrenden Verflechtungsstroms an der Gesamtverkehrsstärke auf dem rechten oder den rechten beiden Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn. Weitere Analysen des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken basierend auf der Zeitlückentheorie sowie empirischen Erhebungen zum Fahrverhalten wurden u. a. von SARVI et al. (2011) durchgeführt.

Ein Ansatz zur Ermittlung der Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs an Einfahrten basierend auf der Zeitlückentheorie wurde von WU und TIAN (2005) entwickelt. In der Untersuchung wurden insgesamt drei verschiedene Fälle für einen störungsfreien Einfädelungsvorgang unter Berücksichtigung eines kooperativen Fahrverhaltens der Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn definiert. Für jeden der Fälle wurde eine Funktion der Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs hergeleitet. Anhand der Aufsummierung der einzelnen Wahrscheinlichkeiten der drei Fälle kann die gesamte Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs bestimmt werden. Die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs ist dabei maßgeblich abhängig von der Größe der Zeitlücke auf der Hauptfahrbahn, die erforderlich ist, damit ein Pulk von Fahrzeugen einfahren kann. Anhand der Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs sowie der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und in der Einfahrrampe kann die Kapazität der Einfahrt ermittelt werden. Das Modell von WU und TIAN (2005) ist für die jeweilige Einfahrt anhand empirischer Verkehrsdaten zu kalibrieren.

Im Rahmen der Untersuchung von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) wurde das Modell von WU und TIAN (2005) hinsichtlich des Einflusses des Schwerverkehrsanteils auf die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs analysiert. Durch die Anpassung der Fahrstreifenaufteilung bei unterschiedlichen Schwerverkehrsanteilen anhand einer Regressionsgleichung konnten Funktionen der Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und dem Schwerverkehrsanteil ermittelt werden. Dabei nimmt die Wahrscheinlichkeit eines störungsfreien Einfädelungsvorgangs bei steigendem Schwerverkehrsanteil ab. Bei der Kalibrierung des Modells von WU und TIAN (2005) anhand empirischer Daten stellte sich jedoch heraus, dass das Auftreten

einer Störung näher definiert werden muss. Nach GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) eignet sich das Modell von WU und TIAN (2005) nicht für praktische Anwendungen zur Untersuchung des Schwerverkehrs an Einfahrten, da die Wahrscheinlichkeit einer Störung nicht auf die Wahrscheinlichkeit eines Zusammenbruchs des Verkehrsflusses übertragbar ist.

2.3.5 Fahrstreifenaufteilung

Der Zusammenhang zwischen der Fahrstreifenaufteilung und der Verkehrsstärke auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen wurde im Rahmen der Untersuchung von SPARMANN (1978) analysiert. Der rechte Fahrstreifen weist aufgrund des Rechtsfahrgebots bei niedrigen Verkehrsstärken den höchsten Anteil an der Gesamtverkehrsstärke auf. Im Bereich hoher Verkehrsstärken konnte ein höherer Anteil an der Gesamtverkehrsstärke des linken Fahrstreifens beobachtet werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass bei einem Fahrstreifenwechsel auf den linken Fahrstreifen deutlich kleinere mittlere Zeitlücken angenommen werden als bei einem Fahrstreifenwechsel auf den rechten Fahrstreifen.

Die Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen wurde von BUSCH (1984) untersucht. Es wurde – analog zu den Ergebnissen von SPARMANN (1978) auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen – beobachtet, dass bei hohen Verkehrsstärken der linke Fahrstreifen und bei niedrigen Verkehrsstärken der rechte Fahrstreifen den höchsten Anteil an der Gesamtverkehrsstärke aufweist. Der Verkehrsstärkeanteil des mittleren Fahrstreifens nimmt lediglich in relativ geringem Maß mit steigender Verkehrsstärke ab.

In der Untersuchung von GEISTEFELDT (2007) wurde die Fahrstreifenaufteilung auf vierstreifigen Richtungsfahrbahnen analysiert. Dabei zeigte sich, dass im Bereich hoher Verkehrsstärken ebenfalls der linke Fahrstreifen den höchsten Anteil an der Gesamtverkehrsstärke aufweist. Die Anteile der beiden mittleren Fahrstreifen verändern sich nur in relativ geringem Maß mit steigender Verkehrsstärke, wohingegen der Anteil des rechten Fahrstreifens sich deutlich verringert.

Die standardisierte Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen nach SPARMANN (1978), BUSCH (1984) sowie GEISTEFELDT (2007) ist in Bild 2-9 dargestellt. Weitere Untersuchungen zur Fahrstreifenaufteilung auf Hauptfahrbahnen unter verschiedenen Fahrvorschriften wurden von WETTERLING (1980), LEUTZBACH und NEUHERZ (1993) sowie HOTOP (1997) durchgeführt.

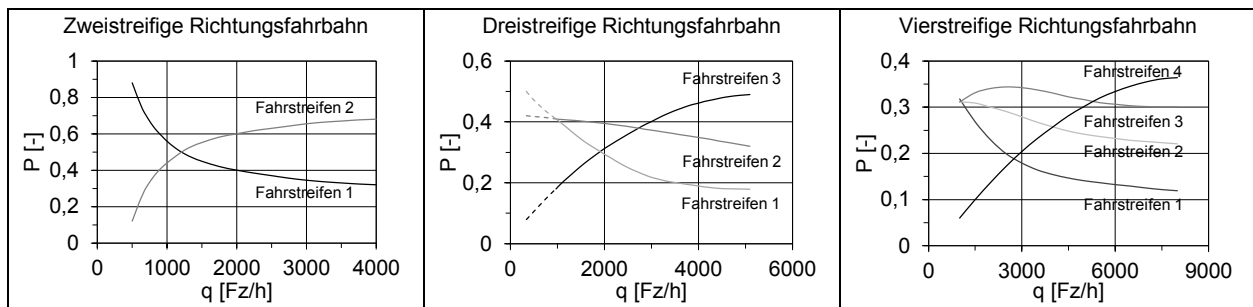


Bild 2-9: Standardisierte Fahrstreifenaufteilung auf zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen (Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach SPARMANN (1978), BUSCH (1984) sowie GEISTEFELDT (2007)

Die Fahrstreifenaufteilung innerhalb von Anschlussstellen wurde im Rahmen der Untersuchung von THEIS (1997) analysiert. Es wurde beobachtet, dass oberhalb der Einfahrt der Anteil an der Gesamtverkehrsstärke des rechten Fahrstreifens geringer ist als bei Richtungsfahrbahnen außerhalb des Einflussbereichs von Knotenpunkten. Dies ist zum einen darauf zurückzuführen, dass Fahrzeuge an der stromaufwärts liegenden Ausfahrt ausfahren. Zum anderen konnte kooperatives Fahrverhalten von Fahrern beobachtet werden, die vom rechten Fahrstreifen einen Fahrstreifenwechsel nach links durchführen, um einfahrenden Fahrern den Einfädelungsvorgang zu erleichtern. Dadurch unterscheidet sich die Fahrstreifenaufteilung auf der durchgehenden Hauptfahrbahn im Bereich von Anschlussstellen von der Fahrstreifenaufteilung auf der freien Strecke. Nach THEIS (1997) treten im Bereich von Anschlussstellen mit einer Ausfahrt vom Typ A 1 und einer Einfahrt vom Typ E 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) folgende Belastungsverschiebungen auf:

- Fahrzeuge, die an der Anschlussstelle ausfahren, wechseln stromaufwärts der Ausfahrt auf den rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn. Dadurch erhöht sich der Anteil an der Gesamtverkehrsstärke auf dem rechten Fahrstreifen unmittelbar vor dem Beginn des Ausfädelungstreifens. Aufgrund der ausfahrenden Fahrzeuge ergibt sich unmittelbar stromabwärts der Sperrflächenspitze der Ausfahrt eine nach links verschobene Fahrstreifenaufteilung.
- Infolge der nach links verschobenen Fahrstreifenaufteilung nähern sich die Verkehrsstärkeanteile im Verlauf stromabwärts der Ausfahrt denen der freien Strecke an. Die Ausprägung dieser Verschiebung der Verkehrsstärkeverhältnisse ist dabei abhängig vom Abstand zur stromabwärts liegenden Einfahrt und der Verkehrsstärke der Einfahrrampe.
- Im Bereich stromabwärts der Ausfahrt und stromaufwärts der Einfahrt finden ebenfalls Fahrstreifenwechsel vom rechten Fahrstreifen nach links statt, um einfahrenden Fahrzeugen das Einfädeln zu erleichtern. Die Ausprägung der Verschiebung der Verkehrsstärkeanteile stromaufwärts der Einfahrt ist dabei von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn und der Einfahrverkehrsstärke abhängig (vgl. WESTPHAL, 1995; DAMMANN, 2004).
- Stromabwärts des Einfädelungstreifens wechseln Fahrzeuge, die stromaufwärts der Einfahrt einen Fahrstreifenwechsel vom rechten Fahrstreifen nach links durchgeführt haben, wieder auf den rechten Fahrstreifen zurück. Des Weiteren wechseln Fahrzeuge, die an der Einfahrt eingefahren sind, auf den linken Fahrstreifen, um ihrer Wunschgeschwindigkeit zu folgen, wodurch sich die Verkehrsstärkeanteile im Verlauf stromabwärts der Einfahrt der Fahrstreifenaufteilung auf der freien Strecke annähern.

Die Ergebnisse der Untersuchung von THEIS (1997) zeigen, dass aufgrund des Fahrstreifenwechselverhaltens im Bereich von planfreien Knotenpunkten die Fahrstreifenaufteilung im Verlauf variiert und sich von der Fahrstreifenaufteilung auf Richtungsfahrbahnen außerhalb des Einflussbereichs von Knotenpunkten unterscheidet. Das Fahrstreifenwechselverhalten an Verflechtungsstrecken unter Berücksichtigung der Länge der Verflechtungsbereiche sowie der Auswirkungen auf die Leistungsfähigkeit wurde u. a. von CASSIDY und MAY (1991), SARVI et al. (2011), KUSUMA et al. (2014) und SULEJIC et al. (2016) untersucht.

Im Rahmen der Untersuchung von BRILON und BETZ (2007) wurde die Fahrstreifenaufteilung auf einer zweistreifigen Hauptfahrbahn an einer Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) analysiert. Dabei zeigte sich, dass die Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke unmittelbar stromaufwärts und stromabwärts des Verflechtungsbereichs von der standardisierten Fahrstreifenaufteilung auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen nach SPARMANN (1978) abweicht. An der Sperrflächenspitze der Ein- und Ausfahrt liegt der Anteil der Fahrzeuge auf dem rechten Fahrstreifen deutlich über dem Fahrstreifenanteil nach SPARMANN (1978). Aufgrund der Betrachtung lediglich einer Untersuchungsstelle können jedoch aus den Ergebnissen von BRILON und BETZ (2007) keine allgemein gültigen Erkenntnisse im Hinblick auf die Fahrstreifenaufteilung an Verflechtungsstrecken gewonnen werden.

Basierend auf der Zeitlückentheorie (vgl. Kapitel 2.3.4) entwickelte HEIDEMANN (1989, 1994) ein Modell zur Ermittlung der Fahrstreifenaufteilung auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen anhand einer Gleichgewichtsbetrachtung. Im Rahmen der Untersuchung von WU (2006) wurde der Ansatz von HEIDEMANN (1989, 1994) für deutsche Verhältnisse neu kalibriert. Des Weiteren wurde der Ansatz um den gestauten Verkehrszustand erweitert, wobei sich die Verkehrsstärkeanteile nach dem Erreichen der Kapazität mit steigender Verkehrsdichte an eine gleichmäßige Fahrstreifenaufteilung annähern. Somit erreicht der Verkehrsstärkeanteil je Fahrstreifen bei maximaler Verkehrsdichte auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen 50 % und auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen 33 %. Die Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke für den gesamten Wertebereich der Verkehrsdichte für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen nach WU (2006) ist in Bild 2-10 dargestellt.

Für die Bereiche von planfreien Knotenpunkten an Autobahnen entwickelte WU (2005) – basierend auf der Zeitlückentheorie – einen Ansatz zur Ermittlung der räumlich-zeitlichen Fahrstreifenaufteilung. Die zeitabhängige Fahrstreifenaufteilung für eine Einfahrt und eine Ausfahrt an einer zweistreifigen Richtungsfahrbahn nach WU (2005) ist in Bild 2-11 dargestellt. Im Bereich der Einfahrt ist zu erkennen, dass der Verkehrsstärkeanteil des Einfädelungstreifens in Abhängigkeit von der Zeit abnimmt, da der einfahrende Verkehr auf den rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn wechselt. Dadurch erhöht sich der Verkehrsstärkeanteil auf dem rechten Fahrstreifen zunächst deutlich. Im weiteren zeitlichen Verlauf nähern sich die Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Fahrstreifen der Fahrstreifenaufteilung einer dreistreifigen Hauptfahrbahn

an. Für den Bereich der Ausfahrt zeigt sich, dass der ausfahrende Verkehr in relativ kurzer Zeit vollständig auf den Ausfädelungstreifen gewechselt ist, wodurch der Verkehrsstärkeanteil auf dem Ausfädelungstreifen über den weiteren Zeitraum konstant bleibt. Aufgrund der ausfahrenden Fahrzeuge verringert sich zunächst der Verkehrsstärkeanteil auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn deutlich. Durch Fahrstreifenwechsel nach rechts von den beiden linken Fahrstreifen der Hauptfahrbahn nähern sich die Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Fahrstreifen der Fahrstreifenaufteilung einer dreistreifigen Hauptfahrbahn wieder an.

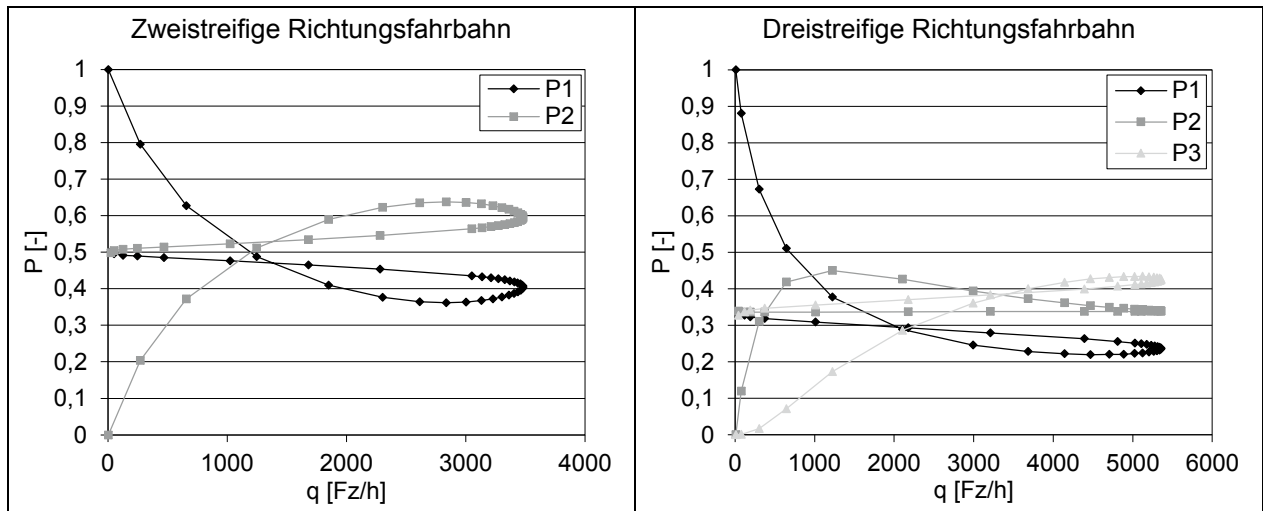


Bild 2-10: Fahrstreifenaufteilung für den gesamten Wertebereich der Verkehrsdichte für zwei- und dreistreifige Richtungs-fahrbahnen (Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach WU (2006)

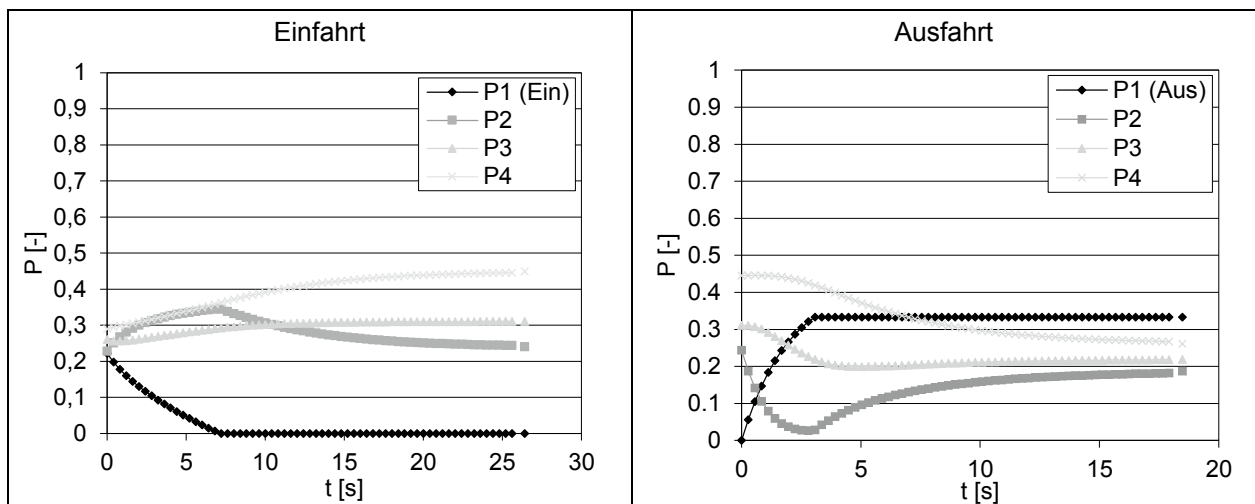


Bild 2-11: Zeitabhängige Fahrstreifenaufteilung an planfreien Knotenpunkten mit einer dreistreifigen Richtungs-fahrbahn (links: Einfahrt, rechts: Ausfahrt, Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach WU (2005)

Die analytischen Modelle von HEIDEMANN (1989, 1994) und WU (2005) wurden in der Untersuchung von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) um eine Komponente zur Berücksichtigung des Schwerverkehrsanteils erweitert. Anhand empirischer Erhebungen konnte mit dem erweiterten Modell eine kontinuierliche Nachbildung der Veränderung der Fahrstreifenaufteilung im Einfädelungsbereich durchgeführt werden. Die Ergebnisse der Untersuchung von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) zeigen, dass an hochbelasteten Einfahrten eine Verlängerung des Einfädelungstreifens sinnvoll sein kann. Dies wird – basierend auf der Erweiterung der Modelle nach HEIDEMANN (1989, 1994) und WU (2005) – auf die höhere Wahrscheinlichkeit von ausreichend großen Zeitlücken auf der Hauptfahrbahn für den Einfädelungsvorgang zurückgeführt. Allerdings konnten aus den Ergebnissen der Modellanwendung keine mindestens erforderlichen Längen für Einfahrbereiche abgeleitet werden.

2.4 Verkehrstechnische Bemessung

2.4.1 Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen

Die Bewertung der Verkehrsqualität an Strecken von Autobahnen und planfreien Knotenpunkten erfolgt in Deutschland nach dem Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS, FGSV, 2015). Bei der Bemessung von planfreien Knotenpunkten wird im HBS zwischen Einfahrten, Ausfahrten und Verflechtungsstrecken unterschieden. Als maßgebendes Qualitätskriterium für Strecken von Autobahnen und planfreie Knotenpunkte wird der Auslastungsgrad x verwendet, der als Quotient aus der Verkehrsstärke und der Kapazität definiert ist:

$$x = \frac{q}{C} \text{ (für Strecken) bzw. } x = \frac{q_{PE}}{C_{PE}} \text{ (für planfreie Knotenpunkte)} \quad (2-7)$$

mit

x	= Auslastungsgrad	[-]
q	= Verkehrsstärke	[Kfz/h]
C	= Kapazität	[Kfz/h]
q_{PE}	= Verkehrsstärke	[Pkw-E/h]
C_{PE}	= Kapazität	[Pkw-E/h]

Die Verkehrsqualität wird durch Grenzwerte des Auslastungsgrads anhand von sechs Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) nach Tab. 2-1 bewertet.

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

¹⁾ 0,92 für Strecken mit SBA bzw. Einfahrten des Typs E 1 und E 2 mit Zuflussregelung

Tab. 2-1: QSV in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad nach dem HBS (FGSV, 2015)

Das Bemessungsverfahren des HBS für Strecken von Autobahnen basiert auf Kapazitätswerten, die für Kombinationen der folgenden Einflussgrößen angegeben werden:

- Fahrstreifenanzahl,
- Längsneigung,
- Schwerverkehrsanteil,
- Funktion und Lage der Autobahn (innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen) sowie
- Steuerungsbedingungen.

Strecken mit mehr als vier Fahrstreifen sind mit dem analytischen Verfahren der aktuellen Version des HBS nicht bewertbar. Die Bemessungsdiagramme des HBS für zwei-, drei- und vierstreifige Richtungsfahrbahnen basieren auf dem Ansatz zur Modellierung der q - v -Beziehung nach BRILON und PONZLET (1995) (vgl. Kapitel 2.3.2).

Das Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken ist nur für den Verflechtungsbereichstyp V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) mit einer Länge bis 600 m anwendbar. Für eine Verflechtungslänge über 600 m kann der Verflechtungsbereichstyp V 1 näherungsweise als eine Kombination aus einer Einfahrt vom Typ E 1 und einer Ausfahrt vom Typ A 1 behandelt werden, wobei die Verkehrsqualität

tendenziell unterschätzt wird. Andere Varianten von Verflechtungstrecken an einer durchgehenden Hauptfahrbahn können mit dem Verfahren des HBS nicht bewertet werden.

Für eine Verflechtungsstrecke werden drei relevante Bereiche definiert, in denen die Qualität des Verkehrsablaufs bewertet wird (vgl. Bild 2-12). Die Verkehrsqualität der durchgehenden Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs wird anhand des Verfahrens für Strecken bestimmt. Zur Bestimmung der Verkehrsqualität der Ausfahrrampe wird der Auslastungsgrad nach Gleichung (2-7) verwendet, wobei eine Kapazität von 1800 Pkw-E/h für eine einstreifige Ausfahrrampe angesetzt wird.

Zur Ermittlung der Verkehrsqualität des Verflechtungsbereichs steht ein Bemessungsdiagramm für den Verflechtungsbereichtstyp V 1 an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn zur Verfügung. Für Verflechtungstrecken an einer durchgehenden Hauptfahrbahn mit mehr als zwei Fahrstreifen kann das Bemessungsdiagramm analog angewandt werden, wobei nur die Verkehrsstärke auf den beiden rechten Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn als Eingangsgröße berücksichtigt wird. Das Bemessungsdiagramm basiert auf dem Modell von WU und LEMKE (2011) und ergibt sich aus einem kombinierten Auslastungsgrad für die Einfahrrampe, den Verflechtungsbereich und die Hauptfahrbahn. Die Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs (QSV) kann in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb des Verflechtungsbereichs sowie der Verkehrsstärke des einfahrenden Verkehrs bestimmt werden. Für die gesamtheitliche Bewertung der Verkehrsqualität an der Verflechtungsstrecke ist die jeweils schlechteste Qualitätsstufe der drei relevanten Bereiche maßgebend.

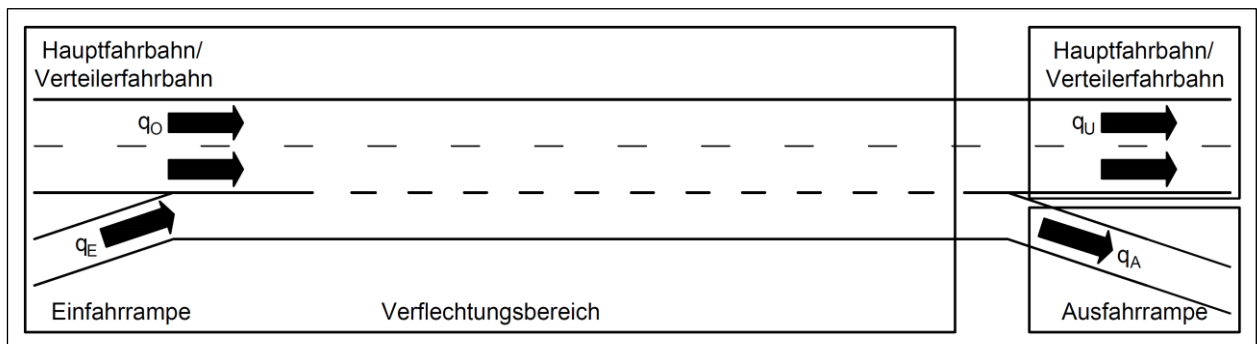


Bild 2-12: Relevante Bereiche einer Verflechtungsstrecke und Bezeichnung der Verkehrsströme nach dem HBS (FGSV, 2015)

Die Bewertung der Verkehrsqualität an Einfahrten und Ausfahrten nach dem HBS basiert auf den gleichen Grundlagen. Für eine Einfahrt werden zwei relevante Bereiche – der Einfädelungsbereich und die Hauptfahrbahn stromabwärts des Einfädelungsbereichs – definiert, in denen die Qualität des Verkehrsablaufs bewertet wird. Die Verkehrsqualität der Hauptfahrbahn unterhalb des Einfädelungsbereichs wird ebenfalls anhand des Verfahrens für Strecken nach dem HBS bestimmt. Zur Ermittlung der Verkehrsqualität des Einfädelungsbereichs sind Bemessungsdiagramme für die Einfahrtstypen E 1 bis E 5 der RAA (FGSV, 2008a) angegeben. Doppeleinfahrten können näherungsweise in die beiden Einfahrtstypen aufgelöst und getrennt bewertet werden.

Die Bewertung der Verkehrsqualität einer Ausfahrt findet grundsätzlich für zwei relevante Bereiche statt. Die QSV für den Bereich der Hauptfahrbahn oberhalb des Ausfädelungsbereichs wird anhand des Verfahrens für Strecken nach dem HBS bestimmt. Zur Bestimmung der QSV für den Ausfädelungsbereich stehen Bemessungsdiagramme für alle Ausfahrtstypen der RAA zur Verfügung. Bei Ausfahrten mit einer Fahrstreifensubtraktion (A 4 bis A 8) muss die Verkehrsqualität zusätzlich für den Bereich der Hauptfahrbahn stromabwärts der Ausfahrt anhand des Verfahrens für Strecken ermittelt werden.

Die Kapazität von einstreifigen Einfahr- und Ausfahrrampen beträgt 1800 Pkw-E/h. Für Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition wird eine erhöhte Kapazität der Aus- bzw. Einfahrrampe von 2000 Pkw-E/h angesetzt. Der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten wird durch den Pkw-Gleichwert von 2,0 Pkw-Einheiten je Schwerverkehrsfahrzeug berücksichtigt. Bei Steigungen mit einer Längsneigung oberhalb von 2 % wird der Pkw-Gleichwert zur Berücksichtigung des größeren Einflusses der Längsneigung auf 2,5 Pkw-Einheiten je Schwerverkehrsfahrzeug erhöht.

Neben der Längsneigung hat der Anteil ortskundiger Fahrer einen maßgeblichen Einfluss auf die Kapazität einer Verkehrsanlage. Im Rahmen der verkehrstechnischen Bewertung der durchgehenden Hauptfahrbahn

an planfreien Knotenpunkten wird dieser Einfluss anhand von unterschiedlichen Kapazitätswerten in Abhängigkeit von der Lage der Strecke (innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen) berücksichtigt. Aufgrund fehlender Erkenntnisse über den Einfluss von ortskundigen Fahrern auf die Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten kann dieser Einfluss für die verkehrstechnische Bewertung des Ausfädelungs-, Einfädelungs- und Verflechtungsbereichs nicht berücksichtigt werden.

Des Weiteren wird im Verfahren für den Bereich der durchgehenden Hauptfahrbahn der Einfluss der Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf die Kapazität einer Strecke berücksichtigt. Die Anordnung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf der durchgehenden Hauptfahrbahn beeinflusst ebenfalls das Geschwindigkeitsverhalten im Ausfädelungs-, Einfädelungs- und Verflechtungsbereich. Aufgrund fehlender Erkenntnisse wird der Einfluss einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf die Kapazität des Ausfädelungs-, Einfädelungs- und Verflechtungsbereichs im Verfahren nicht berücksichtigt.

Als weitere Eingangsgröße zur Bewertung der Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten wird eine Bemessungsverkehrsstärke anhand der 50. Stunde der Dauerlinie der stündlichen Verkehrsstärken eines Jahres angesetzt. An planfreien Knotenpunkten ergibt sich die maßgebende Bemessungsverkehrsstärke als Summe der Verkehrsstärken der durchfahrenden und ein- bzw. ausfahrenden Verkehrsströme. Als bemessungsrelevanter Schwerverkehrsanteil b_{SV} ist der Median der Schwerverkehrsanteile in der 45. bis 55. Stunde zu verwenden.

Sofern die Einsatzgrenzen des analytischen Bemessungsverfahrens des HBS nicht eingehalten werden oder besondere verkehrliche Randbedingungen zu berücksichtigen sind, stellt die mikroskopische Verkehrsflusssimulation ein alternatives Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität dar. Hierbei ist – wie im analytischen Verfahren des HBS – der Auslastungsgrad als Kenngröße für die Bewertung der Verkehrsqualität zu verwenden. Hinweise für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen wurden in der Untersuchung von GEISTEFELDT et al. (2017) erarbeitet.

2.4.2 Highway Capacity Manual

Die Bewertung der Verkehrsqualität von Straßenverkehrsanlagen erfolgt in den USA anhand des Highway Capacity Manual (HCM, TRB, 2022). Im Vergleich zum deutschen HBS (FGSV, 2015) weist das HCM eine deutlich längere Historie in der Entwicklung der Verfahren für die Bewertung der Verkehrsqualität auf. Die Verfahren des HCM sind für die baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen in den USA entwickelt worden und aufgrund dessen nur bedingt auf die Anwendung in anderen Ländern übertragbar.

Das im HCM 1965 (TRB, 1965) enthaltene Modell zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken wurde von NORMANN (1957) entwickelt und basiert auf einer Regressionsanalyse für die Kapazität in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke. Im Rahmen der Untersuchung von PIGNATARO et al. (1972) wurden umfangreiche Verkehrsmessungen durchgeführt, um das Verflechtungsverhalten im Detail zu analysieren. Die Ergebnisse der Untersuchung bilden die Grundlage des Bemessungsverfahrens für Verflechtungsstrecken im HCM 1985 (TRB, 1985). Hierbei wird die Verkehrsqualität anhand der mittleren Geschwindigkeiten der Verflechtungs- und Randströme im Verflechtungsbereich bewertet. Als Einflussgrößen werden die Länge des Verflechtungsbereichs und die Verkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme berücksichtigt.

Ein weiterer Ansatz zur Modellierung des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken wurde von REILLY et al. (1984) entwickelt, welcher die Grundlage des Bewertungsverfahrens des HCM 2000 (TRB, 2000) darstellt. FAZIO (1985) erweiterte das Modell um einen zusätzlichen Parameter für die Anzahl der Fahrstreifenwechsel, um die unterschiedlichen Verflechtungssituationen zu kategorisieren. Als Kenngröße zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken wird im HCM 2000 die Verkehrsdichte angesetzt, die anhand der mittleren Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich ermittelt wird.

Weitere Untersuchungen zur Modellierung des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken, die einen relevanten Einfluss auf die Entwicklung der Verfahren zur Bewertung von Verflechtungsstrecken im HCM hatten, wurden u. a. von LEISCH (1983), CASSIDY (1990), CASSIDY und MAY (1991), OSTROM et al. (1993) sowie WINDOVER und MAY (1995) durchgeführt. Neben der Anwendung von Regressionsmodellen wurden in den Untersuchungen von LERTWORAWANICH und ELEFTERIADOU (2002, 2003) auch Ansätze zur Modellierung des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken untersucht, die auf der Zeitlückentheorie basieren.

Das Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken des HCM 2000 wurde im Rahmen der Untersuchung von ROESS et al. (2008) weiterentwickelt und mit umfangreichen Messdaten von 20 Untersuchungsstellen neu kalibriert. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind grundlegender Bestandteil des Bewertungsverfahrens für Verflechtungsstrecken des HCM 2010 (TRB, 2010). Das Verfahren im HCM 7th Edition (TRB, 2022) ist weitestgehend identisch mit dem Verfahren im HCM 2010. Das maßgebende Kriterium zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken auf Autobahnen im HCM ist die Verkehrsdichte im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke. Die Verkehrsqualität kann anhand von sechs Stufen des „Level of Service“ (LOS) bewertet werden. Die Grenzwerte der Verkehrsdichte zur Bestimmung der Verkehrsqualität nach dem HCM sind in Tab. 2-2 dargestellt.

LOS	Verkehrsdichte [pc/mi/ln]
A	≤ 10
B	$> 10 - 20$
C	$> 20 - 28$
D	$> 28 - 35$
E	$> 35 - 43$
F	$> 43^{1)}$

¹⁾ oder die Nachfrage ist größer als die Kapazität

Tab. 2-2: LOS in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte für Verflechtungsstrecken an Autobahnen nach dem HCM (TRB, 2022)

Im Verfahren des HCM wird zwischen der Basislänge L_B („base length“) und der Verflechtungslänge („short length“) L_S einer Verflechtungsstrecke differenziert. Der Abstand zwischen den Sperrflächenspitzen der Ein- und Ausfahrt entspricht der Basislänge L_B . Die Verflechtungslänge L_S ergibt sich aus der Länge der gestrichelten Fahrstreifenmarkierung, über die Fahrzeuge einen Fahrstreifenwechsel regelkonform durchführen können. Der Einflussbereich der Verflechtungsstrecke umfasst alle Fahrstreifen im Verflechtungsbereich mit der Basislänge L_B sowie die Fahrstreifen der Hauptfahrbahn und der Ein- und Ausfahrrampen über eine Länge von 500 ft (ca. 152 m) stromauf- und stromabwärts der Sperrflächenspitzen. Die Maßgrößen der Länge sowie der Einflussbereich von Verflechtungsstrecken sind in Bild 2-13 dargestellt.

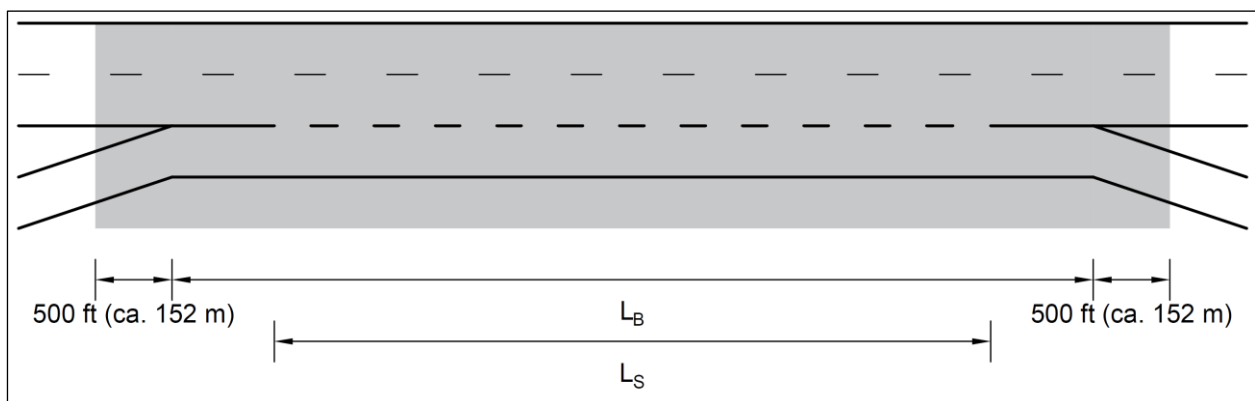


Bild 2-13: Maßgrößen der Länge und Einflussbereich (grau) von Verflechtungsstrecken nach dem HCM (TRB, 2022)

Das Verfahren des HCM (TRB, 2022) zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken von Autobahnen berücksichtigt:

- die bauliche Gestaltung (einseitig oder zweiseitig),
- die Anzahl und Anordnung der Fahrstreifen,
- die Länge des Verflechtungsbereichs,
- die Verkehrsstärken der Verflechtungs- und Randströme,
- den Schwerverkehrsanteil,
- die Geschwindigkeit im freien Verkehrsfluss im Verflechtungsbereich,

- das Fahrerkollektiv (hinsichtlich Ortskenntnis) und
- den Einfluss benachbarter Knotenpunkte.

Das Verfahren des HCM berücksichtigt lediglich das Verflechtungsverhältnis der Verkehrsstärken zwischen den Verflechtungs- und Randströmen. Eine detailliertere Betrachtung des Verhältnisses zwischen Verkehrsstärken der Ein- und Ausfahrer ist nicht Bestandteil des Verfahrens.

Zur Anwendung des Verfahrens müssen die Verkehrsstärken in Pkw-E/h (pc/h) im höchstbelasteten 15-Minuten-Intervall vorliegen. Sofern die Verkehrsstärken in Kfz/h (veh/h) und für Stunden-Intervalle vorliegen, können diese anhand eines Spitzenstundenfaktors und eines Anpassungsfaktors zur Berücksichtigung des Schwerverkehrsanteils umgerechnet werden.

Die Bewertung der Verkehrsqualität der Verflechtungsstrecke erfolgt für den in Bild 2-13 dargestellten Einflussbereich. Daher muss zunächst die Kapazität für den gesamten Einflussbereich der Verflechtungsstrecke ermittelt werden. Das Modell zur Ermittlung der Kapazität der Verflechtungsstrecke basiert auf den zwei Bedingungen, dass ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses zu erwarten ist, wenn

- die Verkehrsdichte auf der Verflechtungsstrecke 43 pc/mi/ln überschreitet oder
- die Verflechtungsverkehrsstärke 2400 pc/h für $N_{WL} = 2$ und 3500 pc/h für $N_{WL} = 3$ übersteigt.

Die erste Bedingung basiert auf den Kriterien des Verfahrens für freie Strecken von Autobahnen, wonach ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses ab einer Verkehrsdichte von 45 pc/mi/ln zu erwarten ist. Unter Berücksichtigung der zusätzlichen Turbulenzen im Einflussbereich einer Verflechtungsstrecke wird ein Zusammenbruch bei einer etwas geringeren Verkehrsdichte angenommen. Die maximale Anzahl an Fahrzeugen in einem Zeitintervall, die sich verflechten können, ohne dass es dabei zu einer Störung im Verkehrsablauf kommt, wird durch die zweite Bedingung berücksichtigt. Die maximale Verflechtungsverkehrsstärke ist von der Anzahl an Fahrstreifen, auf denen Verflechtungsmanöver mit einem oder ohne Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden können, abhängig.

Zur Bestimmung der Kapazität einer Verflechtungsstrecke werden zunächst zwei getrennte Kapazitätswerte basierend auf unterschiedlichen Kenngrößen ermittelt. Der erste Kapazitätswert wird anhand der Verkehrsdichte und der Länge des Verflechtungsbereichs ermittelt. Die Kapazität pro Fahrstreifen unter idealen Bedingungen berechnet sich dabei wie folgt:

$$C_{IWL} = C_{IFL} - \left[438,2(1 + VR)^{1,6} \right] + (0,0765 \cdot L_S) + (119,8 \cdot N_{WL}) \quad (2-8)$$

mit

C_{IWL}	= Kapazität (pro Fahrstreifen) der Verflechtungsstrecke unter idealen Bedingungen	[pc/h/ln]
C_{IFL}	= Kapazität (pro Fahrstreifen) auf der freien Strecke mit gleicher Geschwindigkeit im freien Verkehrsfluss wie die Verflechtungsstrecke unter idealen Bedingungen	[pc/h/ln]
L_S	= Verflechtungslänge (vgl. Bild 2-13)	[mi]
VR	= Anteil der Verflechtungsverkehrsstärke an der Gesamtverkehrsstärke	[-]
N_{WL}	= Anzahl der Fahrstreifen, auf denen Verflechtungsmanöver mit einem oder ohne Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden können	[-]

Die Kapazität unter tatsächlichen Bedingungen kann anschließend wie folgt bestimmt werden:

$$C_W = C_{IWL} \cdot N \cdot f_{HV} \quad (2-9)$$

mit

C_W	= Kapazität der Verflechtungsstrecke unter tatsächlichen Bedingungen	[pc/h]
N	= Anzahl der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich	[-]
f_{HV}	= Anpassungsfaktor zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs	[-]

Der zweite Kapazitätswert wird anhand des Anteils der Verflechtungsverkehrsstärke ermittelt und anschließend mit dem Anpassungsfaktor f_{HV} zur Berücksichtigung des Schwerverkehrs multipliziert:

$$C_{IW} = \begin{cases} \frac{2400}{VR} & \text{für } N_{WL} = 2 \\ \frac{3500}{VR} & \text{für } N_{WL} = 3 \end{cases} \quad (2-10)$$

$$C_W = C_{IW} \cdot f_{HV} \quad (2-11)$$

mit

C_{IW} = Kapazität der Verflechtungsstrecke unter idealen Bedingungen [pc/h]

Zur weiteren Berechnung im Verfahren wird der kleinere Kapazitätswert C_W , der sich nach Gleichung (2-9) und (2-11) ergibt, verwendet. Weitere Einflüsse auf die Kapazität wie das Fahrerkollektiv (hinsichtlich Ortskundigkeit) oder die Witterungsbedingungen können anhand von Anpassungsfaktoren berücksichtigt werden. Für die ermittelte Kapazität kann anschließend überprüft werden, ob die Verkehrsstärke die Kapazität überschreitet, wodurch das Element mit dem LOS F bewertet wird. Grundsätzlich stellt der Verflechtungsbereich den kapazitätsbestimmenden Engpass der Verflechtungsstrecke dar. Allerdings kann auch in der Einfahr- und Ausfahrrampe sowie auf der durchgehenden Hauptfahrbahn stromaufwärts und -abwärts des Verflechtungsbereichs der maßgebende Engpass vorliegen. Dementsprechend ist für diese Elemente nach den jeweiligen Verfahren des HCM zu prüfen, dass die Verkehrsstärke die Kapazität nicht überschreitet.

Sofern die Verkehrsstärke die Kapazität an keinem Element überschreitet, kann im nächsten Schritt die Fahrstreifenwechselrate bestimmt werden. Dabei wird grundsätzlich zwischen

- erforderlichen Fahrstreifenwechseln von Fahrzeugen der Verflechtungsströme,
- freiwilligen Fahrstreifenwechseln von Fahrzeugen der Verflechtungsströme sowie
- freiwilligen Fahrstreifenwechseln von Fahrzeugen der Randströme

differenziert. Die Fahrstreifenwechselrate ist dabei abhängig von

- der Länge des Verflechtungsbereichs,
- der Anzahl der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich,
- der Anzahl der Anschlussstellen im Abstand von 3 mi (ca. 4,83 km) stromaufwärts und -abwärts der Mitte der Verflechtungsstrecke sowie
- den Verkehrsstärken der Verflechtungs- und Randströme.

Als weitere Kenngröße im Verfahren kann anschließend die mittlere Geschwindigkeit aller Fahrzeuge im Verflechtungsbereich ermittelt werden. Dazu werden zunächst die mittleren Geschwindigkeiten der Verflechtungs- und Randströme separat ermittelt, da aufgrund unterschiedlicher Einflussfaktoren diese deutlich voneinander abweichen können. Die mittlere Geschwindigkeit aller Fahrzeuge im Verflechtungsbereich berechnet sich anhand der mittleren Geschwindigkeiten der Verflechtungs- und Randströme und dem jeweiligen Verkehrsstärkeanteil. Anschließend kann das Bewertungskriterium – die Verkehrsdichte im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke – bestimmt werden. Die Verkehrsdichte im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke ergibt sich wie folgt:

$$D = \frac{\left(\frac{v}{N} \right)}{S} \quad (2-12)$$

mit

D = Verkehrsdichte im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke [pc/mi/ln]

v = Gesamtverkehrsstärke der Verflechtungsstrecke [pc/h]

N = Anzahl der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich [-]

S = mittlere Geschwindigkeit aller Fahrzeuge im Verflechtungsbereich [mi/h]

Anhand der Verkehrsdichte im Einflussbereich wird der LOS nach Tab. 2-2 bestimmt.

In Bild 2-14 ist der Zusammenhang zwischen der mittleren Geschwindigkeit und der Kapazität gegenüber dem Verhältnis der Verkehrsstärken zwischen den Verflechtungs- und Randströmen und der Verflechtungslänge L_S im Verfahren des HCM (TRB, 2022) am Beispiel einer dreistreifigen Verflechtungsstrecke unter gleichbleibenden Randbedingungen dargestellt. Es wird deutlich, dass mit steigenden Verkehrsstärken der Verflechtungsströme im Verhältnis zu den Randströmen die mittlere Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich abnimmt und sich die Kapazität der Verflechtungsstrecke konstant verringert. Darüber hinaus wird deutlich, dass sich mit steigender Verflechtungslänge sowohl die mittlere Geschwindigkeit als auch die Kapazität erhöht. Dabei ist der Zusammenhang zwischen der Verflechtungslänge und der Kapazität linear, wohingegen die mittlere Geschwindigkeit mit steigender Verflechtungslänge abflacht.

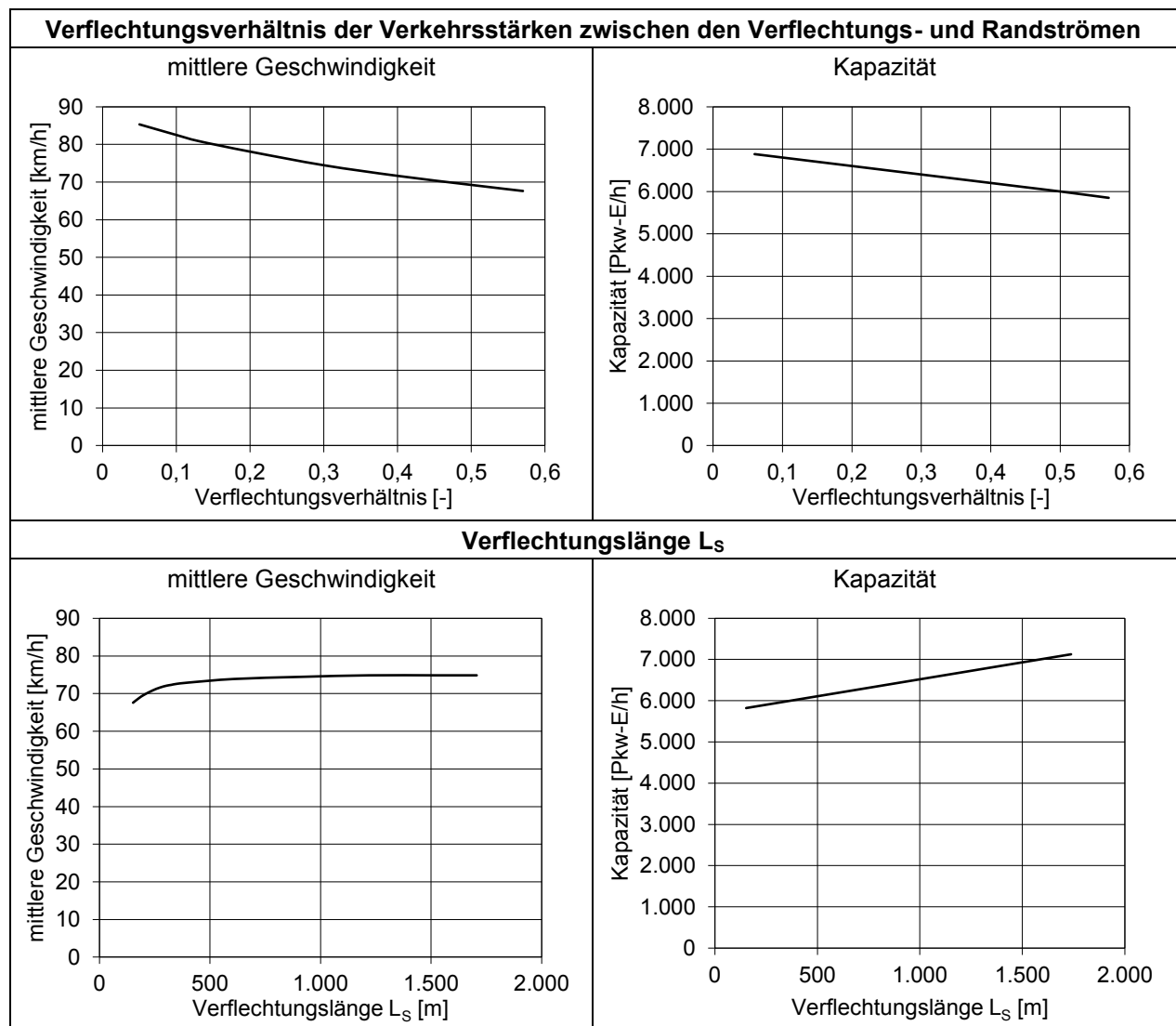


Bild 2-14: Zusammenhang zwischen der mittleren Geschwindigkeit und der Kapazität gegenüber dem Verhältnis der Verkehrsstärken zwischen den Verflechtungs- und Randströmen (oben) und der Verflechtungslänge L_S (unten) im Verfahren des HCM (TRB, 2022) am Beispiel einer dreistreifigen Verflechtungsstrecke unter gleichbleibenden Randbedingungen

Im Rahmen der Untersuchung von ROUPHAIL et al. (2021) wurden die Defizite des Verfahrens des HCM (TRB, 2016) zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken identifiziert und die Parameter zur Beschreibung des Verkehrsablaufs neu modelliert und kalibriert. Es wurde ein neues Modell entwickelt, mit dem die mittlere Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich unter Berücksichtigung der Verflechtungslänge, der Anzahl der Fahrstreifen sowie der Gesamtverkehrsstärke und der Verkehrsstärken der Verflechtungsströme ermittelt werden kann. Hierbei wurde das im HCM enthaltene Modell zur Berechnung der Anzahl der Fahrstreifenwechsel nicht berücksichtigt. Anhand empirischer Erhebungen wurde festgestellt, dass das Modell des HCM die mittlere Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich unterschätzt. Hingegen

zeigt der von ROUPHAIL et al. (2021) entwickelte Ansatz eine hohe Übereinstimmung zwischen den modellierten und empirisch ermittelten Geschwindigkeiten im Verflechtungsbereich.

Das Verfahren des HCM (TRB, 2022) wurde im Hinblick auf die Schätzung der Geschwindigkeit, der Kapazität sowie der Verkehrsdichte im Bereich der Kapazität von SCHROEDER et al. (2023) anhand von Verkehrserhebungen analysiert. Es zeigte sich, dass das bestehende Modell des HCM die Geschwindigkeit im Verflechtungsbereich grundsätzlich unterschätzt. Daher wurden die bestehenden Ansätze zur Schätzung der Geschwindigkeit, der Kapazität sowie der Verkehrsdichte im Bereich der Kapazität weiterentwickelt und entsprechende Änderungen an dem bestehenden Verfahren des HCM zur Bewertung der Verkehrsqualität von Verflechtungsstrecken vorgeschlagen.

2.4.3 Verkehrstechnische Bemessung in der Schweiz

In der Schweiz werden die Verfahren des amerikanischen HCM (TRB, 2022) sowie des deutschen HBS (FGSV, 2015) näherungsweise zur verkehrstechnischen Bemessung von Verflechtungsstrecken auf Autobahnen („Hochleistungsstraßen“) eingesetzt. Zur Überprüfung der Anwendbarkeit der beiden Bemessungsverfahren auf den spezifischen Anwendungsfall der schweizerischen Autobahnen wurde der Verkehrsablauf an Verflechtungsstrecken von MENENDEZ et al. (2018) untersucht. Dabei wurden zunächst empirische Erhebungen durchgeführt und Simulationsmodelle auf der Basis der erhobenen Daten erstellt. Anschließend wurde anhand von Simulationsszenarien der Einfluss unterschiedlicher Kenngrößen wie die Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Verkehrsströme, die zulässige Höchstgeschwindigkeit, die Steigung sowie der Schwerverkehrsanteil auf den Verkehrsablauf analysiert. Als Ergebnis der Untersuchung wurde ein Bemessungsverfahren für Verflechtungsstrecken entwickelt, welches die baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen in der Schweiz berücksichtigt. Das Bemessungsverfahren ist dabei ausschließlich für Verflechtungsstrecken anwendbar, die den deutschen Verflechtungsbereichstypen VR 1 und V 1 der RAA (FGSV, 2008a) entsprechen.

Der im Rahmen der Untersuchung von MENENDEZ et al. (2018) entwickelte Ansatz zur Bewertung der Verkehrsqualität verwendet den Quotienten α/α_0 als Kenngröße. Dieser setzt sich aus den Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und in der Einfahrrampe sowie zwei Korrekturfaktoren zusammen:

$$\frac{\alpha}{\alpha_0} = \frac{Q_R + \beta \cdot Q_F}{\alpha_0} \quad (2-13)$$

mit

Q_F = Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt [Kfz/h]

Q_R = Verkehrsstärke in der Einfahrrampe [Kfz/h]

α_0, β = Korrekturfaktoren [-]

Die Korrekturfaktoren können in Abhängigkeit vom Verflechtungsbereichstyp, den Verkehrsstärkeverhältnissen der einzelnen Verkehrsströme, der Steigung sowie dem Schwerverkehrsanteil anhand von Tabellenwerten bestimmt werden. Zur Bewertung der Verkehrsqualität sind analog zu den Verfahren des HBS und des HCM sechs Verkehrsqualitätsstufen (VQS) definiert. Die Verkehrsqualitätsstufe wird anhand von Grenzwerten des Koeffizienten α/α_0 nach Tab. 2-3 ermittelt.

VQS	Quotient α/α_0
A	$\alpha/\alpha_0 \leq 0,25$
B	$0,25 < \alpha/\alpha_0 \leq 0,5$
C	$0,5 < \alpha/\alpha_0 \leq 0,75$
D	$0,75 < \alpha/\alpha_0 \leq 1$
E/F ¹⁾	$\alpha/\alpha_0 > 1$

¹⁾ Zur Differenzierung der VQS E und F ist eine weitere Anwendung von Bemessungsdiagrammen notwendig

Tab. 2-3: VQS in Abhängigkeit vom Koeffizient α/α_0 nach MENENDEZ et al. (2018)

Bei der Anwendung des Verfahrens wird zwischen stabilem und instabilem Verkehrsfluss differenziert. Hierfür sind zunächst die Verkehrsstärken der vier Verkehrsströme der Verflechtungsstrecke zu bestimmen. Aus den Verkehrsstärken wird anschließend der Verflechtungsanteil der durchgehenden Hauptfahrbahn („Stammstrecke“) VS sowie der Einfahrrampe VR nach Gleichung (2-11) bestimmt. Die Verflechtungsanteile VS und VR stellen jeweils das Verhältnis des Verflechtungsstroms zum Randstrom dar:

$$VS = \frac{Q_{F-R}}{Q_{F-F} + Q_{F-R}} \quad (2-14)$$

$$VR = \frac{Q_{R-F}}{Q_{R-R} + Q_{R-F}}$$

mit

VS	=	Verflechtungsanteil der durchgehenden Hauptfahrbahn („Stammstrecke“)	[%]
VR	=	Verflechtungsanteil der Einfahrrampe	[%]
Q_{F-R}	=	Verkehrsstärke des ausfahrenden Verflechtungsstroms	[Kfz/h]
Q_{R-F}	=	Verkehrsstärke des einfahrenden Verflechtungsstroms	[Kfz/h]
Q_{F-F}	=	Verkehrsstärke des inneren Randstroms	[Kfz/h]
Q_{R-R}	=	Verkehrsstärke des äußeren Randstroms	[Kfz/h]

Zur Bestimmung des Verkehrszustands (stabil/instabil) sind Bemessungsdiagramme in Abhängigkeit von den ermittelten Verflechtungsanteilen VS und VR sowie dem Verflechtungsbereichstyp angegeben. Exemplarisch ist in Bild 2-15 ein Bemessungsdiagramm für den Verflechtungsbereichstyp V 1 mit einem Verflechtungsanteil $VS < 40\%$ und $VR < 60\%$ dargestellt. Als Eingangsgrößen für die Diagramme werden die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt Q_F und die Verkehrsstärke in der Einfahr-
rampe Q_R verwendet. Der Verkehrsfluss an der Verflechtungsstrecke ist als stabil anzusehen, wenn der Datenpunkt aus dem Wertepaar Q_F und Q_R unterhalb der entsprechenden Linie im Bemessungsdiagramm liegt. Hingegen liegt ein instabiler Verkehrsfluss vor, wenn sich der Datenpunkt oberhalb der anzusetzenden Linie befindet.

Bei einem stabilen Verkehrsfluss wird unter Verwendung der Gleichung (2-10) eine Verkehrsqualitätsstufe A, B, C oder D ermittelt. Sofern ein instabiler Verkehrsfluss vorliegt, ist die Verkehrsqualitätsstufe E oder F durch eine weitere Anwendung der Bemessungsdiagramme zu bestimmen. Hierbei ist die Verkehrsstärke der Einfahrrampe Q_R um 250 Kfz/h zu verringern, um anschließend das entsprechende Bemessungsdiagramm erneut zu verwenden. Befindet sich der Datenpunkt wiederum oberhalb der anzusetzenden Linie in dem Bemessungsdiagramm, so liegt eine VQS F vor. Sofern sich der Datenpunkt unterhalb der Linie befindet, liegt eine VQS E vor.

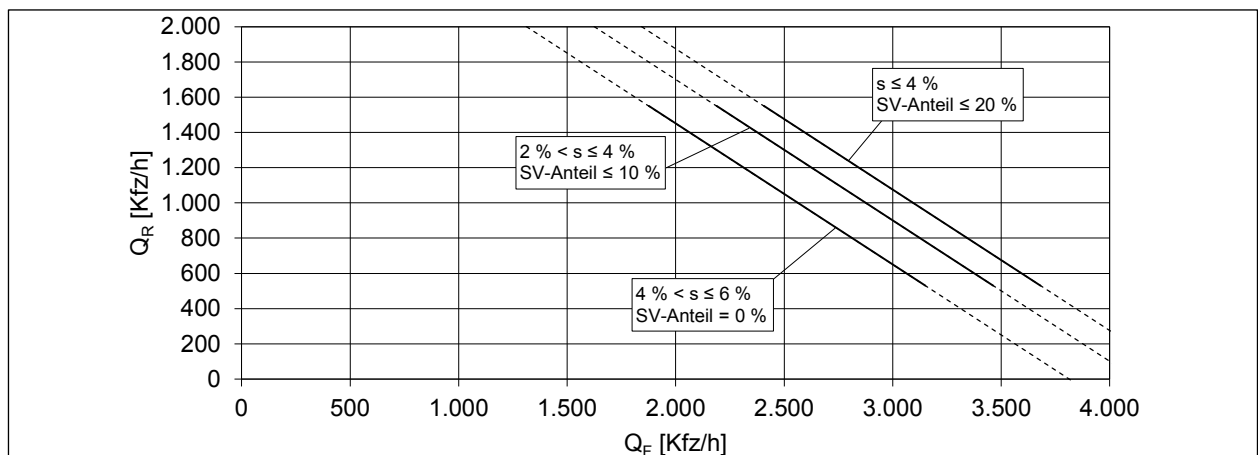


Bild 2-15: Bemessungsdiagramm zur Bestimmung des Verkehrszustands (stabil/instabil) für den Verflechtungsbereichstyp V 1 und die Verflechtungsanteile $VS < 40\%$ und $VR < 60\%$ differenziert nach der Längsneigung und dem Schwerverkehrsanteil (MENENDEZ et al., 2018)

2.5 Verkehrssicherheit

2.5.1 Grundlagen der Unfallanalyse

Die Analyse der Verkehrssicherheit von Straßenverkehrsanlagen erfolgt im Allgemeinen auf der Grundlage polizeilich erfasster Unfalldaten. Um aussagekräftige Erkenntnisse zur Verkehrssicherheit auf bestimmten Anlagen oder zur Wirkung bestimmter Maßnahmen unter Berücksichtigung allgemeiner verkehrlicher und technischer Entwicklungen zu erhalten, sind einerseits möglichst lange, aber andererseits auch möglichst aktuelle Betrachtungszeiträume anzustreben (FGSV, 2003). Für Autobahnen wird ein Analysezeitraum von drei Jahren empfohlen.

Für die Beschreibung, Analyse und Bewertung der Verkehrssicherheit von Straßenverkehrsanlagen werden Unfallkenngrößen verwendet (FGSV, 2003). Dabei kann zwischen drei Arten von Kenngrößen unterschieden werden:

- **Absolutwerte** wie z. B. die Anzahl der Unfälle nach Unfallmerkmalen oder die Anzahl der Verunglückten werden zur Beschreibung des Unfallgeschehens im Kontext der verkehrlichen und infrastrukturellen Randbedingungen herangezogen. Die infrastrukturellen Rahmenbedingungen betreffen in der Regel die Länge des Streckenabschnitts und die Verkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme. Die Struktur und die Charakteristik des Unfallgeschehens werden in der Regel durch Anteilswerte beschrieben, die den Anteil der Unfälle eines bestimmten Unfallmerkmals am Gesamtunfallaufkommen angeben.
- **Dichten** beziehen die jährliche Anzahl oder die volkswirtschaftlichen Kosten der Unfälle auf die Streckenlänge. Sie sind ein Maß für die Unfallhäufigkeit auf einem Streckenabschnitt.
- **Raten** beziehen die jährliche Anzahl oder die volkswirtschaftlichen Kosten der Unfälle auf die erbrachte Fahrleistung. Sie repräsentieren das fahrleistungsbezogene Unfallrisiko für einen einzelnen Verkehrsteilnehmer.

Unfallkosten

Unfallkosten beschreiben den volkswirtschaftlichen Verlust, der durch Straßenverkehrsunfälle entsteht. Sie sind abhängig von der Unfallanzahl und der Unfallschwere, die durch die Unfallkategorie beschrieben wird. Die Unfallkategorien sind bundesweit einheitlich gemäß dem Gesetz über die Statistik der Straßenverkehrsunfälle (StVUnfStatG, 1990) festgelegt und ergeben sich aus der schwerwiegendsten Unfallfolge. In Tab. 2-4 sind die Unfallkategorien gemäß StVUnfStatG (1990) dargestellt.

Schwerwiegendste Unfallfolge	Unfallkategorie	Beschreibung
Unfall mit Getöteten U(GT)	1	Mindestens ein getöteter Verkehrsteilnehmer
Unfall mit Schwerverletzten U(SV)	2	Mindestens ein schwerverletzter Verkehrsteilnehmer, aber keine Getöteten
Unfall mit Leichtverletzten U(LV)	3	Mindestens ein leichtverletzter Verkehrsteilnehmer, aber keine Getöteten und keine Schwerverletzten
Schwerwiegender Unfall mit Sachschaden U(SS)	4	Unfälle mit Sachschaden und Straftatbestand oder Ordnungswidrigkeits-Anzeige (unfallursächlich), bei denen mindestens ein Fahrzeug nicht mehr fahrbereit ist (Abschleppen)
	6	Alle übrigen Sachschadensunfälle unter Einfluss berauschender Mittel
Sonstiger Unfall mit Sachschaden U(LS)	5	Sachschadensunfälle • mit Straftatbestand oder Ordnungswidrigkeits-Anzeige ohne Einfluss berauschender Mittel, bei denen alle Kraftfahrzeuge fahrbereit sind, • mit lediglich geringfügiger Ordnungswidrigkeit (Verwarnung), unabhängig, ob Kfz fahrbereit oder nicht fahrbereit

Tab. 2-4: Unfallkategorien (StVUnfStatG, 1990)

Die Unfallkosten werden in der Regel als Produkt aus der Unfallanzahl und einem entsprechenden Kostensatz ermittelt. Die Unfallkostensätze sind von der Unfallkategorie und damit von der Unfallschwere abhängig. In den einschlägigen Regelwerken (FGSV, 2003, 2012) sind pauschale Unfallkostensätze angegeben, die den Personen- und Sachschadenanteil zusammenfassend berücksichtigen. Die pauschalen Unfallkostensätze für Unfälle mit Personenschaden (Unfallkategorie 1 bis 3) basieren auf der allgemeinen Verunglücktenstruktur auf Autobahnen in Deutschland. Die durchschnittliche Verunglücktenstruktur in Deutschland, die den pauschalen Unfallkostensätzen zugrunde liegt, ist in den Empfehlungen für die Sicherheitsanalyse von Straßennetzen (FGSV, 2003) dokumentiert:

- Getötete: 12 GT/100 U(SP)
- Schwerverletzte: 123 SV/100 U(SP)
- Leichtverletzte: 64 LV/100 U(SP)

Tab. 2-5 enthält die pauschalen Unfallkostensätze für Autobahnen differenziert nach der Unfallkategorie zum Preisstand 2010.

Unfallkategorie	W_U [€/U] (Preisstand 2010)
1+2: U(SP) Unfall mit Getöteten oder Schwerverletzten	340878
3: U(LV) Unfall mit Leichtverletzten	43592
1–3: U(P) Unfall mit Personenschaden	111523
4+6: U(SS) schwerwiegender Unfall mit Sachschaden	24130
5: U(LS) sonstiger Unfall mit Sachschaden	4950
4–6: U(S) Unfall mit Sachschaden	7129

Tab. 2-5: Pauschale Unfallkostensätze für Autobahnen zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)

In Abhängigkeit von der Verunglücktenstruktur und der Anzahl von Unfällen mit Personenschaden wird gemäß den Hinweisen zu Unfallkostensätzen (H Uks, FGSV, 2017) ermittelt, welche Unfallkostensätze zur Berechnung der Unfallkosten verwendet werden sollen. Da das Unfallgeschehen allgemein zufällig ist und insbesondere Unfälle mit Getöteten selten auftreten, werden als Mindestkollektivgrößen die Werte $n_{\min,GT+SV}$ sowie $n_{\min,GT}$ ermittelt. Die Werte ergeben sich aus der Anzahl der Getöteten und Schwerverletzten bei 100 U(P) bzw. der Anzahl der Getöteten bei 1000 U(P). Die in den H Uks enthaltenen Mindestkollektivgrößen basieren auf dem Gesamtunfallgeschehen des Jahres 2010 in Deutschland und hängen außerdem von der gewählten relativen Standardabweichung (Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert) ab. In Tab. 2-6 sind die statistisch abgesicherten Funktionen für die Ermittlung der Mindestkollektivgrößen gemäß den H Uks angegeben. Je höher die gewählte relative Standardabweichung ist, desto geringer ist die statistische Zuverlässigkeit der Ergebnisse, da die notwendige Kollektivgröße sinkt.

Relative Standardabweichung	$n_{\min,GT}$ $x = V(GT)/1000 \text{ U(P)}$	$n_{\min,GT+SV}$ $x = V(GT+SV)/100 \text{ U(P)}$
10 %	-	$800 - x \cdot 11,69$
15 %	$47530 \cdot x^{-0,967}$	$340 - x \cdot 4,85$
20 %	$25630 \cdot x^{-0,953}$	$190 - x \cdot 2,62$
25 %	$15910 \cdot x^{-0,942}$	-

Tab. 2-6: Funktionen zur Ermittlung der Kollektivgröße U(P) für verschiedene relative Standardabweichungen in Abhängigkeit von der Verunglücktenstruktur nach H Uks (FGSV, 2017)

Das Vorgehen bei der Ermittlung der Unfallkostensätze gemäß den H Uks (FGSV, 2017) hängt davon ab, welche Mindestkollektivgröße erreicht wird, und wird in Tab. 2-7 für die drei möglichen Fälle beschrieben. Wenn die Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT+SV}$ erreicht wird, erfolgt eine gemeinsame Bewertung von Getöteten und Schwerverletzten als schwerer Personenschaden. Eine getrennte Bewertung von Getöteten ist erst bei Erreichen der Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT}$ durchzuführen.

Kollektivgröße	Vorgehen
$n_{U(P)} < n_{\min,GT+SV}$	Berechnung der Unfallkosten mit durchschnittlichem Unfallkostensatz für Deutschland $KS_{U(P)}$
$n_{U(P)} \geq n_{\min,GT+SV}$ $n_{U(P)} < n_{\min,GT}$	Gemeinsame Bewertung von Getöteten und Schwerverletzten, das heißt - Berechnung der Unfallkosten mit durchschnittlichem oder spezifischen Unfallkostensätzen für Deutschland $KS_{U(SP)}$ und $KS_{U(LV)}$ - Berechnung spezifischer Unfallkostensätze $KS_{U(SP)}$ und $KS_{U(P)}$ mit durchschnittlichem Verunglücktenkostensatz KS_{SP} für Deutschland
$n_{U(P)} \geq n_{\min,GT}$	Getrennte Bewertung von Getöteten und Schwerverletzten Berechnung spezifischer Unfallkostensätze $KS_{U(SP)}$ und $KS_{U(P)}$ mit separaten Verunglücktenkostensätzen KS_{GT} und KS_{SV}

Tab. 2-7: Vorgehen und Ermittlung von Unfallkostensätzen in Abhängigkeit von der Kollektivgröße nach H Uks (FGSV, 2017)

Wenn die Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT}$ erreicht wird, ist nach den Vorgaben der H Uks (FGSV, 2017) ein angepasster Verunglücktenkostensatz zu berechnen, um Getötete und Schwerverletzte getrennt zu bewerten. Die Anpassung des Kostensatzes erfolgt nach Gleichung (2-15) unter Verwendung von Kostensätzen für Sachschäden und Verunglückte. Entsprechende Kostensätze für den Preisstand 2010 sind in Tab. 2-8 und Tab. 2-9 dokumentiert.

$$KS_{U(SP)} = \frac{n_{GT} \cdot KS_{GT} + n_{SV} \cdot KS_{SV} + n_{LV,U(SP)} \cdot KS_{LV} + n_{U(SP)} \cdot KS_{S,U(SP)}}{n_{U(SP)}} \quad (2-15)$$

mit

$KS_{U(SP)}$ = Kostensatz für U(SP) [€/U]

$n_{GT/SV/LV}$ = Anzahl der Verunglückten der jeweiligen Kategorie [V]

$KS_{GT/SV/LV}$ = Kostensatz für Getötete, Schwerverletzte, Leichtverletzte [€/V]

$n_{U(SP)}$ = Unfallanzahl mit schwerem Personenschaden [U]

$KS_{S,U(SP)}$ = Kostensatz für den Sachschaden bei einem U(SP) [€/U]

Unfallkategorie	KS_s [€/U] (Preisstand 2010)
1+2: U(SP) Unfall mit Getöteten oder Schwerverletzten	78214
3: U(LV) Unfall mit Leichtverletzten	37151
1–3: U(P) Unfall mit Personenschaden	46534
4+6: U(SS) schwerwiegender Unfall mit Sachschaden	24130
5: U(LS) sonstiger Unfall mit Sachschaden	4950
4–6: U(S) Unfall mit Sachschaden	7129

Tab. 2-8: Kostensätze für Sachschäden bei Unfällen auf Autobahnen zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)

Verunglückter	KS_v [€/V] (Preisstand 2010)
Getöteter	1022401
Schwerverletzter	144020
Leichtverletzter	4457

Tab. 2-9: Kostensätze für Verunglückte zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)

Unfallkenngrößen

Bei der Berechnung von Unfallkenngrößen wird grundsätzlich zwischen Dichten und Raten differenziert (FGSV, 2003). Dichten beziehen die Unfallanzahl bzw. die Unfallkosten auf die Länge des betrachteten Untersuchungsabschnitts und sind fahrleistungsunabhängig. Raten hingegen sind fahrleistungsbezogen und berücksichtigen auch die Verkehrsstärke. Nach den folgenden Gleichungen werden die vier in der Unfallanalyse relevanten Unfallkenngrößen bestimmt:

$$UD = \frac{U}{L \cdot t} \quad (2-16)$$

$$UKD = \frac{UK}{10^3 \cdot L \cdot t} \quad (2-17)$$

$$UR = \frac{10^6 \cdot U}{365 \cdot DTV \cdot L \cdot t} \quad (2-18)$$

$$UKR = \frac{1000 \cdot UK}{365 \cdot DTV \cdot L \cdot t} \quad (2-19)$$

mit

UD	=	Unfalldichte	[U/(km · a)]
U	=	Anzahl der Unfälle	[U]
L	=	Länge des Streckenabschnitts	[km]
t	=	Betrachtungszeitraum	[a]
UKD	=	Unfallkostendichte	[10 ³ €/(km · a)]
UK	=	Unfallkosten	[€]
UR	=	Unfallrate	[U/(10 ⁶ Kfz · km)]
DTV	=	Durchschnittlicher täglicher Verkehr	[Kfz/24h]
UKR	=	Unfallkostenrate	[€/(1000 Kfz · km)]

Unfallraten und Unfallkostenraten auf deutschen Autobahnen

Auf der Grundlage der Unfallzahlen (DESTATIS 2016, 2017, 2018, 2019, 2020) und der Gesamtfahrleistung (BAST, 2020) lassen sich für deutsche Autobahnen mittlere Unfallraten und Unfallkostenraten ermitteln. Die durchschnittlichen Werte von 2015 bis 2019 sind in Tab. 2-10 differenziert nach der Unfallkategorie auf der Basis der Unfallkostensätze zum Preisstand 2010 (LERNER et al., 2012) zusammengefasst. Zwischen den Werten der einzelnen Jahre sind sowohl bei den Unfallraten als auch bei den Unfallkostenraten nur geringe Unterschiede zu erkennen. Auffällig ist, dass die Unfälle der Kategorie 5 (leichter Sachschaden) mit über 80 % den Großteil der Gesamtunfallrate ausmachen. Aufgrund des geringen Kostensatzes für Unfälle mit leichtem Sachschaden liegt der Anteil an der Gesamtunfallkostenrate aber nur bei ca. 20 %.

Unfallkenngröße		2015	2016	2017	2018	2019	Mittelwert
Unfallrate UR [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	UR (GT)	0,002	0,001	0,001	0,002	0,001	0,001
	UR (SV)	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02
	UR (LV)	0,07	0,07	0,07	0,06	0,06	0,06
	UR (SS)	0,04	0,04	0,05	0,04	0,04	0,04
	UR (LS)	0,55	0,58	0,59	0,58	0,58	0,58
	UR (ges)	0,68	0,71	0,73	0,71	0,70	0,71
	UR (P+SS)	0,13	0,13	0,13	0,12	0,12	0,13
Unfallkostenrate UKR [€/ (10 ³ Kfz · km)]	UKR (GT)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,5
	UKR (SV)	6,0	6,3	6,1	5,9	5,7	6,0
	UKR (LV)	2,8	2,9	2,9	2,8	2,7	2,8
	UKR (SS)	1,0	1,1	1,2	1,0	1,0	1,0
	UKR (LS)	2,7	2,9	2,9	2,9	2,9	2,9
	UKR (ges)	13,2	13,6	13,5	13,1	12,7	13,2
	UKR (P+SS)	10,4	10,8	10,6	10,2	9,8	10,4

Tab. 2-10: Mittlere Unfallrate und Unfallkostenrate auf deutschen Autobahnen von 2015 bis 2019 differenziert nach Unfallkategorie (DESTATIS 2016, 2017, 2018, 2019, 2020 und BAST, 2020)

BARK et al. (2017) ermittelten Unfallraten und Unfallkostenraten für 907 freie Strecken von Autobahnen mit einer Gesamtlänge von 2301 km und verschiedenen Regelquerschnitten gemäß den RAA (FGSV, 2008a). Für jeden der vier Regelquerschnitte wurden die Kostensätze zum Preisstand 2010 (LERNER et al., 2012) auf der Basis der genauen Verunglücktenstruktur angepasst. Die ermittelten Unfallraten und Unfallkostenraten sind in Tab. 2-11 zusammengefasst und zeigen, dass der RQ 43,5 die geringsten Werte aufweist. Die Raten der Regelquerschnitte mit zwei- bzw. dreistreifigen Hauptfahrbahnen unterscheiden sich nur geringfügig voneinander. Im Vergleich zu den Unfallraten aus Tab. 2-10 fällt auf, dass die Unfallraten auf der freien Strecke geringer sind als die Unfallraten des gesamten Bundesautobahnnetzes.

Regelquerschnitt nach den RAA (FGSV, 2008a)	RQ 28	RQ 31	RQ 36	RQ 43,5
Fahrstreifen je Fahrtrichtung	2	2	3	4
UR(P) [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	0,078	0,067	0,072	0,073
UR(SS) [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	0,052	0,064	0,063	0,036
UR(LS) [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	0,414	0,495	0,409	0,182
UR [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	0,544	0,626	0,544	0,291
UKR [€/ (10 ³ Kfz · km)]	12,6	13,6	13,7	9,3

Tab. 2-11: Unfallraten und Unfallkostenraten für freie Strecken von Autobahnen differenziert nach dem Regelquerschnitt nach BARK et al. (2017)

2.5.2 Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken

Untersuchungen in Deutschland

MAURMAIER (1980) hat das Fahrverhalten an insgesamt vier Verflechtungsstrecken der Typen V 1 und VR 1 untersucht und hinsichtlich der Verkehrssicherheit ausgewertet. Dabei wurde vor allem das Fahrstreifenwechselverhalten der Fahrzeuge umfangreich analysiert. Des Weiteren wurden Zeitlücken, Geschwindigkeiten sowie Beschleunigungen und Verzögerungen der Fahrzeuge ausgewertet. Um einen sicheren Verkehrsablauf an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 zu gewährleisten, gibt MAURMAIER (1980) für die Praxis folgende Empfehlungen:

- Die Länge des Verflechtungsstreifens muss deutlich länger als 200 m sein. Eine Länge von 300 m ist ausreichend.

- Ein Seitenstreifen im Anschluss an den Verflechtungsbereich ist für einen sicheren Verkehrsablauf notwendig. Dies gilt insbesondere bei kurzen Verflechtungsstrecken.
- Bei kurzen Verflechtungsstrecken unter 200 m sollte eine Geschwindigkeitsbeschränkung von 80 bis 100 km/h auf der Hauptfahrbahn angeordnet werden.
- Fahrstreifenbegrenzungen am Beginn des Verflechtungsbereichs wirken sich bei langen Verflechtungsstrecken positiv auf den Verkehrsablauf aus. Bei kurzen Verflechtungsbereichen unter 200 m sind Fahrstreifenbegrenzungen zu vermeiden, da sonst am Ende des Verflechtungsbereichs viele Fahrstreifenwechsel erzwungen werden.

Die Verkehrssicherheit von Verflechtungsbereichen der Typen V 1 und VR 1 wurde von SCHNÜLL et al. (2000b) analysiert. Grundlage der Untersuchung bildeten die Unfalldaten von insgesamt 23 Verflechtungsbereichen an sieben Autobahnkreuzen und Anschlussstellen im Raum Hannover, darunter vier Verflechtungsbereiche des Typs V 1, elf Verflechtungsbereiche des Typs VR 1 und acht Sonderformen des Typs VR 1 mit zweistreifiger Ausfahrt. Insgesamt wurde die Verkehrssicherheit der Verflechtungsbereiche aufgrund der geringen mittleren Unfalldichte und dem geringen Anteil der Unfälle mit Personenschaden von nur 8 % als gut bewertet. Die für die Verflechtungsbereiche der Typen V 1 und VR 1 ermittelten Unfallraten betragen 0,25 bzw. 0,45 U/(10⁶ Kfz · km). Allerdings ist die zugrunde liegende Stichprobe mit 55 Unfällen an nur vier Verflechtungsstrecken des Typs V 1 besonders klein.

Neben einer makroskopischen Unfallanalyse wurde von SCHNÜLL et al. (2000b) eine mikroskopische Unfalluntersuchung anhand der Unfallhergangsbeschreibungen durchgeführt. Dabei wurden in Anlehnung an die Untersuchung von SCHNÜLL und HOFFMANN (1999) insgesamt zehn für Verflechtungsstrecken typische Unfallmuster betrachtet. Die dabei am häufigsten festgestellten Unfallmuster im Ein- und Ausfahrbereich sind Alleinunfälle, bei denen das Fahrzeug ins Schleudern geriet und dadurch von der Fahrbahn abkam. Die häufigste Unfallursache im Verflechtungsbereich ist eine Nichtbeachtung des nachfolgenden Verkehrs der Ein- oder Ausfahrer beim Fahrstreifenwechsel.

Mit Hilfe von Videoaufnahmen an fünf Verflechtungsbereichen haben SCHNÜLL et al. (2000b) außerdem das Fahrstreifenwechselverhalten sowie die Interaktionen zwischen den Verkehrsteilnehmern untersucht. Dazu wurden die Verflechtungsstrecken in Drittel unterteilt und die Videos hinsichtlich folgender Fragestellungen ausgewertet:

- In welchen Abschnitten treten die Fahrstreifenwechsel auf?
- Kommt es in Verflechtungsbereichen zu konfliktfreien oder konfliktbehafteten (kritischen) Interaktionen?
- In welchen Abschnitten des Verflechtungsbereichs treten die kritischen Interaktionen auf?
- Gibt es Zusammenhänge zwischen kritischen Interaktionen und der Verkehrsstärke sowie anderen verkehrlichen Beschreibungsgrößen (Geschwindigkeiten, Zeitlücken), die im Rahmen der empirischen Untersuchungen zum Verkehrsablauf ermittelt wurden?

Die meisten Fahrstreifenwechsel sowohl von den Einfahrern als auch von den Ausfahrern treten im ersten Drittel der Verflechtungsstrecke auf. Mit zunehmender Verkehrsstärke verschiebt sich der mittlere Fahrstreifenwechselpunkt sogar weiter in Richtung der ersten Sperrflächenspitze. Starke und sehr starke Behinderungen sind zwischen den Fahrzeugen im Rahmen der Verkehrsbeobachtung nicht aufgetreten. Die meisten Interaktionen wurden als Interaktionen ohne kritischen Bewegungsvorgang oder mit leichter Behinderung (leichte Brems- und Ausweichmanöver) subjektiv eingestuft. Innerhalb des ersten Drittels ist die Anzahl der Interaktionen am größten. Im letzten Drittel wurden an allen Verflechtungsstrecken fast keine Interaktionen beobachtet. Bei höheren Verkehrsstärken wurden durch die geringeren Geschwindigkeiten mehr Interaktionen mit geringem Konfliktpotential festgestellt. Außerdem war der Anteil des Schwerverkehrs an allen Interaktionen überproportional hoch.

Lange Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten weisen an ihrem Beginn und Ende Einfahrten mit Fahrstreifenaddition bzw. Ausfahrten mit Fahrstreifensubtraktion auf. Insofern sind auch Erkenntnisse zur Verkehrssicherheit solcher Ein- und Ausfahrttypen als Vergleichswerte für die vorliegende Untersuchung relevant. Die Verkehrssicherheit von zweistreifigen Ausfahrten mit Fahrstreifensubtraktion der Typen A 4 und A 5 wurde von WEISER et al. (2006) analysiert. FRIEDRICH et al. (2008) untersuchten die Verkehrssicherheit von sechs zweistreifigen Einfahrten mit Fahrstreifenaddition des Typs E 5. Neuere Erkenntnisse zur Verkehrssicherheit von ein- und zweistreifigen Einfahrten mit Fahrstreifenaddition der Typen E 3 bzw.

E 5 wurden von HANKE und GEISTEFELDT (2020) veröffentlicht. Die Zusammenstellung der Ergebnisse dieser Untersuchungen in Tab. 2-12 zeigt, dass die ermittelten mittleren Unfallraten der Ein- und Ausfahrtstypen E 3, E 5 und A 5 in einer sehr engen Bandbreite zwischen 0,44 und 0,50 U/(10⁶ Kfz · km) liegen. Nur der Ausfahrtstyp A 4 weist eine etwas höhere mittlere Unfallrate von 0,64 U/(10⁶ Kfz · km) auf.

Quelle	Elementtyp	Untersuchungsstellen	Unfallanzahl	Mittlere Unfallrate UR [U/(10 ⁶ Kfz · km)]
SCHNÜLL et al. (2000b)	Verflechtungsstreckentyp VR 1	11	98	0,45
	Verflechtungsstreckentyp V 1	4	55	0,25
WEISER et al. (2006)	Ausfahrtstyp A 4	11	955	0,64
	Ausfahrtstyp A 5	5	294	0,45
FRIEDRICH et al. (2008)	Einfahrtstyp E 5	6	211	0,50
HANKE und GEISTEFELDT (2020)	Einfahrtstyp E 3	11	208	0,44
	Einfahrtstyp E 5	11	269	0,49

Tab. 2-12: Unfallraten verschiedener Typen von Verflechtungsstrecken, Aus- und Einfahrten

Untersuchungen in den USA

CIRILLO (1970) analysierte das Unfallgeschehen an verschiedenen Knotenpunktelementen von Autobahnen in Abhängigkeit von der Länge der Elemente. Zu den untersuchten Elementen zählen neben 646 Verflechtungsstrecken, die sich ausschließlich an Kleeblattknotenpunkten befinden, auch Ein- und Ausfahrten von Autobahnen. Die Datengrundlage der Untersuchung bildeten Unfalldaten aus den Jahren 1959 bis 1965 aus 20 US-Bundesstaaten. Die untersuchten Verflechtungsstrecken sind zwischen 400 und 800 ft (ca. 120 bis 240 m) lang. Der Einfluss der Verflechtungsstreckenlänge stand neben der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke im Fokus der Untersuchung. Zur Beurteilung der Verkehrssicherheit wurde als Unfallkenngröße die Anzahl der Unfälle bezogen auf die Fahrleistung betrachtet und als *accident rate* bezeichnet. Die berechneten *accident rates* sind längenunabhängig und dementsprechend nicht mit der Unfallrate nach Gleichung (2-18) zu vergleichen. Die Ergebnisse zeigen, dass die *accident rate* mit zunehmendem DTV steigt und mit zunehmender Länge der Verflechtungsstrecke sinkt.

Die Verkehrssicherheit aller Verflechtungsstrecken an fünf Autobahnen in Südkalifornien wurde von GOLOB et al. (2004) untersucht. Die insgesamt 55 untersuchten Verflechtungsstrecken können in drei verschiedene Typen sowie Mischformen aus den drei Typen unterteilt werden. Der Typ A entspricht dabei einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a). Bei Verflechtungsstrecken der Typen B und C kann entweder der Ein- oder der Ausfahrvorgang ohne Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden. Für den anderen Vorgang müssen entweder ein Fahrstreifenwechsel (Typ B) oder zwei Fahrstreifenwechsel (Typ C) vorgenommen werden. Die Datengrundlage der Untersuchung bestand aus Unfallsowie Verkehrsdaten aus dem Jahr 1998. Die makroskopische Unfalluntersuchung ergab, dass der Anteil der Unfälle innerhalb von Verflechtungsstrecken am Gesamtunfallgeschehen in etwa dem Längenanteil der 55 Verflechtungsstrecken an der Gesamtlänge der Autobahnen entspricht. Die mittleren Unfallraten der drei verschiedenen Typen von Verflechtungsstrecken unterscheiden sich aufgrund der hohen Standardabweichungen statistisch nicht voneinander.

In der mikroskopischen Unfalluntersuchung haben GOLOB et al. (2004) unter anderem die Kollisionstypen, die Unfalltypen, die Unfallzeitpunkte und den Unfallort analysiert und mit dem Unfallgeschehen in anderen Bereichen der Autobahnen verglichen. Dabei ergaben sich folgende Erkenntnisse:

- In Verflechtungsstrecken ist der Anteil der Unfälle, die durch einen Fahrstreifenwechsel verursacht werden, mit 23,9 % um über 4 % größer als in anderen Bereichen von Autobahnen.
- Der Anteil der Unfälle, die auf dem mittleren Fahrstreifen passieren, ist in Verflechtungsbereichen deutlich höher als auf den sonstigen Autobahnabschnitten.
- An Verflechtungsstrecken des Typs C ist der Anteil der Unfälle in den Spitzenstunden (6:00 – 9:00 Uhr und 15:30 – 18:30 Uhr) auffällig größer als an den Verflechtungsstrecken der Typen A und B. Dies wird

dadurch begründet, dass in den Verflechtungsbereichen des Typs C zwei Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden müssen.

LIU et al. (2010) untersuchten die Verkehrssicherheit von 66 Autobahnabschnitten, bei denen in dichtem Abstand eine Ausfahrt auf eine Einfahrt folgt. Dabei wurden drei unterschiedliche Abschnittstypen untersucht, von denen zwei Typen einer Verflechtungsstrecke entsprechen. Der Typ C entspricht dem Verflechtungsstreckentyp V 1 gemäß den RAA (FGSV, 2008a). Der Typ B weist im Vergleich zum Verflechtungsstreckentyp V 1 einen zusätzlichen Fahrstreifen in der Ausfahrt auf. Der maximale Abstand zwischen Ein- und Ausfahrt an den betrachteten Abschnitten beträgt 0,5 Meilen (ca. 800 m). Die mit $0,23 \text{ U}/(10^6 \text{ Kfz} \cdot \text{km})$ geringste Unfallrate wurde für Abschnitte des Typs C ermittelt, wohingegen die Unfallrate an den Verflechtungsstrecken des Typs B mit $0,80 \text{ U}/(10^6 \text{ Kfz} \cdot \text{km})$ fast 3,5-mal so groß ist. An den Abschnitten ohne Verflechtungsstreifen (Typ A) beträgt die mittlere Unfallrate $0,45 \text{ U}/(10^6 \text{ Kfz} \cdot \text{km})$. Der prozentuale Anteil der Unfälle mit schwerem Personenschaden ist an den Abschnitten des Typs A im Vergleich zu den Verflechtungsstrecken der Typen B und C um ca. 10 % geringer. LIU et al. vermuten, dass der höhere Anteil an schweren Unfällen mit dem Unfalltyp zusammenhängt, da an den Verflechtungsstrecken mehr Unfälle mit seitlich in gleicher Richtung fahrenden Fahrzeugen aufgetreten sind und solche Unfälle schwerwiegendere Folgen haben als Auffahrunfälle.

Der Einfluss verschiedener Randbedingungen auf die Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken wurde von QI et al. (2014) analysiert. Die Datengrundlage der Untersuchung bestand aus Unfall- und Verkehrsdaten aus den Jahren 2007 bis 2011 von 16 Verflechtungsstrecken in Texas. Durch eine Poisson-Regression konnten insgesamt vier statistisch signifikante Parameter ermittelt werden, die die Unfalldichte beeinflussen. Einen positiven Einfluss auf die Verkehrssicherheit haben die Länge der Verflechtungsstrecke und der DTV der Einfahrrampe. Mit steigender Verflechtungslänge und Einfahrverkehrsstärke sinkt die Unfalldichte. Der Einfluss der Verkehrsstärke der Einfahrrampe ist dabei allerdings nur gering. Negativ beeinflusst wird die Unfalldichte durch den DTV der Ausfahrrampe und die Anzahl der mindestens benötigten Fahrstreifenwechsel, um von der Hauptfahrbahn auf die Ausfahrrampe zu gelangen. Dabei erhöht sich die Unfalldichte mit steigendem DTV der Ausfahrrampe bzw. bei einer Zunahme der notwendigen Fahrstreifenwechsel.

3 Untersuchungskonzept

3.1 Methodik

Die bisherigen nationalen und internationalen Untersuchungen von Verflechtungsstrecken (vgl. Kapitel 2.2.2, 2.4 und 2.5.2) zeigen, dass verschiedene bauliche und verkehrstechnische Randbedingungen die Verkehrssicherheit, den Verkehrsablauf sowie die Kapazität unterschiedlich stark beeinflussen können. Zu den möglichen Einflussfaktoren zählen

- die Anzahl der Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn sowie der Verflechtungsstreifen,
- die Anzahl der addierten oder subtrahierten Fahrstreifen,
- die Länge des Verflechtungsbereichs,
- die Länge der Fahrstreifenbegrenzung am Beginn des Verflechtungsbereichs,
- die Art der Fahrstreifenmarkierung (insbesondere der Blockmarkierung),
- die Linienführung der Ein- und Ausfahrrampen,
- die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme,
- der Anteil ortskundiger Fahrer,
- die Längsneigung,
- der Schwerverkehrsanteil sowie
- die zulässige Höchstgeschwindigkeit.

Eine zentrale Aufgabe der Untersuchung war es, ein Untersuchungskonzept zu erarbeiten, welches die möglichen Einflussgrößen ganzheitlich abdeckt. Als Grundlage für die Auswahl des Untersuchungskollektivs wurde zunächst eine vollständige Bestandsaufnahme und Typisierung vorhandener Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten im deutschen Autobahnnetz unter Einbeziehung von Fällen mit temporärer Seitenstreifenfreigabe durchgeführt. Die Dokumentation sämtlicher realisierter Verflechtungsstrecken erfolgte anhand einer Luftbildrecherche, die punktuell durch Befragungen von Vertretern der zuständigen Straßenbauverwaltungen ergänzt wurde.

Die Datengrundlage für die vorliegende Untersuchung umfasst unterschiedliche Datentypen, die für das gesamte Untersuchungskollektiv oder eine Auswahl des Untersuchungskollektivs vorlagen oder erhoben wurden. Eine schematische Übersicht des Untersuchungskonzepts im Hinblick auf das analysierte Kollektiv sowie die Datengrundlage ist in Bild 3-1 dargestellt.

Für das gesamte Untersuchungskollektiv wurde eine makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs sowie eine Analyse der Verkehrssicherheit durchgeführt. Hierfür wurden Dauerzählstellen- und Unfalldaten herangezogen. Aus dem Untersuchungskollektiv wurden 13 repräsentative Verflechtungsstrecken ausgewählt, die im Rahmen einer mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs detailliert betrachtet wurden. Hierfür wurden zum einen Videoerhebungen mit einer Drohne durchgeführt, um das Fahrstreifenwechselverhalten der einfahrenden, ausfahrenden und durchfahrenden Fahrzeuge auf Verflechtungsstrecken näher zu analysieren. Zum anderen wurden zur Bestimmung der Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme „Floating Car Data“ (FCD) verwendet.

Neben der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs wurden die 13 ausgewählten Verflechtungsstrecken in dem makroskopischen Modell „Deutsches FREEVAL“ (vgl. HARTMANN et al., 2019) nachgebildet. Hierbei sollte der Anwendungsfall für Verflechtungsstrecken überprüft und das makroskopische Modell ggf. weiterentwickelt werden. Des Weiteren wurden zur Analyse der Einsatzbereiche der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als alternatives Verfahren für die Bewertung der Verkehrsqualität von Verflechtungsstrecken drei repräsentative Verflechtungsstrecken mit den mikroskopischen Simulationsprogrammen BABSIM, PTV Vissim und Aimsun Next nachgebildet.

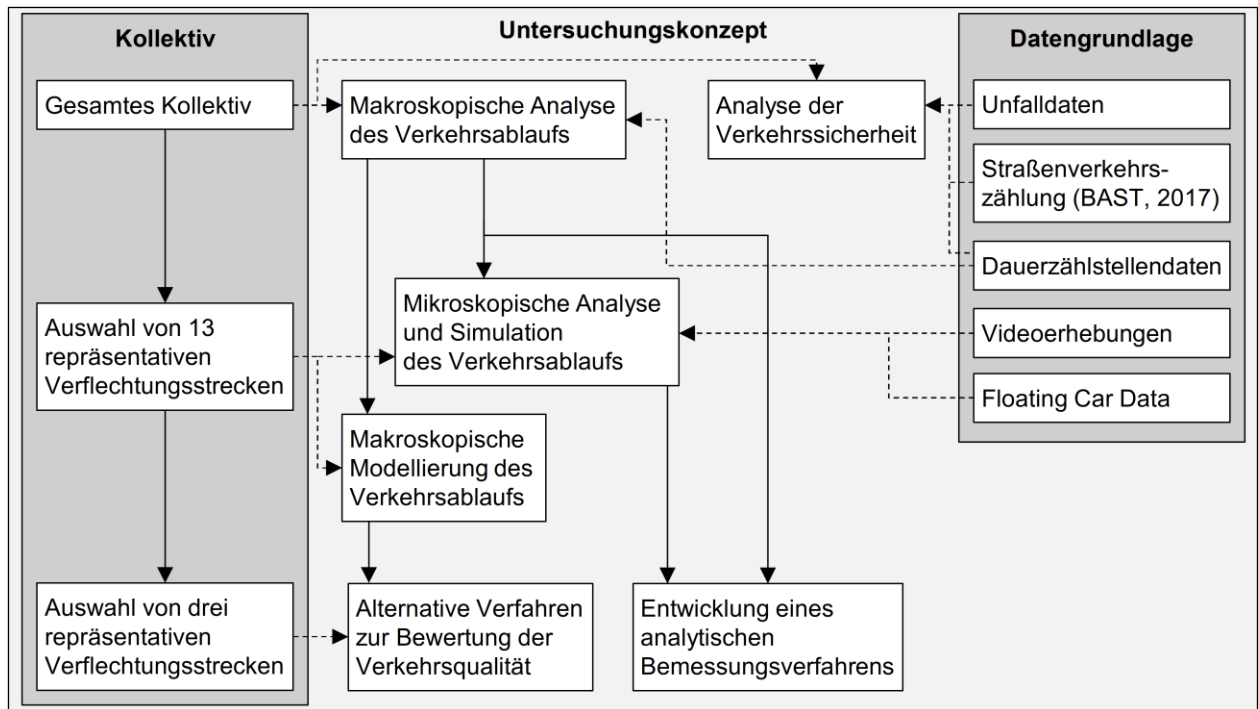


Bild 3-1: Darstellung des Untersuchungskonzepts

3.2 Untersuchungskollektiv

3.2.1 Übersicht

Zur Dokumentation sämtlicher realisierter Lösungen von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten in Deutschland wurde eine Luftbildrecherche durchgeführt. Dabei wurde grundsätzlich zwischen

- symmetrischen Verflechtungsstrecken (mit gleicher Anzahl der addierten und subtrahierten Fahrstreifen am Beginn bzw. Ende),
- asymmetrischen Verflechtungsstrecken (mit unterschiedlicher Anzahl der addierten und subtrahierten Fahrstreifen am Beginn bzw. Ende) sowie
- weiteren Sonderlösungen von Verflechtungsstrecken

unterschieden.

Im Rahmen der Luftbildrecherche wurden insgesamt 196 Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen dokumentiert, von denen mehr als die Hälfte dem Typ V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) entspricht. Eine detaillierte Aufstellung sämtlicher Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten getrennt nach Verflechtungsbereichstyp enthält Anhang A. Eine Übersichtskarte aller Verflechtungsstrecken in Deutschland zeigt Bild 3-2. Die Verteilung der Verflechtungsstrecken auf die Bundesländer ist in Tab. 3-1 dargestellt. Demnach befinden sich fast 70 % der insgesamt 196 Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen in Nordrhein-Westfalen und Hessen.

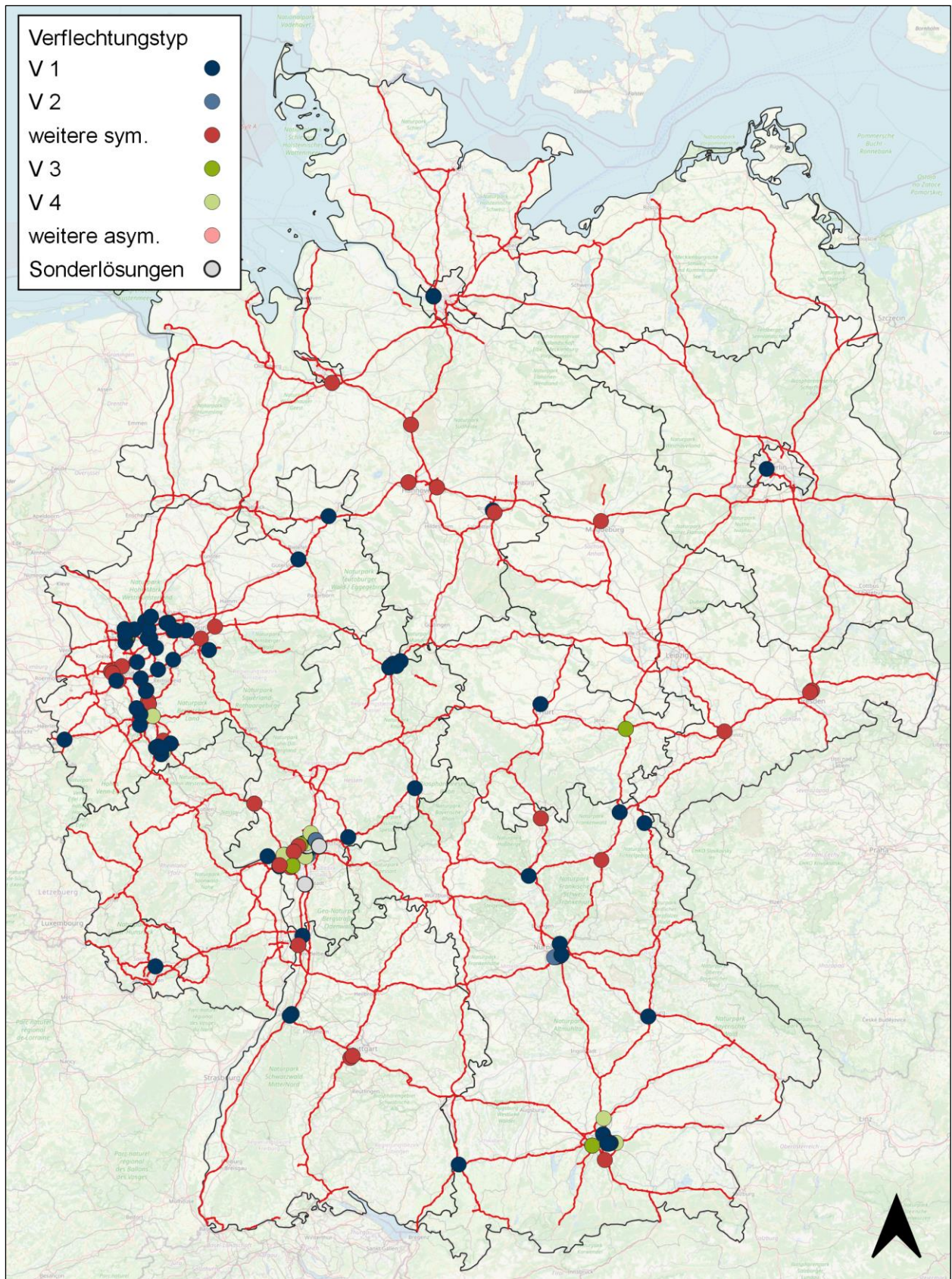


Bild 3-2: Übersichtskarte der Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen (Stand 06/2020, eigene Darstellung, Kartengrundlage: © OpenStreetMap contributors)

Land ¹⁾	Symmetrisch			Asymmetrisch			Weitere Sonderlösungen
	V 1	V 2	Weitere	V 3	V 4	Weitere	
Baden-Württemberg	3	1	4	-	-	-	-
Bayern	19	1	5	2	3	-	-
Berlin	1	-	-	-	-	-	-
Bremen	1	-	1	-	-	-	-
Hamburg	1	-	-	-	-	-	1
Hessen	23	5	13	4	5	1	4
Niedersachsen	2	1	5	1	-	-	-
Nordrhein-Westfalen	58	-	15	3	4	-	-
Saarland	2	-	-	-	-	-	-
Sachsen	-	-	3	-	-	-	-
Sachsen-Anhalt	-	-	1	-	-	-	-
Thüringen	2	-	-	-	1	-	-
insgesamt	112	8	47	10	13	1	5
¹⁾ In den nicht genannten Bundesländern sind keine relevanten Verflechtungsstrecken vorhanden							

Tab. 3-1: Anzahl der Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten getrennt nach Verflechtungsbereichstyp in den Bundesländern

Grundsätzlich können sich Verflechtungsstrecken auch durch die temporäre Freigabe des Seitenstreifens zwischen einer Einfahrt und der folgenden Ausfahrt ergeben. Im Rahmen der Luftbildrecherche zeigte sich jedoch, dass die bisher auf deutschen Autobahnen realisierten Strecken mit temporärer Seitenstreifenfreigabe aufgrund ihrer Länge und der entwurfstechnischen Randbedingungen nicht den Charakter einer Verflechtungsstrecke aufweisen. Dementsprechend finden sich im Untersuchungskollektiv keine Verflechtungsstrecken, die sich durch eine temporäre Seitenstreifenfreigabe ergeben.

Für jede der bereits realisierten Verflechtungsstrecken wurde die Verflechtungslänge ermittelt. Die Verflechtungslänge l_v wurde dabei in Anlehnung an die Richtlinien für die Markierung von Straßen (RMS) – Teil A: Autobahnen (FGSV, 2019) als die Länge zwischen dem Beginn der Fahrbahnbegrenzung der Einfahrt und dem Ende der Fahrbahnbegrenzung der Ausfahrt definiert (vgl. Bild 3-3). Der Beginn und das Ende der Verflechtungslänge entsprechen damit in der Regel der Lage der Sperrflächenspitze der Einfahrt bzw. der Ausfahrt.

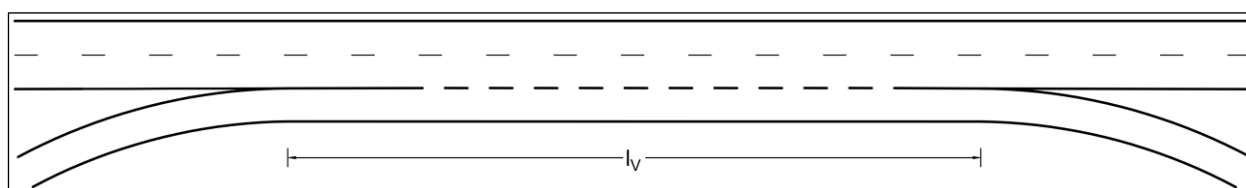


Bild 3-3: Schematische Darstellung der Verflechtungslänge l_v

3.2.2 Symmetrische Verflechtungsstrecken

Im Rahmen der Luftbildrecherche wurden insgesamt 167 symmetrische Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen ermittelt. Davon entsprechen 120 Verflechtungsstrecken den beiden symmetrischen Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 nach den RAA (FGSV, 2008a). Darüber hinaus konnten 47 symmetrische Verflechtungsstrecken, die nicht den Verflechtungsbereichstypen der RAA zugeordnet werden können, ermittelt werden. Eine Übersicht der weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken mit der jeweiligen Kombination aus Ein- und Ausfahrttyp ist in Anhang A dargestellt.

Der Verkehrsablauf und die Verkehrssicherheit wurden für insgesamt 83 symmetrische Verflechtungsstrecken analysiert. Die einzelnen Untersuchungsstellen sind in Tab. 3-2 bis Tab. 3-4 getrennt nach den Ver-

flechtungsbereichstypen aufgelistet. Das Untersuchungskollektiv der symmetrischen Verflechtungsstrecken umfasst 52 Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 und fünf Verflechtungsstrecken vom Typ V 2 sowie 26 weitere symmetrische Verflechtungsstrecken. Zur Veranschaulichung sind die einzelnen Längen der Verflechtungsbereiche aller untersuchten symmetrischen Verflechtungsstrecken nach der Länge sortiert in Bild 3-4 dargestellt. Die Verflechtungslängen liegen dabei zwischen 230 m und 2750 m.

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	l_v [m]	Bundes- land
A 2	AS Essen/Gladbeck	AS Gladbeck-Ellinghorst	4	670	NW
A 3	AD Langenfeld	AS Solingen	4	1120	NW
A 3	AK Oberhausen-West	AS Oberhausen-Lirich	4	750	NW
A 3 ²⁾	AS Oberhausen-Lirich	AK Oberhausen-West	4	900	NW
A 3	AS Limburg-Süd	AS Limburg-Nord	4	1470	HE
A 4	AS Köln-Klettenberg	AS Köln-Eifeltr	4	1140	NW
A 5	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	5	670	HE
A 7	AS Kassel-Ost	AS Kassel-Nord	4	810	HE
A 7	AS Kassel-Nord	AS Kassel-Ost	4	860	HE
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Werne	3	360	NW
A 40 ²⁾	AS Bochum-Werne	AK Bochum	3	920	NW
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Harpen	3	670	NW
A 40	AK Dortmund-West	AS Dortmund-Dorstfeld	4	770	NW
A 40	AS Essen-Zentrum	AS Essen-Holsterhausen	3	420	NW
A 40	AS Essen-Zentrum	AS Essen-Huttrop	3	310	NW
A 42	AK Herne	AS Herne-Baukau	3	340	NW
A 42 ²⁾	AS Herne-Baukau	AK Herne	3	630	NW
A 42 ²⁾	AS Herne-Crange	AK Herne	3	1260	NW
A 43	AK Herne	AS Herne-Eickel	3	920	NW
A 43	AS Herne-Eickel	AK Herne	3	1240	NW
A 46	AS Wuppertal-Oberbarmen	AD/AK Wuppertal-Nord	3	450	NW
A 46	AS Wuppertal-Varresbeck	AK Sonnborn	3	890	NW
A 46 ²⁾	AK Sonnborn	AS Wuppertal-Varresbeck	3	1010	NW
A 46	AK Hilden	AS Erkrath	4	850	NW
A 46	AK Hilden	AS Haan-West	3	1410	NW
A 57	AS Köln-Ehrenfeld	AS Köln-Bickendorf	4	750	NW
A 57	AK Köln-Nord	AS Köln-Chorweiler	3 ¹⁾	640	NW
A 57	AS Köln-Chorweiler	AK Köln-Nord	3	480	NW
A 57	AK Neuss-West	AS Neuss-Reuschenberg	4 ¹⁾	450	NW
A 59	AS Duisburg-Zentrum	AS Duisburg-Hochfeld	4	620	NW
A 59	AS Duisburg-Hochfeld	AS Duisburg-Zentrum	4	650	NW
A 59	AS Duisburg-Ruhrort	AS Duisburg-Meiderich	3	330	NW
A 59	AS Duisburg-Fahrn	AS Duisburg-Marxloh	3	470	NW
A 59	AS Duisburg-Marxloh	AS Duisburg-Fahrn	3	460	NW
A 59	AS Beuel-Vilich	AS Bonn-Pützchen	4	280	NW
A 59	AS Bonn-Pützchen	AS Beuel-Vilich	4	230	NW
A 60	AD Mainspitz	AS Ginsheim-Gustavsburg	4	320	HE
A 66	AD Eschborn	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	3	650	HE
A 66	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	AD Eschborn	3	800	HE
A 66	AS Frankfurt a. M.-Höchst	AS Kelkheim	4	500	HE
A 66	AD Langenselbold	AS Langenselbold	3	1140	HE
A 66	AS Langenselbold	AD Langenselbold	3	1640	HE
A 66	AS Eichenzell	AD Fulda	3	560	HE
A 516	AS Oberhausen-Sterkrade	AS Oberhausen-Eisenheim	3	320	NW
A 542	AD Langenfeld	AS Langenfeld-Immigrath	3	530	NW
A 643	AK Schierstein	AS Wiesbaden-Äppelallee	3 ¹⁾	520	HE
A 648	Westkreuz Frankfurt a. M.	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	3	750	HE
A 648	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	AD Eschborn	3	760	HE
A 659	AS Viernheim	AK Viernheim	3	750	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	AD Preungesheim	3	700	HE
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	3	1130	HE
A 672	AK Darmstadt Nord	AS Griesheim	3	280	HE
¹⁾ Doppeleinfahrt vom Typ EE 1 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt					
²⁾ Einfahrt mit Zuflussregelungsanlage					

Tab. 3-2: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	l_v [m]	Bundes- land
A 3	AS Frankfurt-Süd	Frankfurter Kreuz	5	1730	HE
A 5	Frankfurter Kreuz	AS Zeppelinheim	5	1030	HE
A 66	AD Kriftel	AS Hattersheim-Ost	5	550	HE
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße	4	1090	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße	AD Preungesheim	4	920	HE

Tab. 3-3: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 2

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Ein- fahrttyp	Aus- fahrttyp	Anzahl Fahrstreifen	l_v [m]	Bundes- land
A 1	AS Schwerte	AK Westhofen	E 3	A 4	4	2600	NW
A 3	AS Köln-Dellbrück	AK Köln-Ost	E 3	A 5	5	940	NW
A 3	AK Leverkusen	AS Leverkusen-Opladen	E 5	A 6	4	1270	NW
A 3	AS Leverkusen-Opladen	AK Leverkusen	E 3	A 4	4	1420	NW
A 3	AS Leverkusen-Zentrum	AK Leverkusen	E 3	A 4	4	1280	NW
A 3	Frankfurter Kreuz	AS Frankfurt a. M.-Süd	E 5	A 6	4	2150	HE
A 3	AS Limburg-Nord	AS Limburg-Süd	E 3	A 4	4	1230	HE
A 40 ²⁾	AS Dortmund-Kley	AK Dortmund-West	E 3	A 4	3	740	NW
A 44	AS Unna-Ost	AK Dortmund/Unna	E 3	A 4	3	2750	NW
A 44	AS Düsseldorf-Messe/Arena	AS Düsseldorf-Stockum	E 3	A 4	4	700	NW
A 44	AS Düsseldorf-Stockum	AS Düsseldorf-Messe/Arena	E 3	A 5	4	1150	NW
A 46	AS Erkrath	AK Hilden	EE 1 ¹⁾	A 5	4	570	NW
A 52	AS Kaarst-Nord	AK Kaarst	E 3	A 4	3	1020	NW
A 57	AS Holzbüttgen	AK Kaarst	E 3	A 4	4	1140	NW
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss-Reuschenberg	E 5	A 6	4	1420	NW
A 60	AS Rüsselsheim-Königsstädten	AD Rüsselsheim	E 3	A 7	3	1140	HE
A 60	AD Rüsselsheim	AS Rüsselsheim-Königsstädten	E 5	A 6	3	1230	HE
A 66	AS Kelkheim	AS Frankfurt a. M.-Höchst	E 3	A 7	4	470	HE
A 66	AS Hattersheim-Ost	AD Kriftel	E 3	A 7	4	1070	HE
A 67	AK Darmstadt	AD Griesheim	E 5	A 6	3	550	HE
A 67	AD Griesheim	AK Darmstadt	E 3	A 7	3	980	HE
A 67	AS Rüsselsheim-Ost	AD Rüsselsheim	E 3	A 7	3	1000	HE
A 648	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	Westkreuz Frankfurt a. M.	E 3	A 7	3	980	HE
A 661	AK Bad Homburg	AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach	E 5	A 6	3	650	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Ost	AS Offenbach-Kaiserlei	E 5	A 6	3	670	HE
A 671	AD Mainspitz	AS Gustavsburg	E 5	A 6	3	1070	HE

¹⁾ Doppeleinfahrt vom Typ EE 1 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt

²⁾ Einfahrt mit Zuflussregelungsanlage

Tab. 3-4: Untersuchungskollektiv der weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken

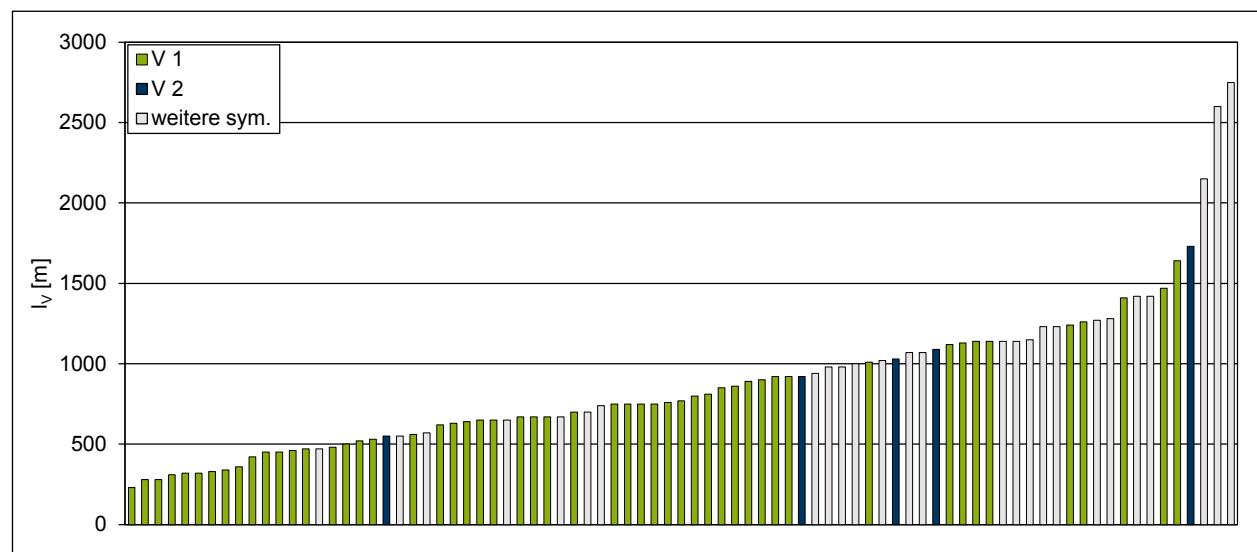


Bild 3-4: Rangierung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der symmetrischen Verflechtungsstrecken

3.2.3 Asymmetrische Verflechtungsstrecken

Im Rahmen der Luftbildrecherche wurden insgesamt 24 asymmetrische Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen ermittelt. Die 23 Verflechtungsstrecken, die den beiden asymmetrischen Verflechtungsbereichstypen V 3 und V 4 nach den RAS-K-2-B (FGSV, 1995a) entsprechen, unterscheiden sich jeweils hinsichtlich der Anordnung der Markierung. Für Verflechtungsstrecken vom Typ V 3 wurden fünf verschiedene Varianten der Anordnung der Blockmarkierung ermittelt (vgl. Bild 3-5). Für den Verflechtungsbereichstyp V 4 konnten vier unterschiedliche Varianten der Anordnung der Blockmarkierung dokumentiert werden (vgl. Bild 3-6). Des Weiteren wurde zwischen dem AK Darmstadt und dem AK Darmstadt-Nord eine weitere asymmetrische Verflechtungsstrecke, die nicht den Verflechtungsbereichstypen nach den RAS-K-2-B zugeordnet werden konnte, identifiziert. Eine Übersicht der realisierten asymmetrischen Verflechtungsstrecken in Deutschland gibt Anhang A.

Der Verkehrsablauf und die Verkehrssicherheit wurden im Rahmen der Untersuchung für insgesamt 15 asymmetrische Verflechtungsstrecken analysiert. Die einzelnen Untersuchungsstellen sind getrennt nach dem Verflechtungsbereichstyp in Tab. 3-5 bis Tab. 3-7 aufgelistet. Das Untersuchungskollektiv der asymmetrischen Verflechtungsstrecken umfasst dabei sechs Verflechtungsstrecken vom Typ V 3, acht Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 sowie eine weitere asymmetrische Verflechtungsstrecke. Die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg (vgl. Bild 3-7) unterscheidet sich vom Verflechtungsbereichstyp V 4 lediglich durch eine zweistreifige Einfahrrampe, deren rechter Fahrstreifen rund 100 m hinter dem Beginn der Blockmarkierung endet, und wird daher als verkehrstechnisch äquivalent zum Typ V 4 betrachtet.

Das Untersuchungskollektiv der asymmetrischen Verflechtungsstrecken ist nach der Verflechtungslänge l_v sortiert in Bild 3-8 dargestellt. Die Verflechtungslängen liegen dabei zwischen 230 m und 2000 m.

Auto- bahn	Anschlussstelle Einfahrt	Anschlussstelle Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	Markierungs- typ ¹⁾	l_v [m]	Bundes- land
A 4	AK Köln-Ost	AS Köln-Merheim	4	M 1	760	NW
A 59	AK Duisburg	AS Duisburg-Duisern	4	M 5	470	NW
A 66	AK Wiesbaden	AS Diedenbergen	4	M 2	590	HE
A 66	AD Eschborn	AS Frankfurt a. M.-Höchst	4	M 3	2000	HE
A 66	AK Wiesbaden	AS Wallau	4	M 2	770	HE
A 67	AD Rüsselsheim	AS Rüsselsheim-Ost	4	M 3	420	HE

¹⁾ Markierungstyp nach Bild 3-5

Tab. 3-5: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 3

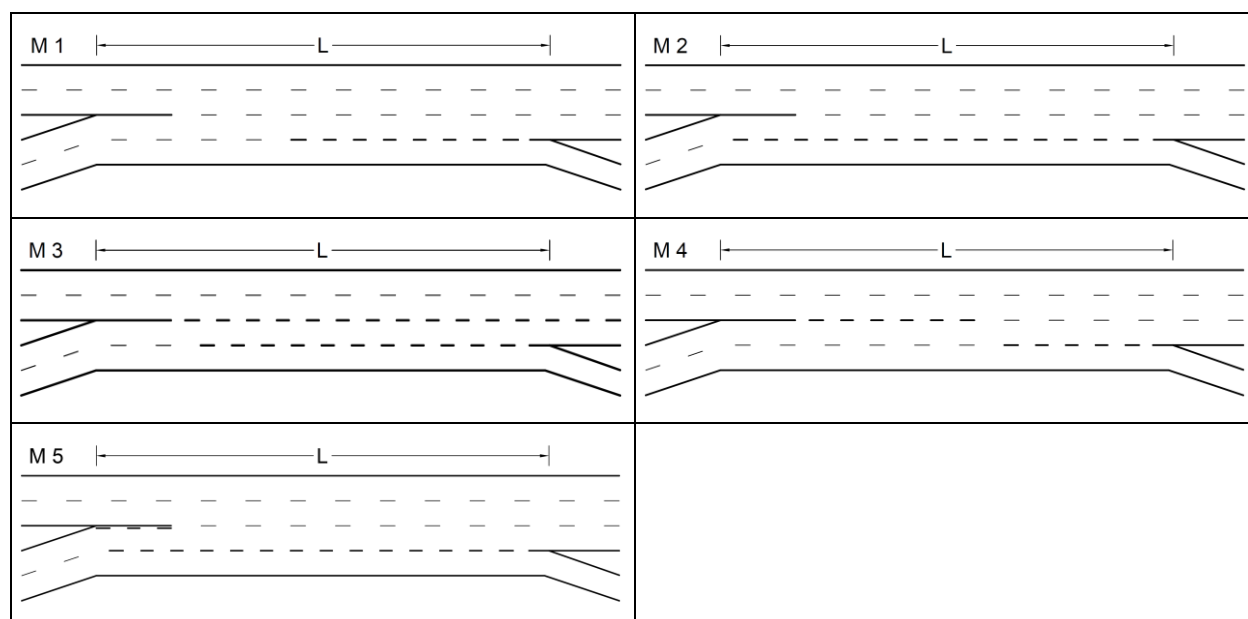


Bild 3-5: Markierungsvarianten für Verflechtungsstrecken vom Typ V 3

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	Markierungs- typ ¹⁾	l_v [m]	Bundes- land
A 4	AS Köln-Merheim	AK Köln-Ost	4	M 4	690	NW
A 40 ²⁾	AK Duisburg	AK Kaiserberg	4	M 4	1120	NW
A 5	AS Zeppelinheim	Frankfurter Kreuz	5	M 3	1030	HE
A 59	AS Duisburg-Duisern	AK Duisburg	4	M 3	1030	NW
A 66	AS Diedenbergen	AK Wiesbaden	4	M 3	1020	HE
A 66	AS Frankfurt a. M.- Ludwig-Landmann-Straße	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	4	M 2	1040	HE
A 66	AS Wallau	AK Wiesbaden	4	M 3	580	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.- Nieder-Eschbach	AK Bad Homburg	4	M 3	230	HE

¹⁾ Markierungstyp nach Bild 3-6
²⁾ Zweistreifige Einfahrrampe (vgl. Bild 3-7)

Tab. 3-6: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 4

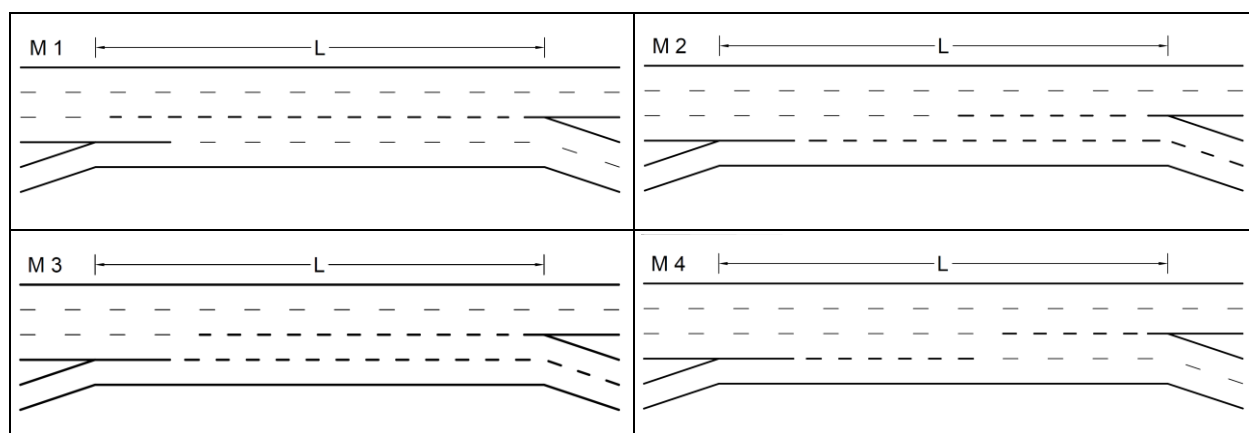


Bild 3-6: Markierungsvarianten für Verflechtungsstrecken vom Typ V 4

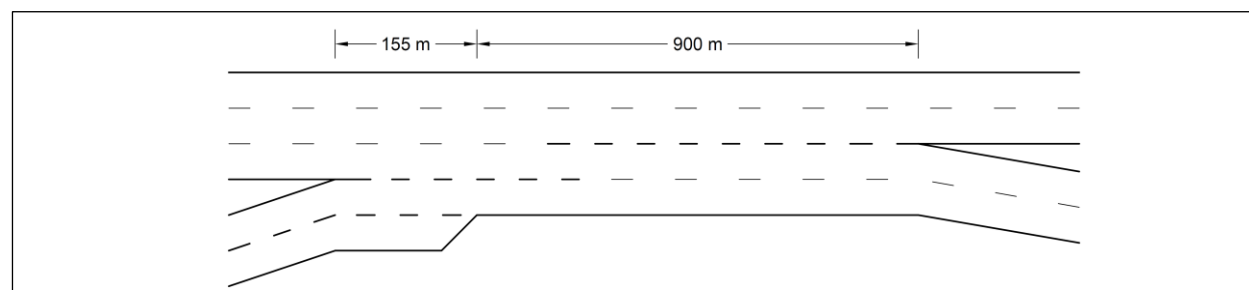


Bild 3-7: Skizze des Verflechtungsbereichs der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Einfahrttyp	Ausfahrttyp	Anzahl Fahrstreifen	l_v [m]	Bundes- land
A 5	AK Darmstadt	AK Darmstadt Nord	Addition 3 FS	A 6	5	560	HE

Tab. 3-7: Untersuchungskollektiv der weiteren asymmetrischen Verflechtungsstrecken

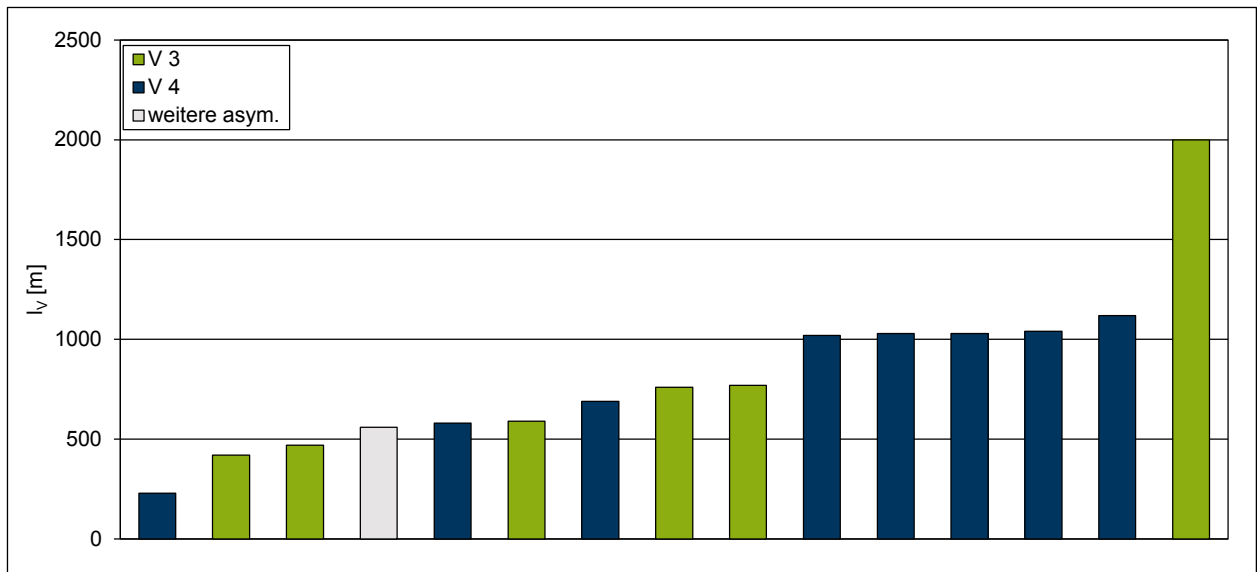


Bild 3-8: Rangreihung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der asymmetrischen Verflechtungsstrecken

3.2.4 Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung

Zur Einordnung der Ergebnisse der Analyse des Verkehrsablaufs und der Verkehrssicherheit für das Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken wurden als Vergleichskollektiv auch Strecken von Autobahnen, die den Charakter einer Verflechtungsstrecke aufweisen, an denen jedoch keine durchgehende Blockmarkierung angeordnet ist, analysiert. Die Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung setzen sich immer aus einer Einfahrt mit Fahrstreifenaddition und einer Ausfahrt mit Fahrstreifensubtraktion zusammen. Hierbei konnten elf Beispiele für unterschiedliche Kombinationen aus Ein- und Ausfahrtstyp in Nordrhein-Westfalen und Hessen ermittelt werden. Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse des Untersuchungskollektivs und des Vergleichskollektivs wurde den Verflechtungsstrecken ohne Blockmarkierung jeweils der entsprechende Verflechtungsbereichstyp nach den RAA (FGSV, 2008a) bzw. den RAS-K-2-B (FGSV, 1995a) zugeordnet. Eine Übersicht der analysierten Verflechtungsstrecken ohne Blockmarkierung ist in Tab. 3-8 dargestellt.

Das Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken ohne Blockmarkierung umfasst insgesamt sieben symmetrische und vier asymmetrische Verflechtungsstrecken. Eine Übersicht der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der Verflechtungsstrecken ohne Blockmarkierung ist mit aufsteigender Sortierung in Bild 3-9 dargestellt. Die Verflechtungslängen liegen dabei mit einer Ausnahme in einer Bandbreite von 2300 m bis 5600 m und sind somit deutlich größer als bei den meisten Verflechtungsstrecken mit Blockmarkierung.

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	Verflechtungs- bereichstyp ¹⁾	l_v [m]	Bundes- land
A 3	AS Frankfurt a. M.-Süd	AK Offenbach	4	V 4	4890	HE
A 3	AK Offenbach	AS Frankfurt a. M.-Süd	4	symmetrisch	5600	HE
A 3	AD Köln Heumar	AK Köln-Ost	4	asymmetrisch	2510	NW
A 4	AS Engelskirchen	AS Bielstein	2	V 1	2860	NW
A 7	AS Kirchheim	AD Hattenbach	4	asymmetrisch	2870	HE
A 59	AS Troisdorf	AD Sankt Augustin-West	3	V 1	2380	NW
A 59	AD Sankt Augustin-West	AD Bonn-Nordost	3	symmetrisch	2390	NW
A 59	AD Bonn-Nordost	AD Sankt Augustin-West	3	symmetrisch	2370	NW
A 59	AS Köln-Wahn	AS Flughafen Köln/Bonn	3	V 1	2320	NW
A 59	AS Flughafen Köln/Bonn	AD Köln-Porz	3	symmetrisch	2330	NW
A 66	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	AS Frankfurt a. M.- Ludwig-Landmann-Straße	3	V 3	1170	HE

¹⁾ Verflechtungsbereichstyp nach Kapitel 3.2.2 und 3.2.3

Tab. 3-8: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung

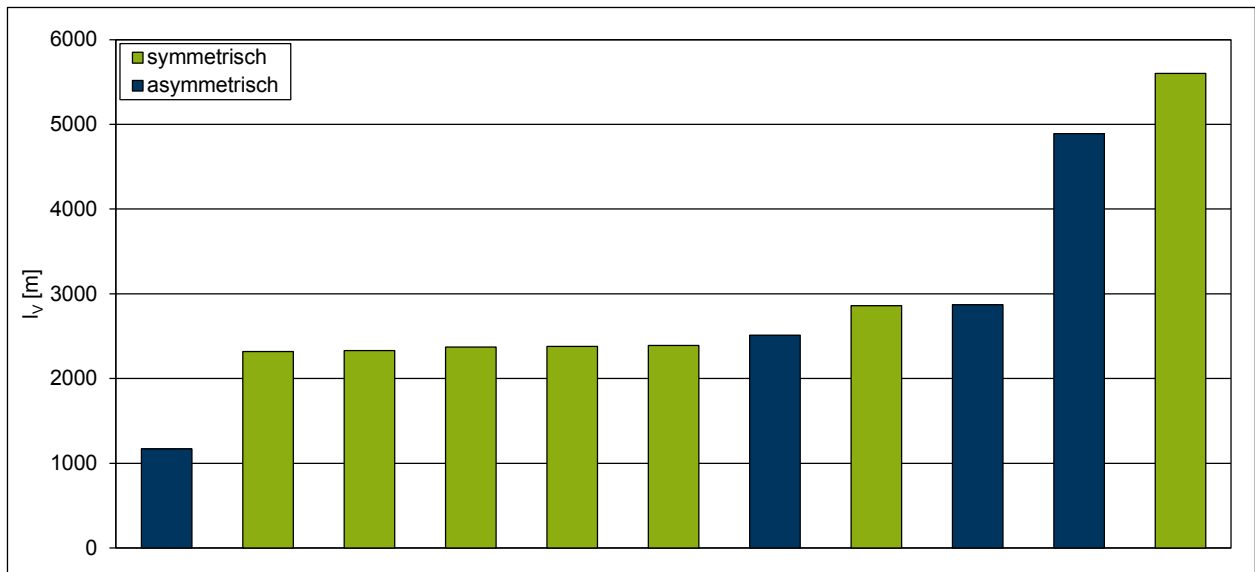


Bild 3-9: Rangreihung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung

3.3 Datengrundlage

3.3.1 Makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs

Für die makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten wurden Daten von Dauerzählstellen verwendet, um eine möglichst umfangreiche Datengrundlage zu erhalten. Für das in Kapitel 3.1 beschriebene Gesamtkollektiv wurden Daten von Dauerzählstellen für die Jahre 2015 bis 2019 ausgewertet.

Die Dauerzählstellendaten wurden zunächst für die weitere Analyse aufbereitet und gefiltert. Dabei wurden für jede Dauerzählstelle folgende Arbeitsschritte durchgeführt:

- Ermittlung von DTV-Werten mit proportionaler Hochrechnung von fehlenden Intervallen,
- fahstreifenfeine Ermittlung der Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten in 5-Minuten-Intervallen,
- Entfernung von Zeitintervallen, in denen der Verkehrsablauf durch eine Arbeitsstelle oder einen Unfall beeinflusst wurde,
- Entfernung von Zeitintervallen mit einem Ausfall einzelner Zählschleifen oder unplausiblen Werten,
- Ermittlung von fehlenden Verkehrsstärken anhand von Kontinuitätsbetrachtungen,
- Umrechnung von lokalen Geschwindigkeiten in momentane Geschwindigkeiten sowie
- Erstellung von q-v-Diagrammen in 5-Minuten- und Stunden-Intervallen.

Bei der Entfernung von Intervallen, in denen der Verkehrsablauf durch einen Unfall oder eine Arbeitsstelle beeinträchtigt war, wurden neben dem Verflechtungsbereich auch die Bereiche stromaufwärts bzw. stromabwärts der Verflechtungsstrecke berücksichtigt. Für Unfälle wurde für den Bereich stromaufwärts eine Länge von 500 m gewählt. Die Einflusslänge stromabwärts der Verflechtungsstrecke ist abhängig von der Unfallkategorie, da davon auszugehen ist, dass sich bei einem schweren Unfall ein längerer Rückstau bildet als bei einem Unfall mit geringer Folge. Unfälle mit schwerem Personenschaden (Unfallkategorien 1 und 2) wurden deshalb bis zu einer Entfernung von 10 km stromabwärts der Verflechtungsstrecke mitberücksichtigt. Für Unfälle der Kategorien 3, 4 und 6 wurde der Einflussbereich auf 5 km und für Unfälle der Kategorie 5 auf 2 km begrenzt. Arbeitsstellen längerer und kürzerer Dauer wurden einheitlich im Bereich von 1 km stromaufwärts bis 2 km stromabwärts der Verflechtungsstrecke berücksichtigt.

3.3.2 Mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs

Für die mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs wurden an 13 ausgewählten Verflechtungsstrecken Videoerhebungen des Verkehrsablaufs mit einer Drohne über jeweils mindestens drei Stunden während der Spitzenstunden durchgeführt. Die Auswahl der einzelnen Untersuchungsstellen basierte auf mehreren Kriterien. Zunächst wurde das Untersuchungskollektiv aus Tab. 3-2 bis Tab. 3-8 hinsichtlich des Vorhandenseins einer ausreichenden Anzahl an Dauerzählstellen zur makroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs gefiltert. Im nächsten Schritt wurde für die einzelnen Verflechtungsstrecken überprüft, ob eine Verkehrsmessung mit einer Drohne hinsichtlich der Lage der Verflechtungsstrecke außerhalb eines Flugbeschränkungsgebiets und der Möglichkeit der Einhaltung der horizontalen Sicherheitsabstände gemäß der DVO (EU) 2019/947 und § 21 LuftVO (2015) möglich war. Anschließend wurde für den geplanten Zeitraum der Verkehrserhebungen (Frühjahr bis Herbst 2021) überprüft, ob an den Verflechtungsstrecken eine Beeinträchtigung des Verkehrsablaufs durch Arbeitsstellen längerer Dauer zu erwarten war.

Weitere Kriterien zur Auswahl geeigneter Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen waren die Höhe der Verkehrsnachfrage sowie die Verkehrsstärkeverhältnisse im Bereich der Ein- und Ausfahrt. Basierend auf den Daten der Dauerzählstellen wurden für den Analysezeitraum von 2015 bis 2019 mit der in Kapitel 6.1 beschriebenen Methodik die Zusammenbrüche des Verkehrsflusses sowie der mittlere Anteil der ein- bzw. ausfahrenden Fahrzeuge an der Gesamtverkehrsstärke der Ein- bzw. Ausfahrt (q_E/q_{E+O} bzw. q_A/q_{A+U}) für die Intervalle vor einem Zusammenbruch ermittelt. Bei der weiteren Auswahl der Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen wurden nur Verflechtungsstrecken berücksichtigt, an denen innerhalb des Betrachtungszeitraums eine ausreichend hohe Anzahl an Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses ermittelt wurde.

Insgesamt umfasste das Kollektiv der Verflechtungsstrecken, an denen eine Verkehrserhebung mit einer Drohne möglich und – unter Berücksichtigung der Verkehrsnachfrage – sinnvoll war, 42 Untersuchungsstellen. Aus diesem Kollektiv wurde eine Auswahl von 13 Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen getroffen. Das ausgewählte Untersuchungskollektiv sollte dabei an geeigneten Beispielen möglichst ganzheitlich die unterschiedlichen Einflussgrößen auf den Verkehrsablauf abdecken. Eine Übersicht der Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen gibt Tab. 3-9.

Da an den Verflechtungsstrecken der Autobahn A 2 zwischen der AS Essen/Gladbeck und der AS Gladbeck-Ellinghorst in beiden Fahrtrichtungen keine ausreichende Anzahl an Dauerzählstellen vorhanden war, die Verflechtungsstrecken jedoch aufgrund ihrer Engpasscharakteristik und des relativ hohen Schwerverkehrsanteils für eine mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs besonders interessant waren, wurden für diese Strecken neben der drohnengestützten Videoerhebung auch Verkehrsstärken und Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrstreifen mithilfe von Radargeräten erhoben. Dabei wurden die Radargeräte über den Zeitraum von jeweils einer Woche an einer Brücke über den Verflechtungsbereichen installiert.

Anhand der drohnengestützten Videoerhebungen konnte insbesondere das Verflechtungsverhalten der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge analysiert werden. Um das Fahrverhalten an der Verflechtungsstrecke zu erfassen, wurden bei Verflechtungslängen von mehr als 650 m zwei Drohnen eingesetzt.

Neben den drohnengestützten Verkehrserhebungen wurden für 26 Verflechtungsstrecken „Trips“-Daten des Verkehrsdienstleisters INRIX über mindestens vier Wochen aufbereitet und analysiert. Die „Trips“-Daten umfassen Wegpunkte und Geschwindigkeiten von Einzelfahrzeugen, die hinsichtlich der Verkehrsstrombelastungen in den Verflechtungsstrecken ausgewertet wurden. Anders als lokal gemessene Verkehrsstärken ermöglichen diese Daten eine Ermittlung der Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme sowie der Geschwindigkeiten im Verflechtungsbereich. Allerdings handelt es sich hierbei nicht um eine Vollerfassung der Fahrzeugströme, so dass ein Abgleich mit Zählstellendaten erforderlich ist, um ggf. unterschiedliche Erfassungsanteile in den einzelnen Strömen identifizieren zu können.

BAB	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen			V-Typ ¹⁾	lv [m]	Rampentyp		V _{zul} [km/h]	VZ 277	Sei- tenstr.	q _E / q _{E+O}	q _A / q _{A+U}
			HFB	Einf.- Rampe	Ausf.- Rampe			Einfahrt	Ausfahrt					
A 2	AS Essen/ Gladbeck	AS Gladbeck- Ellinghorst	4	1	1	V 1	650	1	1	ohne	nein	nein	- ³⁾	- ³⁾
A 2	AS Gladbeck- Ellinghorst	AS Essen/ Gladbeck	4	1	1	V 1	450	1	1	ohne	nein	nein	- ³⁾	- ³⁾
A 40	AS Bochum- Werne	AK Bochum	3	1	1	V 1	920	indirekt	direkt / indirekt	SBA	nein	nein	0,14	0,33
A 40	AK Bochum	AS Bochum- Werne	3	1	1	V 1	360	direkt / indirekt	direkt	SBA	nein	nein	0,34	0,15
A 46 ²⁾	AK Hilden	AS Erkrath	4	1	1	V 1	850	direkt	direkt	120	nein	ja	0,26	0,14
A 648	Westkreuz Frank- furt a. M.	AS Frankfurt a. M.- Rödelheim	3	1	1	V 1	750	direkt / halbdirekt	direkt	ohne	ja	nein	0,39	0,14
A 661	AS Frankfurt a. M.- Eckenheim	AD Preungesheim	3	1	1	V 1	700	direkt	halbdirekt	100	nein	ja	0,26	0,21
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.- Eckenheim	3	1	1	V 1	1130	direkt	indirekt	100	nein	ja	0,26	0,27
A 46	AS Erkrath	AK Hilden	4	1	2	symm.	570	indirekt	direkt / indirekt	100	nein	ja	0,08	0,31
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss- Reuschenberg	4	2	1	symm.	1420	direkt	indirekt	SBA	nein	ja	0,29	0,11
A 661	AK Bad Homburg	AS Frankfurt a. M.- Nieder-Eschbach	3	2	1	symm.	650	direkt / indirekt	indirekt	ohne	nein	ja	0,27	0,28
A 66	AD Eschborn	AS Frankfurt a. M.- Höchst	4	2	1	V 3	2000	direkt / halbdirekt	direkt	100	ja	ja	0,53	0,22
A 40	AK Duisburg	AK Kaiserberg	4	2	2	V 4 ⁴⁾	1120	direkt / indirekt	direkt / indirekt	100	nein	ja	0,32	0,42
¹⁾ Verflechtungsbereichstyp nach Kapitel 3.2.2 und 3.2.3 ²⁾ Doppelseinfahrt vom Typ EE 1 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt ³⁾ Aufgrund fehlender Messquerschnitte nicht ermittelbar ⁴⁾ Zweistreifige Einfahrrampe (vgl. Bild 3-7)														

Tab. 3-9: Gesamtübersicht der Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen

4 Makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs

4.1 Gestalt des q-v-Diagramms

4.1.1 Methodik

Die q-v-Beziehung stellt einen wesentlichen Zusammenhang zur Beschreibung des Verkehrsablaufs auf Autobahnen dar. Die Gestalt des q-v-Diagramms einer Verflechtungsstrecke ist dabei abhängig vom Fahrverhalten der Verkehrsteilnehmer, den baulichen Randbedingungen sowie der Höhe und der zeitlichen Verteilung der Verkehrsnachfrage der vier Verkehrsströme. Durch die Anpassung von Verkehrsflussmodellen (vgl. Kapitel 2.3.1) kann die Kapazität als deterministische Größe ermittelt werden.

Zur Analyse der q-v-Diagramme von Verflechtungsstrecken wurden Verkehrsdaten von Dauerzählstellen in 5-Minuten- und Stunden-Intervallen herangezogen. Dabei wurden q-v-Diagramme für alle Verflechtungsstrecken des Untersuchungskollektivs aus Kapitel 3.1 erstellt, an denen mindestens ein Messquerschnitt im Verflechtungsbereich eine vollständige Fahrstreifenabdeckung aufweist. Hierbei wurde die mittlere momentane Pkw-Geschwindigkeit als Kenngröße verwendet. Da die Gestalt des q-v-Diagramms als räumlich veränderlich entlang des Verflechtungsbereichs anzusehen ist, wurde der Abstand zwischen der Sperrflächenspitze und der Lage der jeweiligen Dauerzählstelle im Verflechtungsbereich ermittelt (vgl. Bild 4-1).

Gemäß dem HBS (FGSV, 2015) stellen die zulässige Höchstgeschwindigkeit, die Längsneigung sowie der Anteil ortskundiger Fahrer weitere Einflussgrößen auf die Gestalt des q-v-Diagramms von Strecken von Autobahnen dar. Eine Übersicht der analysierten Untersuchungsstellen sowie eine Kategorisierung hinsichtlich der Einflussgrößen auf die Gestalt des q-v-Diagramms enthält Tab. 4-1.

BAB	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl FS	V-Typ ¹⁾	Tempo- limit	Längs- neigung	lv ³⁾ [m]	lMQ,1 ³⁾ [m]	lMQ,2 ³⁾ [m]
A 3	Frankfurter Kreuz	AS Frankfurt a. M.-Süd	4	symm.	SBA	≤ 2 %	2150	1020	1200
A 3	AS Frankfurt a. M.-Süd	Frankfurter Kreuz	5	V 2	SBA	≤ 2 %	1730	550	810
A 3	AS Frankfurt a. M.-Süd	AK Offenbach	4	V 4 ²⁾	SBA	≤ 2 %	4890	1480	3210
A 3	AK Offenbach	AS Frankfurt a. M.-Süd	4	symm. ²⁾	SBA	≤ 2 %	5600	620	2620
A 3	AD Köln Heumar	AK Köln-Ost	4	asymm. ²⁾	SBA	≤ 2 %	2510	660	1650
A 5	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	5	V 1	SBA	≤ 2 %	670	240	-
A 5	Frankfurter Kreuz	AS Zeppelinheim	5	V 2	SBA	≤ 2 %	1030	660	-
A 5	AS Zeppelinheim	Frankfurter Kreuz	5	V 4	SBA	≤ 2 %	1030	650	-
A 7	AS Kirchheim	AD Hattenbach	4	asymm. ²⁾	100 km/h	2,7 %	2870	1600	-
A 44	AS Unna-Ost	AK Dortmund/Unna	3	symm.	SBA	≤ 2 %	2750	80	1480
A 59	AS Flughafen Köln/Bonn	AD Köln-Porz	3	symm. ²⁾	100 km/h	≤ 2 %	2330	1200	-
A 66	AD Langenselbold	AS Langenselbold	3	V 1	SBA	≤ 2 %	1140	170	740
A 66	AS Diedenbergen	AK Wiesbaden	4	V 4	ohne	≤ 2 %	1020	450	-
A 66	AK Wiesbaden	AS Wallau	4	V 3	ohne	≤ 2 %	770	270	-
A 66	AS Wallau	AK Wiesbaden	4	V 4	ohne	≤ 2 %	580	380	-
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße	4	V 2	100 km/h	≤ 2 %	1090	500	-
¹⁾ Verflechtungsbereichstyp nach Kapitel 3.2.2 und 3.2.3									
²⁾ Verflechtungsstrecke ohne durchgehende Blockmarkierung									
³⁾ Längenmaße gemäß Bild 4-1									

Tab. 4-1: Übersicht der analysierten Untersuchungsstellen mit mindestens einer Dauerzählstelle im Verflechtungsbereich und Kategorisierung hinsichtlich der Einflussgrößen auf die Gestalt des q-v-Diagramms

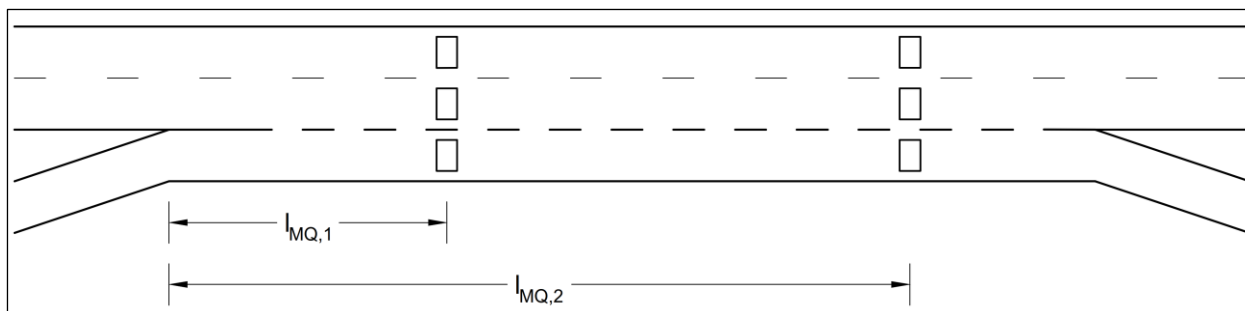


Bild 4-1: Schematische Darstellung der Maßgrößen in Tab. 4-1

4.1.2 Ganzheitliche Betrachtung

Im Folgenden sind die q-v-Diagramme der einzelnen Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung getrennt nach der Anzahl der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich dargestellt.

Dreistreifige Verflechtungsstrecken

Für die beiden dreistreifigen Verflechtungsstrecken der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold (Typ V 1) sowie der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (symmetrisch, Einfahrttyp E 3 und Ausfahrttyp A 4) konnten für jeweils zwei Messquerschnitte die q-v-Diagramme im Verflechtungsbereich ermittelt werden (vgl. Bild 4-2). Beide Verflechtungsstrecken sind über die gesamte Länge mit einer Streckenbeeinflussungsanlage ausgerüstet.

Für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold weisen die Strukturen der beiden q-v-Diagramme im Verflechtungsbereich keine wesentlichen Unterschiede auf. Hierbei beträgt der Abstand zwischen den beiden Messquerschnitten ca. 570 m. Hinsichtlich der Geschwindigkeiten im fließenden Verkehr lassen sich zwei Bereiche voneinander abgrenzen. Bei Verkehrsstärken unterhalb von ca. 2500 Kfz/h werden Geschwindigkeiten im Bereich von 120 km/h erreicht, wohingegen bei sehr hohen Verkehrsstärken die Geschwindigkeiten auf 90 bis 100 km/h absinken.

Deutliche Unterschiede in der Struktur weisen die beiden q-v-Diagramme der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna auf. Hierbei werden im fließenden Verkehr bei Verkehrsstärken unterhalb von ca. 2500 Kfz/h am ersten Messquerschnitt unmittelbar am Beginn des Verflechtungsbereichs deutlich höhere Geschwindigkeiten erreicht als am zweiten Messquerschnitt. Des Weiteren ist die Bandbreite der ermittelten Geschwindigkeiten für diesen Bereich der Verkehrsstärken am ersten Messquerschnitt deutlich größer als am zweiten Messquerschnitt. Der zweite Messquerschnitt befindet sich ungefähr in der Mitte der Verflechtungsstrecke in einem Bereich, in dem sich die Ausfädelungsvorgänge an der sehr hoch belasteten Ausfahrt am AK Dortmund/Unna bereits deutlich auf das Geschwindigkeitsverhalten auswirken. Im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken werden an beiden Messquerschnitten Geschwindigkeiten in einer vergleichbaren Größenordnung von ungefähr 90 km/h erreicht. Der Einfluss von Überlastungen der Ausfahrt am AK Dortmund/Unna zeigt sich in der höheren Anzahl der Wertepaare im Bereich des zähfließenden Verkehrs am zweiten Messquerschnitt.

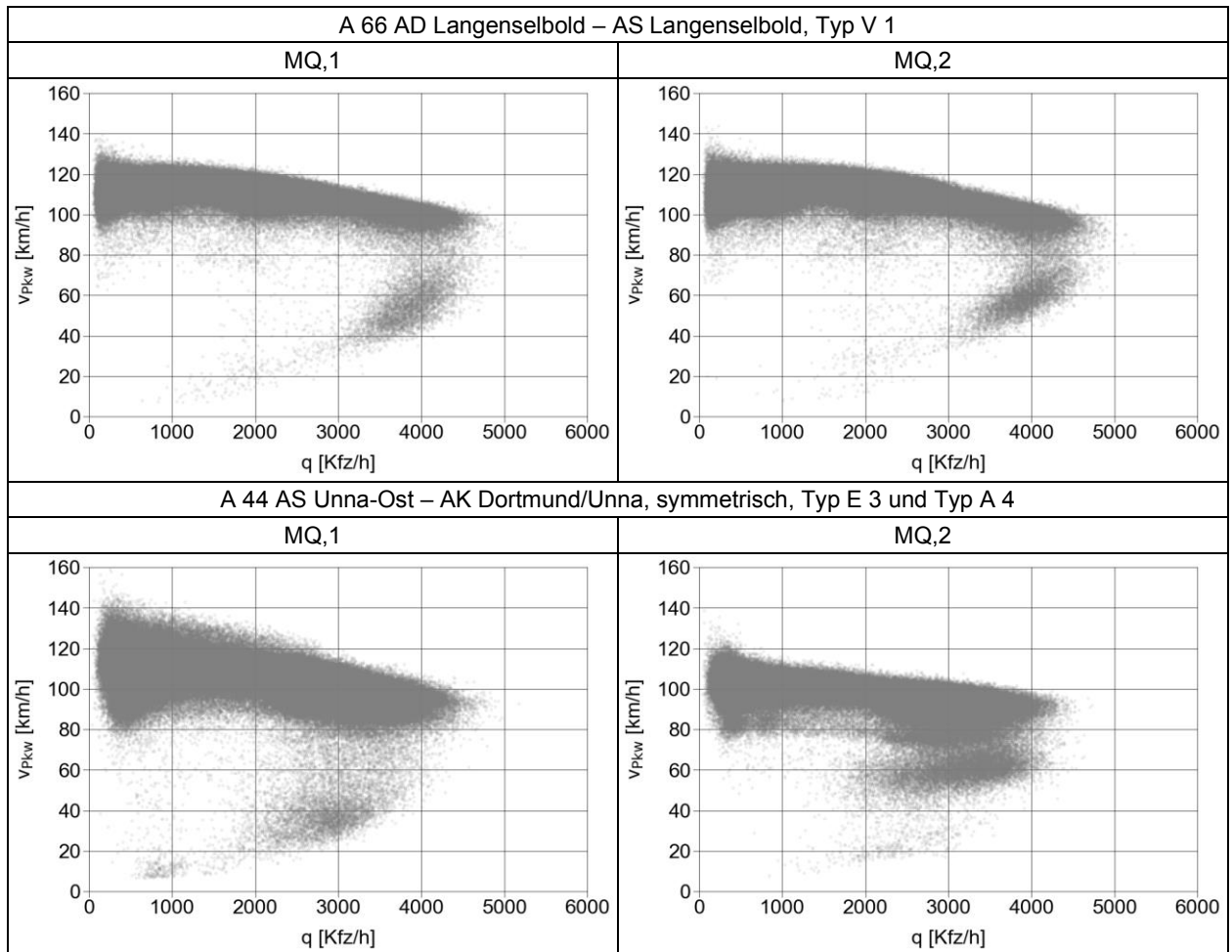


Bild 4-2: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der dreistreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen

Vierstreifige Verflechtungsstrecken

Für insgesamt fünf vierstreifige Verflechtungsstrecken konnte ein q-v-Diagramm im Verflechtungsbereich ermittelt werden. Die q-v-Diagramme in 5-Minuten-Intervallen der vierstreifigen Verflechtungsstrecken sind in Bild 4-3 dargestellt. Die q-v-Diagramme der vier Verflechtungsstrecken, die den Verflechtungsbereichstypen V 3 und V 4 entsprechen, sowie der symmetrischen Verflechtungsstrecke mit Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6 an der A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd weisen eine vergleichbare Struktur auf. Dabei lassen sich hinsichtlich der Geschwindigkeiten im fließenden Verkehr zwei Bereiche voneinander abgrenzen. Bis zu Verkehrsstärken von ca. 3000 Kfz/h führt eine Erhöhung der Verkehrsstärke zu keiner wesentlichen Verringerung der mittleren Geschwindigkeit. Dabei werden an den Verflechtungsstrecken ohne Geschwindigkeitsbeschränkung geringfügig höhere Geschwindigkeiten erreicht als an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd mit einer Streckenbeeinflussungsanlage. Oberhalb von ca. 3000 Kfz/h verringert sich die mittlere Geschwindigkeit mit steigender Verkehrsstärke, wobei an allen vier Verflechtungsstrecken im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken Geschwindigkeiten von 90 bis 110 km/h erreicht werden.

Das q-v-Diagramm der Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 an der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße weist einen nahezu linearen Verlauf auf. Hier ist im Verflechtungsbereich eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h angeordnet. Dadurch werden bei geringen Verkehrsstärken im fließenden Verkehr geringere Geschwindigkeiten als an den anderen vier Verflechtungsstrecken ohne Geschwindigkeitsbeschränkung oder mit Streckenbeeinflussungsanlage erreicht.

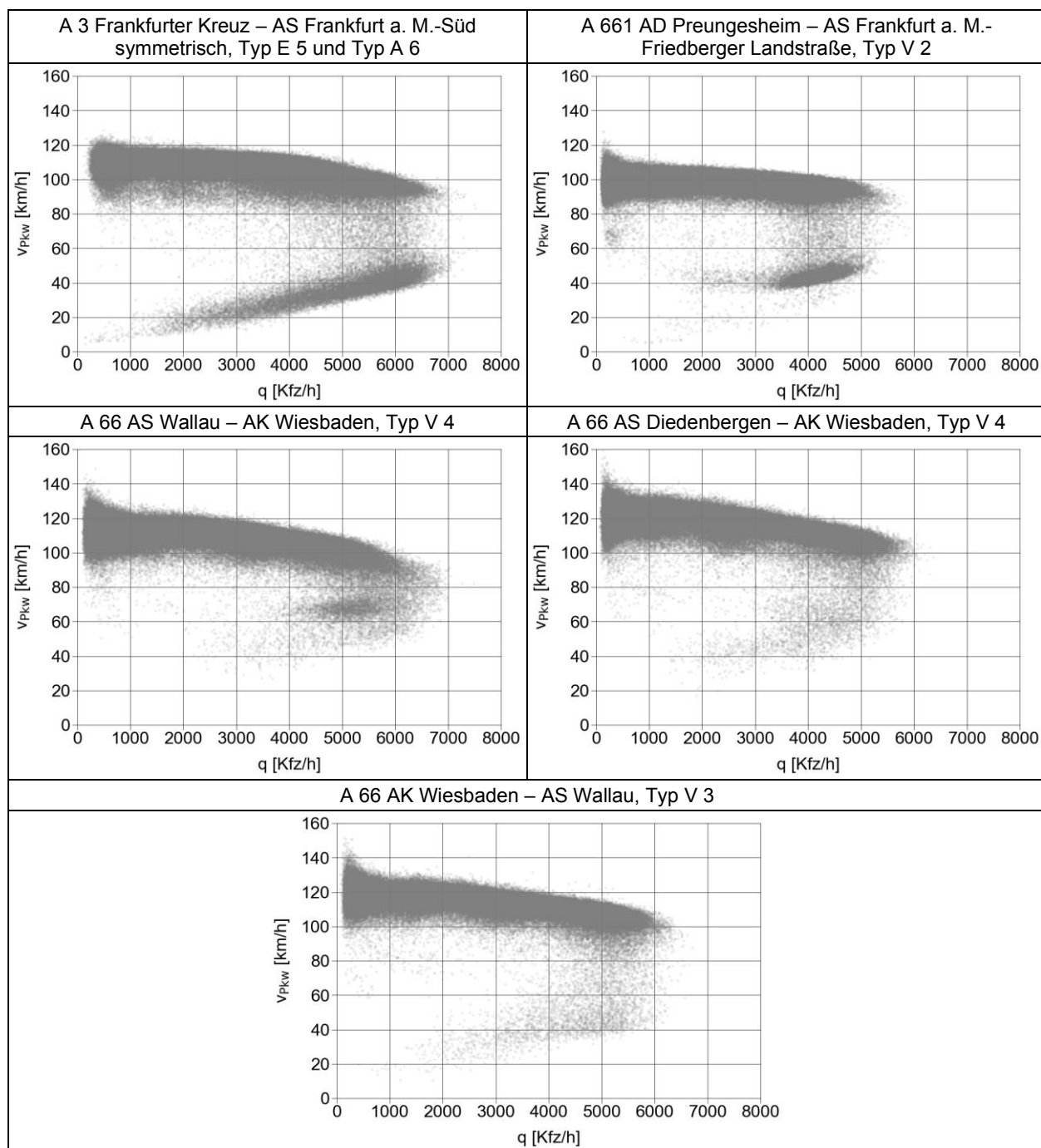


Bild 4-3: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der vierstreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen

Fünfstreifige Verflechtungsstrecken

Ein q-v-Diagramm für einen Messquerschnitt im Verflechtungsbereich konnte für vier fünfstreifige Verflechtungsstrecken ermittelt werden. Hierbei sind zwei Verflechtungsstrecken vom Verflechtungsbereichstyp V 2 sowie jeweils eine Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 und V 4. Alle vier Verflechtungsstrecken sind über die gesamte Länge mit einer Streckenbeeinflussungsanlage ausgestattet. Die q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der fünfstreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen sind in Bild 4-4 dargestellt.

Grundsätzlich ist die Struktur des q-v-Diagramms für alle Verflechtungsstrecken ähnlich. Dabei weisen die Geschwindigkeiten im fließenden Verkehr jeweils eine ausgeprägte Stufenform auf, die auf die dynamische Anzeige der zulässigen Höchstgeschwindigkeiten durch die Streckenbeeinflussungsanlage in Abhängigkeit von der detektierten Verkehrsstärke zurückzuführen ist. Hierbei gehen die zwei Bereiche der Geschwindigkeiten im fließenden Verkehr jeweils bei ca. 5000 Kfz/h ineinander über. Im Bereich hoher Verkehrsstärken wurden an den Verflechtungsstrecken Geschwindigkeiten von 90 bis 100 km/h erreicht.

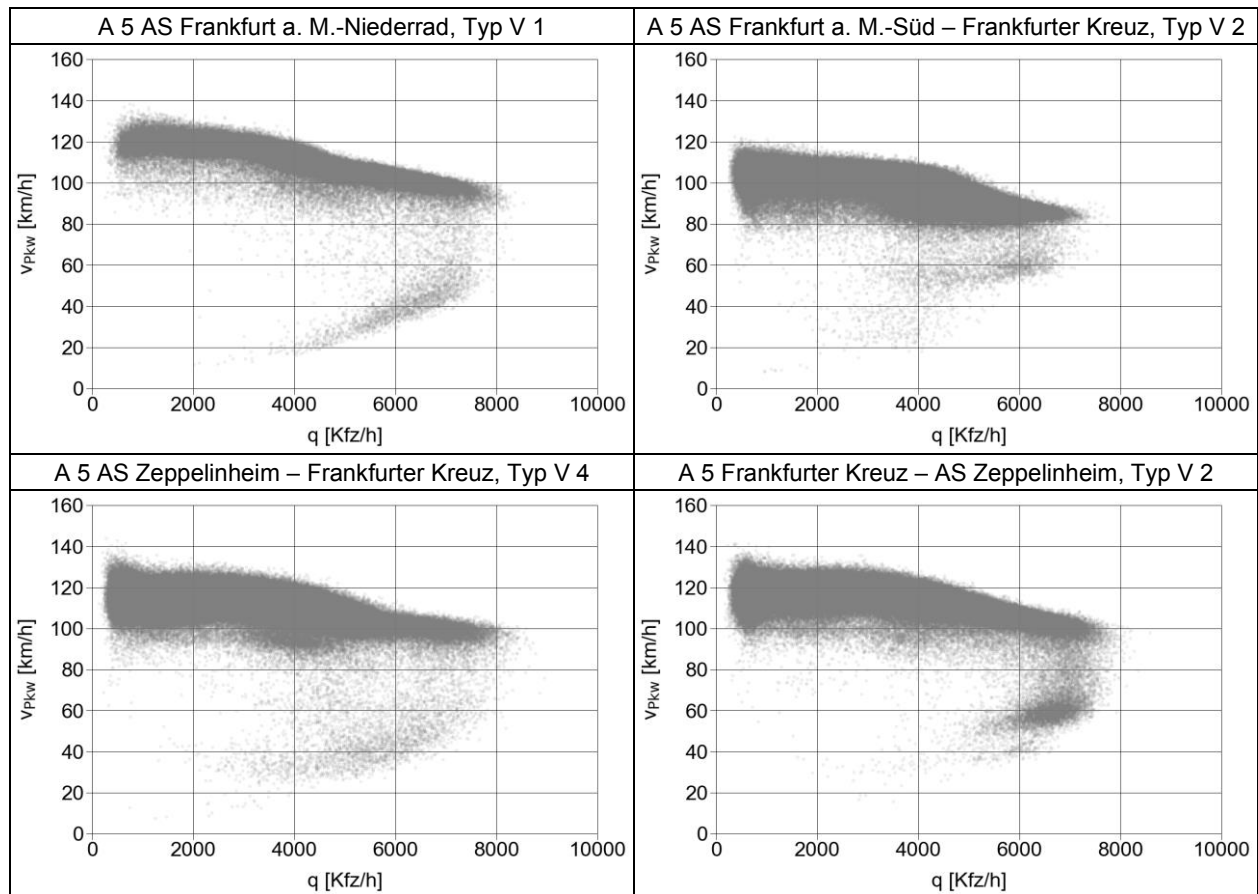


Bild 4-4: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der fünfstreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen

4.1.3 Fahrstreifenfeine Betrachtung

Neben der gesamtheitlichen Betrachtung der q-v-Beziehung kann insbesondere für Verflechtungsstrecken eine fahstreifenfeine Darstellung des q-v-Diagramms zu wertvollen Erkenntnissen im Hinblick auf den Verkehrsablauf führen. Daher sind im Folgenden getrennt nach den Verflechtungsbereichtstypen die fahstreifenbezogenen q-v-Diagramme der einzelnen Verflechtungsstrecken dargestellt.

Verflechtungsbereichtstyp V 1

Für den Verflechtungsbereichtstyp V 1 wurden fahstreifenbezogene q-v-Diagramme für eine dreistreifige und eine fünfstreifige Verflechtungsstrecke analysiert. Bild 4-5 zeigt die fahstreifenbezogenen q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold. Der linke Fahstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahstreifen 3) erreicht im fließenden Verkehr Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen von bis zu 2500 Kfz/h bei einer mittleren Geschwindigkeit von etwa 100 km/h. Die q-v-Beziehung weist hierbei einen nahezu linearen Verlauf auf. Auf dem rechten Fahstreifen der Hauptfahrbahn (Fahstreifen 2) sowie dem Verflechtungstreifen (Fahstreifen 1) werden mit ca. 1600 bzw. 1000 Kfz deutlich geringe Verkehrsstärken im oberen Ast des q-v-Diagramms im Bereich der Kapazität des Gesamtquerschnitts erreicht.

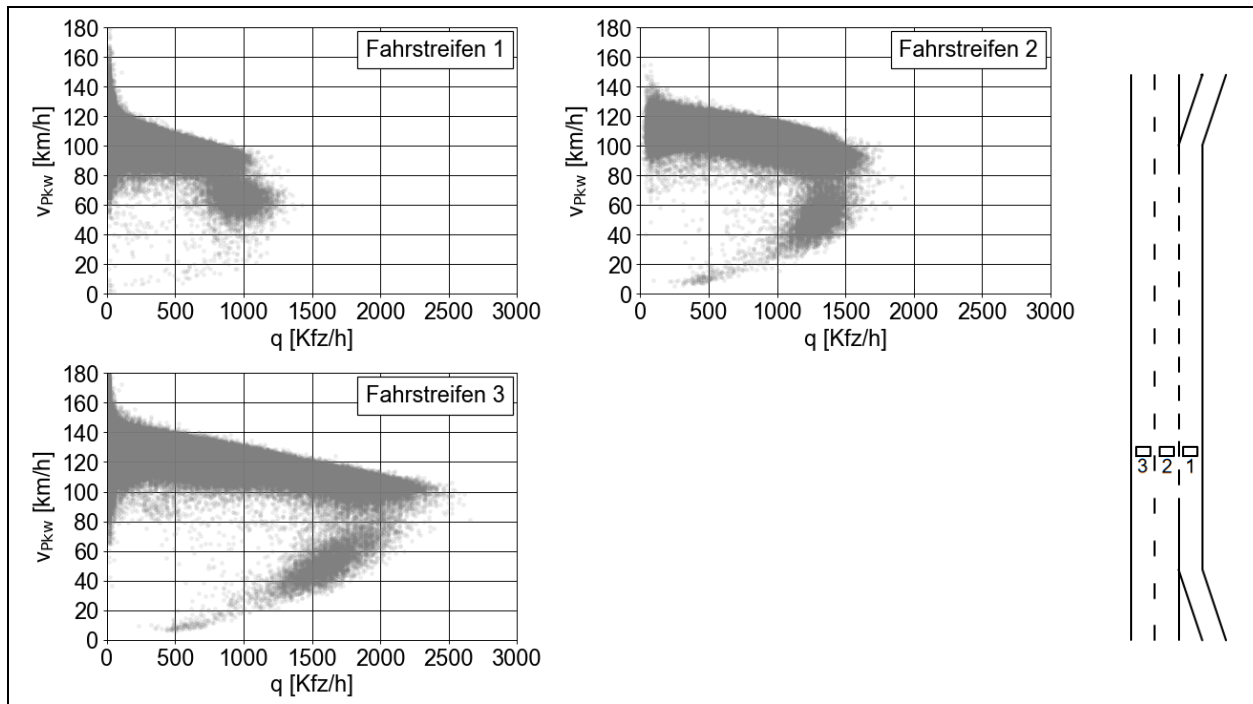


Bild 4-5: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold (Typ V 1) in 5-Minuten-Intervallen

Der Verkehrsablauf auf dem fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen der Ein- und Ausfahrt der AS Frankfurt a. M.-Niederrad wird von den Sortiervorgängen vor der stromabwärts liegenden Ausfahrt am Frankfurter Kreuz beeinflusst. Die für den Verflechtungsstreifen ermittelten Verkehrsstärken von bis zu ca. 300 Kfz/h deuten auf eine sehr geringe Belastung des äußeren Randstroms hin. Aufgrund dieser Besonderheiten wird auf eine Darstellung der fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme für diese Verflechtungsstrecke verzichtet.

Verflechtungsbereichstyp V 2

Für den Verflechtungsbereichstyp V 2 konnten fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme für eine vierstreifige Verflechtungsstrecke und zwei fünfstreifige Verflechtungsstrecken ermittelt werden. Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße zeigt Bild 4-6. Es wird deutlich, dass der linke Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4) sowohl die höchsten Verkehrsstärken als auch das höchste Geschwindigkeitsniveau im fließenden Verkehr aufweist. Während auf den beiden Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3 und 4) eine große Anzahl von 5-Minuten-Intervallen im gestauten Verkehr gemessen wurde, weist der rechte Verflechtungsstreifen (Fahrstreifen 1) fast ausschließlich Intervalle im Zustand des fließenden Verkehrs auf. Des Weiteren weisen die q-v-Diagramme der beiden durchgehenden Fahrstreifen der Hauptfahrbahn eine vergleichbare Struktur in Form einer asymmetrischen Parabel im Hinblick auf den Übergang vom fließenden in den gestauten Verkehr auf.

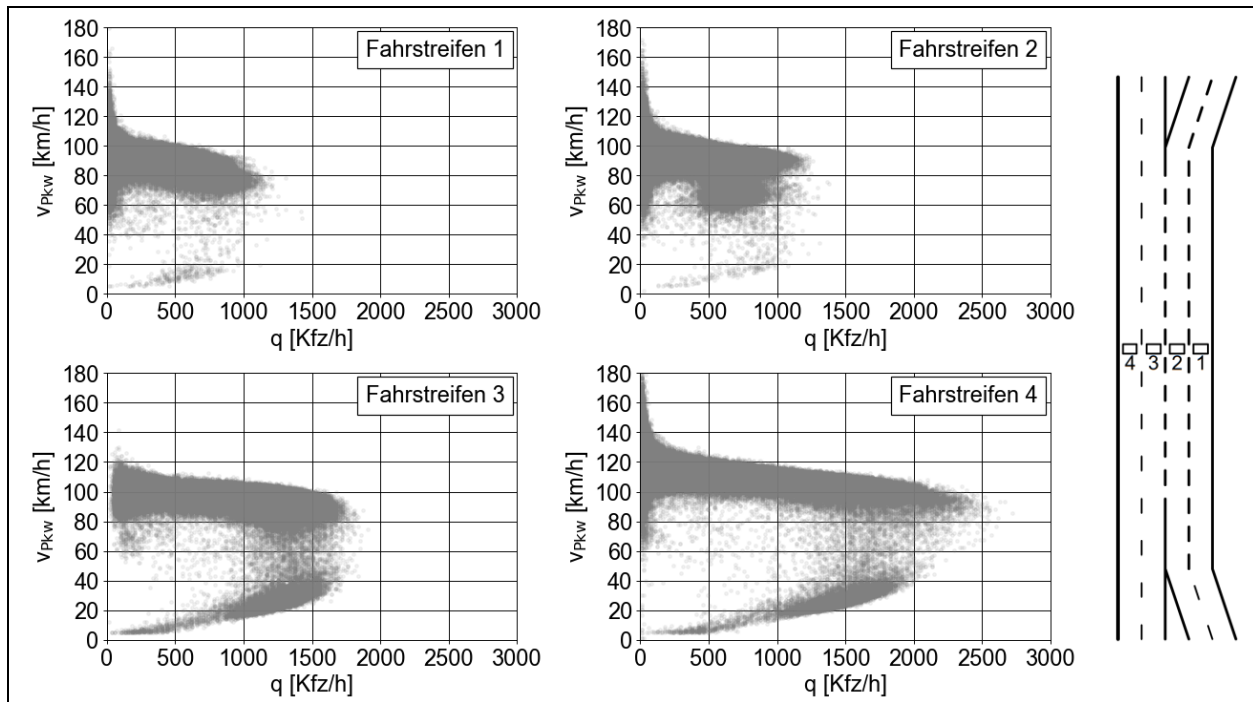


Bild 4-6: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen

Die fahstreifenbezogenen q-v-Diagramme für die beiden fünfstreifigen Verflechtungsbereiche vom Typ V 2 sind in Bild 4-7 und Bild 4-8 dargestellt. Beim Vergleich der Ergebnisse für die beiden Verflechtungstrecken sind deutliche Unterschiede zu erkennen. Während bei der Verflechtungstrecke der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim die beiden linken Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4 und 5) die höchsten Verkehrsstärken aufweisen, wurden an der Verflechtungstrecke der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz die höchsten Verkehrsstärken auf den beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) ermittelt. Die q-v-Diagramme der beiden Verflechtungstreifen der Autobahn A 3 weisen eine nahezu identische Struktur mit einem linearen Verlauf auf, wobei Verkehrsstärken von bis zu 2000 Kfz/h je Fahrstreifen erreicht werden. Des Weiteren ist ein deutlicher Übergang vom fließenden in den gestauten Verkehr in Form einer asymmetrisch parabelförmigen Struktur zu erkennen.

Bei der Verflechtungstrecke der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim wurden auf den beiden linken Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4 und 5) Verkehrsstärken von bis zu ca. 2500 Kfz/h erreicht. Hierbei ist auffällig, dass im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken erkennbare Unterschiede im Geschwindigkeitsniveau zwischen den beiden linken Fahrstreifen zu erkennen sind. Hierbei wurden Geschwindigkeiten von ca. 110 km/h auf dem Fahrstreifen 5 und von 95 km/h auf dem Fahrstreifen 4 im Bereich der Kapazität der Verflechtungstrecke erreicht.

An den beiden fünfstreifigen Verflechtungstrecken weist das q-v-Diagramm des rechten Fahrstreifens der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3) eine vergleichbare Struktur im Hinblick auf die Geschwindigkeit im fließenden Verkehr auf, wobei auf der Autobahn A 5 mit ca. 1500 Kfz/h etwas höhere Verkehrsstärken auf diesem Fahrstreifen gemessen wurden. Hierbei ist für das q-v-Diagramm des rechten Fahrstreifens der durchgehenden Hauptfahrbahn der A 5 ebenfalls die asymmetrisch parabelförmige Struktur mit einem deutlichen Übergang zwischen dem fließenden und dem gestauten Verkehr zu erkennen. Alle Fahrzeuge der beiden Verflechtungsströme müssen zum Folgen ihrer Route zeitweise den rechten Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn im Verflechtungsbereich nutzen.

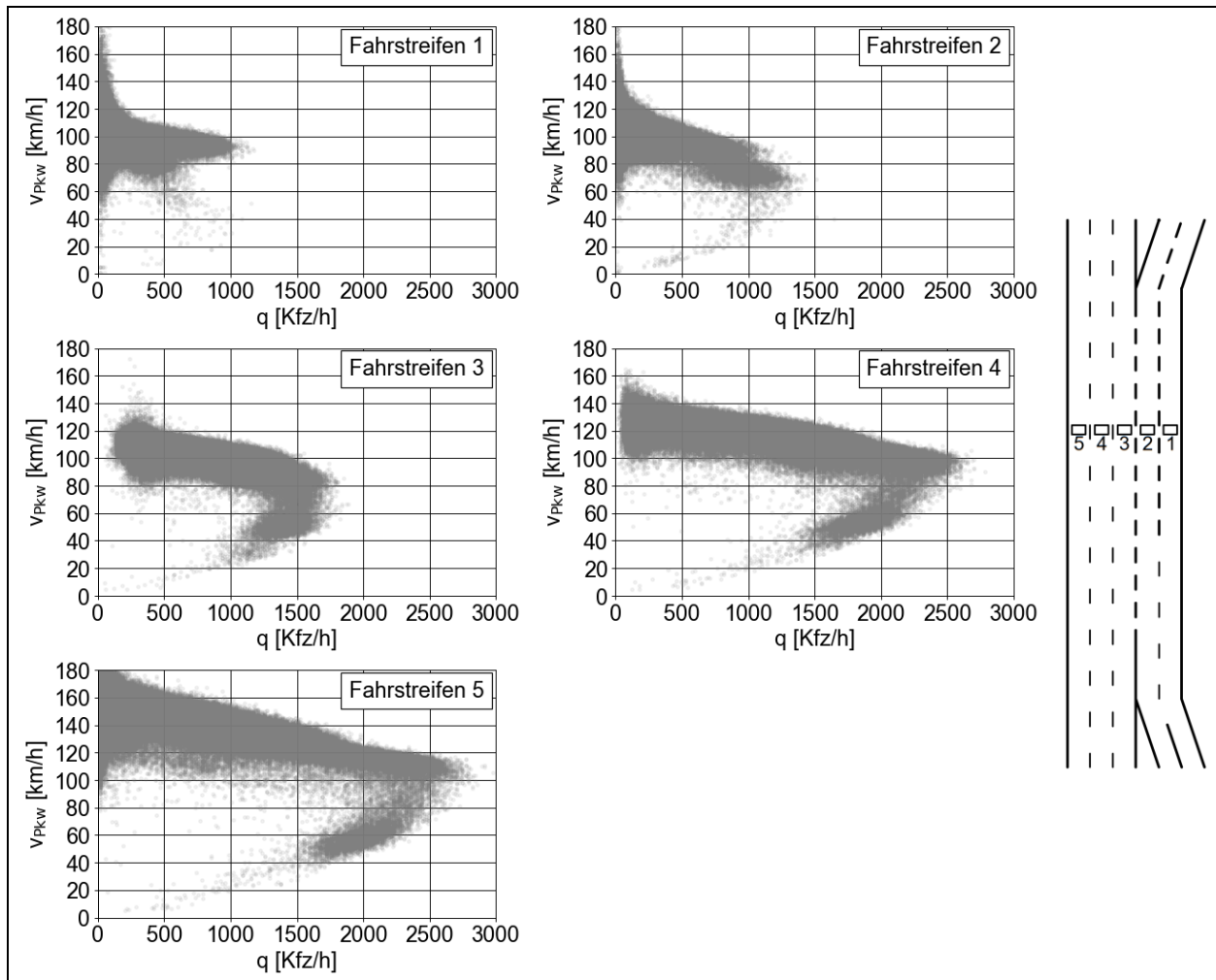


Bild 4-7: Fahrstreifenfeine q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen

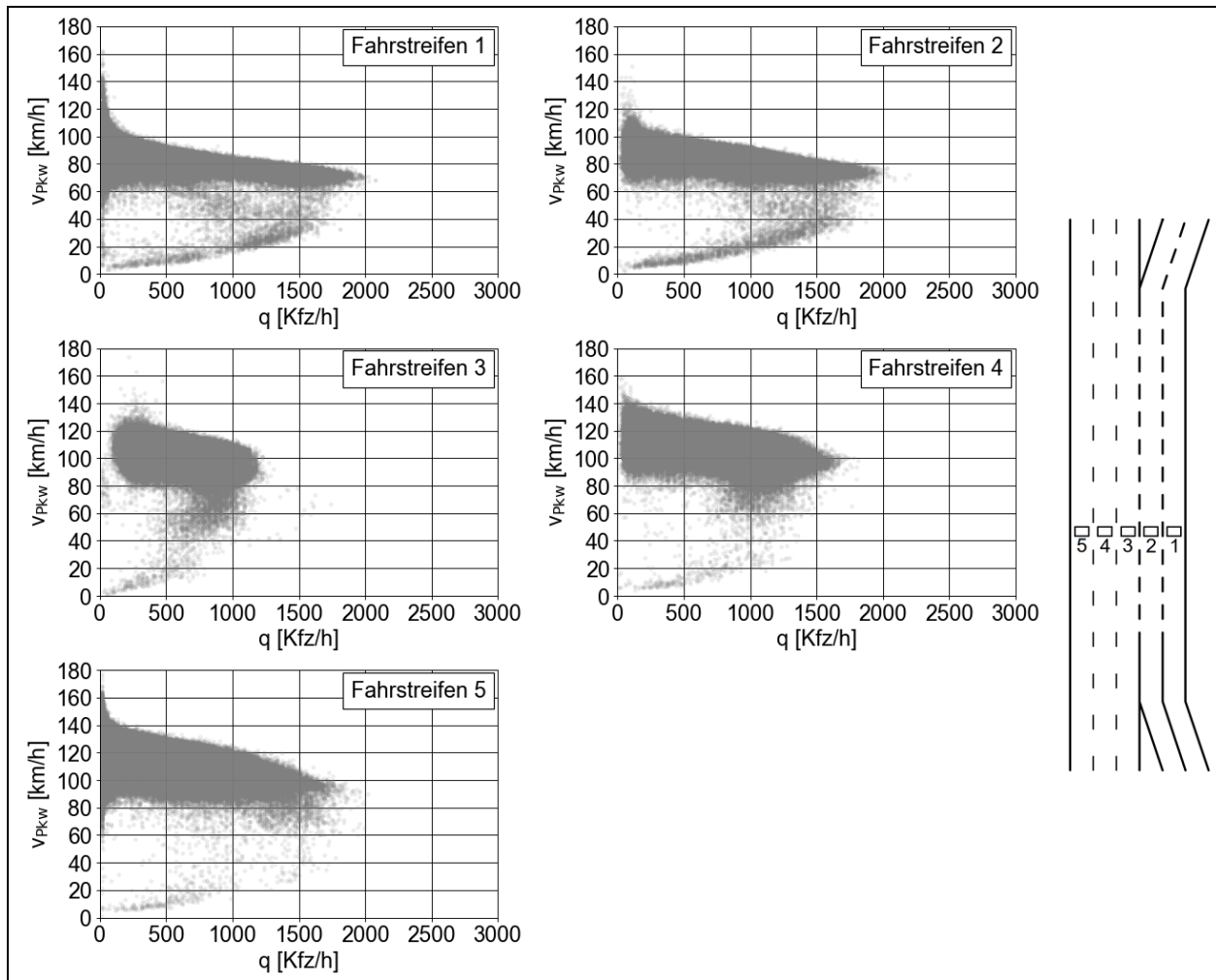


Bild 4-8: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen

Verflechtungsbereichstyp V 3

Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich des Typs V 3 der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau zeigt Bild 4-9. Es ist zu erkennen, dass der linke Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4) sowohl die höchsten Verkehrsstärken als auch das höchste Geschwindigkeitsniveau im fließenden Verkehr aufweist. Dabei wurden auf dem linken Fahrstreifen eine Vielzahl von 5-Minuten-Intervallen mit einer Verkehrsstärke oberhalb von 2000 Kfz/h und einer mittleren Geschwindigkeit von ca. 110 km/h gemessen. Die q-v-Beziehung entspricht hierbei einem nahezu linearen Verlauf.

Die q-v-Diagramme der mittleren beiden Fahrstreifen im Verflechtungsbereich (Fahrstreifen 2 und 3) weisen grundsätzlich eine vergleichbare Struktur wie das q-v-Diagramm des linken Fahrstreifens auf. Hierbei liegt jedoch ein niedrigeres Geschwindigkeitsniveau über den gesamten Wertebereich der gemessenen Verkehrsstärken vor. Bei dem asymmetrischen Verflechtungsbereichstyp V 3 müssen alle Fahrzeuge der beiden Verflechtungsströme den an der Einfahrt addierten Fahrstreifen 2 zeitweise nutzen, um ihrer Route zu folgen. Während Fahrzeuge des einfahrenden Verflechtungsstroms entweder keinen oder einen Fahrstreifenwechsel durchführen müssen, sind für die Fahrzeuge im ausfahrenden Verflechtungsstrom mindestens zwei Fahrstreifenwechsel notwendig. Auf dem Fahrstreifen 2, der im räumlichen Verlauf der Verflechtungsstrecke von jedem Fahrzeug der beiden Verflechtungsströme genutzt werden muss, wurden Verkehrsstärken von bis zu ca. 1700 Kfz/h gemessen.

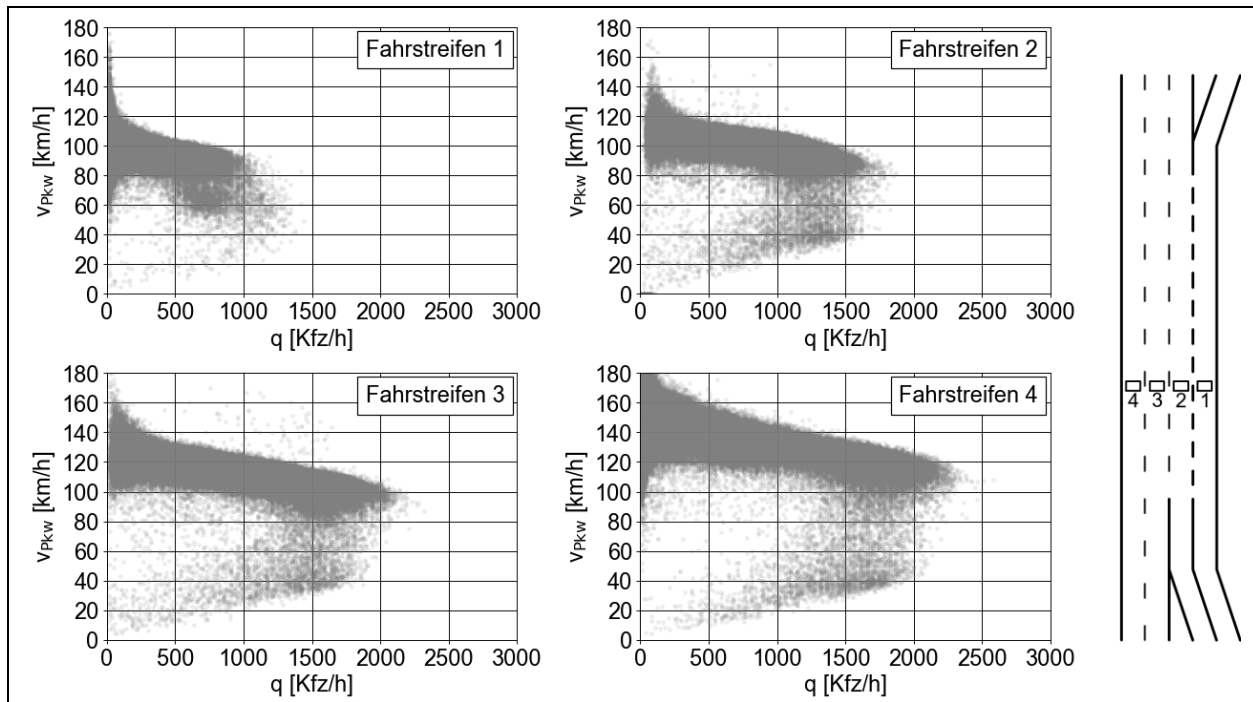


Bild 4-9: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau (Typ V 3) in 5-Minuten-Intervallen

Verflechtungsbereichstyp V 4

Für Verflechtungsstrecken vom Verflechtungsbereichstyp V 4 konnten fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme einer vierstreifigen und einer fünfstreifigen Verflechtungsstrecke analysiert werden. Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden sind in Bild 4-10 dargestellt. Es wird deutlich, dass der linke Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4) mit bis zu ca. 2500 Kfz/h die höchsten Verkehrsstärken und das höchste Geschwindigkeitsniveau aufweist. Auf dem rechten Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1), der insbesondere vom inneren Randstrom genutzt wird, wurden Verkehrsstärken von bis zu ca. 2000 Kfz/h bei einer Geschwindigkeit von ungefähr 70 km/h im fließenden Verkehr erreicht.

Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz zeigt Bild 4-11. Hierbei weisen die beiden linken Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4 und 5) sowie der linke Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 2) mit bis zu ca. 2000 Kfz/h die höchsten Verkehrsstärken auf. Des Weiteren ist insbesondere im oberen Ast des q-v-Diagramms der beiden linken Fahrstreifen (Fahrstreifen 4 und 5) die ausgeprägte Stufenform zu erkennen, die auf die Anzeige der variablen Geschwindigkeiten durch die Streckenbeeinflussungsanlage in Abhängigkeit von der detektierten Verkehrsstärke zurückzuführen ist.

Bei dem asymmetrischen Verflechtungsbereichstyp V 4 müssen alle Fahrzeuge der beiden Verflechtungsströme den an der Ausfahrt subtrahierten Fahrstreifen 2 nutzen, um ihrer Route zu folgen. Hierbei sind von Fahrzeugen des einfahrenden Verflechtungsstroms mindestens zwei Fahrstreifenwechsel durchzuführen. Hingegen ist für Fahrzeuge des ausfahrenden Verflechtungsstroms, die sich oberhalb der Verflechtungsstrecke bereits auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 2) befinden, kein Fahrstreifenwechsel notwendig. Beim Vergleich der fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme der beiden Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 fällt auf, dass deutliche Unterschiede in den maximal gemessenen Verkehrsstärken auf den beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) vorliegen. Dies kann jedoch grundsätzlich auf die unterschiedliche Vorsortierung des ausfahrenden Verkehrs auf zwei verschiedene Ziele erklärt werden, da bereits im Verflechtungsbereich die jeweilige Wegweisung für den ausfahrenden Verkehr angeordnet ist.

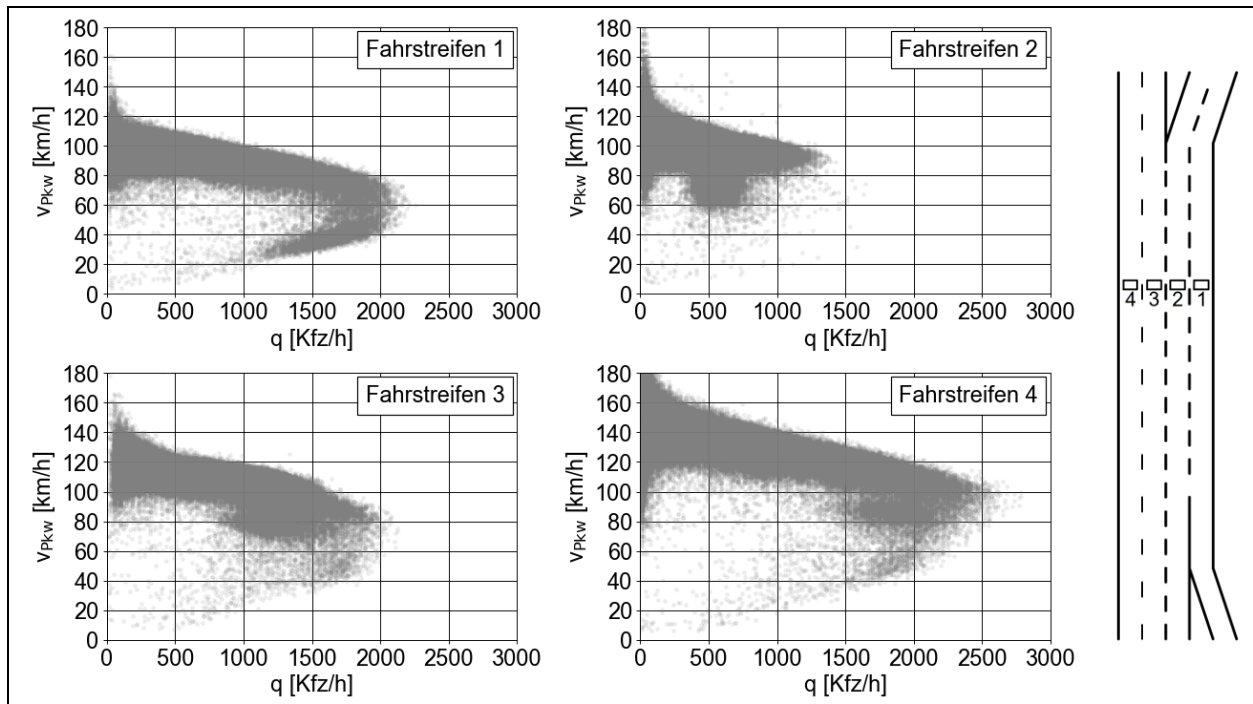


Bild 4-10: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden (Typ V 4) in 5-Minuten-Intervallen

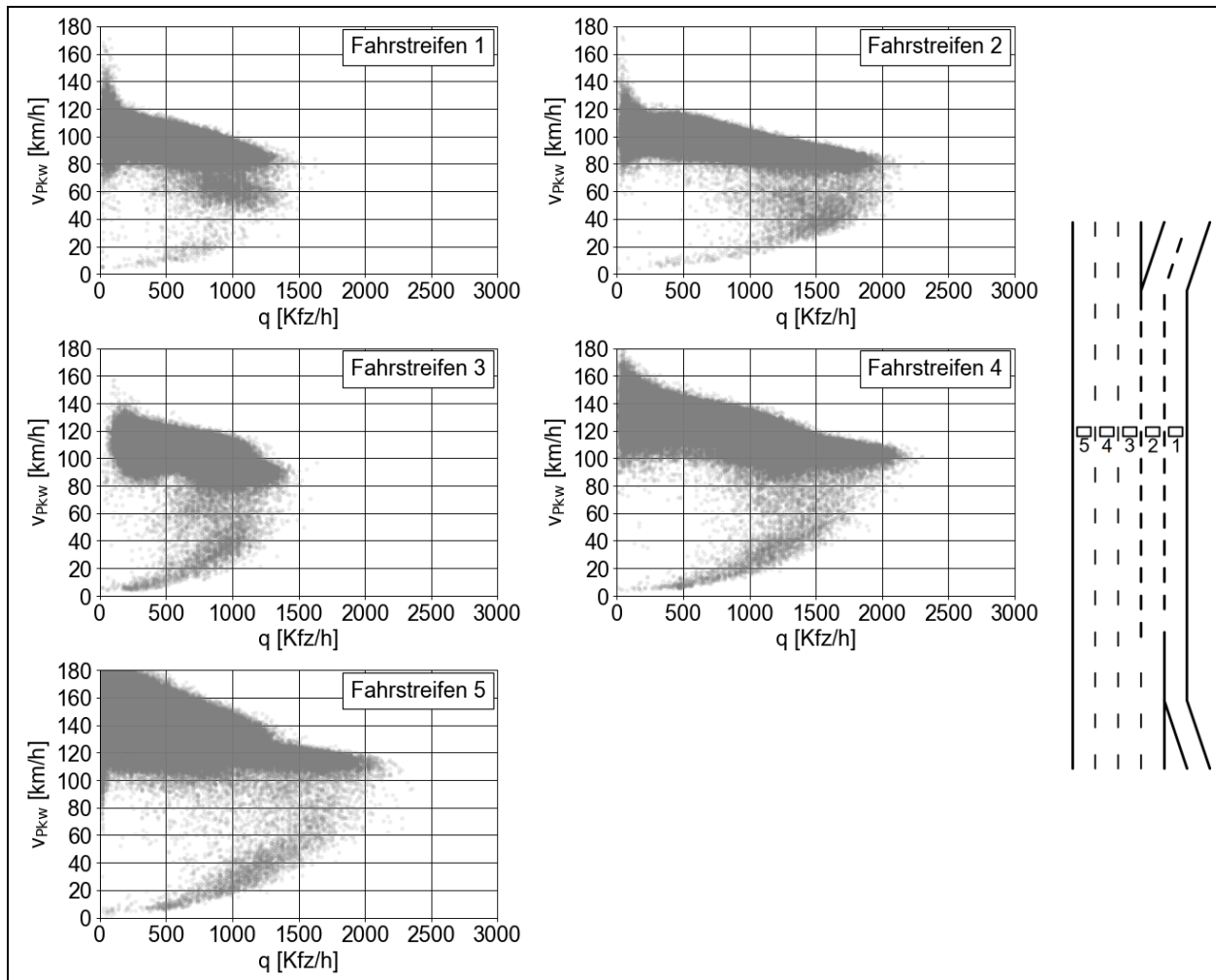


Bild 4-11: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz (Typ V 4) in 5-Minuten-Intervallen

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

Neben den vier Verflechtungsbereichtstypen V 1 bis V 4 konnten fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme für zwei weitere symmetrische Verflechtungsstrecken analysiert werden. Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme der beiden Messquerschnitte im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) sind in Bild 4-12 dargestellt. Beim Vergleich der beiden Messquerschnitte sind deutliche Unterschiede zu erkennen. Während am MQ,1 (80 m Abstand von der Sperrflächenspitze der Einfahrt) der linke Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3) die höchsten Verkehrsstärken aufweist, wurden am MQ,2 (1480 m Abstand von der Sperrflächenspitze der Einfahrt) die höchsten Verkehrsstärken auf dem Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1) gemessen. Der Abstand zwischen den beiden Messquerschnitten beträgt 1400 m. Anhand der Ergebnisse kann somit angenommen werden, dass sich bereits der Großteil der ausfahrenden Fahrzeuge 1270 m vor der Sperrflächenspitze der Ausfahrt am AK Dortmund/Unna auf dem Verflechtungstreifen befindet.

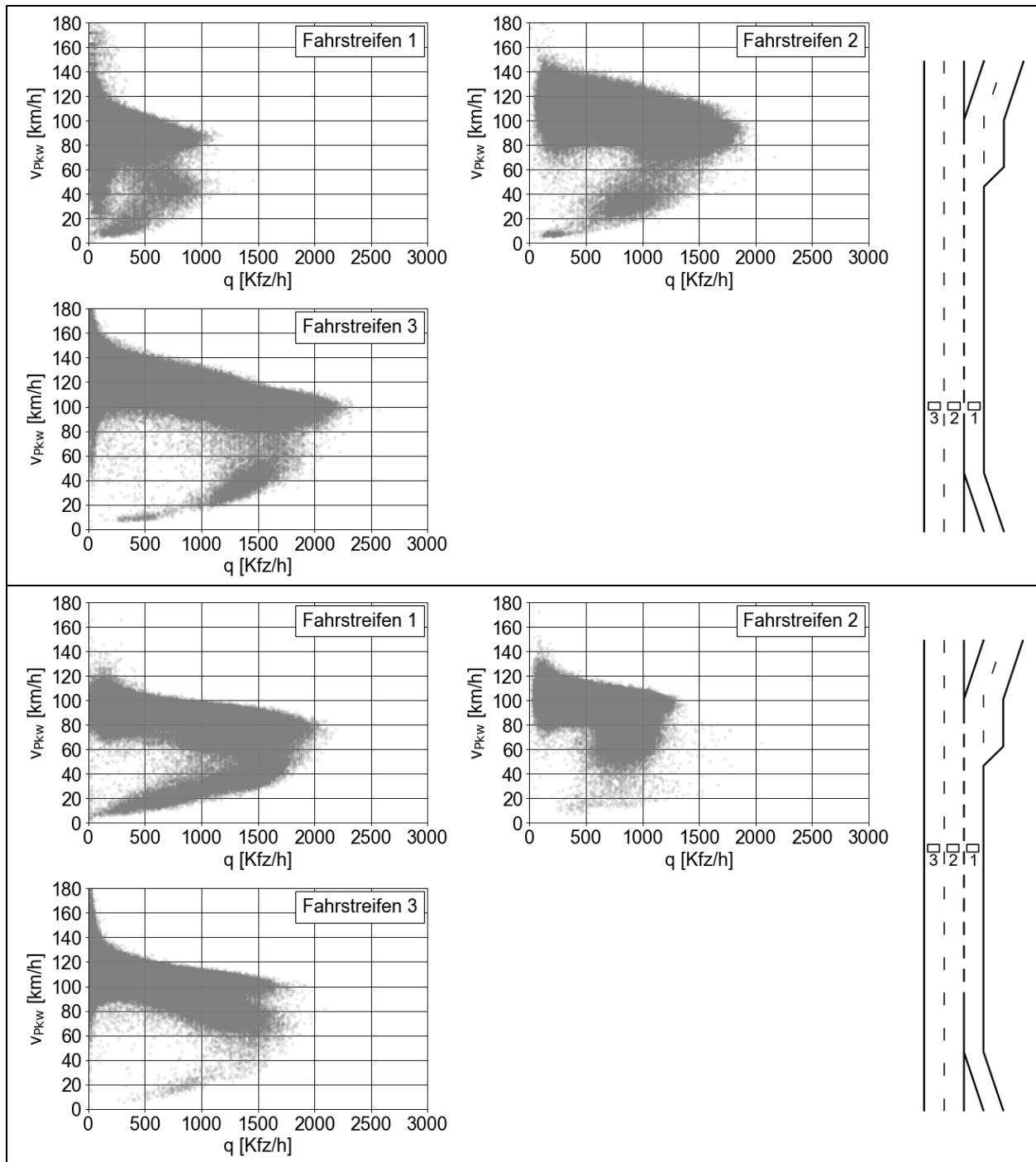


Bild 4-12: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 (oben) und MQ,2 (unten) im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) in 5-Minuten-Intervallen

Die fahrstreifenbezogenen q-v-Diagramme für eine vierstreifige Verflechtungsstrecke mit einer zweistreifigen Einfahrrampe und einer einstreifigen Ausfahrrampe wurden am Beispiel der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) analysiert (vgl. Bild 4-13). Die beiden linken Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3 und 4) weisen mit bis zu ca. 2300 Kfz/h die höchsten fahrstreifenbezogenen Verkehrsstärken im fließenden Verkehr sowie ein vergleichbares Geschwindigkeitsniveau auf. Auffällig ist, dass sich die Struktur des q-v-Diagramms des Verflechtungstreifens (Fahrstreifen 1) deutlich von den anderen drei Fahrstreifen dahingehend unterscheidet, dass der Verflechtungstreifen im gestauten Verkehr mit bis zu ca. 1800 Kfz/h wesentlich höhere Verkehrsstärken erreicht als im fließenden Verkehr mit bis zu ca. 1100 Kfz/h.

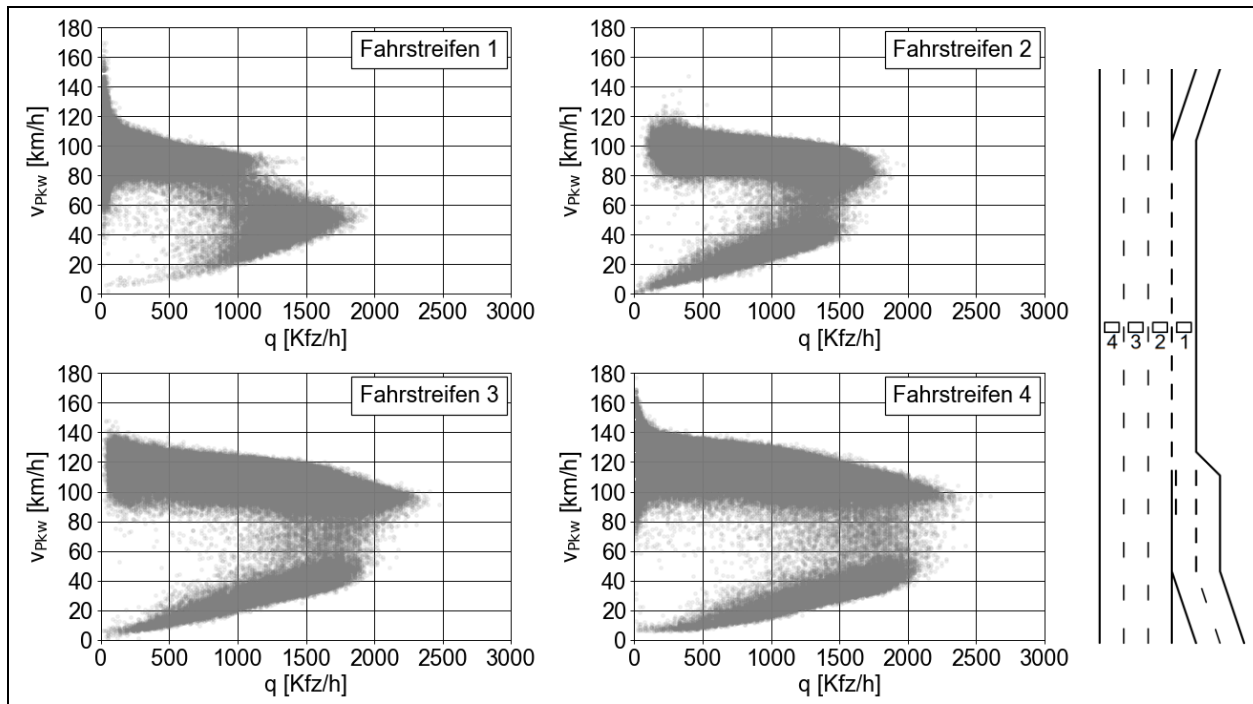


Bild 4-13: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurt Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) in 5-Minuten-Intervallen

4.1.4 Modellierung der q-v-Beziehung

Für die Modellierung des Zusammenhangs zwischen der Geschwindigkeit und der Verkehrsstärke wurde das Modell von WU und GEISTEFELDT (2022) verwendet. Der aus diesem Modellansatz resultierende Kurvenverlauf der q-v-Beziehung entspricht dem Verlauf des Modells nach BRILON und PONZLET (1995), auf dem die Bemessungsdiagramme des HBS (FGSV, 2015) für zwei-, drei- und vierstreifige Richtungsfahrbahnen basieren (vgl. Kapitel 2.3.2). Ziel der Anpassung des Verkehrsflussmodells war die Überprüfung, inwieweit der Schwerverkehrsanteil sowie der Verkehrsstärkeanteil der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge die q-v-Beziehung beeinflussen.

Um den Einfluss des Schwerverkehrsanteils sowie des Verkehrsstärkeanteils der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge zu berücksichtigen, wurden die Verkehrsdaten in Klassen des Schwerverkehrsanteils sowie der Verkehrsstärkeverhältnisse an der Ein- und Ausfahrt eingeteilt. Hierbei wurden – in Anlehnung an die Einteilung der Modellparameter der Bemessungsdiagramme des HBS (FGSV, 2015) – die Intervalle mit einem Schwerverkehrsanteil von $\leq 5\%$, $5\text{--}15\%$, $15\text{--}25\%$ sowie $\geq 25\%$ in Klassen zusammengefasst. Für den Anteil a_E des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt sowie den Anteil a_A des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt wurde jeweils die Klasseneinteilung $< 0,1$, $0,1\text{--}0,2$, $0,2\text{--}0,3$, $0,3\text{--}0,4$ und $\geq 0,4$ verwendet.

Die Anpassung des Verkehrsflussmodells nach WU und GEISTEFELDT (2022) wurde anhand von Daten in 5-Minuten-Intervallen durchgeführt. Da das Modell lediglich zur Beschreibung des fließenden Verkehrs angewendet werden kann, wurde zunächst die individuelle Grenzgeschwindigkeit anhand der Grenze zwischen dem Bereich des fließenden und des gestauten Verkehrs ermittelt. Die Anpassung des Modells erfolgte mit der regressionsanalytischen Schätzmethode der kleinsten Fehlerquadrate. Dazu wurden zunächst die Mittelwerte der Geschwindigkeit für jede Verkehrsstärke in 5-Minuten-Intervallen ermittelt.

Für die einzelnen Messquerschnitte in Tab. 4-1 wurde für die jeweiligen Klassen des Schwerverkehrsanteils sowie des Verkehrsstärkeanteils eine Anpassung der Modellfunktion durchgeführt, sofern eine ausreichende Anzahl an Intervallen vorhanden war. Exemplarisch sind die Ergebnisse der Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) am Beispiel der Verflechtungsstrecke zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau (Typ V 3) differenziert nach dem Schwerverkehrsanteil in Bild 4-14 dargestellt.

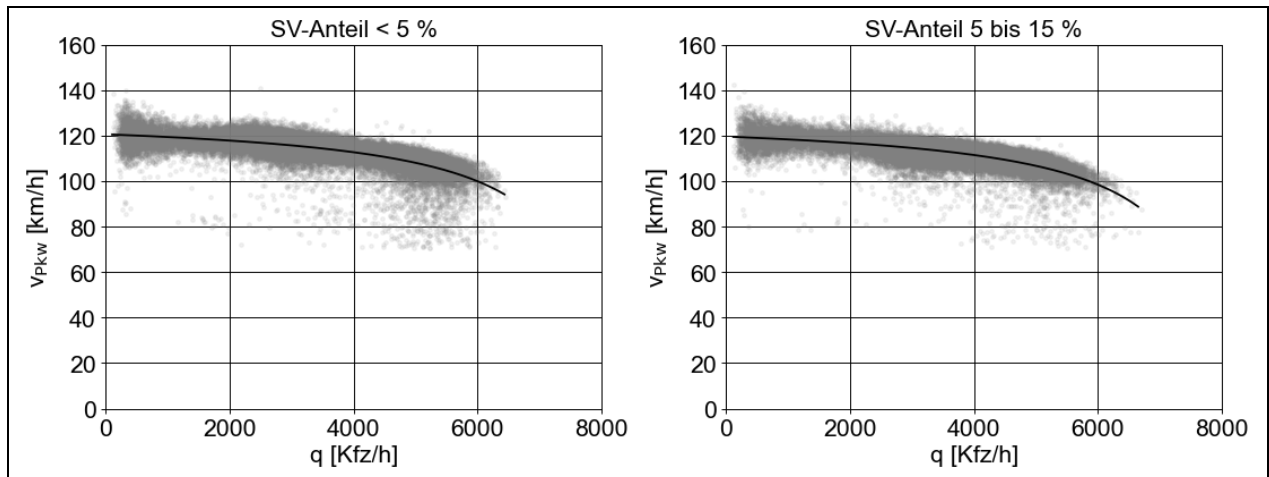


Bild 4-14: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau (Typ V 3) differenziert nach dem Schwerververkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen

Einfluss des Verkehrsstärkeanteils der Ein- und Ausfahrer

Insgesamt konnte für vier Verflechtungsstrecken eine ausreichende Anzahl von Intervallen für mehrere Verhältnisse des ein- und ausfahrenden Verkehrs an der Verkehrsstärke der Ein- und Ausfahrt ermittelt werden. Die Ergebnisse der Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecken differenziert nach dem Anteil des ein- und ausfahrenden Verkehrs in 5-Minuten-Intervallen sind in Bild 4-15 dargestellt.

Während sich die q-v-Beziehungen der beiden symmetrischen Verflechtungsstrecken nur geringfügig unterscheiden, zeigen sich für die beiden Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 insbesondere im Bereich hoher Verkehrsstärken deutliche Unterschiede. Dabei führt sowohl ein geringer (0,1–0,2) als auch ein hoher (> 0,4) Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt zu einer geringeren mittleren Pkw-Geschwindigkeit.

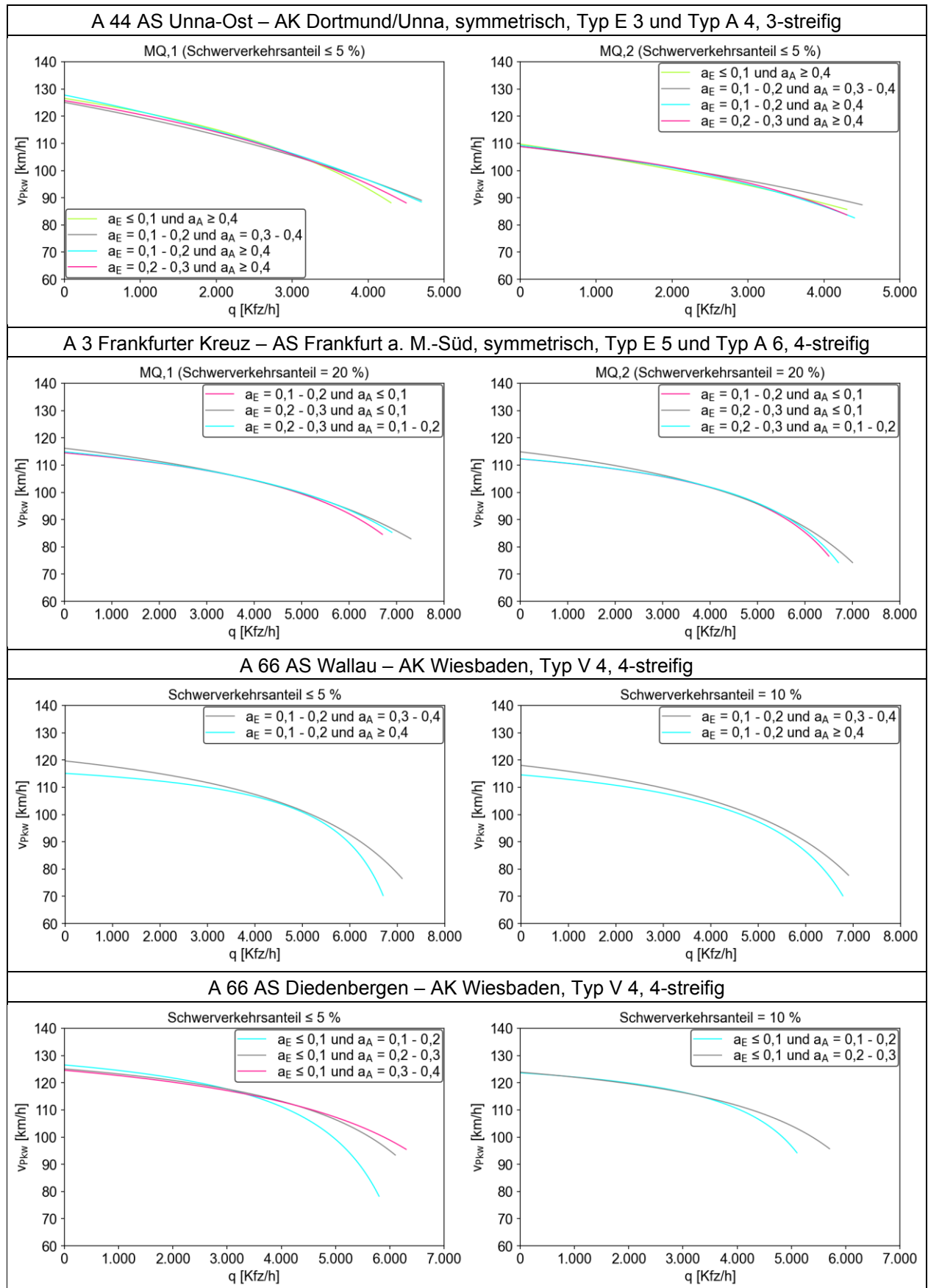


Bild 4-15: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecke differenziert nach dem Anteil des ein- und ausfahrenden Verkehrs (a_E bzw. a_A) in 5-Minuten-Intervallen

Einfluss des Schwerverkehrsanteils

Neben der Analyse des Einflusses des Verkehrsstärkeanteils der Ein- und Ausfahrer auf die q-v-Beziehung wurde der Schwerverkehrsanteil als weitere Einflussgröße näher betrachtet. Hierbei konnte an fünf Verflechtungsstrecken mit unterschiedlichen Verflechtungsbereichstypen und Fahrstreifenanzahlen im Verflechtungsbereich eine ausreichende Anzahl von Intervallen für mehrere Schwerverkehrsanteile ermittelt werden. Die Ergebnisse der Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecken differenziert nach dem Schwerverkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen zeigt Bild 4-16.

Grundsätzlich zeigt sich, dass ein höherer Schwerverkehrsanteil über den gesamten Wertebereich der Verkehrsstärke zu einer geringeren mittleren Pkw-Geschwindigkeit führt. Dabei ist der Abstand zwischen den q-v-Beziehungen für Schwerverkehrsanteile von 10 % und 20 % größer als für Schwerverkehrsanteile von ≤ 5 % und 10 %.

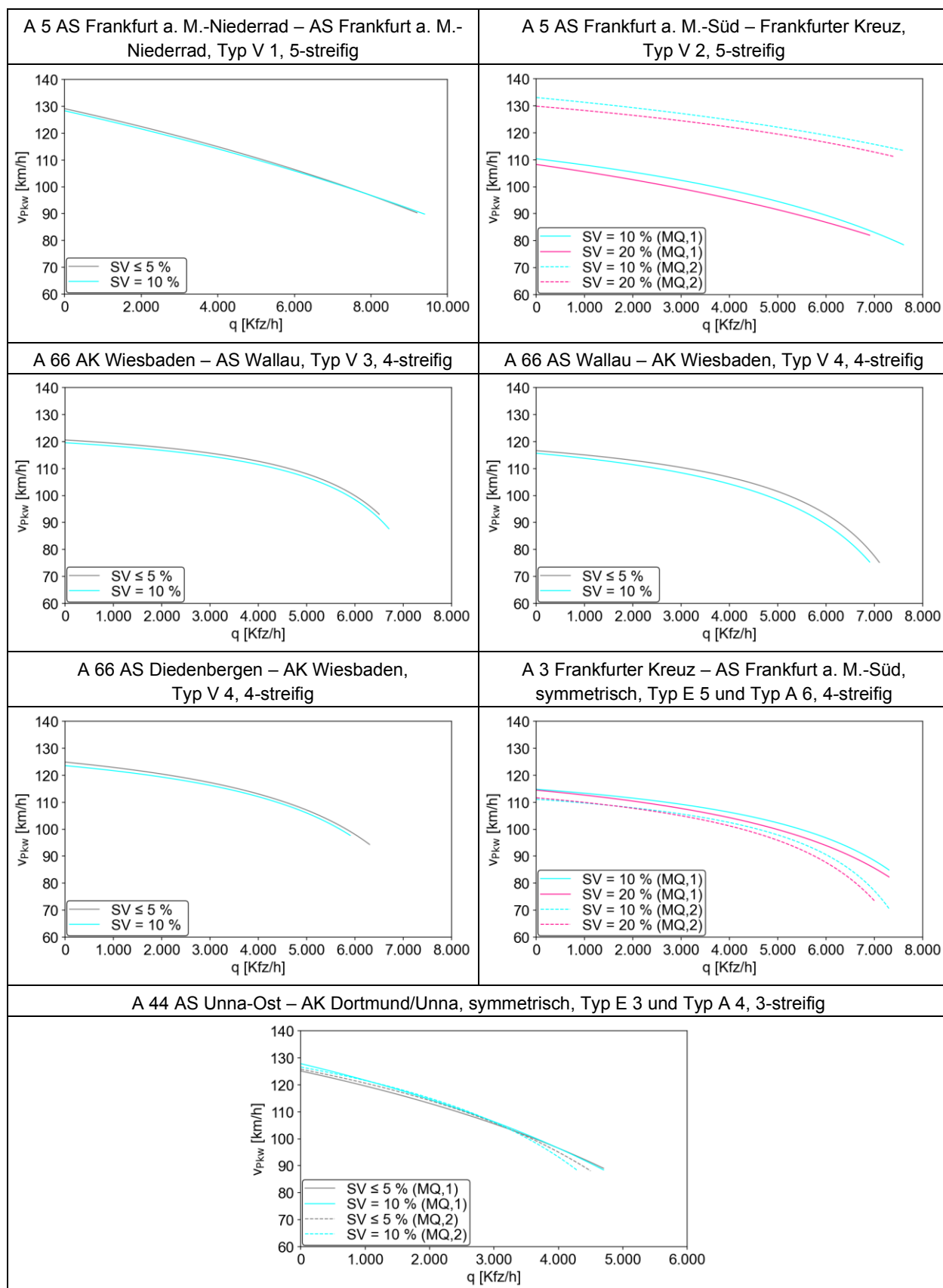


Bild 4-16: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecke differenziert nach dem Schwerverkehrsanteil (SV) in 5-Minuten-Intervallen

4.1.5 Fazit

Die Ergebnisse zeigen, dass die Gestalt des q-v-Diagramms von Verflechtungstrecken insbesondere durch den Verflechtungsbereichstyp, die Lage des Messquerschnitts im Verflechtungsbereich sowie die zulässige Höchstgeschwindigkeit beeinflusst wird. Bei der Steuerung durch eine Streckenbeeinflussungsanlage weisen die q-v-Diagramme im fließenden Verkehr an Verflechtungstrecken eine ausgeprägte Stufenform auf, die – vergleichbar wie bei Strecken – auf die dynamische Anzeige der zulässigen Höchstgeschwindigkeiten durch die Streckenbeeinflussungsanlage in Abhängigkeit von der detektierten Verkehrsstärke zurückzuführen ist.

Anhand der fahstreifenfeinen Betrachtung der q-v-Diagramme an den einzelnen Verflechtungstrecken konnten Erkenntnisse zum Verkehrsablauf und Fahstreifenwechselverhalten gewonnen werden. Unabhängig vom Verflechtungsbereichstyp wurde auf dem linken Fahstreifen das höchste Geschwindigkeitsniveau über den gesamten Wertebereich der Verkehrsstärke ermittelt. Unterschiede in den fahstreifenbezogenen q-v-Diagrammen zeigen sich insbesondere im Vergleich der unterschiedlichen Verflechtungsbereichstypen. Dies kann vor allem auf die unterschiedliche Anzahl der notwendigen Fahstreifenwechsel der vier Verkehrsströme zurückgeführt werden. Jedoch wurden auch Unterschiede für Verflechtungstrecken des gleichen Verflechtungsbereichstyps festgestellt, die sowohl anhand der unterschiedlichen Anteile des ein- und ausfahrenden Verkehrs als auch durch eine unterschiedliche Vorsortierung des ausfahrenden Verkehrs auf zwei verschiedene Ziele erklärt werden können.

Die Modellierung des Zusammenhangs zwischen der Geschwindigkeit und der Verkehrsstärke anhand des Modells von WU und GEISTEFELDT (2022) zeigte, dass der Schwerverkehrsanteil sowie der Verkehrsstärkeanteil der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge die q-v-Beziehung beeinflussen. Während ein höherer Schwerverkehrsanteil zu einer geringeren mittleren Pkw-Geschwindigkeit über den gesamten Wertebereich der Verkehrsstärke führt, ist der Einfluss des Verkehrsstärkeanteils der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken deutlich ausgeprägter.

4.2 Fahstreifenaufteilung

4.2.1 Methodik

Zur Analyse der Fahstreifenaufteilung an Verflechtungstrecken wurden die Daten von Dauerzählstellen an den einzelnen Untersuchungsstellen analysiert. Dazu wurde an allen Untersuchungsstellen, an denen mindestens ein Messquerschnitt mit einer vollständigen Fahstreifenabdeckung im Verflechtungsbereich vorhanden war, die Fahstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke ermittelt.

Zur anschaulichen Darstellung der Fahstreifenaufteilung in 5-Minuten-Intervallen wurden Verkehrsstärkeklassen mit einer Breite von 200 Kfz/h gebildet. Im Rahmen der Auswertung wurden nur 5-Minuten-Intervalle im fließenden Verkehr berücksichtigt. Dafür wurde für jeden Messquerschnitt anhand des q-v-Diagramms die Grenzgeschwindigkeit zwischen den Zuständen des fließenden und gestauten Verkehrs, welche auf deutschen Autobahnen bei einer mittleren Pkw-Geschwindigkeit von ca. 70 bis 80 km/h liegt, bestimmt. Intervalle, in denen die mittlere Pkw-Geschwindigkeit unterhalb der Grenzgeschwindigkeit liegt, wurden nicht für die Ermittlung der Fahstreifenaufteilung berücksichtigt. Für jede Verkehrsstärkekategorie wurden das arithmetische Mittel sowie die Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Fahstreifen bestimmt.

Aufgrund der erforderlichen Fahstreifenwechsel im Verflechtungsbereich stellt die Fahstreifenaufteilung eine im räumlichen Verlauf veränderliche Kenngröße zur Beschreibung des Verkehrsablaufs dar. Bei der makroskopischen Betrachtung der Fahstreifenaufteilung anhand von Dauerzählstellendaten besteht somit eine direkte Abhängigkeit von der räumlichen Lage des Messquerschnitts im Verflechtungsbereich. Dementsprechend wurde bei der Analyse der Fahstreifenaufteilung die genaue Lage des Messquerschnitts im Verflechtungsbereich berücksichtigt (vgl. Bild 4-1). Eine Übersicht der Untersuchungsstellen mit mindestens einem Messquerschnitt im Verflechtungsbereich sowie der genauen Lage der Messquerschnitte enthält Tab. 4-1.

Neben der Lage des Messquerschnitts im Verflechtungsbereich wurden

- die Anzahl der Fahstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn sowie der Verflechtungstreifen,

- der Verflechtungsbereichstyp oder die Kombination aus Ein- und Ausfahrttyp,
- die Verkehrsstärkeverhältnisse der vier Verkehrsströme sowie
- die Anordnung einer Blockmarkierung

als mögliche Einflussgrößen auf die Fahrstreifenaufteilung im Verflechtungsbereich näher analysiert.

4.2.2 Ergebnisse

Verflechtungsbereichstyp V 1

Dauerzählstellendaten mit einer vollständigen Fahrstreifenabdeckung im Verflechtungsbereich lagen an einer Untersuchungsstelle mit dem Verflechtungsbereichstyp V 1 vor. Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold ist in Bild 4-17 dargestellt. Der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung an den beiden Messquerschnitten unterscheidet sich trotz eines Abstandes von 570 m nicht wesentlich. Hieraus lässt sich schlussfolgern, dass der Großteil der erforderlichen Fahrstreifenwechsel der Fahrzeuge der beiden Verflechtungsströme bereits am ersten Messquerschnitt in 170 m Entfernung von der Sperrflächenspitze durchgeführt wurde. Der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung auf der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 2 und 3) entspricht grundsätzlich dem schematischen Verlauf nach SPARMANN (1978) für zweistreifige Richtungsfahrbahnen. Der Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungsstreifens (Fahrstreifen 1) ist über den gesamten Wertebereich der Gesamtverkehrsstärke nahezu konstant und beträgt 0,2.

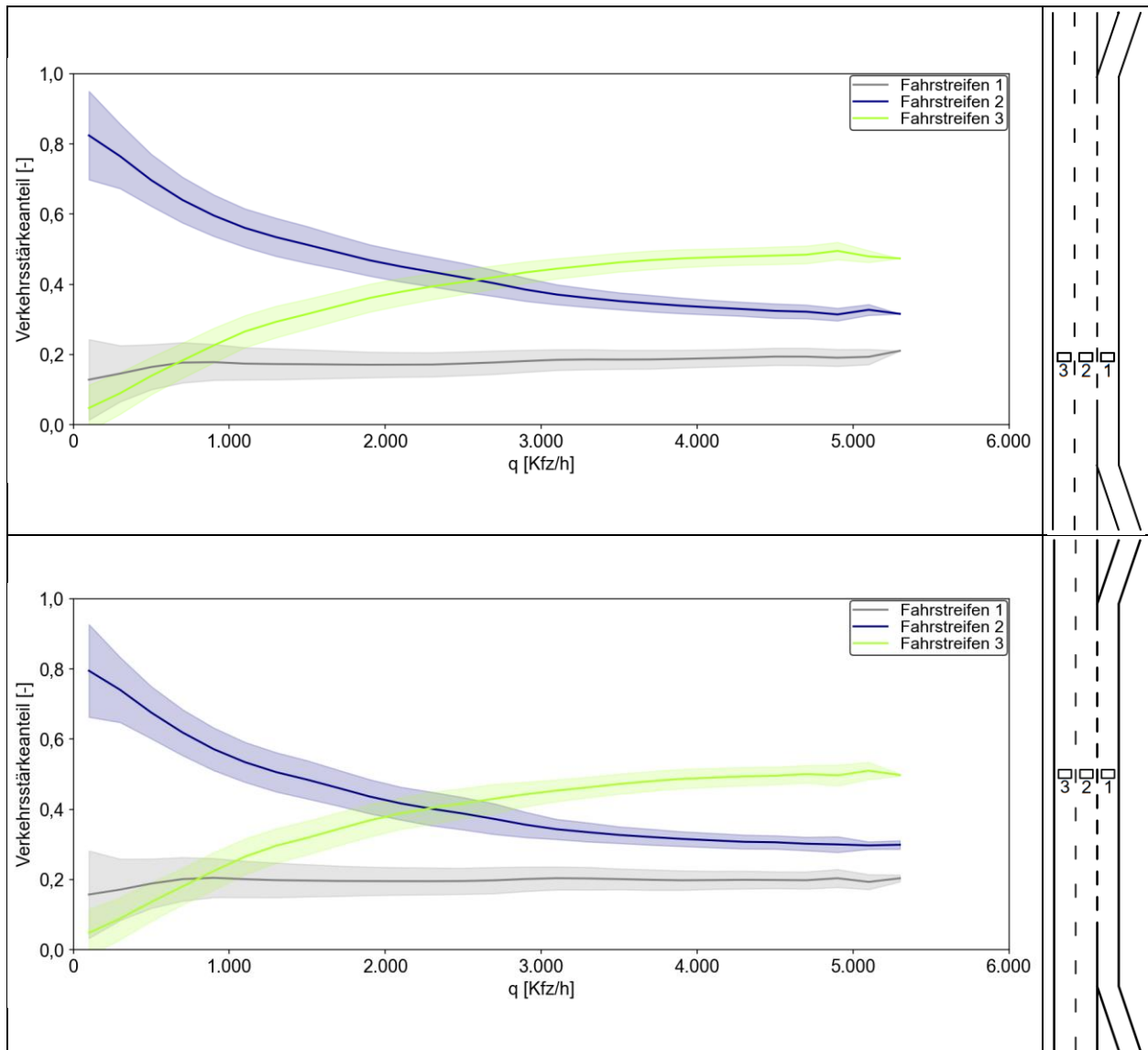


Bild 4-17: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Verflechtungsbereichstyp V 2

Die Fahrstreifenaufteilung an Verflechtungsstrecken vom Verflechtungsbereichstyp V 2 konnte an drei Untersuchungsstellen analysiert werden. Für die vierstreifige Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße ist die Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in Bild 4-18 dargestellt. Die Verkehrsstärkeanteile der beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) über den gesamten Wertebereich der Gesamtverkehrsstärke sind jeweils nahezu konstant. Dabei unterscheidet sich der Verkehrsstärkeanteil der beiden Verflechtungstreifen nur geringfügig und beträgt im Mittel über den gesamten Wertebereich jeweils 0,14. Auf der durchgehenden zweistreifigen Hauptfahrbahn erhöht sich mit steigender Gesamtverkehrsstärke der Verkehrsstärkeanteil des linken Fahrstreifens (Fahrstreifen 4), wohingegen sich der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens (Fahrstreifen 3) verringert. Somit entspricht der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung auf der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3 und 4) grundsätzlich dem schematischen Verlauf nach SPARMANN (1978) für zweistreifige Richtungsfahrbahnen.

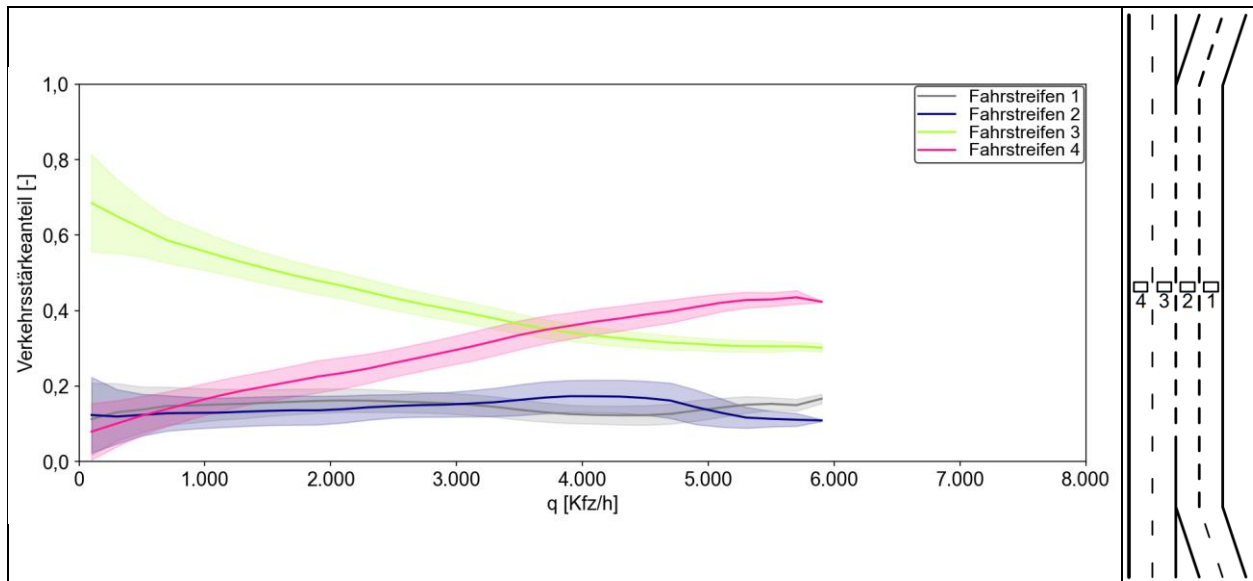


Bild 4-18: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße der Autobahn A 661 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Bild 4-19 und Bild 4-20 zeigen die Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 2 der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim sowie der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz. Die beiden Fahrstreifenaufteilungen unterscheiden sich deutlich. Während im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken an der Verflechtungsstrecke zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim die beiden linken Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4 und 5) die höchsten Verkehrsstärkeanteile aufwiesen, treten an der Verflechtungsstrecke zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz die höchsten Verkehrsstärkeanteile auf den beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) auf. Diese deutlichen Unterschiede in der Fahrstreifenaufteilung können anhand der Verkehrsstärkeverhältnisse der vier Verkehrsströme erklärt werden. Auf der Verflechtungsstrecke zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim beträgt der Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken im Mittel 29,6 % und der Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt im Mittel 12,4 %. An der Verflechtungsstrecke zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz ist der Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt mit 12,4 % deutlich geringer sowie der Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt mit 51,1 % deutlich höher.

Des Weiteren ist an der Verflechtungsstrecke zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim zu erkennen, dass die Summe der Verkehrsstärkeanteile der beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) über den gesamten Wertebereich der Gesamtverkehrsstärke nahezu konstant ist. Dabei verteilt sich der Verkehr auf den beiden Verflechtungstreifen nahezu gleichmäßig. Lediglich im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken erhöht sich der Anteil des linken Verflechtungstreifens. Auf der durchgehenden dreistreifigen Hauptfahrbahn erhöht sich mit steigender Verkehrsstärke der Verkehrsstärkeanteil des linken Fahrstreifens (Fahrstreifen 5), wohingegen sich der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens (Fahrstreifen 3) verringert. Somit entspricht der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung auf der durchgehenden Hauptfahrbahn grundsätzlich dem schematischen Verlauf nach BUSCH (1984) für dreistreifige Richtungsfahrbahnen.

Bei der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz ist zu erkennen, dass der Verkehrsstärkeanteil des linken Verflechtungstreifens (Fahrstreifen 2) in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke weitestgehend konstant ist und im Mittel 0,24 beträgt. Der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens (Fahrstreifen 1) erhöht sich hingegen mit steigender Verkehrsstärke, sodass im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken die beiden Verflechtungstreifen den gleichen Verkehrsstärkeanteil aufweisen.

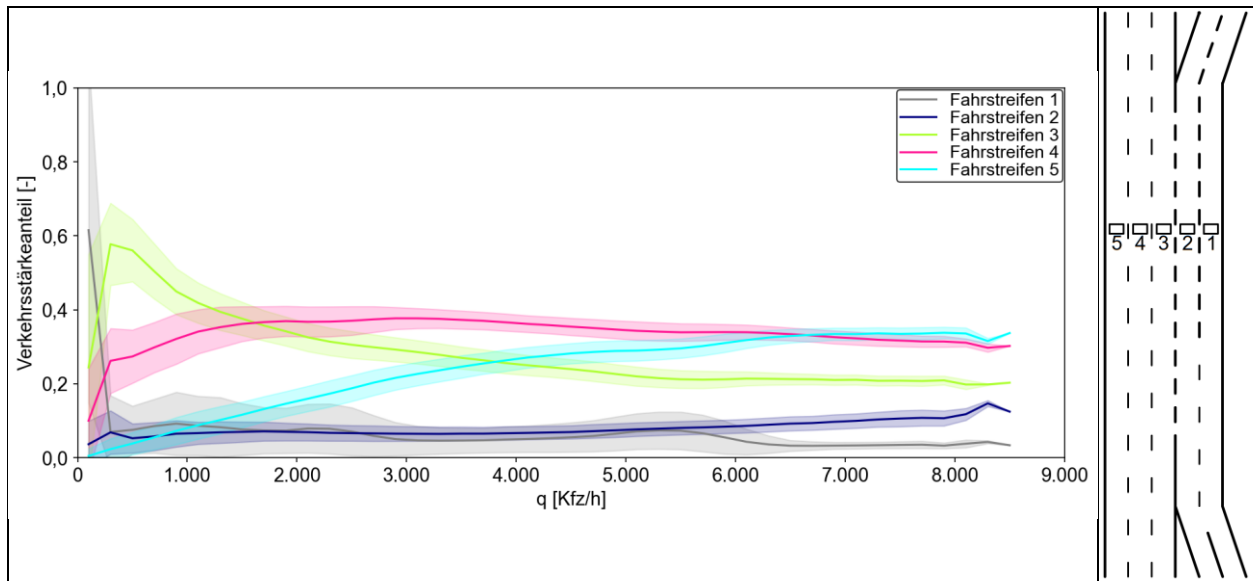


Bild 4-19: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

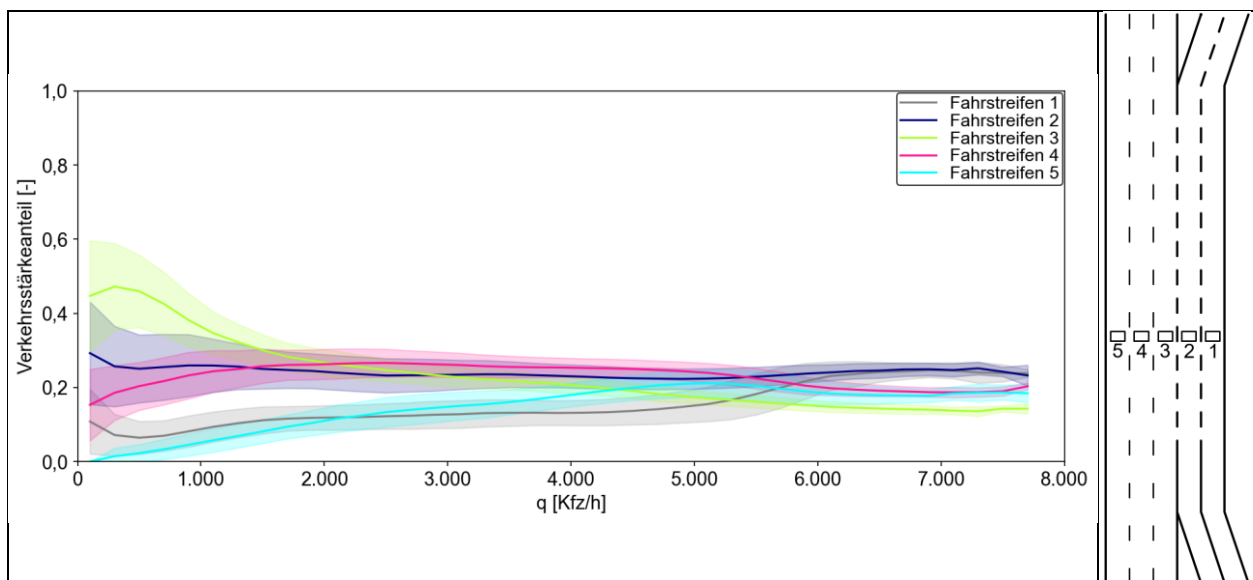


Bild 4-20: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Verflechtungsbereichstyp V 3

Zur Analyse der Fahrstreifenaufteilung im Verflechtungsbereich von Untersuchungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 3 wurden die Dauerzählstellendaten der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau ausgewertet. Die Ergebnisse der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke sind in Bild 4-21 dargestellt. Der rechte Fahrstreifen (Fahrstreifen 1) weist unabhängig von der Verkehrsstärke einen nahezu konstanten Verkehrsstärkeanteil von 0,1 auf. Des Weiteren wird deutlich, dass im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken auf den beiden linken Fahrstreifen die höchsten Verkehrsstärkeanteile vorliegen. Hierbei erhöht sich der Verkehrsstärkeanteil des linken Fahrstreifens (Fahrstreifen 4) mit steigender Verkehrsstärke, wohingegen der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 3 weitestgehend konstant bleibt und sich der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 2 verringert. Somit entsprechen die

Verläufe der Verkehrsstärkeanteile der drei linken Fahrstreifen näherungsweise der standardisierten Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen nach BUSCH (1984).

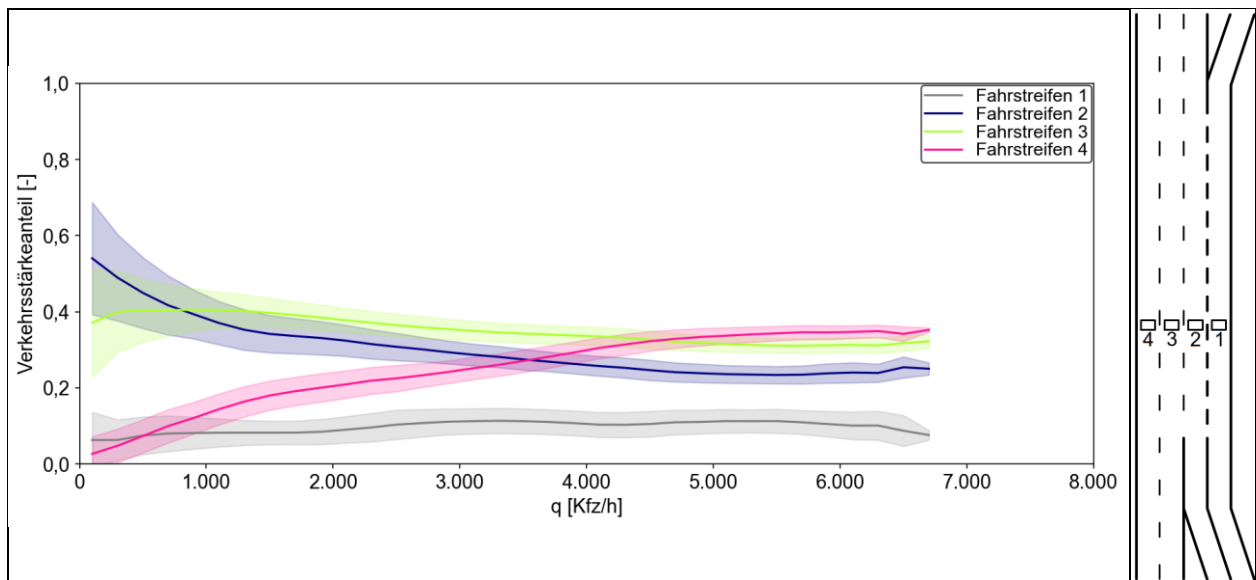


Bild 4-21: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Verflechtungsbereichstyp V 4

Bild 4-22 und Bild 4-23 zeigen die Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden sowie zwischen der AS Diedensbergen und dem AK Wiesbaden. Die Verläufe der Fahrstreifenaufteilungen der beiden Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 stimmen grundsätzlich überein. Dabei erhöht sich der Verkehrsstärkeanteil des linken Fahrstreifens (Fahrstreifen 4) mit steigender Verkehrsstärke und weist im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken den höchsten Wert aller Fahrstreifen auf. Der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 3 verringert sich mit steigender Verkehrsstärke hingegen bis zu einer Verkehrsstärke von 5000 Kfz/h und bleibt oberhalb von 5000 Kfz/h weitestgehend konstant. Die Verkehrsstärkeanteile der Fahrstreifen 1 und 2 bleiben in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke nahezu konstant und schwanken nur in geringem Umfang. Hierbei ist jedoch auffällig, dass sich im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken an beiden Verflechtungsstrecken der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens jeweils leicht erhöht.

Des Weiteren wird beim Vergleich der beiden Verläufe der Fahrstreifenaufteilungen deutlich, dass die Verkehrsstärkeanteile im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken für die Fahrstreifen 2 und 4 an beiden Verflechtungsstrecken nahezu identisch sind und ca. 0,10 bzw. ca. 0,36 betragen. Geringfügige Unterschiede zwischen den beiden Verflechtungsstrecken liegen bei den Verkehrsstärkeanteilen der Fahrstreifen 2 und 3 vor. Dabei können die Unterschiede anhand des Anteils des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt erklärt werden.

Der Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken beträgt an der Verflechtungsstrecke zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden im Mittel 34,9 % und an der Verflechtungsstrecke zwischen der AS Diedensbergen und dem AK Wiesbaden 26,5 %. Dieser höhere Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke spiegelt sich somit auch in dem höheren Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 1 an der Verflechtungsstrecke zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden wider.

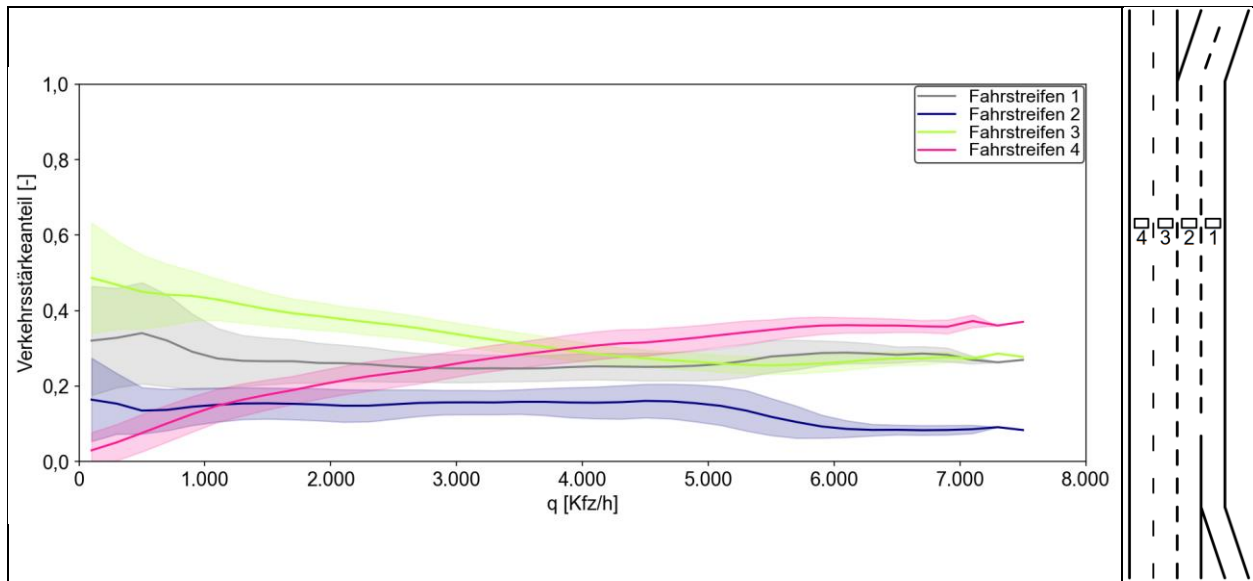


Bild 4-22: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

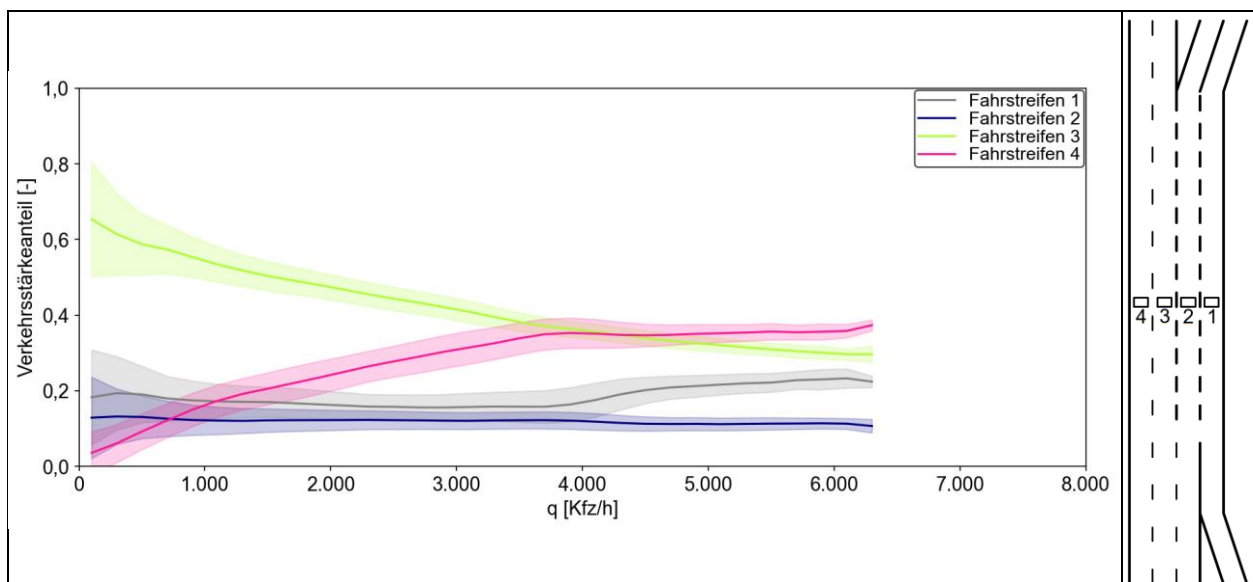


Bild 4-23: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 66 zwischen der AS Diedenbergen und dem AK Wiesbaden in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Die Fahrstreifenaufteilung auf einer fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich ist in Bild 4-24 dargestellt. Hierbei lässt sich ein vergleichbarer Verlauf der Fahrstreifenaufteilungen für die Fahrstreifen 1 bis 4 wie bei den vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 beobachten. Die beiden Verflechtungsstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) weisen einen weitestgehend konstanten Verkehrsstärkeanteil in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf. Im Gegensatz zu den vierstreifigen Verflechtungsstrecken ist hierbei jedoch der Verkehrsstärkeanteil des linken Verflechtungsstreifens (Fahrstreifen 2) höher als der Anteil des rechten Verflechtungsstreifens (Fahrstreifen 1). Mit steigender Verkehrsstärke erhöht sich der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 5, wohingegen sich der Anteil des Fahrstreifens 3 verringert. Der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 4 erhöht sich bis zu einer Verkehrsstärke von ca. 3000 Kfz/h auf einen Wert von 0,26, der mit steigender Verkehrsstärke konstant bleibt.

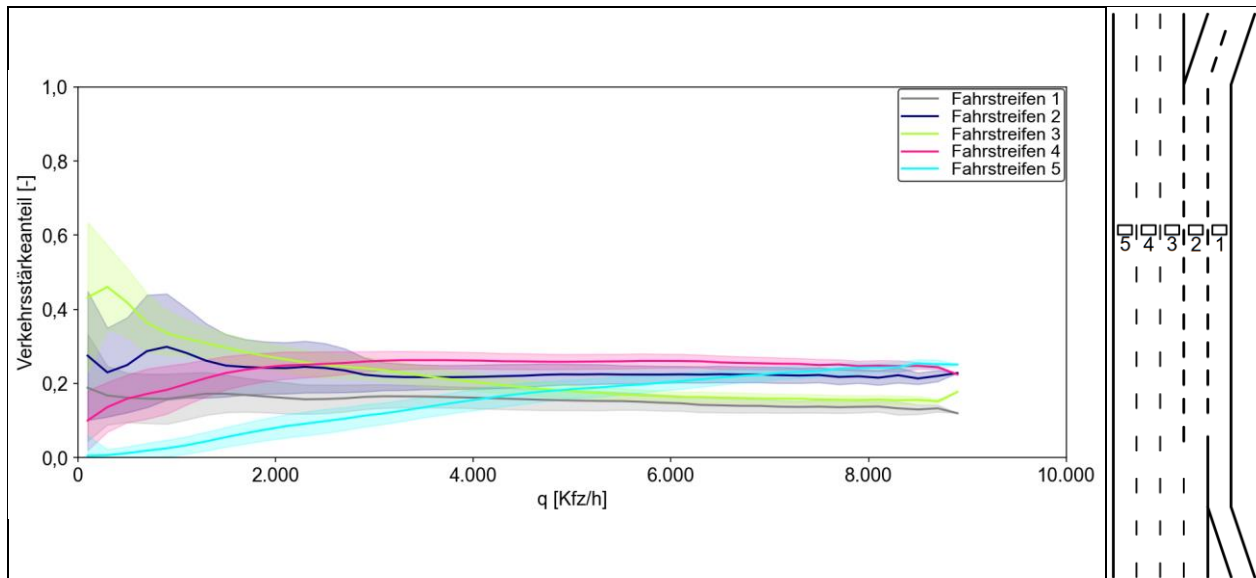


Bild 4-24: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

An zwei symmetrischen Verflechtungsstrecken, die nicht den Verflechtungsbereichtstypen V 1 und V 2 entsprechen, konnte ebenfalls die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Anhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich ermittelt werden. Die Ergebnisse für die dreistreifige Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna mit der Kombination des Einfahrtstyps E 3 und des Ausfahrtstyps A 4 gemäß den RAA (FGSV, 2008a) sind in Bild 4-25 dargestellt. Beim Vergleich der beiden Fahrstreifenaufteilungen sind deutliche Unterschiede zu erkennen. Die Fahrstreifenaufteilung am MQ,1 (Abstand 80 m von der Sperrflächenspitze der Einfahrt) entspricht im Wesentlichen der Fahrstreifenaufteilung, die an der dreistreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 (vgl. Bild 4-17) ermittelt wurde. Der Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungsstreifens (Fahrstreifen 1) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke ist weitestgehend konstant und erhöht sich lediglich oberhalb einer Verkehrsstärke von ca. 4000 Kfz/h geringfügig. Der Verlauf der Fahrstreifenaufteilung auf der durchgehenden Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 2 und 3) entspricht grundsätzlich dem schematischen Verlauf nach SPARMANN (1978) für zweistreifige Richtungsfahrbahnen.

Bedingt durch den relativ hohen Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt liegt der Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungsstreifens (Fahrstreifen 1) im Bereich hoher Verkehrsstärken am MQ,2 mit ca. 0,4 deutlich oberhalb des Anteils am MQ,1 mit ca. 0,2. Da der Abstand zwischen den beiden Messquerschnitten 1400 m beträgt, kann angenommen werden, dass diese Erhöhung des Verkehrsstärkeanteils des Verflechtungsstreifens auf die bereits durchgeführten notwendigen Fahrstreifenwechsel des ausfahrenden Verflechtungsstroms zurückzuführen sind. Demnach befindet sich bereits der Großteil der ausfahrenden Fahrzeuge 1270 m vor der Sperrflächenspitze auf dem Verflechtungsstreifen.

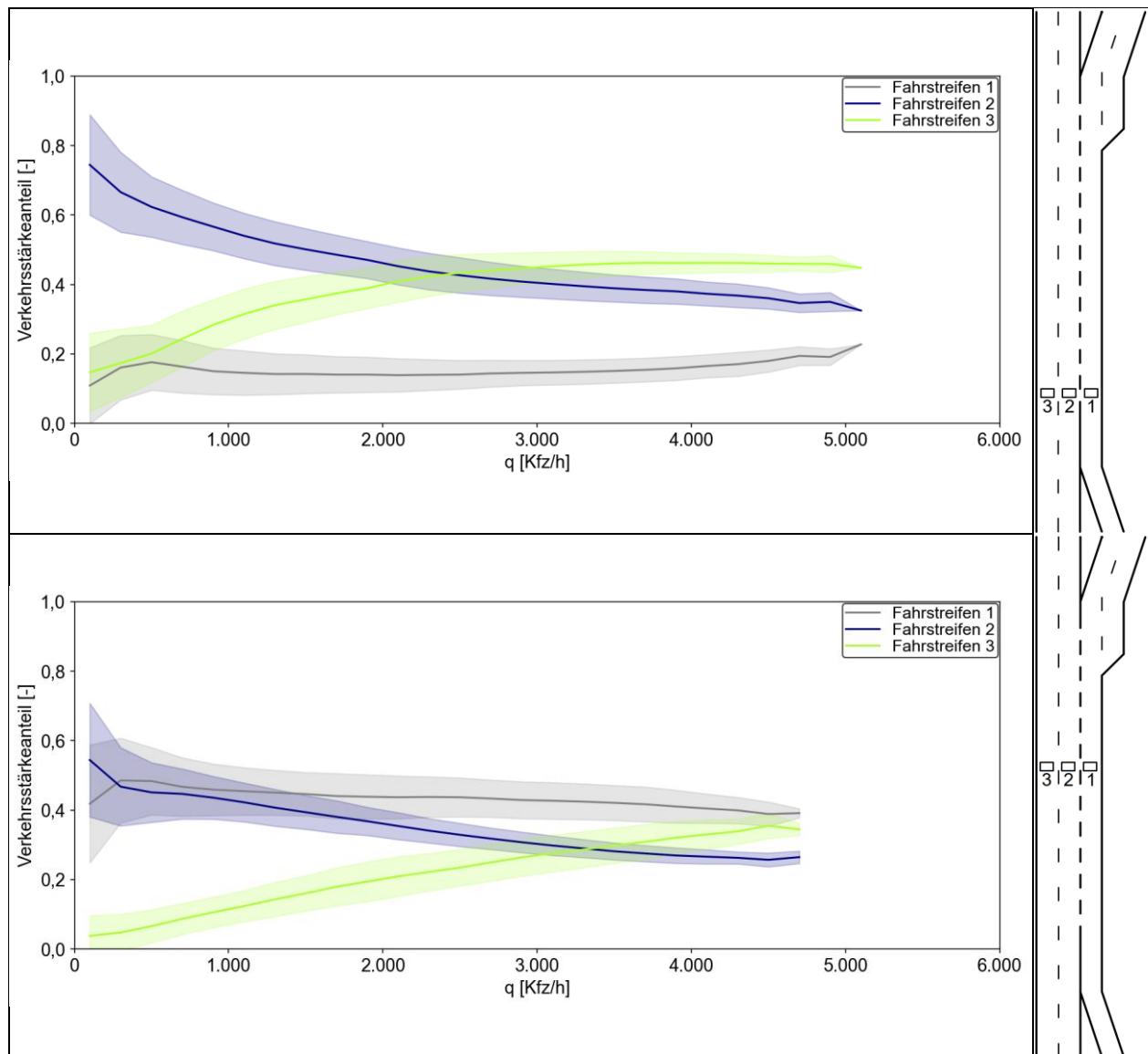


Bild 4-25: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

Die Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd mit der Kombination des Einfahrtstyps E 5 und des Ausfahrtstyps A 6 gemäß den RAA (FGSV, 2008a) ist in Bild 4-26 dargestellt. Sie entspricht im Wesentlichen der Fahrstreifenaufteilung, die bereits an der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 (vgl. Bild 4-21) ermittelt werden konnte. Hierbei weist der Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungstreifens (Fahrstreifen 1) in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke einen nahezu konstanten Wert von 0,1 auf. Im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken erreichen die beiden linken Fahrstreifen die höchsten Verkehrsstärkeanteile. Dabei nimmt der Verkehrsstärkeanteil des linken Fahrstreifens (Fahrstreifen 4) mit zunehmender Verkehrsstärke monoton zu, wohingegen der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 2 abnimmt. Somit entsprechen die Verläufe der Verkehrsstärkeanteile der drei linken Fahrstreifen näherungsweise der standardisierten Fahrstreifenaufteilung auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen nach BUSCH (1984).

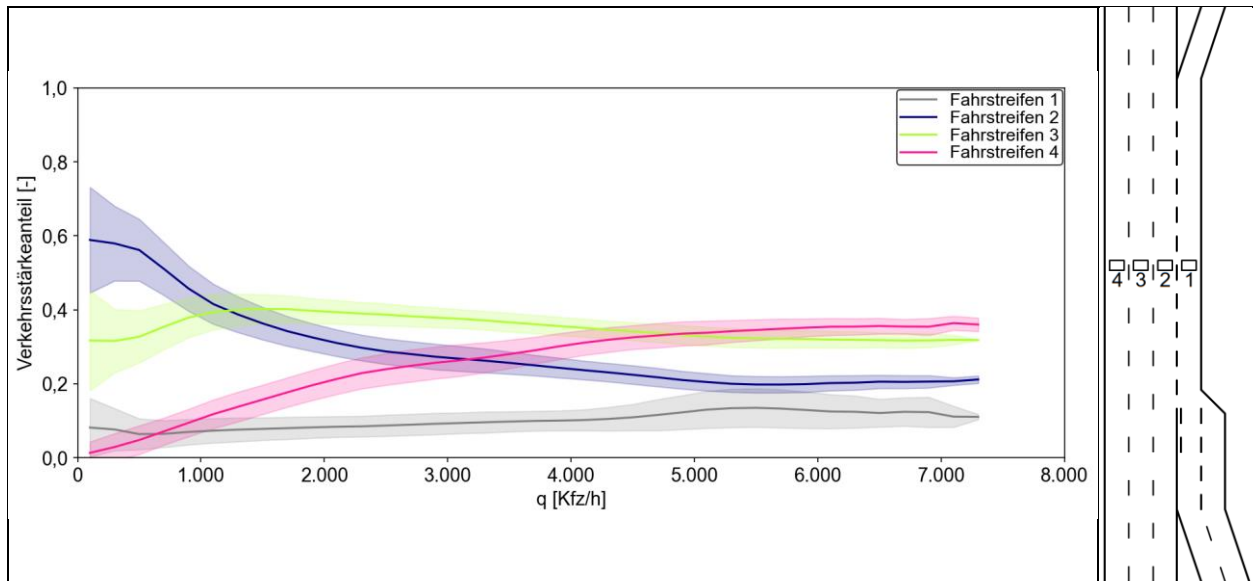


Bild 4-26: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

4.2.3 Einflussgrößen

Verkehrsstärkeverhältnisse der vier Verkehrsströme

Wie sich bereits beim Vergleich der Fahrstreifenaufteilungen der Verflechtungsbereichstypen V 2 (vgl. Bild 4-19 und Bild 4-20) und V 4 (vgl. Bild 4-22 und Bild 4-23) gezeigt hat, beeinflusst das Verkehrsstärkeverhältnis der vier Verkehrsströme die Fahrstreifenaufteilung an Verflechtungsstrecken. Zur detaillierten Analyse dieses Einflusses wurden an den einzelnen Verflechtungsstrecken die ermittelten Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Fahrstreifen in 5-Minuten-Intervallen in Klassen der Verkehrsstärkeverhältnisse an der Ein- und Ausfahrt eingeteilt. Hierbei wurden für die jeweilige Verflechtungsstrecke entsprechende Grenzwerte für die beiden Anteile gewählt, um die Datengrundlage sinnvoll zu unterteilen.

Exemplarisch ist die Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna getrennt nach den beiden Messquerschnitten in Bild 4-27 dargestellt. Die Ergebnisse sind dabei jeweils hinsichtlich des Anteils a_E des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt und des Anteils a_A des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt nach vier Verhältnissen differenziert. Beim Vergleich der vier ermittelten Fahrstreifenaufteilungen an MQ,1 wird deutlich, dass der Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt einen Einfluss auf die Fahrstreifenaufteilung hat, wohingegen für den Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt kein Einfluss zu beobachten ist. Dabei führt ein höherer Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt zu einem höheren Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens.

Analog dazu zeigt sich für den MQ,2, dass der Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt einen Einfluss auf die Fahrstreifenaufteilung hat, wohingegen für den Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt kein Einfluss erkennbar ist. Somit führt ein höherer Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt zu einem höheren Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens.

Dementsprechend lässt sich aus den Erkenntnissen schlussfolgern, dass grundsätzlich ein Einfluss des Anteils des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt auf die Fahrstreifenaufteilung im Einfahrtbereich zu beobachten ist. Hingegen kann der Einfluss des Anteils des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt auf die Fahrstreifenaufteilung nicht im Einfahrtbereich, sondern erst stromabwärts beobachtet werden.

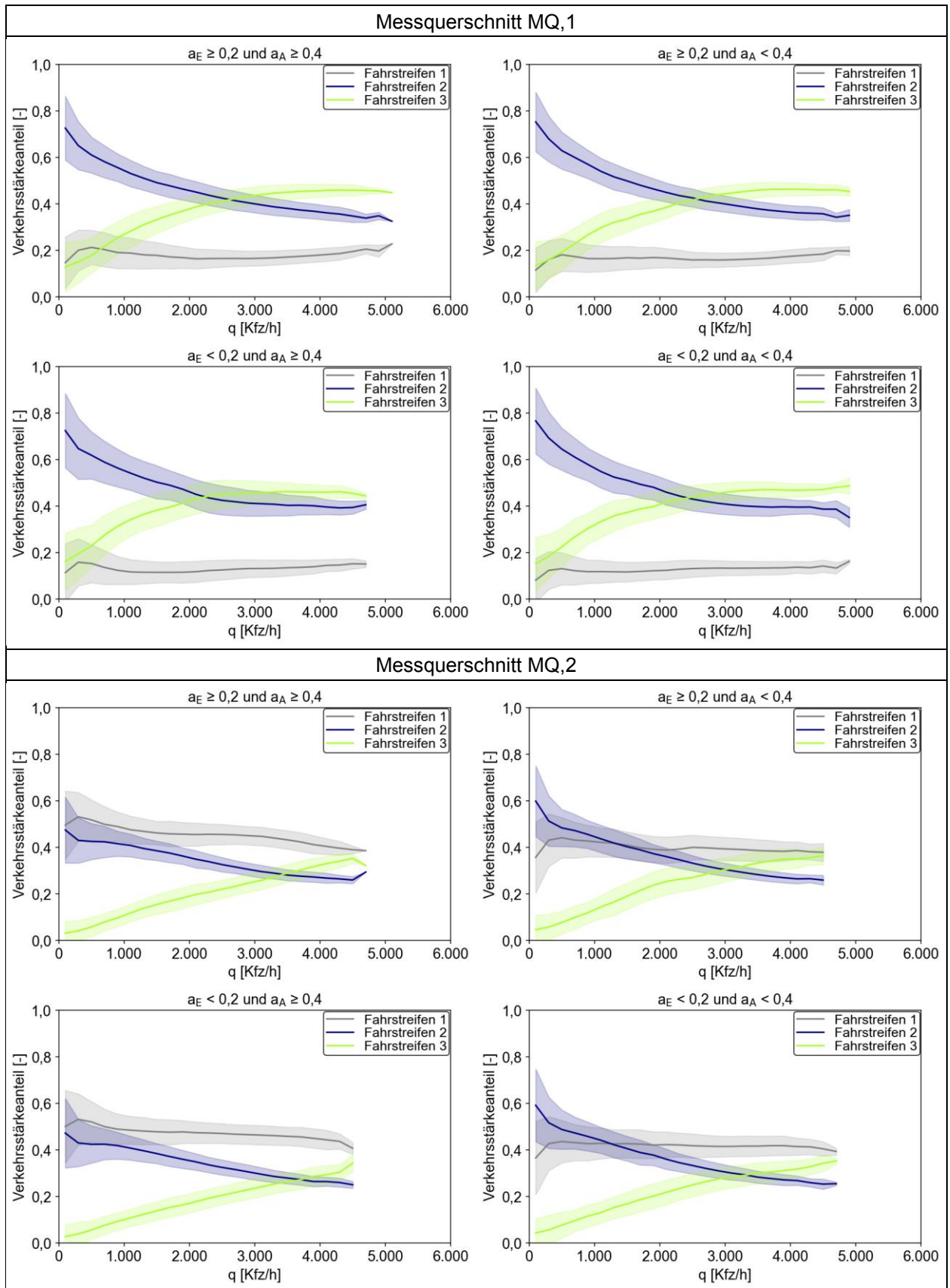


Bild 4-27: Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna am Messquerschnitt MQ,1 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich sowie dem Anteil des ein- und ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ein- und Ausfahrt in 5-Minuten-Intervallen

Durchgehende Blockmarkierung

Zur Analyse des Einflusses einer durchgehenden Blockmarkierung auf die Fahrstreifenaufteilung wurde für das Untersuchungskollektiv aus Tab. 4-1 geprüft, ob Verflechtungsstrecken vorhanden sind, die sich nur hinsichtlich der Anordnung einer durchgehenden Blockmarkierung unterscheiden. Hierbei zeigte sich, dass ein Vergleich der Fahrstreifenaufteilungen der beiden symmetrischen Verflechtungsstrecken der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna sowie der Autobahn A 59 zwischen der AS Flughafen Köln/Bonn und dem AD Köln-Porz sinnvoll ist. Beide Verflechtungsstrecken weisen vergleichbare bauliche Randbedingungen im Hinblick auf die Verflechtungslänge, die Symmetrie sowie die Längsneigung auf. Ein Unterschied liegt lediglich im Ausfahrtstyp (A 4 bzw. A 5) vor, wobei beide Ausfahrtstypen eine zweistreifige Ausfahrrampe aufweisen und sich nur hinsichtlich der Fahrstreifenbegrenzung im Ausfahrbereich unterscheiden.

Die Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 5) ohne durchgehende Blockmarkierung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich der Autobahn A 59 zwischen der AS Flughafen Köln/Bonn und dem AD Köln-Porz ist in Bild 4-28 dargestellt. Der Messquerschnitt liegt dabei ungefähr mittig zwischen den Sperrflächenspitzen der Ein- und Ausfahrt und ca. 150 m vor der ersten Wegweisung auf die stromabwärts liegende Ausfahrt. Es wird deutlich, dass die Fahrstreifenaufteilung im Wesentlichen der Fahrstreifenaufteilung entspricht, die bereits am ersten Messquerschnitt an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (vgl. Bild 4-25) ermittelt wurde. Ein deutlicher Unterschied im Hinblick auf den Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens (Fahrstreifen 1) liegt jedoch zu der Fahrstreifenaufteilung am MQ,2 der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna vor. Beim Vergleich dieser beiden Fahrstreifenaufteilungen wird deutlich, dass der Verkehrsstärkeanteil des rechten Fahrstreifens bei der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 doppelt so hoch ist, obwohl die beiden Messquerschnitte eine vergleichbare Lage im Verflechtungsbereich hinsichtlich des Abstands zu den jeweiligen Sperrflächenspitzen haben. Dieser Unterschied ist jedoch nicht zwangsläufig auf den Einfluss der Anordnung einer durchgehenden Blockmarkierung zurückzuführen. Vielmehr kann der Unterschied mit den unterschiedlichen Anteilen des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt erklärt werden. Während der ausfahrende Verkehr im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 im Mittel 36,7 % ausmacht, beträgt dieser Anteil an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 59 lediglich 14,3 %.

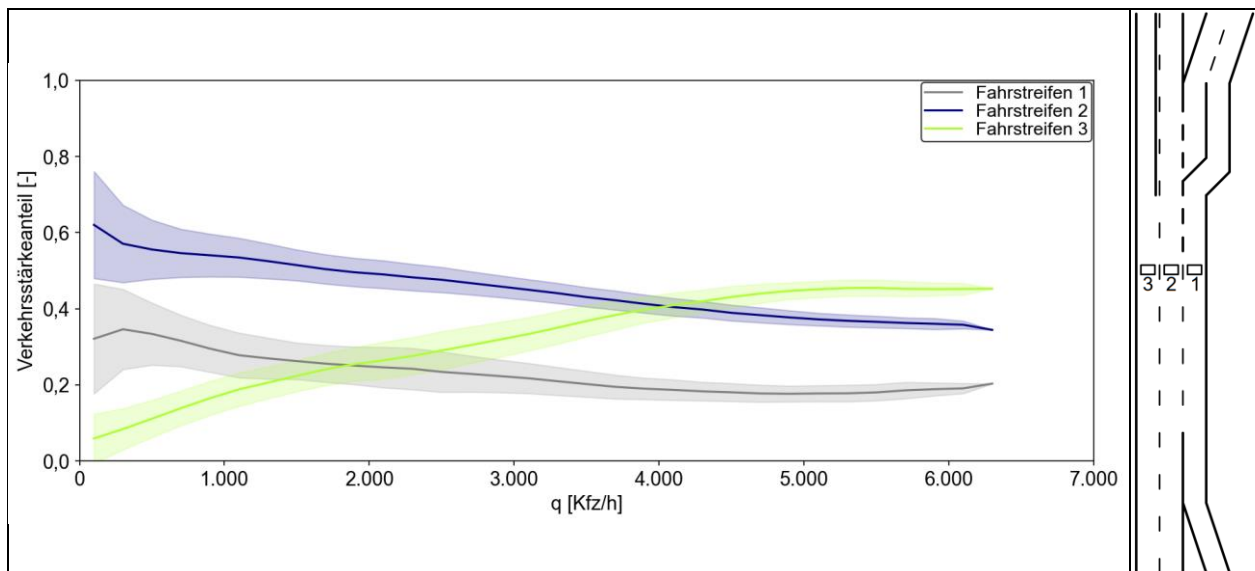


Bild 4-28: Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 5) ohne durchgehende Blockmarkierung der Autobahn A 59 zwischen der AS Flughafen Köln/Bonn und dem AD Köln-Porz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

4.3 Fahrstreifenfeine Analyse des Geschwindigkeitsverhaltens

Für die fahstreifenfeine Analyse des Geschwindigkeitsverhaltens an Verflechtungsstrecken wurden die Daten von Dauerzählstellen an den einzelnen Untersuchungsstellen mit einer vollständigen Fahrstreifenabdeckung im Verflechtungsbereich (vgl. Tab. 4-1) analysiert. Analog zur Analyse der Fahrstreifenaufteilung (vgl. Kapitel 4.2) wurden Verkehrsstärkeklassen mit einer Breite von 200 Kfz/h gebildet. Hierbei wurden ebenfalls nur 5-Minuten-Intervalle mit fließendem Verkehr berücksichtigt. Für jede Verkehrsstärkeklasse wurden das arithmetische Mittel sowie die Standardabweichung der mittleren Geschwindigkeit der einzelnen Fahrstreifen bestimmt. Im Folgenden sind die Ergebnisse getrennt nach der Fahrstreifenanzahl im Verflechtungsbereich dargestellt.

4.3.1 Dreistreifige Verflechtungsstrecken

Für die beiden dreistreifigen Verflechtungsstrecken der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (symmetrisch, Typ E 3 und Typ A 4) sowie der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold (Typ V 1) konnten für jeweils zwei Messquerschnitte die fahstreifenbezogenen Geschwindigkeiten im Verflechtungsbereich ermittelt werden (vgl. Bild 4-29). Beide Verflechtungsstrecken sind über die gesamte Länge mit einer Streckenbeeinflussungsanlage ausgestattet.

Grundsätzlich zeigt sich an allen vier Messquerschnitten ein vergleichbarer Verlauf der mittleren Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen. Hierbei werden jeweils die höchsten mittleren Geschwindigkeiten auf dem linken Fahrstreifen der Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 3) und die geringsten mittleren Geschwindigkeiten auf dem Verflechtungsstreifen (Fahrstreifen 1) erreicht.

Deutliche Unterschiede der mittleren Geschwindigkeit auf dem Verflechtungsstreifen und dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn weist die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken auf. Während sich im Bereich der Einfahrt (MQ,1) die mittleren Geschwindigkeiten auf den beiden Fahrstreifen nur geringfügig unterscheiden und zwischen 83 und 85 km/h liegen, weist der Verflechtungsstreifen am 1,4 km stromabwärts gelegenen MQ,2 eine deutlich geringere mittlere Geschwindigkeit auf. Hierbei beträgt die mittlere Geschwindigkeit auf dem Verflechtungsstreifen 73 km/h und auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn 92 km/h. Der Verlauf der mittleren Geschwindigkeit auf dem linken Fahrstreifen der Hauptfahrbahn ist an beiden Messquerschnitten nahezu identisch, wobei die mittlere Geschwindigkeit in der höchsten Verkehrsstärkeklasse 97 bzw. 99 km/h beträgt.

Für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold zeigte sich, dass die Geschwindigkeitsverläufe im Verflechtungsbereich keine wesentlichen Unterschiede aufweisen. Im Bereich relativ geringer Verkehrsstärken unterhalb von ca. 1500 Kfz/h liegen deutliche Differenzen zwischen den mittleren Geschwindigkeiten auf den drei Fahrstreifen vor. Mit steigender Verkehrsstärke nähern sich die mittleren Geschwindigkeiten an. Im Bereich der Kapazität unterscheiden sich die mittleren Geschwindigkeiten auf den drei Fahrstreifen nur noch geringfügig und liegen zwischen 77 und 87 km/h. Hierbei sinkt die mittlere Geschwindigkeit auf dem rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 2) sogar unter die mittlere Geschwindigkeit auf dem Verflechtungsstreifen.

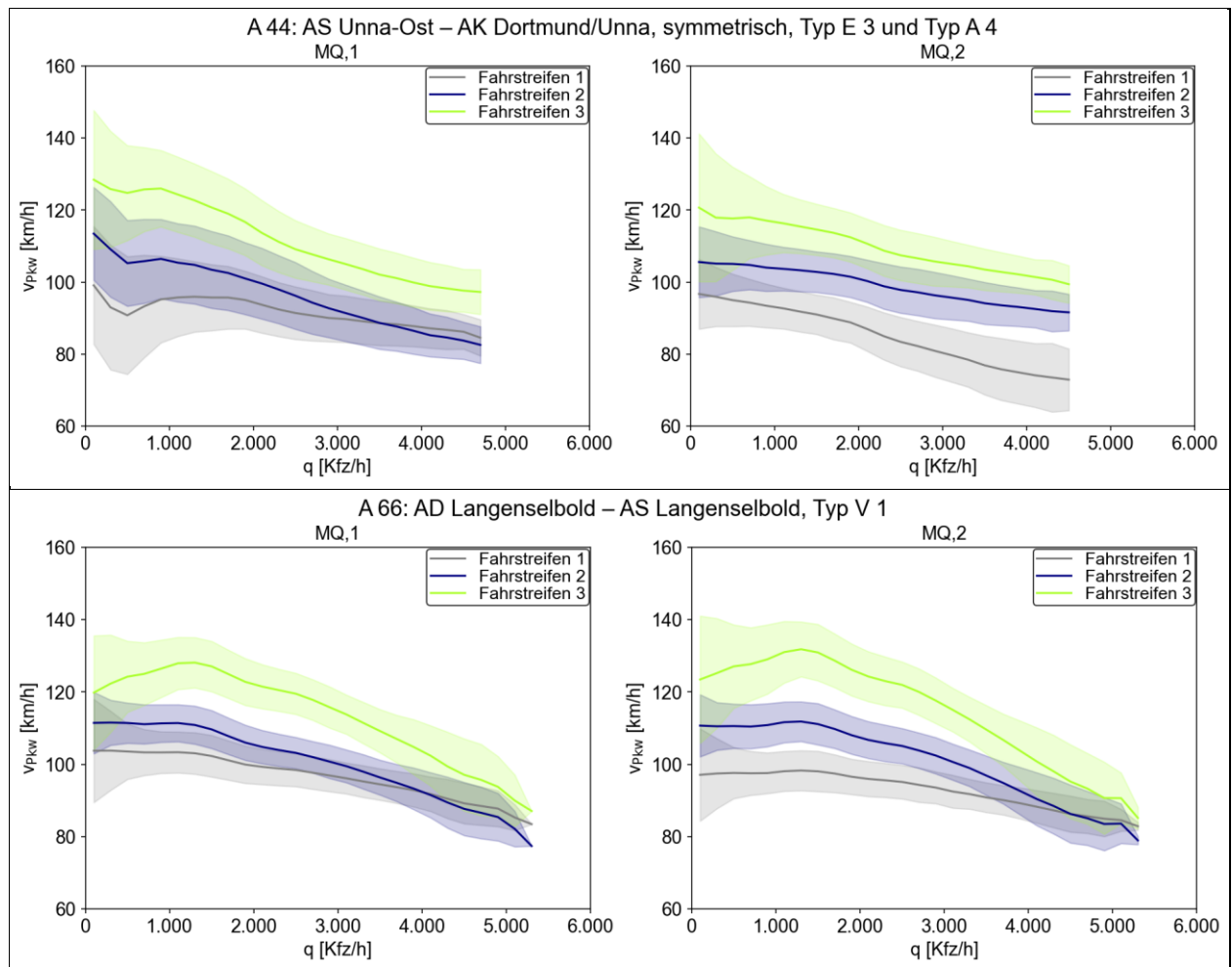


Bild 4-29: Räumliche Veränderung der mittleren Geschwindigkeit und deren Standardabweichung der dreistreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf den einzelnen Fahrstreifen in 5-Minuten-Intervallen

4.3.2 Vierstreifige Verflechtungsstrecken

Für insgesamt fünf vierstreifige Verflechtungsstrecken konnte das Geschwindigkeitsverhalten im Verflechtungsbereich fahrstreifenfein ermittelt werden. Die mittleren Geschwindigkeiten in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke sind in Bild 4-30 dargestellt. Die fünf Verflechtungsstrecken weisen vergleichbare Verläufe der mittleren Geschwindigkeit für die Fahrstreifen 1, 2 und 4 auf. Die mittlere Geschwindigkeit auf dem linken Fahrstreifen der Hauptfahrbahn (Fahrstreifen 4) liegt hierbei im Bereich von Verkehrsstärken unter 4000 Kfz/h deutlich über den mittleren Geschwindigkeiten der Fahrstreifen 1 und 2. Mit steigender Verkehrsstärke wird die Differenz zwischen den mittleren Geschwindigkeiten geringer.

Deutliche Unterschiede zwischen den Verläufen der mittleren Geschwindigkeit der fünf vierstreifigen Verflechtungsstrecken liegen für den Fahrstreifen 3 vor. Bei den drei Verflechtungsstrecken, die den Verflechtungsbereichstypen V 2 oder V 4 entsprechen, liegt die mittlere Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 3 über den gesamten Wertebereich der Verkehrsstärke näherungsweise im Bereich der Geschwindigkeit auf den Fahrstreifen 1 und 2 und unterscheidet sich deutlich vom Verlauf der mittleren Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 4. Für die Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 sowie die symmetrische Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) an der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd liegt die mittlere Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 3 oberhalb der Geschwindigkeit auf den Fahrstreifen 1 und 2 sowie unterhalb der Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 4.

Des Weiteren zeigt sich, dass die Verläufe der mittleren Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 4 für die Verflechtungsstrecken vom Typ V 3 und V 4 ohne zulässige Höchstgeschwindigkeit nahezu identisch sind. Hierbei liegen die mittleren Geschwindigkeiten auf dem Fahrstreifen 4 im Bereich von Verkehrsstärken

unterhalb von 4000 Kfz/h deutlich über den mittleren Geschwindigkeiten der beiden anderen Verflechtungsstrecken mit einer Streckenbeeinflussungsanlage bzw. einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 100 km/h. Auffällig ist ebenfalls, dass die mittlere Geschwindigkeit auf den beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) der Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 einen nahezu linearen Verlauf aufweist, während sich an den anderen vier Verflechtungsstrecken die mittlere Geschwindigkeit auf den Fahrstreifen 1 und 2 mit zunehmender Verkehrsstärke verringert.

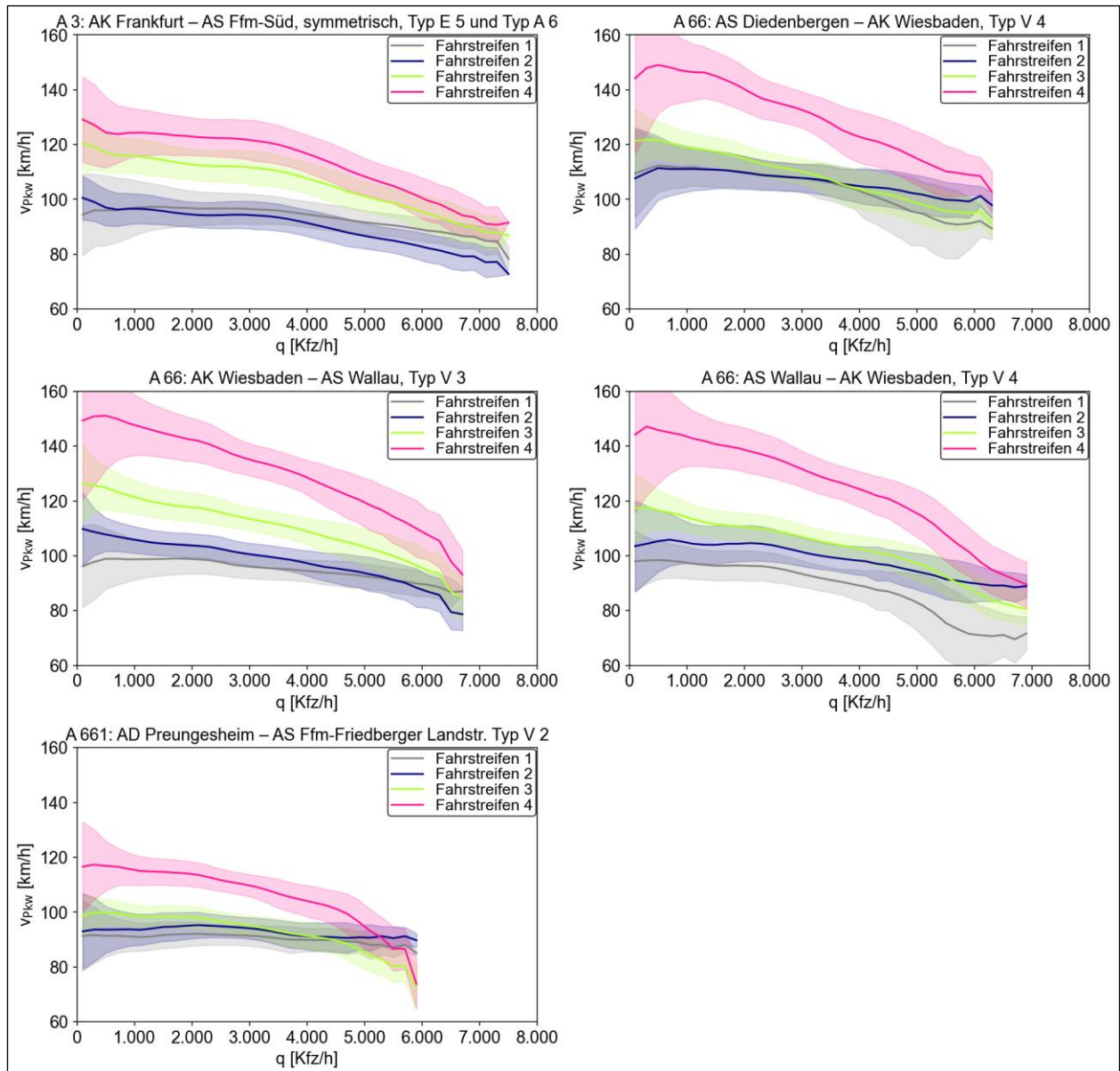


Bild 4-30: Mittlere Geschwindigkeit und deren Standardabweichung der vierstreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf den einzelnen Fahrstreifen in 5-Minuten-Intervallen

4.3.3 Fünfstreifige Verflechtungsstrecken

Die mittlere Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen im Verflechtungsbereich konnte für vier fünf-streifige Verflechtungsstrecken ermittelt werden, darunter zwei Verflechtungsstrecken des Typs V 2 sowie jeweils eine des Typs V 1 und V 4. Alle Verflechtungsstrecken sind mit einer Streckenbeeinflussungsanlage ausgestattet. Die mittleren Geschwindigkeiten der einzelnen Fahrstreifen im Verflechtungsbereich der fünf-streifigen Verflechtungsstrecken sind in Bild 4-31 dargestellt.

Für die fünfstreifige Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz zeigt sich, dass die Verläufe der mittleren Geschwindigkeiten für die Fahrstreifen 1 bis 4 den Werten der vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 entsprechen. Der Fahrstreifen 5 weist im Vergleich zu den anderen Fahrstreifen deutlich höhere mittlere Geschwindigkeiten für Verkehrsstärken unterhalb von 5000 Kfz/h auf.

Im Vergleich der beiden fünfstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 2 wird deutlich, dass die Verläufe der mittleren Geschwindigkeit für die beiden Verflechtungsstreifen (Fahrstreifen 1 und 2) ähnlich sind. Deutliche Unterschiede zeigen sich jedoch bei den Fahrstreifen 3, 4 und 5, deren mittlere Geschwindigkeiten auf der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz insbesondere im Bereich relativ hoher Verkehrsstärken deutlich geringere Differenzen aufweisen. Oberhalb einer Verkehrsstärke von ca. 5000 Kfz/h weisen die beiden Verflechtungsstreifen mit 69 und 74 km/h sowie die drei Hauptfahrstreifen mit 93, 94 und 98 km/h jeweils ähnlich hohe mittlere Geschwindigkeiten auf. An der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim sinkt die mittlere Geschwindigkeit auf dem Fahrstreifen 3 ab einer Verkehrsstärke von ca. 3500 Kfz/h unter die mittlere Geschwindigkeit der beiden Verflechtungsstreifen. Grundsätzlich entsprechen die Verläufe der mittleren Geschwindigkeiten der Fahrstreifen 1 bis 4 dieser fünfstreifigen Verflechtungsstrecke den Verläufen der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2.

Des Weiteren fällt auf, dass an allen untersuchten fünfstreifigen Verflechtungsstrecken mit Ausnahme der Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 die mittlere Geschwindigkeit auf dem linken Fahrstreifen der Hauptautobahn deutlich oberhalb der mittleren Geschwindigkeiten auf den anderen Fahrstreifen liegt. Bei der Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 sinkt oberhalb einer Verkehrsstärke von ca. 3000 Kfz/h die mittlere Geschwindigkeit des Fahrstreifen 5 dagegen unter die mittlere Geschwindigkeit des Fahrstreifens 4.

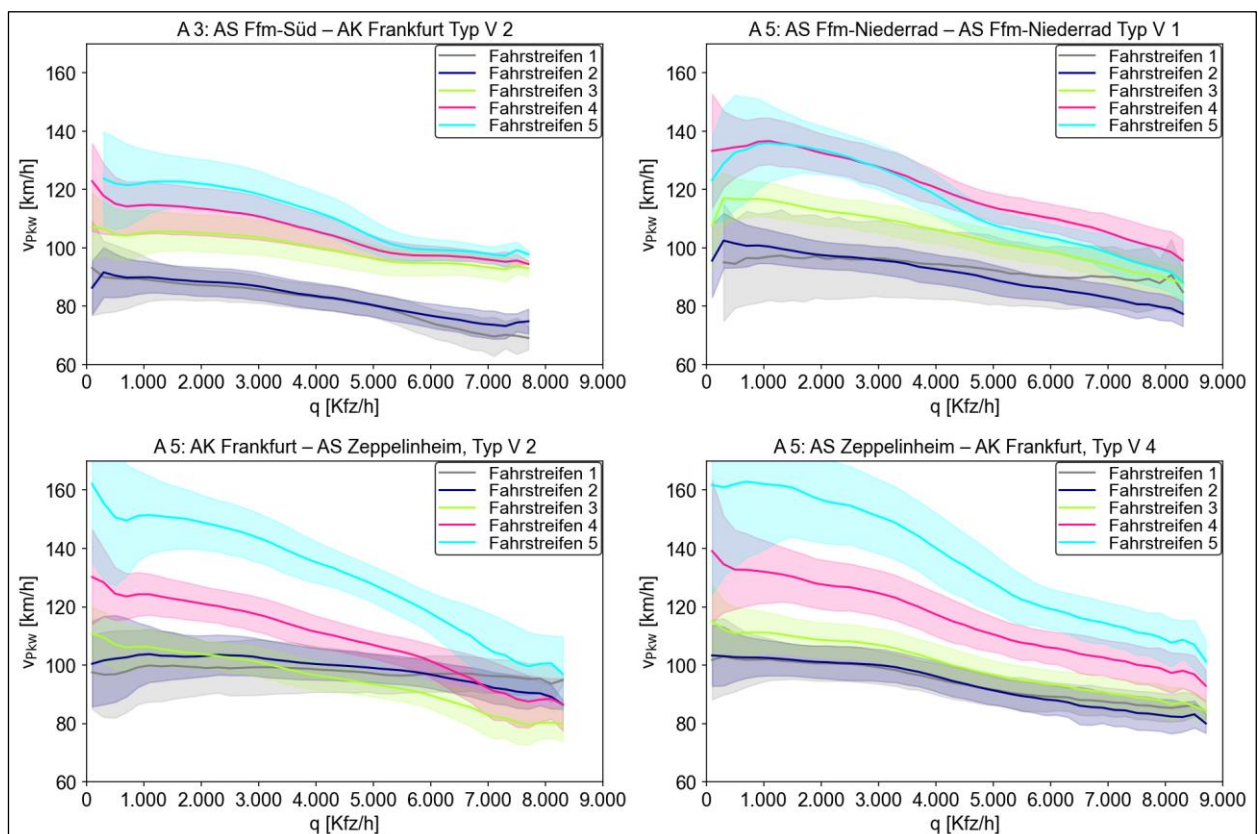


Bild 4-31: Fahrstreifenbezogene mittlere Geschwindigkeit und deren Standardabweichung auf den fünfstreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

4.4 Typische Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme

4.4.1 Methodik

Das Verkehrsaufkommen auf einer Verflechtungsstrecke setzt sich in der Regel aus insgesamt vier Verkehrsströmen zusammen. Hierbei handelt es sich um zwei Randströme (innerer und äußerer Randstrom) sowie zwei Verflechtungsströme (einfahrender und ausfahrender Verflechtungsstrom). Zählstellendaten liegen im Idealfall für Messquerschnitte auf der durchgehenden Hauptfahrbahn stromauf- und stromabwärts der Verflechtungsstrecke, in der Ein- und Ausfahrrampe sowie im Verflechtungsbereich vor. Da jedoch selbst bei einer vollständigen Datengrundlage an allen fünf vorhandenen Messquerschnitten der Rang der Koeffizientenmatrix kleiner ist als die Anzahl der Unbekannten, hat das lineare Gleichungssystem zur Bestimmung der Verkehrsstärken der o. g. Verkehrsströme unendlich viele Lösungen. Eine exakte Bestimmung der Verkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme ist somit anhand lokaler Erhebungen nicht möglich.

Da das Verhältnis der einzelnen Verkehrsströme jedoch eine mögliche Einflussgröße auf die Kapazität des Verkehrsablaufs darstellt, wurden zur Analyse der typischen Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme an Verflechtungsstrecken sog. „Trips“-Daten des Verkehrsdienstleisters INRIX über mindestens vier Wochen aufbereitet und ausgewertet. Die „Trips“-Daten umfassen Wegepunkte und Geschwindigkeiten von Einzelfahrzeugen, die hinsichtlich der Verkehrsstrombelastungen in den Verflechtungsstrecken ausgewertet wurden. Hierbei handelt es sich jedoch nicht um eine Vollerfassung der Fahrzeugströme, wodurch nur Anteile der einzelnen Verkehrsströme ermittelt werden können. Des Weiteren ist eine Unterscheidung hinsichtlich der Fahrzeugklasse (bspw. Pkw oder Lkw) nicht möglich.

Insgesamt wurden „Trips“-Daten für 26 Verflechtungsstrecken analysiert. Im Rahmen der Auswertung stellte sich heraus, dass die Anzahl der vorhandenen „Trips“ an einer Verflechtungsstrecke während der Schwachlastzeiten (ca. 20 bis 5 Uhr) zu gering ist, um aussagekräftige Ergebnisse zu den Verkehrsstärkeverhältnissen der Verkehrsströme zu erhalten. Daher erfolgte die Analyse der Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme für jede Verflechtungsstrecke nur für den Zeitraum von 6 bis 19 Uhr. Für jedes Stunden-Intervall wurden der Mittelwert sowie die Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme bestimmt. Im Folgenden sind die Ergebnisse getrennt für die einzelnen Typen von Verflechtungsstrecken dargestellt.

4.4.2 Ergebnisse

Verflechtungsbereichstyp V 1

Für den Verflechtungsbereichstyp V 1 wurden die Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme für neun dreistreifige, sechs vierstreifige und eine fünfstreifige Verflechtungsstrecke ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 4-32 bis Bild 4-34 dargestellt. Insgesamt zeigt sich, dass der innere Randstrom an allen dreistreifigen Verflechtungsstrecken den höchsten Verkehrsstärkeanteil aufweist, wobei der Verkehrsstärkeanteil im Bereich von ca. 0,5 bis 0,8 liegt. Allerdings bestehen zwischen den einzelnen Verflechtungsstrecken auch deutliche Unterschiede im Hinblick auf die Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme. Bei vier der Verflechtungsstrecken stellt der einfahrende Verflechtungsstrom den zweitstärksten Verkehrsstrom dar, wobei der äußere Randstrom und der ausfahrende Verflechtungsstrom deutlich geringere Verkehrsstärkeanteile aufweisen. An zwei der Verflechtungsstrecken liegen die Verkehrsstärkeanteile des ein- und ausfahrenden Verflechtungsstroms in einer vergleichbaren Größenordnung und der Verkehrsstärkeanteil des äußeren Randstroms beträgt jeweils ca. 0,05. Lediglich an einer Verflechtungsstrecke weist der ausfahrende Verflechtungsstrom einen deutlich größeren Verkehrsstärkeanteil als der einfahrende Verflechtungsstrom auf.

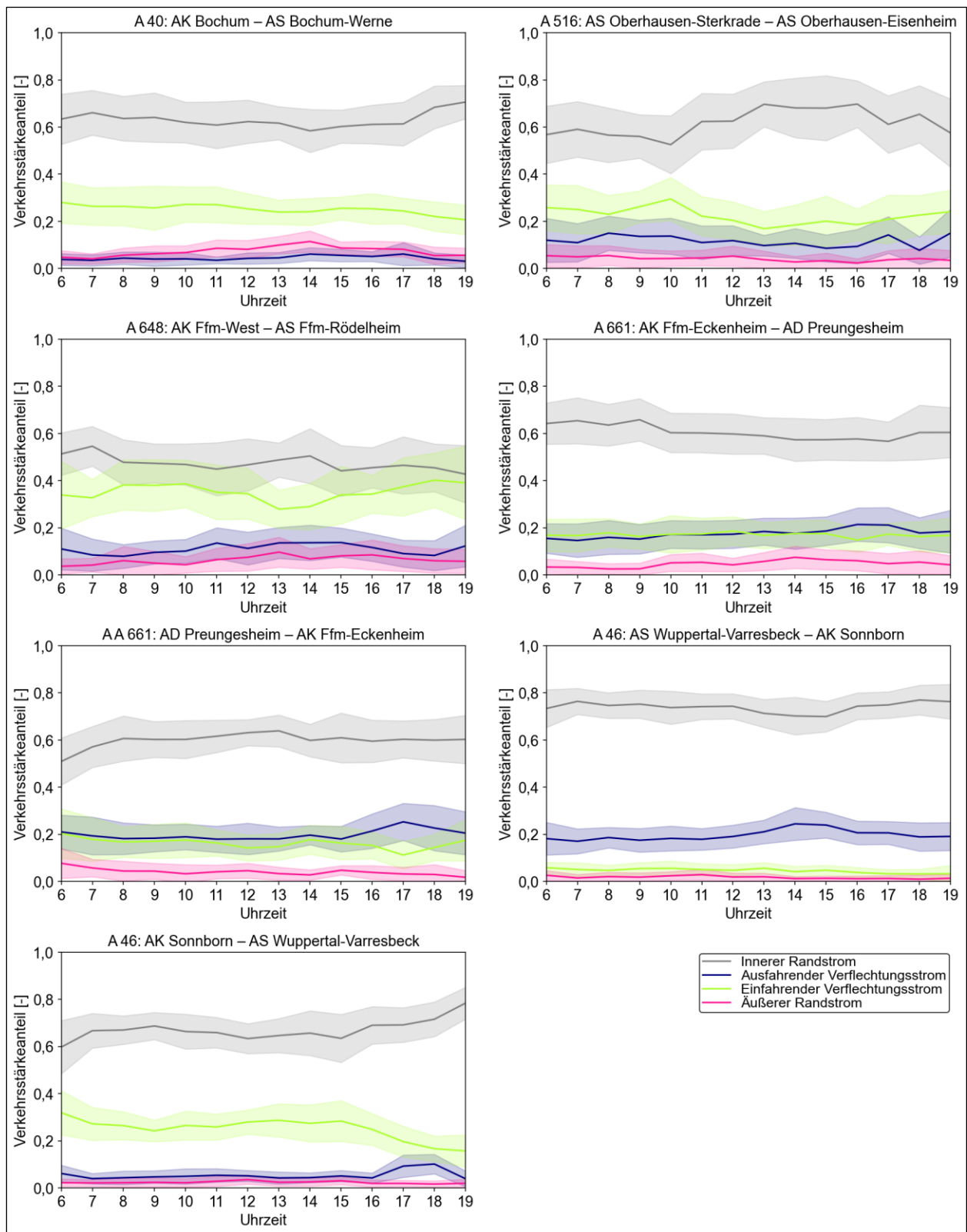


Bild 4-32: Mittelwert und Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den dreistreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

Für die sechs vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 zeigt sich erwartungsgemäß, dass der innere Randstrom jeweils den stärksten Verkehrsstrom darstellt und einen Verkehrsstärkeanteil von mindestens 0,6 aufweist. An vier der sechs Untersuchungsstellen beträgt der Verkehrsstärkeanteil des inneren

Randstroms ca. 0,8, wobei der äußere Randstrom und der ausfahrende Verflechtungsstrom jeweils Verkehrsstärkeanteile unterhalb von 0,1 aufweisen. Lediglich an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Höchst und der AS Kelkheim sowie an der A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Haan-West liegt ein relativ starker einfahrender Verflechtungsstrom mit einem Verkehrsstärkeanteil von 0,2 bzw. 0,15 vor. Die beiden Verflechtungsstrecken mit einem Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms unter 0,8 weisen ebenfalls einen relativ starken einfahrenden Verflechtungsverkehrsstrom mit einem Anteil von 0,2 bzw. 0,4 auf.

An der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 zwischen der Ein- und Ausfahrt der AS Frankfurt a. M.-Niederrad weist der innere Randstrom einen Verkehrsstärkeanteil von 0,9 auf. Die drei anderen Verkehrsstromanteile liegen dabei im Bereich von 0,02 bis 0,05.

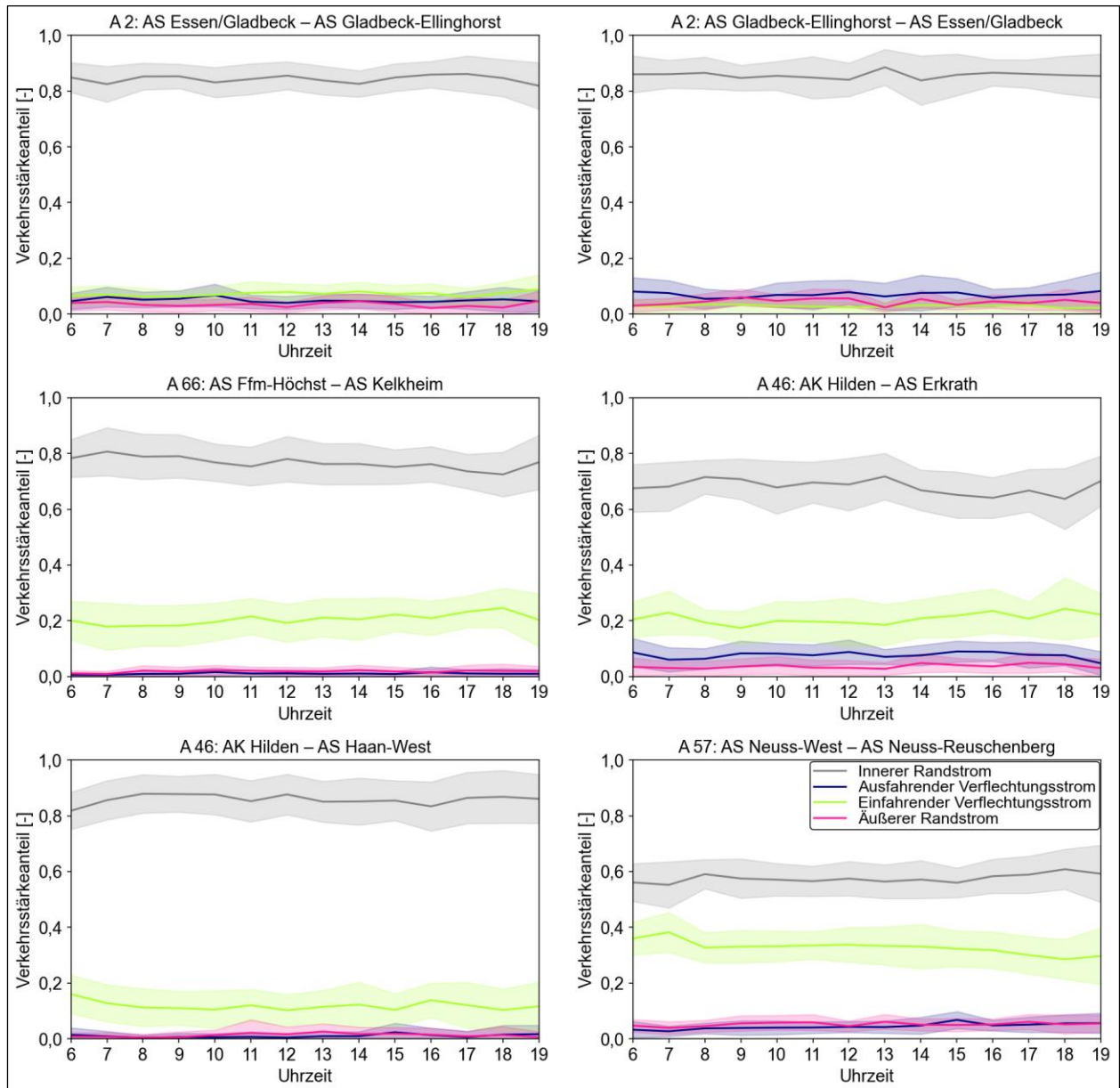


Bild 4-33: Mittelwert und Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

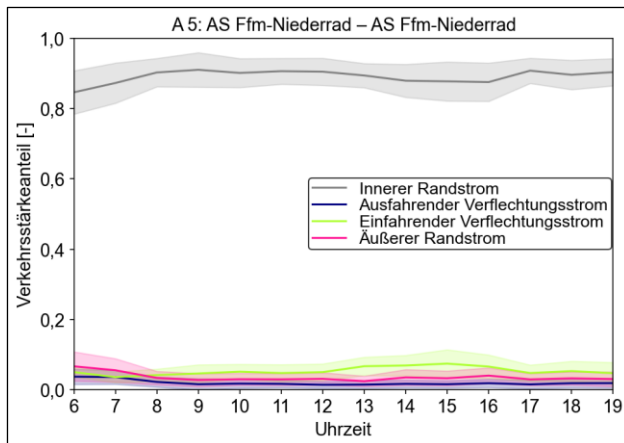


Bild 4-34: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1

Verflechtungsbereichstyp V 2, V 3 und V 4

Die Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme wurden jeweils für eine Verflechtungsstrecke vom Typ V 2, V 3 sowie zwei Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 analysiert (vgl. Bild 4-35). An allen vier Verflechtungsstrecken weist der innere Randstrom den größten Verkehrsstärkeanteil auf. Hierbei liegt der Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms bei den Verflechtungsstrecken vom Typ V 2 und V 3 im Bereich von ca. 0,6. Die drei übrigen Verkehrsströme haben einen Anteil von jeweils ca. 0,05 bis 0,20. Hierbei weist der ausfahrende Verflechtungsstrom an der Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 insbesondere während der Nachmittagsspitze den zweithöchsten Verkehrsstärkeanteil auf. Hingegen wurde an der Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 über den gesamten Betrachtungszeitraum der einfahrende Verflechtungsstrom als zweitstärkster Verkehrsstrom ermittelt.

Für die beiden Verflechtungsstrecken des Typs V 4 fallen deutliche Unterschiede im Hinblick auf die Verkehrsstärkeverhältnisse im Vergleich zu den Verflechtungsstrecken vom Typ V 2 und V 3 auf. Hierbei stellt der innere Randstrom ebenfalls den stärksten Verkehrsstrom dar, allerdings beträgt der Anteil lediglich ca. 0,4. Beide Verflechtungsstrecken sind von einem starken ausfahrenden Verflechtungsstrom und einem starken äußeren Randstrom geprägt. Des Weiteren ist auffällig, dass für die Verflechtungsstrecke der A 59 zwischen der AS Duisburg-Duisern und dem AK Duisburg die Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile deutlich größer ist als an den übrigen drei Verflechtungsstrecken.

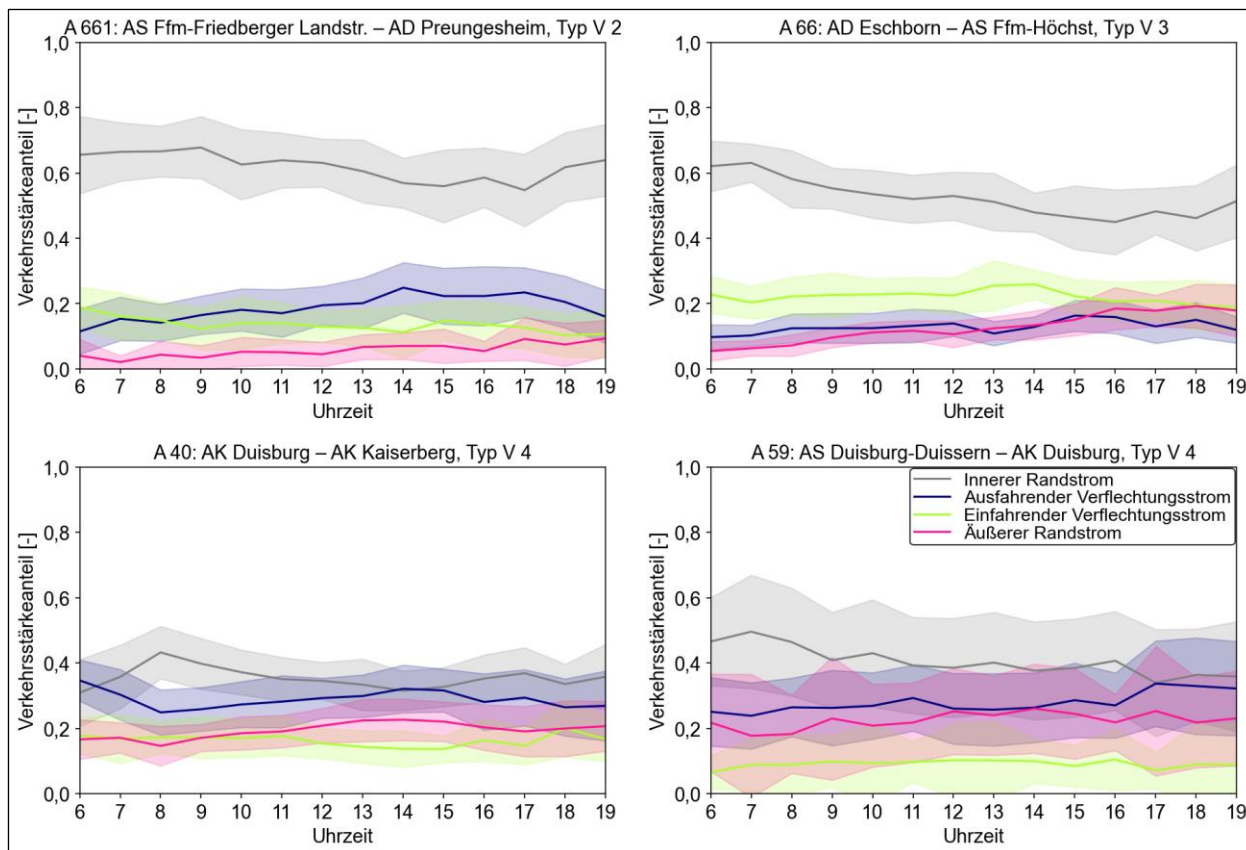


Bild 4-35: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

Für symmetrische Verflechtungsstrecken, die nicht den Verflechtungsbereichstypen V 1 und V 2 entsprechen, wurden die Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme für vier dreistreifige und fünf vierstreifige Verflechtungsstrecken analysiert. Die Ergebnisse sind in Bild 4-36 und Bild 4-37 dargestellt.

Insgesamt zeigt sich, dass alle drei dreistreifigen Verflechtungsstrecken einen relativ starken ausfahrenden Verflechtungsstrom aufweisen. Hierbei liegt der Verkehrsstärkeanteil dieses Verkehrsstroms zwischen ca. 0,35 und 0,6. An der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 52 zwischen der AS Kaarst-Nord und dem AK Kaarst sowie der Autobahn A 648 zwischen dem AK Frankfurt a. M.-Rödelheim und dem AK Frankfurt a. M.-West stellt der ausfahrende Verflechtungsstrom sogar den stärksten Verkehrsstrom dar.

An allen fünf vierstreifigen Verflechtungsstrecken weist der innere Randstrom den größten Verkehrsstärkeanteil auf. Hierbei liegt der Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms im Bereich von ca. 0,55 bis 0,8. Die Verkehrsstärkeanteile der drei übrigen Verkehrsströme liegen an allen Verflechtungsstrecken unterhalb von ca. 0,2, lediglich der ausfahrende Verflechtungsstrom beträgt an der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden sowie der A 44 zwischen der AS Düsseldorf-Messe/Arena und der AS Düsseldorf-Stockum ca. 0,38.

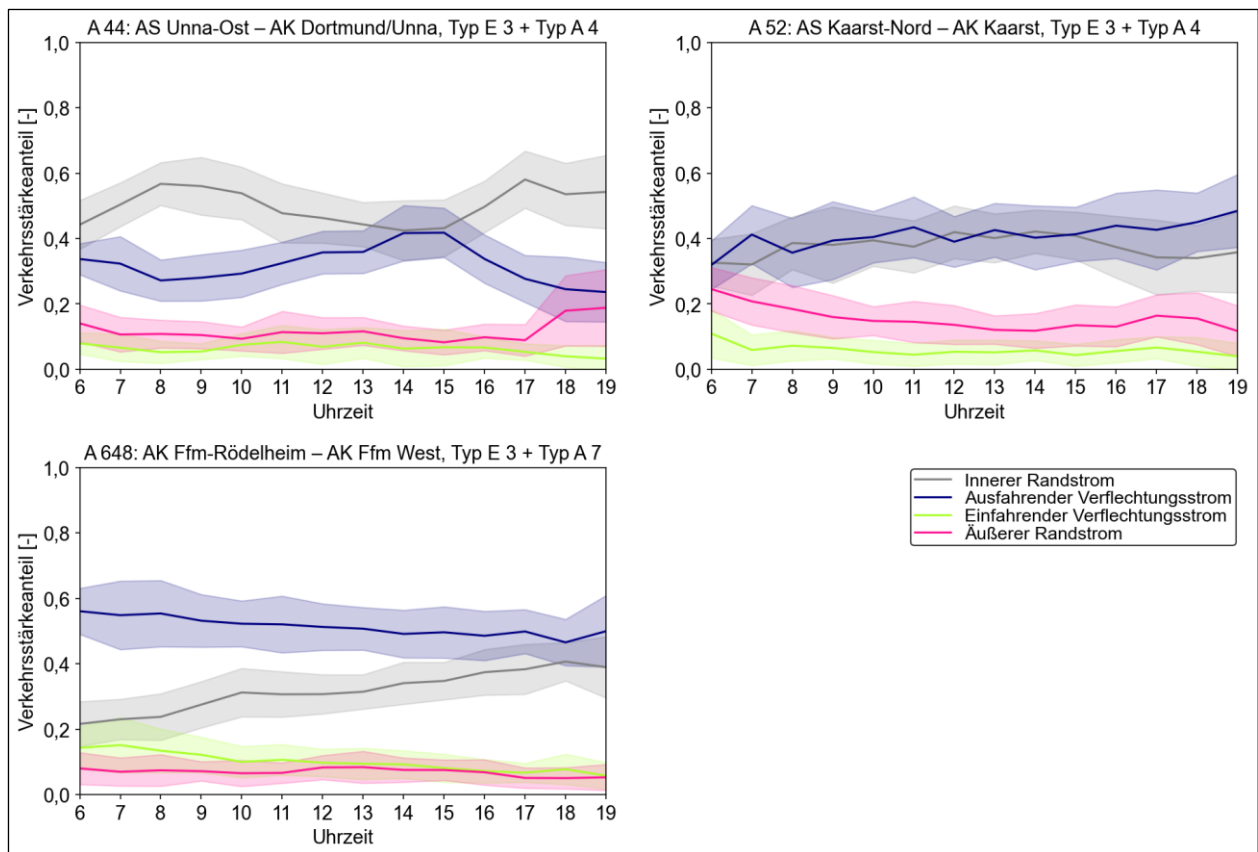


Bild 4-36: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecken

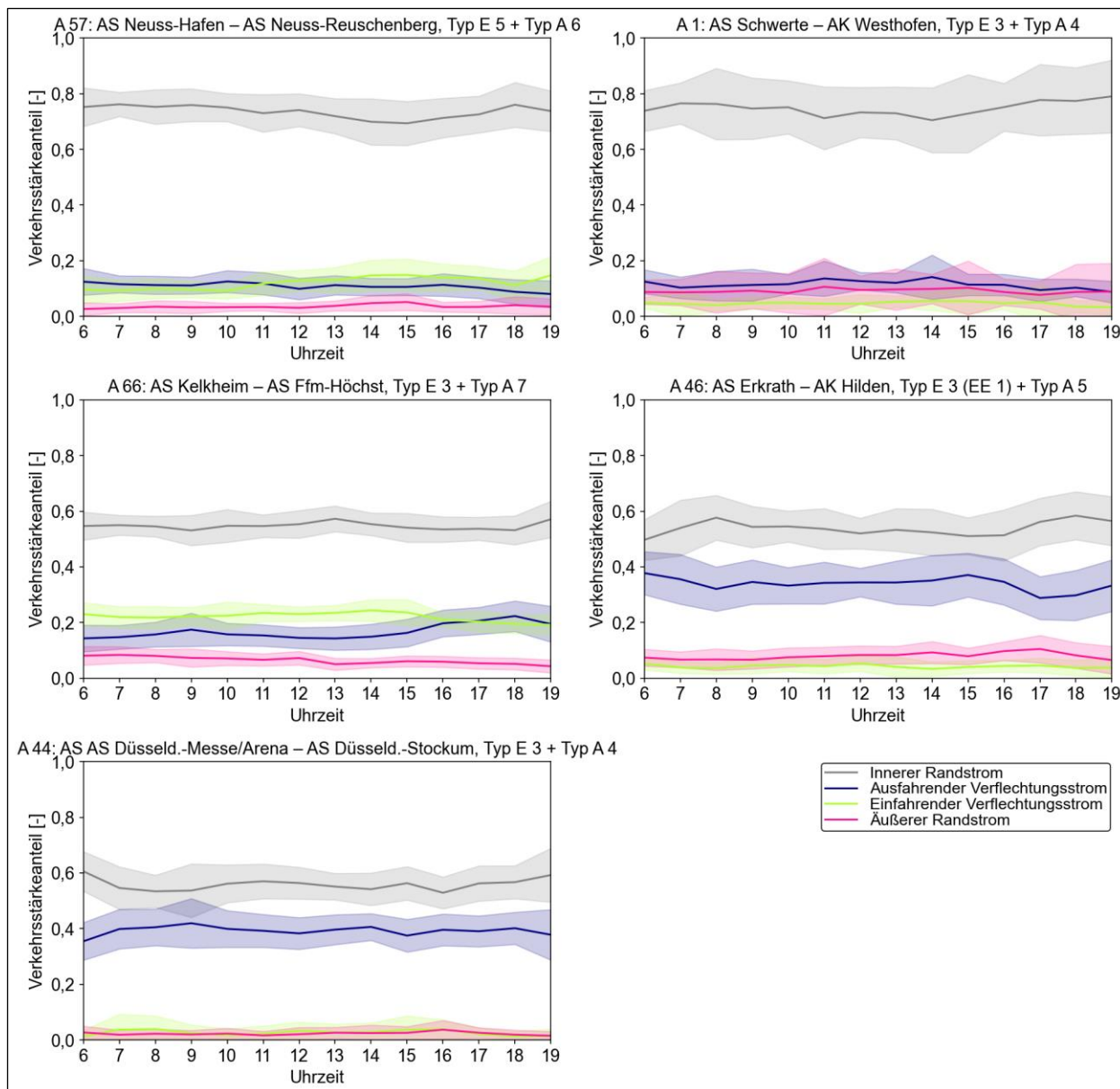


Bild 4-37: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den vierstreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecken

4.4.3 Fazit

Die Ergebnisse der Analyse der Verkehrsstärkeverhältnisse der vier Verkehrsströme zeigen, dass bei allen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1, V 2, V 3 und V 4 sowie beim Großteil der weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken der innere Randstrom den größten Verkehrsstärkeanteil aufweist. Erwartungsgemäß liegt an Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 grundsätzlich ein umso höherer Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms vor, je mehr Fahrstreifen der Verflechtungsbereich aufweist. Des Weiteren ist an den meisten untersuchten Verflechtungsstrecken der Verkehrsstärkeanteil des äußeren Randstroms relativ gering. Lediglich die beiden Verflechtungsstrecken vom Typ V 4 sowie eine weitere symmetrische Verflechtungsstrecke mit dreistreifigem Verflechtungsbereich sind von einem starken äußeren Randstrom geprägt. Ebenfalls zeigte sich erwartungsgemäß, dass Ein- und Ausfahrten an Autobahnkreuzen oder -dreiecken in der Regel einen höheren Verkehrsstärkeanteil des ein- bzw. ausfahrenden Verflechtungsstrom aufweisen als an Anschlussstellen.

5 Mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs

5.1 Methodik

Im Rahmen der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs auf Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten wurden die Fahrstreifenaufteilung, die Zeitlückenverteilung und das Fahrstreifenwechselverhalten betrachtet. Dazu wurde der Verkehrsablauf an den 13 in Tab. 3-9 angegebenen Verflechtungsstrecken anhand von Videoerhebungen analysiert. Da die Untersuchungsstellen unterschiedliche geometrische Randbedingungen aufweisen, wurde eine Methodik zum Vergleich der Einzelergebnisse erarbeitet. Dafür wurden die untersuchten Verflechtungsstrecken in drei Bereiche unterteilt:

- Einfahrbereich (Beginn der Blockmarkierung bis 200 m Entfernung vom Beginn der Blockmarkierung),
- Ausfahrbereich (200 m Entfernung vom Ende der Blockmarkierung bis zum Ende der Blockmarkierung) und
- mittlerer Verflechtungsbereich (Ende des Einfahrbereichs bis Beginn des Ausfahrbereichs).

Eine schematische Darstellung der Auswertebereiche zeigt Bild 5-1. Bei Verflechtungslängen oberhalb von 1000 m wurde der mittlere Verflechtungsbereich nochmals in zwei oder drei ungefähr gleich lange Bereiche unterteilt. Die Kenngrößen des Verkehrsablaufs wurden jeweils an den in Bild 5-1 dargestellten Messquerschnitten ermittelt.

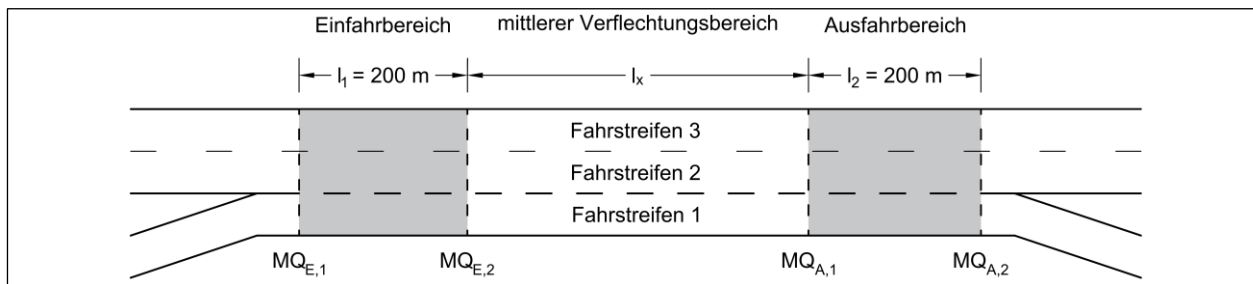


Bild 5-1: Schematische Darstellung der Auswertebereiche für die Verkehrsmessungen

5.2 Fahrstreifenaufteilung und Zeitlückenverteilung

Die fahrstreifenbezogenen Verkehrsstärken und Zeitlücken wurden am Beginn sowie am Ende des Einfahrbereichs ($MQ_{E,1}$ bzw. $MQ_{E,2}$) und des Ausfahrbereichs ($MQ_{A,1}$ bzw. $MQ_{A,2}$) bestimmt. Die ermittelte räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke ist im Folgenden getrennt nach den Verflechtungsbereichstypen dargestellt.

Die Zeitlückenverteilung wird direkt von der Verkehrsstärke beeinflusst. An den untersuchten Verflechtungsstrecken wurden im jeweiligen Messzeitraum große Bandbreiten der Verkehrsstärke ermittelt. Aufgrund der Dauer der Messungen von jeweils ungefähr drei Stunden war eine Differenzierung der Zeitlückenverteilung nach der Verkehrsstärke nicht sinnvoll möglich. Vor diesem Hintergrund sind die ermittelten Zeitlückenverteilungen nur eingeschränkt aussagekräftig. Die Darstellung der räumlichen Veränderung der Zeitlückenverteilungen auf den untersuchten Verflechtungsstrecken enthält Anhang B.

Verflechtungsbereichstyp V 1

Insgesamt wurden an acht Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 Verkehrserhebungen durchgeführt. Bei der Analyse der räumlichen Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke sowie der Zeitlückenverteilung konnten einige Unterschiede zwischen den Verflechtungsstrecken festgestellt werden, die in erster Linie durch die unterschiedlichen Verhältnisse der Verkehrsstrombelastungen erklärt werden können. Exemplarisch sind in Bild 5-2 bis Bild 5-4 die Ergebnisse für die Verflechtungsstrecken an der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath, der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck sowie der Autobahn A 661 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim und dem AD Preungesheim dargestellt.

Bei der vierstreifigen Verflechtungsstrecke der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath ist der Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke deutlich höher als der Anteil des ausfahrenden Verkehrs. Dies zeigt sich in Bild 5-2 durch den besonders hohen Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungstreifens (Fahrstreifen 1) am Messquerschnitt $MQ_{E,1}$. Bedingt durch die Fahrstreifenwechsel des einfahrenden Verkehrs erhöht sich der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 2 am Messquerschnitt $MQ_{E,2}$ und geht an den folgenden Messquerschnitten $MQ_{A,1}$ und $MQ_{A,2}$ wieder auf Werte in der Größenordnung des $MQ_{E,1}$ zurück. Die Verkehrsstärkeanteile der Fahrstreifen 3 und 4 sind an allen vier Messquerschnitten ähnlich. Die räumlichen Veränderungen der Verteilungen der Bruttozeitlücken an den vier Messquerschnitten entsprechen den Veränderungen der Verkehrsstärkeanteile infolge der Fahrstreifenwechsel im Verflechtungsbereich.

Bei der vierstreifigen Verflechtungsstrecke der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck wurde aufgrund der relativ kurzen Verflechtungslänge von 450 m der Messquerschnitt $MQ_{E,2}$ nicht betrachtet. Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke an den drei Messquerschnitten ist in Bild 5-3 dargestellt. Dabei bestehen nur geringe Unterschiede zwischen der Fahrstreifenaufteilung an den Messquerschnitten $MQ_{A,1}$ und $MQ_{A,2}$. Im Vergleich mit den Daten des Messquerschnitts $MQ_{E,1}$ lässt sich somit schlussfolgern, dass ein Großteil der notwendigen Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge bereits 200 m hinter dem Beginn der Blockmarkierung der Einfahrt durchgeführt worden ist.

Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung und der Zeitlückenverteilung für eine dreistreifige Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 ist am Beispiel der Autobahn A 661 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim und dem AD Preungesheim in Bild 5-4 dargestellt. An dieser Verflechtungsstrecke liegt der mittlere Anteil der ein- bzw. ausfahrenden Fahrzeuge an der Gesamtverkehrsstärke der Ein- bzw. Ausfahrt jeweils über 0,2 (vgl. Tab. 3-9). Für den linken Fahrstreifen der Hauptfahrbahn lassen sich für den Verkehrsstärkeanteil und die Zeitlückenverteilung keine wesentlichen Unterschiede an den vier Messquerschnitten erkennen. Auch der Verflechtungstreifen und der rechte Fahrstreifen der Hauptfahrbahn weisen im räumlichen Verlauf nur geringe Unterschiede auf. Aus dem Vergleich der Daten der Messquerschnitte $MQ_{E,1}$ und $MQ_{E,2}$ ergibt sich, dass der Großteil der einfahrenden Fahrzeuge bereits nach 200 m einen Fahrstreifenwechsel vom Verflechtungstreifen auf den rechten Fahrstreifen der Hauptfahrbahn durchgeführt hat.

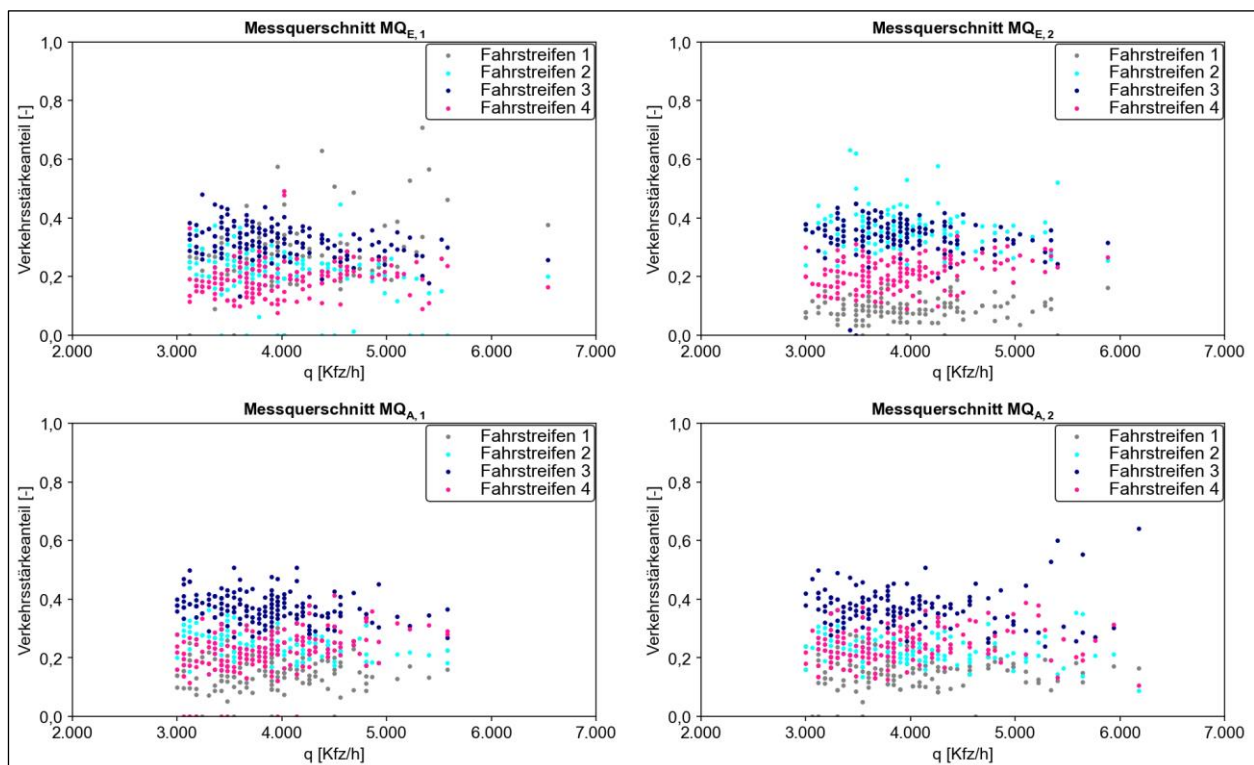


Bild 5-2: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath

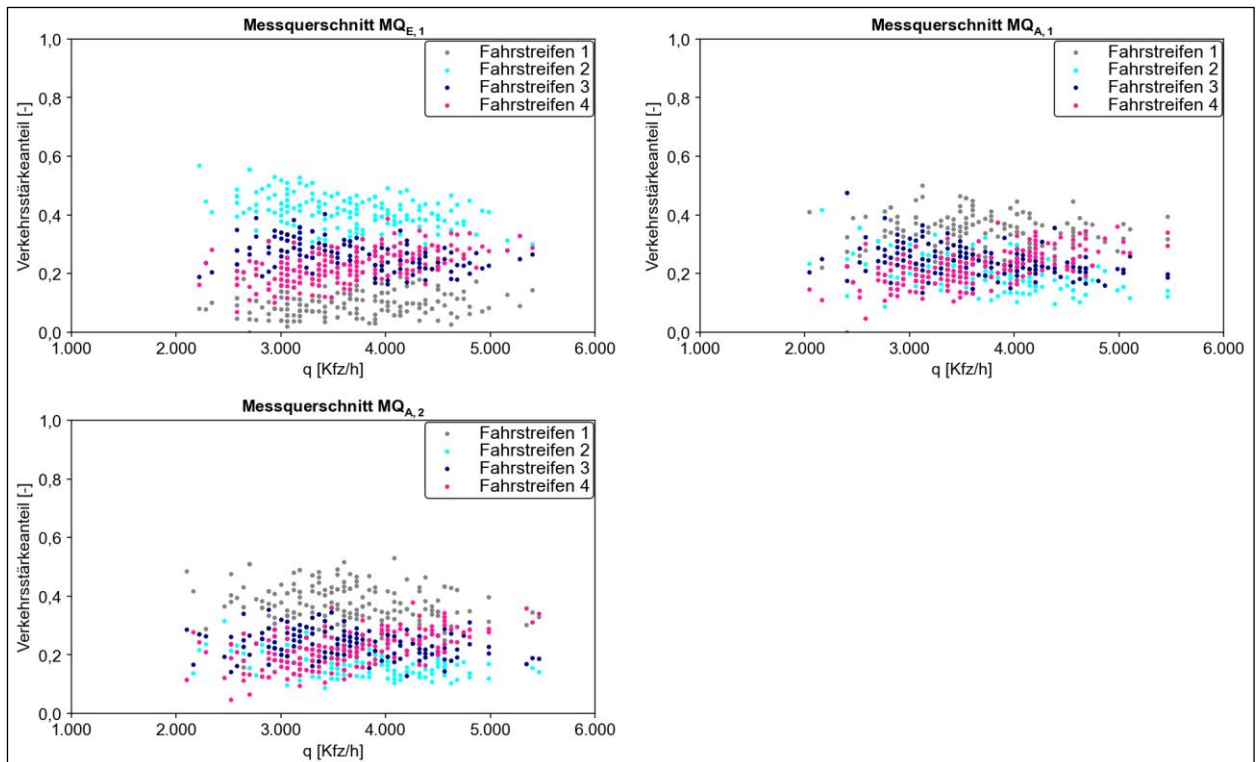


Bild 5-3: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an drei Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck

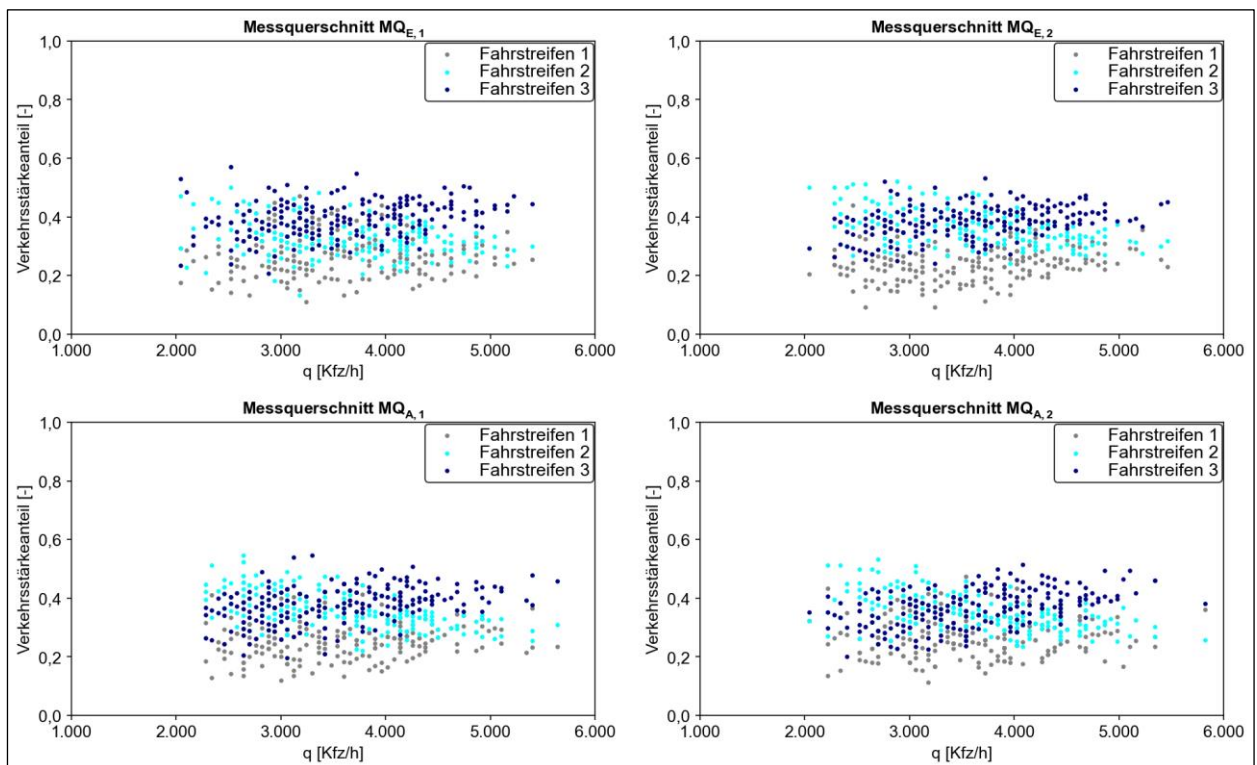


Bild 5-4: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim und dem AD Preungesheim

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

Insgesamt wurden an drei symmetrischen Verflechtungsstrecken Verkehrserhebungen durchgeführt. Exemplarisch sind die Ergebnisse der Analyse der Fahrstreifenaufteilung für jeweils ein Beispiel einer symmetrischen Verflechtungsstrecke mit einer zweistreifigen Ausfahrt sowie mit einer zweistreifigen Einfahrt dargestellt. Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden ist in Bild 5-5 dargestellt. Die Ergebnisse für den vierstreifigen Verflechtungsbereich an der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg zeigt Bild 5-6.

Als symmetrische vierstreifige Verflechtungsstrecke mit einer zweistreifigen Ausfahrt wurde die Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden analysiert. Aufgrund des Ausfahrtstyps A 5 liegen zwei getrennte Ausfahrbereiche vor, wobei aufgrund einer einseitigen Fahrstreifenbegrenzung im zweiten Ausfahrbereich lediglich Fahrstreifenwechsel nach rechts durchgeführt werden dürfen. Auf dem vierstreifigen Verflechtungsbereich der A 46 ist der Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke mit ca. 40 % am $MQ_{A,2}$ (Summe der Fahrstreifen 0 und 1) besonders hoch. Der Verkehrsstärkeanteil des Verflechtungstreifens (Fahrstreifen 1) steigt von $MQ_{E,1}$ zu $MQ_{E,2}$ leicht an und bleibt im weiteren Verlauf weitestgehend konstant. Der Verkehrsstärkeanteil auf dem Fahrstreifen 2 bleibt am $MQ_{E,1}$, $MQ_{E,2}$ und $MQ_{A,1}$ konstant und nimmt zum $MQ_{A,2}$ stark ab. Dementsprechend wechseln viele ausfahrende Fahrzeuge erst kurz vor der Ausfahrt nach rechts. Die Verkehrsstärkeanteile sowie die Bruttozeitlücken auf den Fahrstreifen 3 und 4 bleiben über die gesamte Strecke weitestgehend konstant.

Beim vierstreifigen Verflechtungsbereich mit einer zweistreifigen Einfahrt der Autobahn A 57 bei Neuss ist der Anteil des einfahrenden Verkehrs mit ca. 30 % deutlich höher als der Anteil des ausfahrenden Verkehrs mit ca. 10 % der Gesamtverkehrsstärke. Die meisten Fahrstreifenwechsel zwischen den beiden Verflechtungstreifen (Fahrstreifen 0 und 1) finden zwischen $MQ_{E,1}$ und $MQ_{E,2}$ statt. Der Verkehrsstärkeanteil der Fahrstreifen 3 und 4 ist ungefähr gleich groß und an allen vier Messquerschnitten nahezu konstant.

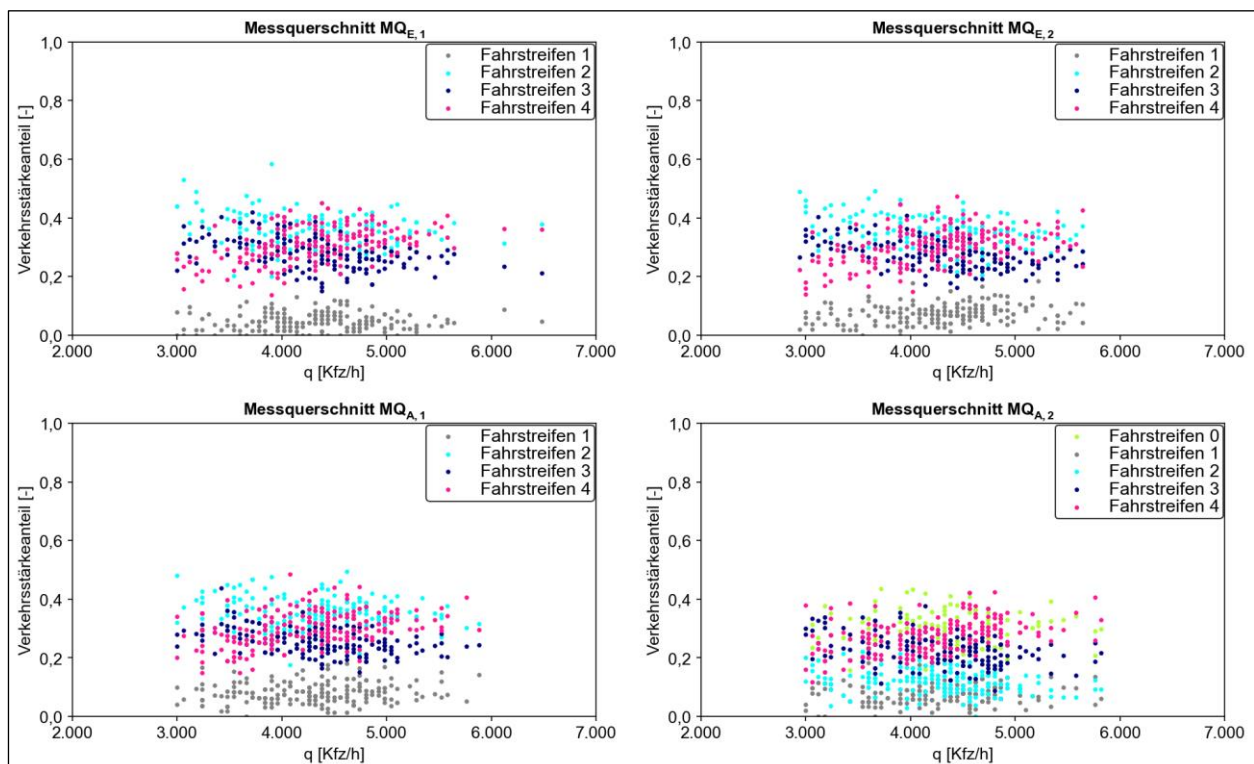


Bild 5-5: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden

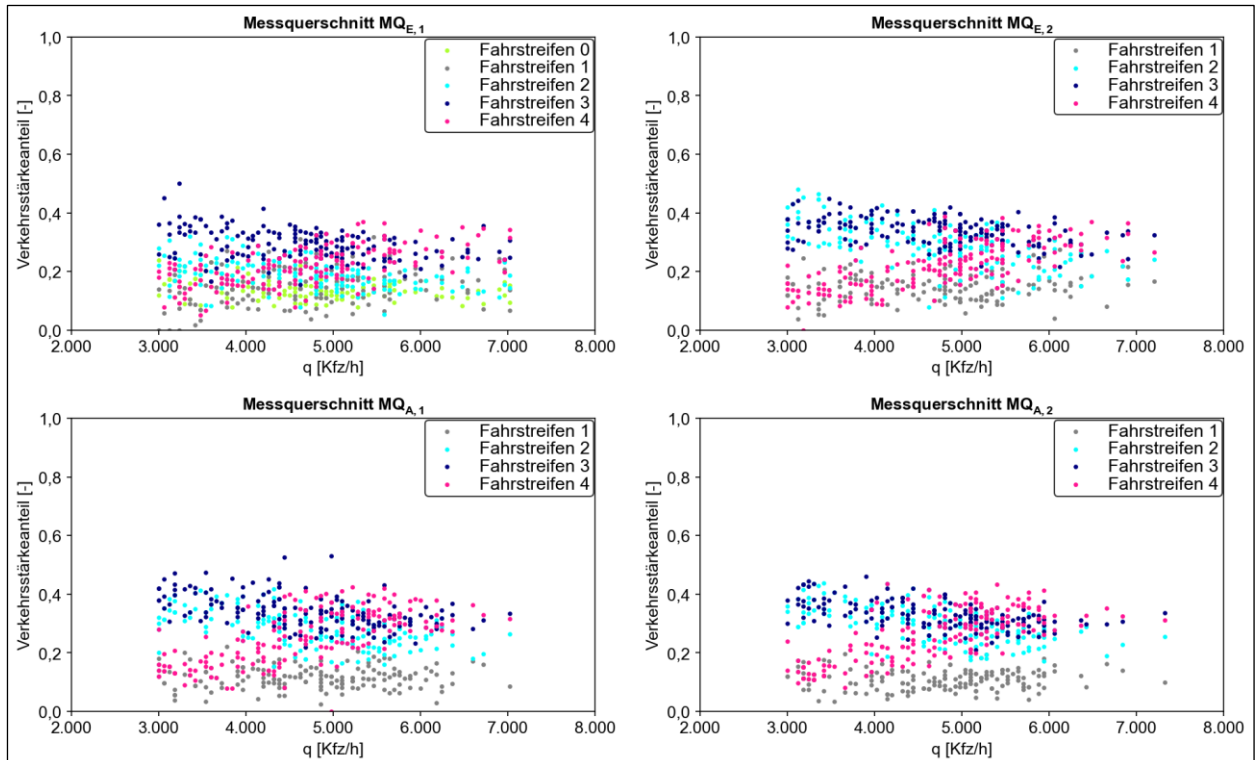


Bild 5-6: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg

Verflechtungsbereichstyp V 3

Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst ist in Bild 5-7 dargestellt. An der Verflechtungstrecke ist der Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke höher als der Anteil des ausfahrenden Verkehrs. Am $MQ_{E,1}$ liegt der höchste Verkehrsstärkeanteil auf dem Fahrstreifen 2 vor. Durch die Fahrstreifenwechsel der einfahrenden Fahrzeuge auf die Hauptfahrbahn erhöht sich am $MQ_{E,2}$ der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 3. Die Fahrstreifenaufteilungen und Zeitlückenverteilungen am $MQ_{E,2}$, $MQ_{A,1}$ und $MQ_{A,2}$ weisen nur relativ geringe Unterschiede auf. Dies lässt darauf schließen, dass der Großteil der notwendigen Fahrstreifenwechsel zwischen dem $MQ_{E,1}$ und $MQ_{E,2}$ stattfindet.

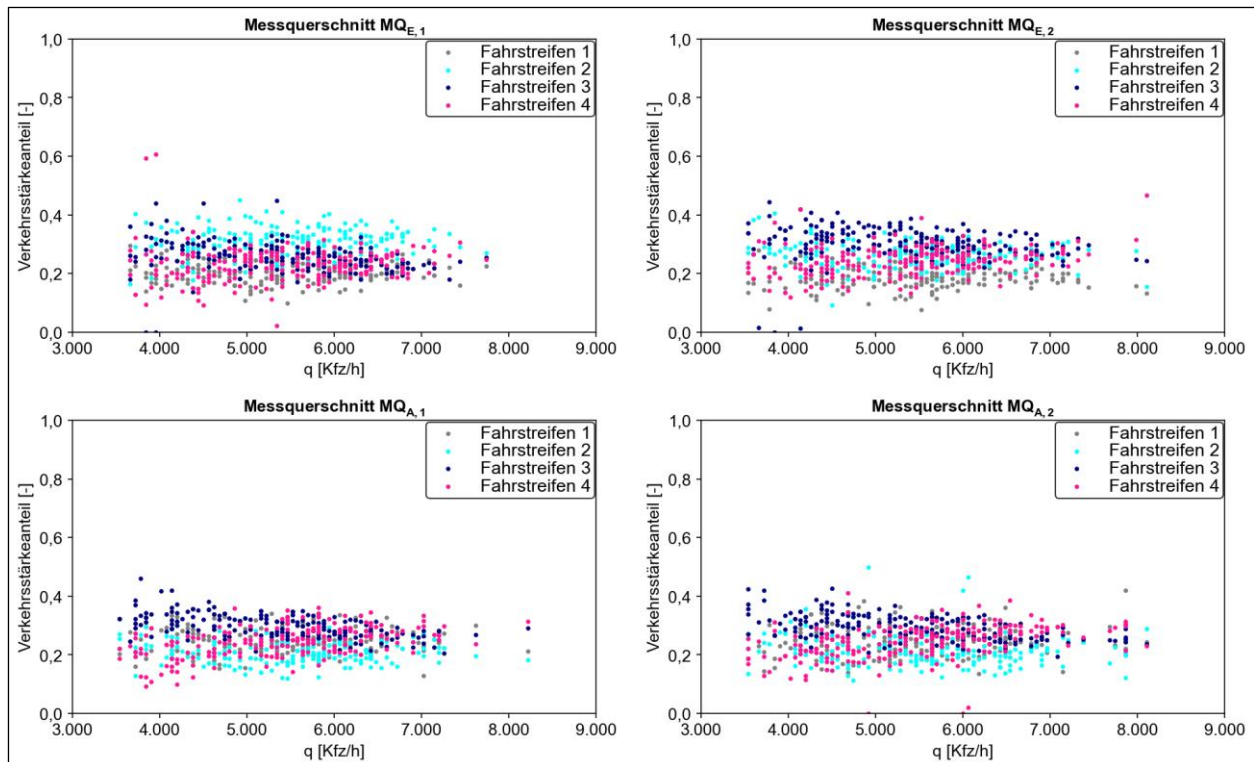


Bild 5-7: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst

Verflechtungsbereichstyp V 4

Die räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg zeigt Bild 5-8. Die meisten einfahrenden Fahrzeuge befinden sich am $MQ_{E,1}$ bereits auf dem linken Fahrstreifen der Einfahrrampe (Fahrstreifen 1). Der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 1 nimmt zwischen dem $MQ_{E,1}$ und dem $MQ_{E,2}$ deutlich ab und bleibt anschließend bis zum $MQ_{A,2}$ nahezu konstant. Bedingt durch die Fahrstreifenwechsel der einfahrenden Fahrzeuge nimmt der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 2 und 3 zwischen dem $MQ_{E,1}$ und dem $MQ_{E,2}$ zu. Während der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 2 stromabwärts des $MQ_{E,2}$ bis zum Ende der Verflechtungsstrecke näherungsweise konstant bleibt, geht der Verkehrsstärkeanteil des Fahrstreifens 3 – bedingt durch die Fahrstreifenwechsel der ausfahrenden Fahrzeuge – wieder deutlich zurück. Des Weiteren ist zu erkennen, dass sich die Fahrstreifenaufteilungen und Zeitlückenverteilungen am $MQ_{A,1}$ und $MQ_{A,2}$ kaum voneinander unterscheiden. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass die notwendigen Fahrstreifenwechsel der Fahrzeuge größtenteils bereits vor dem $MQ_{A,1}$ durchgeführt werden.

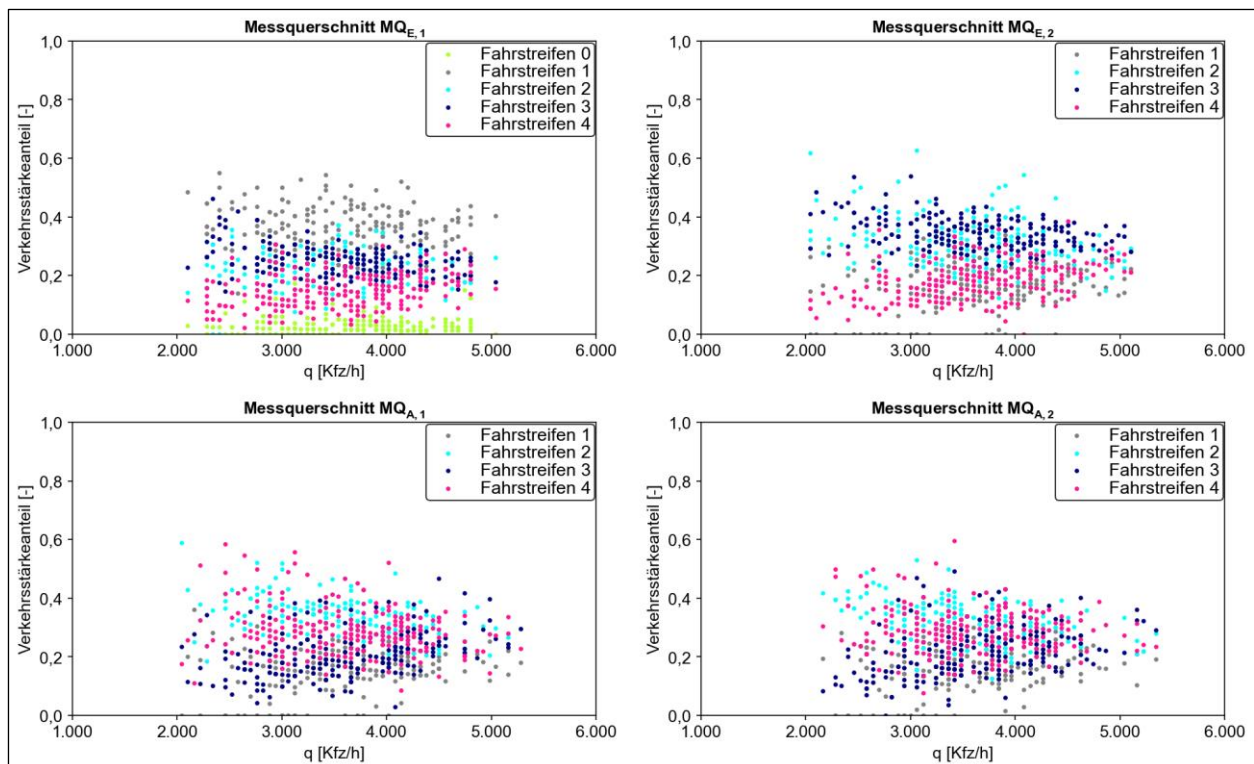


Bild 5-8: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg

5.3 Fahrstreifenwechselverhalten

Neben der Verkehrsstärke, der Fahrstreifenaufteilung und der Zeitlückenverteilung wurden jeweils für die in Bild 5-1 dargestellten einzelnen Bereiche alle Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge ermittelt. Die Ergebnisse des Fahrstreifenwechselverhaltens sind im Folgenden getrennt nach den Verflechtungsbereichstypen dargestellt.

Verflechtungsbereichstyp V 1

Exemplarisch sind die Anteile der Fahrstreifenwechsel für die dreistreifige Verflechtungsstrecke der A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim in Bild 5-9 dargestellt. Der Großteil der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge führt den notwendigen Fahrstreifenwechsel innerhalb der ersten 200 m stromabwärts des Beginns der Blockmarkierung (Einfahrbereich) durch. Hierbei ist der Anteil der Pkw jeweils geringfügig höher als der Anteil der Lkw. Insgesamt führen bereits 83,8 % der einfahrenden Pkw und 78,6 % der einfahrenden Lkw den Fahrstreifenwechsel auf die Hauptfahrbahn im Einfahrbereich durch. Ebenso wechseln bereits 71,7 % der ausfahrenden Pkw und 65,0 % der ausfahrenden Lkw von der Hauptfahrbahn auf den Verflechtungsstreifen im Einfahrbereich. Im Ausfahrbereich (200 m stromaufwärts des Endes der Blockmarkierung) konnten nur vereinzelt Fahrstreifenwechsel beobachtet werden.

Eine Übersicht der Anteile der Fahrstreifenwechsel im Ein- und Ausfahrbereich in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke für die Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 zeigt Bild 5-10. Unabhängig von der Länge der Verflechtungsstrecke wird nur ein sehr geringer Anteil der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Ausfahrbereich durchgeführt. Mit steigender Länge der Verflechtungsstrecke nehmen die Anteile der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Einfahrbereich ab. Eine Ausnahme stellt hierbei die Verflechtungsstrecke an der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath dar. Im Einfahrbereich führen lediglich 1,8 % der Pkw und 2,2 % der Lkw einen Fahrstreifenwechsel vom Fahrstreifen 2 auf den Fahrstreifen 1 durch. Diese – im Vergleich zu den anderen

Verflechtungsstrecken – deutlich geringeren Werte lassen sich jedoch auf die Anordnung einer einseitigen Fahrstreifenbegrenzung mit einer Länge von 150 m zurückführen.

Insgesamt lässt sich somit für die Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 schlussfolgern, dass die ein- und ausfahrenden Fahrzeuge die zur Verfügung stehende Verflechtungslänge für den notwendigen Fahrstreifenwechsel ausnutzen. Jedoch wird unabhängig von der Verflechtungslänge der notwendige Fahrstreifenwechsel größtenteils bereits bis 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung durchgeführt.

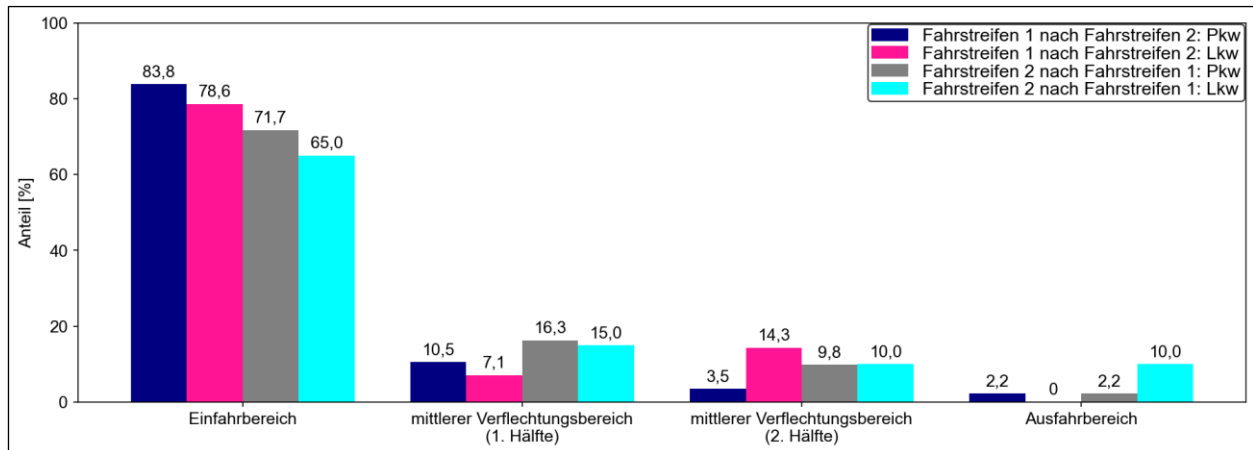


Bild 5-9: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der dreistreifigen Verflechtungsstrecke der A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim

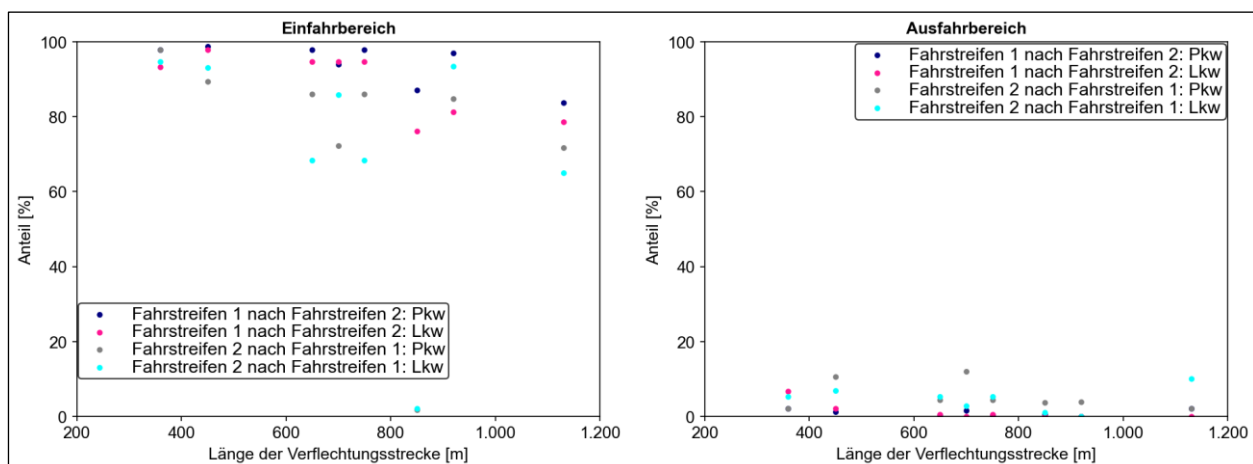


Bild 5-10: Anteile der Fahrstreifenwechsel im Ein- (links) und Ausfahrbereich (rechts) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke für die Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

Die räumlichen Verteilungen der Fahrstreifenwechsel an weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken sind für die drei untersuchten Beispiele in Bild 5-11 bis Bild 5-13 dargestellt. Für die symmetrische dreistreifige Verflechtungsstrecke der Autobahn A 661 zwischen dem AK Bad Homburg und der AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach (vgl. Bild 5-11) wurde ein grundsätzlich vergleichbares Fahrstreifenwechselverhalten der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge wie an den Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 ermittelt. Jedoch sind im Einfahrbereich die Anteile der ausfahrenden Fahrzeuge, die einen Fahrstreifenwechsel durchführen, größer als die Anteile der einfahrenden Fahrzeuge, die auf die Hauptfahrbahn wechseln. Dass die einfahrenden Fahrzeuge die verfügbare Verflechtungslänge deutlich mehr ausnutzen als die ausfahrenden Fahrzeuge, kann mit der zweistreifigen Einfahrrampe erklärt werden. Ein Teil der einfahrenden Fahrzeuge muss somit zwei Fahrstreifenwechsel durchführen, um auf die Hauptfahrbahn zu wechseln.

Als weitere symmetrische Verflechtungsstrecke mit einer zweistreifigen Einfahrrampe wurde die Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg untersucht. Diese vierstreifige Verflechtungsstrecke weist eine deutlich größere Verflechtungslänge von 1.420 m auf. Des Weiteren ist im Einfahrbereich sowie im ersten Drittel des mittleren Verflechtungsbereichs eine einseitige Fahrstreifenbegrenzung angeordnet, sodass ausfahrende Fahrzeuge keinen Fahrstreifenwechsel auf den Verflechtungsstreifen durchführen dürfen. Jedoch zeigt sich, dass 11,4 % der ausfahrenden Pkw und 61,6 % der ausfahrenden Lkw den notwendigen Fahrstreifenwechsel in diesen beiden Bereichen regelwidrig durchführen (vgl. Bild 5-12). Der Großteil (76,0 %) der ausfahrenden Pkw wechselt von der Hauptfahrbahn auf den Verflechtungsstreifen unmittelbar nach dem Ende der einseitigen Fahrstreifenbegrenzung im zweiten Drittel des mittleren Verflechtungsbereichs. Im letzten Drittel des mittleren Verflechtungsbereichs sowie im Ausfahrbereich finden kaum noch Fahrstreifenwechsel von ein- und ausfahrenden Fahrzeugen statt. Somit werden die notwendigen Fahrstreifenwechsel größtenteils bis 500 m vor dem Ende der Blockmarkierung durchgeführt.

Als symmetrische vierstreifige Verflechtungsstrecke mit einer zweistreifigen Ausfahrt wurde die Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden analysiert. Aufgrund des Ausfahrtstyps A 5 liegen zwei getrennte Ausfahrbereiche vor, wobei aufgrund einer einseitigen Fahrstreifenbegrenzung im zweiten Ausfahrbereich lediglich Fahrstreifenwechsel nach rechts durchgeführt werden dürfen. Im zweiten Ausfahrbereich führen jedoch lediglich 1,3 % der Pkw und 0,8 % der Lkw, die an der zweiten Ausfahrt ausfahren, einen Fahrstreifenwechsel nach rechts durch (vgl. Bild 5-13). Daraus lässt sich schließen, dass sich die ausfahrenden Fahrzeuge bereits im ersten Ausfahrbereich entsprechend ihrer Route eingeordnet haben. Mehr als 80 % der einfahrenden Fahrzeuge wechseln bereits im Einfahrbereich auf die Hauptfahrbahn.

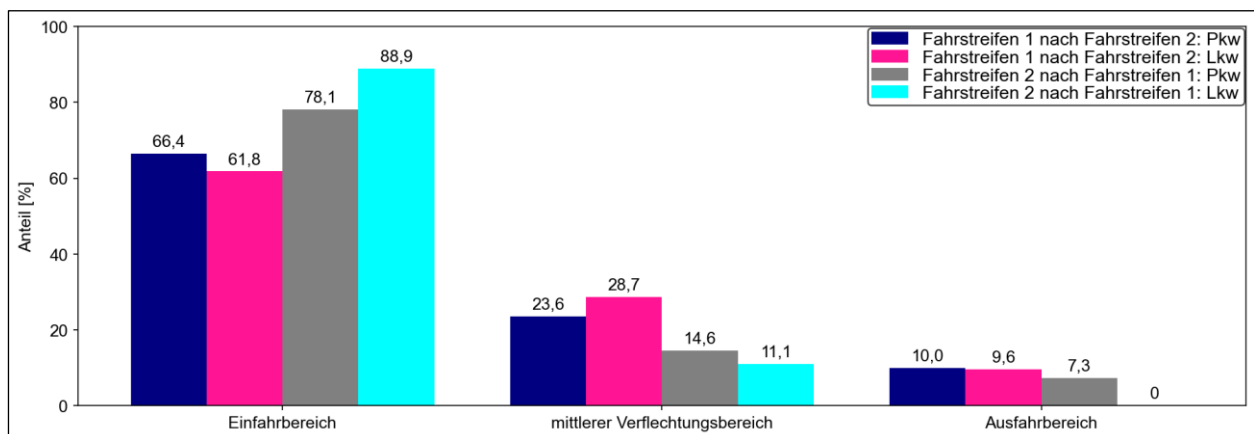


Bild 5-11: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der dreistreifigen Verflechtungsstrecke der A 661 zwischen dem AK Bad Homburg und der AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach

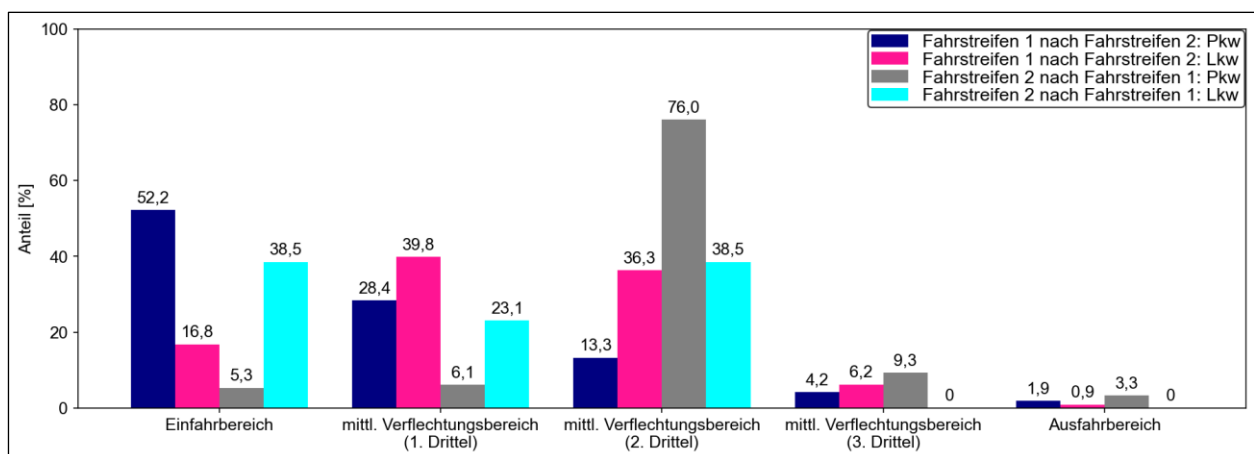


Bild 5-12: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der vierstreifigen Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg

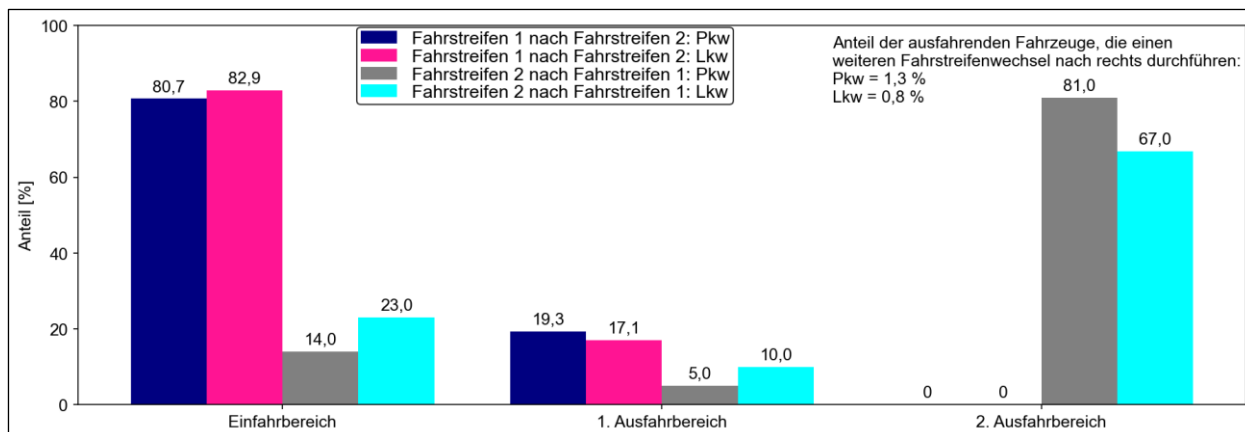


Bild 5-13: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der Verflechtungsstrecke der A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden

Verflechtungsbereichstyp V 3

An der Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 an der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst konnte aufgrund der Verflechtungslänge von 2000 m keine Vollerfassung aller Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden. Daher wurde die Analyse des Fahrstreifenwechselverhaltens auf den Einfahrbereich (Beginn der Blockmarkierung bis 500 m stromabwärts des Beginns der Blockmarkierung) und den Ausfahrbereich (500 m stromaufwärts des Endes der Blockmarkierung bis zum Ende der Blockmarkierung) beschränkt. Der Ein- und Ausfahrbereich wurde jeweils in zwei weitere Bereiche unterteilt, wobei analog zu der Analyse der übrigen Verflechtungsstrecken ein 200 m langer Bereich am Beginn und am Ende der Verflechtungsstrecke angesetzt wurde.

Die ermittelten Anteile der Fahrstreifenwechsel im Ein- und Ausfahrbereich der Verflechtungsstrecke zeigt Bild 5-14. Die Fahrstreifenwechsel im Einfahrbereich werden größtenteils auf den ersten 200 m ab dem Beginn der Blockmarkierung durchgeführt. Im Ausfahrbereich finden auf den letzten 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung kaum Fahrstreifenwechsel statt. Das Fahrstreifenwechselverhalten an der Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 entspricht somit weitgehend dem Fahrstreifenwechselverhalten an den untersuchten Verflechtungsstrecken vom Typ V1 sowie den weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken.

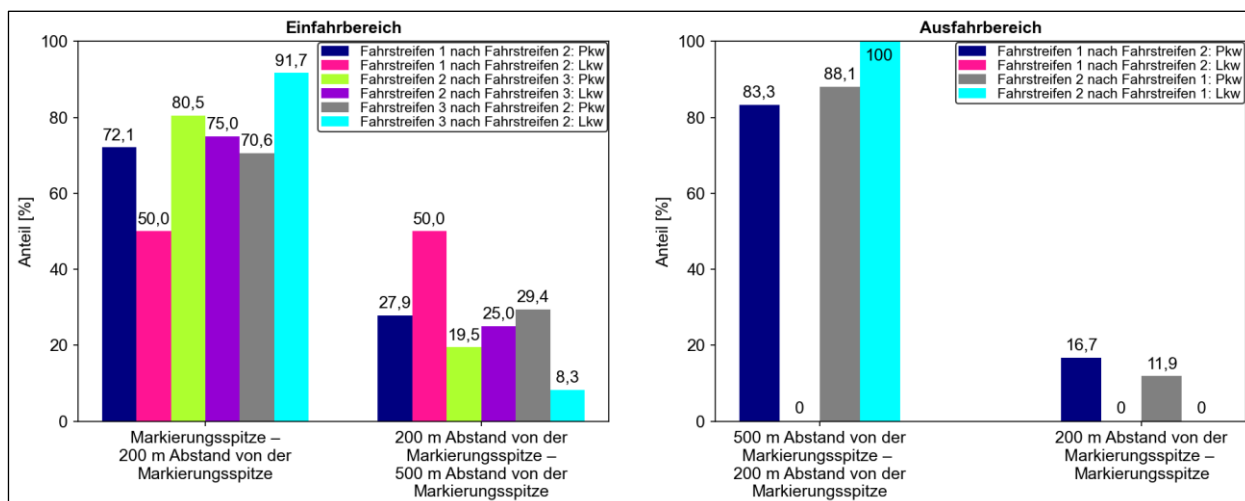


Bild 5-14: Anteile der Fahrstreifenwechsel im Einfahr- (links) und Ausfahrbereich (rechts) der Verflechtungsstrecke der A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst

Verflechtungsbereichstyp V 4

Das Fahrstreifenwechselverhalten an einer Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 wurde am Beispiel der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg analysiert. Da sich die Anordnung der Blockmarkierung im Bereich der Verflechtungsstrecke ändert, wurden die Fahrstreifenwechsel differenziert nach der Anordnung der Blockmarkierung ausgewertet. Auf den ersten 200 m ab dem Beginn der Blockmarkierung sind drei Hauptfahrstreifen und ein Verflechtungsstreifen markiert. 82,3 % der Fahrstreifenwechsel der Pkw und 44,6 % der Fahrstreifenwechsel der Lkw in diesem Bereich finden vom Verflechtungsstreifen auf den rechten Hauptfahrstreifen statt.

Ungefähr 900 m vor dem Ende der Verflechtungsstrecke wird die Blockmarkierung um einen Fahrstreifen nach links versetzt und befindet sich ab hier zwischen den beiden weiterführenden Hauptfahrstreifen und den beiden Ausfahrstreifen. Für den Teil der Verflechtungsstrecke hinter dem Versatz der Blockmarkierung wurden drei weitere Bereiche für die Auswertung des Fahrstreifenwechselverhaltens betrachtet (vgl. Bild 5-15). Analog zu der Auswertung an den übrigen Verflechtungsstrecken wurde ein 200 m langer Bereich stromaufwärts der Ausfahrt als Ausfahrbereich analysiert. Der restliche Verflechtungsbereich ab dem Versatz der Blockmarkierung wurde in zwei gleich lange Bereiche unterteilt. Es zeigte sich, dass im Ausfahrbereich kaum Fahrstreifenwechsel zwischen der Hauptfahrbahn und dem linken Verflechtungsstreifen stattfinden. Lediglich 23,1 % der Fahrstreifenwechsel der Lkw von der Hauptfahrbahn in die Ausfahrt finden im Ausfahrbereich statt. Die Fahrstreifenwechsel der Pkw zwischen dem rechten Hauptfahrstreifen und dem linken Verflechtungsstreifen werden größtenteils in der ersten Hälfte des mittleren Verflechtungsbereichs durchgeführt. Lediglich die Fahrstreifenwechsel der Lkw von der Hauptfahrbahn auf den Verflechtungsstreifen finden überwiegend in der zweiten Hälfte des mittleren Verflechtungsbereichs statt.

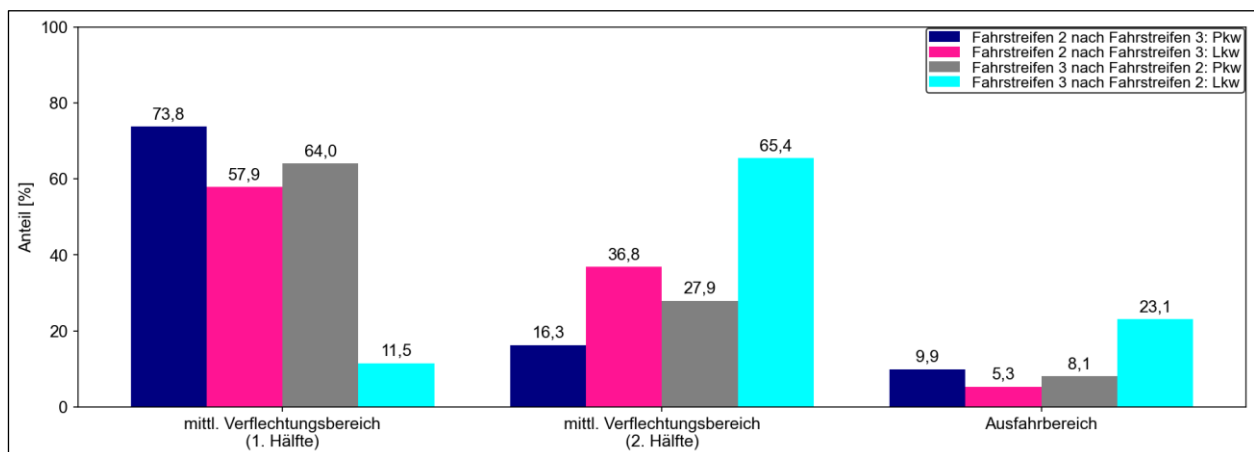


Bild 5-15: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die Länge des Verflechtungsbereichs mit zwei Hauptfahrstreifen und zwei Verflechtungsstreifen (Länge ca. 900 m) der Verflechtungsstrecke der A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg

Fahrstreifenwechsellängen und angenommene Weglücken

Anhand der Videoerhebungen wurden auch die Fahrstreifenwechsellängen sowie die angenommenen Weglücken bei einem Fahrstreifenwechsel von Fahrzeugen der beiden Verflechtungsströme ermittelt. Exemplarisch sind die Fahrstreifenwechsellängen und angenommenen Weglücken differenziert nach ein- und ausfahrenden Pkw und Lkw für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck in Bild 5-16 dargestellt.

Es wird deutlich, dass sich die Verteilungen der Fahrstreifenwechsellängen zwischen Pkw und Lkw deutlich unterscheiden. Jedoch zeigt sich kein Unterschied zwischen ein- und ausfahrenden Pkw und Lkw. Das 0,5-Quantil der Verteilung der Fahrstreifenwechsellänge beträgt für Pkw 43 m und für Lkw 56 m. Für Pkw konnten Fahrstreifenwechsellängen im Bereich von 6 bis 118 m ermittelt werden. Fahrstreifenwechsellängen von Lkw wurden im Bereich von 28 bis 120 m beobachtet. Die ermittelten Fahrstreifenwechsellängen entsprechen somit grundsätzlich den Ergebnissen aus der Untersuchung von MEY und REBOCK (1998), in der eine mittlere Verflechtungslänge von 32,2 m für Pkw und 59,6 m für Schwerverkehrsfahrzeuge an Verflechtungsbereichen in planfreien Knotenpunkten ermittelt wurde.

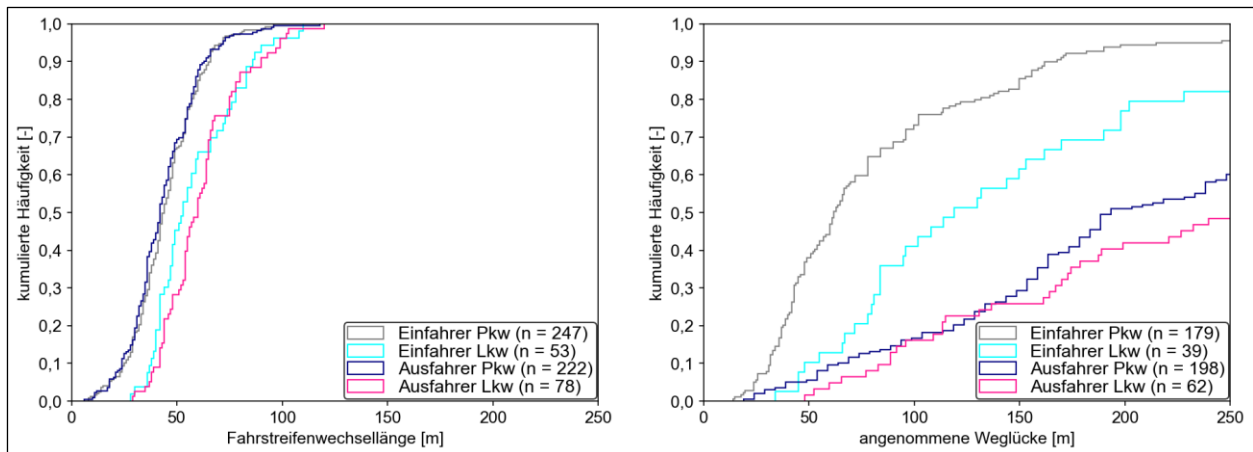


Bild 5-16: Fahrstreifenwechsellängen und angenommene Weglücken differenziert nach ein- und ausfahrenden Pkw und Lkw für die Verflechtungsstrecke der A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck

Die Verteilung der angenommenen Weglücken wird maßgeblich durch die Verkehrsstärke auf dem Fahrstreifen, auf den ein Fahrzeug wechselt, beeinflusst. Daher ist insbesondere eine Betrachtung der relativ kleinen angenommenen Weglücken sinnvoll, um Erkenntnisse über das Fahrstreifenwechselverhalten gewinnen zu können. Beim Vergleich der 0,1-Quantile der Verteilungen der angenommenen Weglücken zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen Pkw und Lkw (vgl. Bild 5-16). Hierbei konnte für einfahrende Kfz ein 0,1-Quantil von 27 m für Pkw und von 46 m für Lkw ermittelt werden. Für ausfahrende Kfz beträgt das 0,1-Quantil für Pkw 54 m und für Lkw 82 m. Das Minimum der ermittelten angenommenen Weglücken beträgt dabei für ein- und ausfahrende Pkw 13 bzw. 18 m und für Lkw 34 bzw. 45 m.

Vergleichbare Ergebnisse für die Verteilungen der Fahrstreifenwechsellängen und die angenommenen Weglücken wurden für die übrigen untersuchten Verflechtungsstrecken ermittelt.

5.4 Fazit

Die Ergebnisse der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs zeigen, dass unabhängig von der Länge der Verflechtungsstrecke nur ein geringer Anteil der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Ausfahrbereich (auf den letzten 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung) durchgeführt wird. Des Weiteren nehmen mit steigender Länge der Verflechtungsstrecke die Anteile der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Einfahrbereich (auf den ersten 200 m ab dem Beginn der Blockmarkierung) ab. Anhand dieser Ergebnisse wird ersichtlich, dass ein- und ausfahrende Fahrzeuge die zur Verfügung stehende Verflechtungslänge für den notwendigen Fahrstreifenwechsel zwar ausnutzen, der notwendige Fahrstreifenwechsel jedoch unabhängig von der Verflechtungslänge in der Regel bis 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung durchgeführt wird.

6 Kapazitätsanalyse

6.1 Methodik

An Verflechtungsstrecken existieren grundsätzlich fünf einzelne Konfliktbereiche (vgl. Bild 6-1), deren Kapazitäten bei der Modellierung der Gesamtkapazität der Verflechtungsstrecke berücksichtigt werden müssen. Die Gesamtkapazität einer Verflechtungsstrecke ist dabei abhängig von der Kapazität

- der durchgehenden Hauptfahrbahn stromaufwärts des Verflechtungsbereichs (Bereich A),
- der Einfahrrampe (Bereich B),
- der durchgehenden Hauptfahrbahn stromabwärts des Verflechtungsbereichs (Bereich C),
- der Ausfahrrampe (Bereich D) sowie
- des inneren Verflechtungsbereichs (Bereich E).

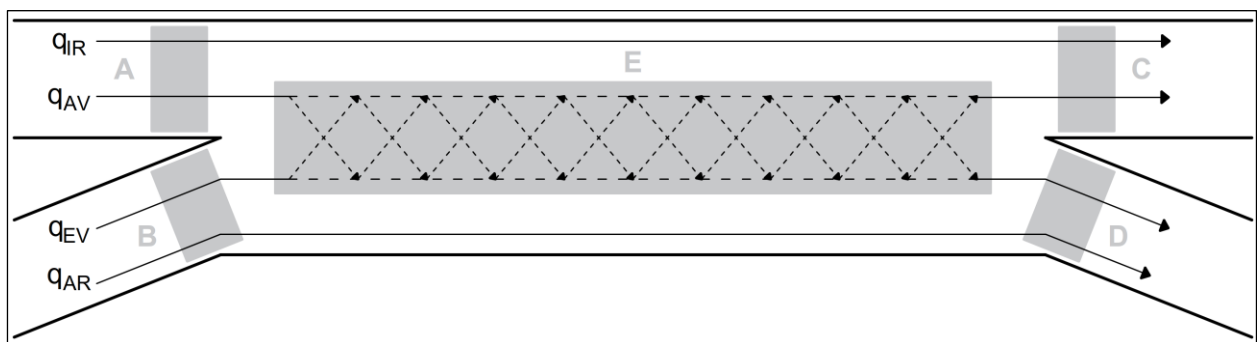


Bild 6-1: Konfliktbereiche bzw. Kapazitätsengpässe und Verkehrsströme an Verflechtungsstrecken

Die Ermittlung der Kapazität des inneren Verflechtungsbereichs (Bereich E) in Abhängigkeit von unterschiedlichen baulichen und verkehrstechnischen Parametern (bspw. der Länge der Verflechtungsstrecke) stellte die Kernaufgabe der Untersuchung dar. Dabei mussten die Wechselwirkungen mit der durchgehenden Hauptfahrbahn stromaufwärts und stromabwärts der Verflechtungsstrecke (Bereiche A und C) sowie der Ein- und Ausfahrrampe (Bereiche B und D) berücksichtigt werden. Die Obergrenze der Gesamtkapazität der Verflechtungsstrecke entspricht der Kapazität einer Strecke einer Autobahn mit gleicher Fahrstreifenzahl und gleicher Streckencharakteristik.

An einer Verflechtungsstrecke liegen in der Regel insgesamt vier Verkehrsströme vor (vgl. Bild 4-1), die in der weiteren Analyse des Verkehrsablaufs wie folgt bezeichnet werden:

- innerer Randstrom q_{IR} ,
- einfahrender Verflechtungsstrom q_{EV} ,
- ausfahrender Verflechtungsstrom q_{AV} sowie
- äußerer Randstrom q_{AR} .

Dauerzählstellendaten liegen im Idealfall für Messquerschnitte auf der durchgehenden Hauptfahrbahn stromauf- und stromabwärts der Verflechtungsstrecke, in der Ein- und Ausfahrrampe sowie im Verflechtungsbereich vor. Jedoch ist selbst bei einer vollständigen Datengrundlage an allen fünf vorhandenen Messquerschnitten eine exakte Bestimmung der Verkehrsstärken der einzelnen Verkehrsströme anhand von Dauerzählstellendaten nicht möglich (vgl. Kapitel 4.4). Im Rahmen der Analyse der Dauerzählstellendaten wurden daher die folgenden aggregierten Verkehrsströme betrachtet:

- einfahrender Verkehrsstrom $q_E (= q_{AR} + q_{EV})$
- ausfahrender Verkehrsstrom $q_A (= q_{AR} + q_{AV})$
- Verkehrsstrom auf der Hauptfahrbahn oberhalb der Verflechtungsstrecke $q_O (= q_{IR} + q_{AV})$
- Verkehrsstrom auf der Hauptfahrbahn unterhalb der Verflechtungsstrecke $q_U (= q_{IR} + q_{EV})$

Zur Analyse der Kapazitäten der einzelnen Konfliktbereiche sowie der Gesamtkapazität von Verflechtungsstrecken wurden Daten von Dauerzählstellen in 5-Minuten-Intervallen an den einzelnen Untersuchungsstellen ausgewertet. Da die Verfahren des HBS (FGSV, 2015) grundsätzlich für eine trockene Fahrbahn und Helligkeit gelten, wurden den 5-Minuten-Intervallen die Witterungsbedingungen und Helligkeitsverhältnisse als dichotomisierte Variablen zugeordnet. Die Witterungsbedingungen wurden anhand von Stundenwerten der Niederschlagshöhe der nächstgelegenen Wetterstation des Deutschen Wetterdienstes überprüft. Für die Helligkeitsverhältnisse wurden die Zeitpunkte des Sonnenaufgangs und Sonnenuntergangs verwendet. Bei den folgenden Kapazitätsermittlungen wurden nur Intervalle bei trockener Fahrbahn und Helligkeit berücksichtigt.

Zur Ermittlung der Kapazität wurde das arithmetische Mittel der Verkehrsstärken aller Intervalle vor einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses bestimmt. Nach GEISTEFELDT (2013, 2020) kann der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch in 5-Minuten-Intervallen näherungsweise als Schätzwert der Bemessungskapazität nach dem HBS (FGSV, 2015) in Stunden-Intervallen angesehen werden. Dieser Näherungsansatz basiert auf der empirischen Erkenntnis, dass sich einerseits die Unterschiede zwischen dem Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch und der mittleren Kapazität sowie andererseits zwischen der Kapazität in 5-Minuten- und Stunden-Intervallen ungefähr aufheben. Die als Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch ermittelte Kapazität wird im Folgenden als C_z bezeichnet.

Die Verkehrsstärken vor Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses in 5-Minuten-Intervallen wurden anhand des Unterschreitens einer Grenzgeschwindigkeit ermittelt. Dabei wurde mit Hilfe der q-v-Diagramme für jede Untersuchungsstelle eine individuelle Grenzgeschwindigkeit an der Grenze zwischen dem fließenden und gestauten Verkehr bestimmt. Ein Zusammenbruch des Verkehrsflusses wurde nach GEISTEFELDT (2007) anhand der folgenden fünf Bedingungen ermittelt:

$$\begin{aligned} v(i-1) &> v_{\text{grenz}} \\ v(i) &> v_{\text{grenz}} \\ v(i+1) &\leq v_{\text{grenz}} \\ v(i+2) &\leq v_{\text{grenz}} \end{aligned} \quad (6-1)$$

$$\frac{v(i-1) + v(i)}{2} - \frac{v(i+1) + v(i+2)}{2} > 10 \text{ km/h}$$

mit

$v(i)$ = mittlere Pkw-Geschwindigkeit im Intervall i [km/h]

v_{grenz} = Grenzgeschwindigkeit [km/h]

Zusätzlich wurde anhand stromabwärts liegender Dauerzählstellen überprüft, ob der Zusammenbruch an der Verflechtungsstrecke nicht durch einen Rückstau von einem stromabwärts liegenden Engpass verursacht wurde. Dabei wurden sowohl die durchgehende Hauptfahrbahn stromabwärts als auch alle weiteren stromabwärts der Ausfahrrampe angeschlossenen Streckenelemente von Autobahnen berücksichtigt.

Die bisherigen nationalen und internationalen Untersuchungen von Verflechtungsstrecken (vgl. Kapitel 2.2.2, 2.4 und 2.5.2) zeigen, dass verschiedene bauliche und verkehrstechnische Randbedingungen die Kapazität unterschiedlich stark beeinflussen können. Aufgrund der Vielzahl der möglichen Einflussgrößen wurde die Kapazität von Verflechtungsstrecken mit einem multivariaten Verfahren ermittelt. Hierbei wurden insbesondere die unterschiedlichen Datentypen und deren Skalenniveau berücksichtigt. Eine Übersicht der Einflussgrößen auf die Kapazität, die im Rahmen der Analyse der Zusammenbrüche des Verkehrsflusses betrachtet wurden, ist in Tab. 6-1 dargestellt.

Die Anwendung von Regressionsmodellen ist nicht beschränkt auf metrische unabhängige Variablen. Kategoriale unabhängige Variablen können ebenfalls berücksichtigt werden, sofern die Ausprägung als Zahl dargestellt wird. Hierbei stellt die Dummy-Codierung eine geeignete Vorgehensweise dar. Dabei werden dichotome kategoriale Variablen für die Referenzkategorie mit dem Wert 0 und für die andere Kategorie mit dem Wert 1 kodiert. Auch kategoriale Variablen, deren Ausprägung mehr als zwei Kategorien (bspw. die Linienführung der Ein- und Ausfahrampfen) umfasst, können als unabhängige Variablen in der Regressionsanalyse berücksichtigt werden. Diese Variablen werden dazu in mehrere Dummy-Variablen aufgelöst,

wodurch alle Ausprägungen eindeutig definiert sind und es zu keiner Multikollinearität kommt. Zur Berücksichtigung der in Tab. 6-1 dargestellten kategorialen Einflussgrößen im Rahmen einer Regressionsanalyse zur Ermittlung einer Kapazitätsfunktion wurden entsprechende Dummy-Codierungen durchgeführt.

Einflussgröße (Variable)	Datentyp	Skalenniveau	Ausprägungen im Kollektiv
Anzahl der Fahrstreifen der durchgehenden Hauptfahrbahn	quantitativ, diskret	metrisch: ratioskaliert	2, 3, 4
Anzahl der Verflechtungsstreifen	quantitativ, diskret	metrisch: ratioskaliert	1, 2
Anzahl der Fahrstreifen der Ein- bzw. Ausfahrrampe	quantitativ, diskret	metrisch: ratioskaliert	1, 2, 3 bzw. 1, 2
Verflechtungsbereichstyp ¹⁾	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	V 1, V 2, V 3, V 4, weitere symm., weitere asymm., Sonderfall
Länge des Verflechtungsbereichs	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	230 bis 5600 m
Art der Fahrstreifenmarkierung (insb. der Blockmarkierung)	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	verschiedene Markierungsvarianten, mit/ohne durchg. Blockmarkierung
Aufteilung der mehrstreifigen Ein- und Ausfahrrampen auf mehrere Quellen bzw. Ziele	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	ja, nein
Linienführung der Ein- und Ausfahrrampen	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	direkt, halbdirekt, indirekt
Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt $a_E = q_E / q_{E+O}$	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	Wertebereich = [0, 1]
Verkehrsstärkeanteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt $a_A = q_A / q_{A+U}$	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	Wertebereich = [0, 1]
Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme ²⁾	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	Wertebereich = [0, 1]
Anteil ortskundiger Fahrer	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	nicht direkt ermittelbar
mittlere Längsneigung	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	Wertebereich = -2,9 % – 2,7 %
Schwerverkehrsanteil	quantitativ, stetig	metrisch: ratioskaliert	Wertebereich = 0 – 100 %
zulässige Höchstgeschwindigkeit	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	80, 100, 120, SBA, ohne
Lkw-Überholverbot	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	statisch, SBA, ohne
Zuflussregelungsanlage	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	ja, nein
Seitenstreifen	qualitativ, diskret	kategorial: nominalskaliert	ja, nein
¹⁾ Verflechtungsbereichstyp nach Kapitel 3.2.2 und 3.2.3			
²⁾ Einflussgröße nur für Auswahl der Verflechtungsstrecken aus Kapitel 4.4 vorhanden			

Tab. 6-1: Übersicht der untersuchten Einflussgrößen auf die Kapazität von Verflechtungsstrecken und deren Ausprägung im Untersuchungskollektiv sowie deren Zuordnung zu einem Datentyp und einem Skalenniveau

Während die meisten der in Tab. 6-1 dargestellten Einflussgrößen für eine Verflechtungsstrecke einen festen Wert annehmen, können der Schwerverkehrsanteil sowie die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme an einer Verflechtungsstrecke deutlich variieren. Um den Einfluss dieser beiden Parameter im Rahmen der Ermittlung der Kapazität zu berücksichtigen, wurden die Daten der Dauerzählstellen in 5-Minuten-Intervallen in Klassen des Schwerverkehrsanteils sowie der Verkehrsstärkeverhältnisse an der Ein- und Ausfahrt eingeteilt. Hierbei wurde für den Schwerverkehrsanteil die Klasseneinteilung $< 5\%$, $5\text{--}15\%$, $15\text{--}25\%$ und $\geq 25\%$ gewählt. Für den Anteil des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt a_E sowie für den Anteil des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt a_A wurde die Klasseneinteilung $< 0,1$, $0,1\text{--}0,2$, $0,2\text{--}0,3$, $0,3\text{--}0,4$ und $\geq 0,4$ verwendet. Für die Kapazitätsanalysen wurden nur die Kombinationen der beiden Klasseneinteilungen verwendet, für die eine ausreichend große Anzahl von Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses beobachtet werden konnte.

6.2 Einflussgrößen auf die Kapazität

Das Ziel der weiteren Analysen war die Identifikation und Quantifizierung korrelativer Zusammenhänge zwischen der Kapazität und den in Tab. 6-1 aufgelisteten Einflussgrößen. Dazu wurden in einem ersten Schritt der Schwerverkehrsanteil sowie die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme an einer Verflechtungsstrecke betrachtet, da diese Einflussgrößen für eine Verflechtungsstrecke keinen festen Wert annehmen und hierbei deutlich variieren können.

6.2.1 Schwerverkehrsanteil

Zunächst wurde der Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil an den einzelnen Verflechtungsstrecken betrachtet. Hierbei konnten deutliche Unterschiede zwischen einzelnen Verflechtungsstrecken festgestellt werden. In Bild 6-2 ist der Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen am Beispiel von drei Verflechtungsstrecken dargestellt. Hierbei wurden die Intervalle vor einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses hervorgehoben.

Die Intervalle vor einem Zusammenbruch weisen an einigen Verflechtungsstrecken eine große Bandbreite des Schwerverkehrsanteils auf (bspw. A 1 AS Schwerte – AK Westhofen oder A 57 AS Neuss-Hafen – AS Neuss-Reuschenberg). Zur Analyse des Einflusses des Schwerverkehrsanteils auf die Kapazität wurden daher alle Verflechtungsstrecken betrachtet, an denen eine relative große Bandbreite des Schwerverkehrsanteils in den Intervallen vor einem Zusammenbruch vorlag. Da auch die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme an einer Verflechtungsstrecke die Kapazität beeinflussen können, wurden die Analysen des Einflusses des Schwerverkehrsanteils jeweils innerhalb der Klassen der Verkehrsstärkeanteile durchgeführt. Dadurch konnte der Einfluss des Schwerverkehrsanteils auf die Kapazität weitgehend isoliert ermittelt werden.

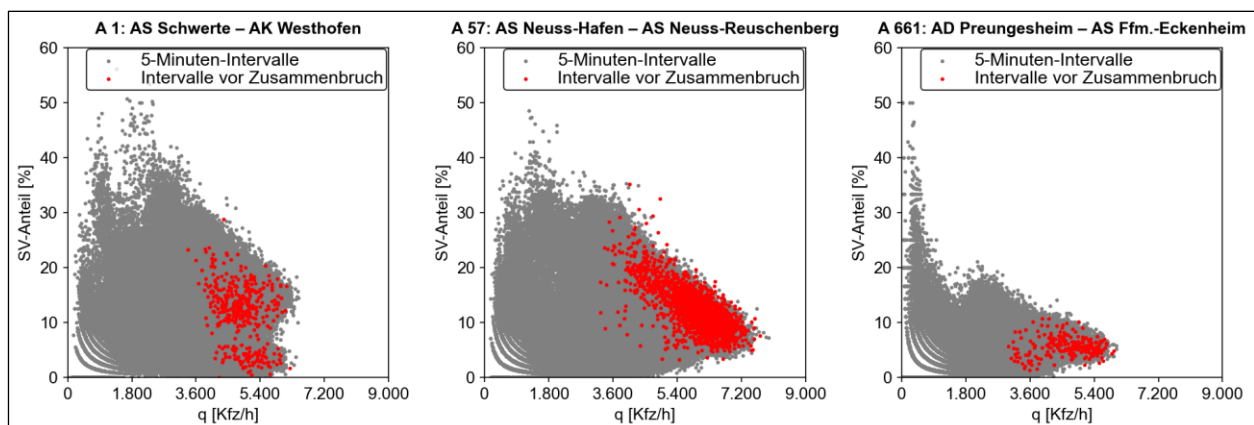


Bild 6-2: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke q und dem Schwerverkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen am Beispiel von drei Verflechtungsstrecken

Zur Analyse des Einflusses des Schwerververkehrsanteils auf die Kapazität wurde der Pkw-Gleichwert zur Umrechnung der Schwerverkehrsstärke in Pkw-Einheiten als variable Größe betrachtet. Im HBS (FGSV, 2015) wird ein konstanter Pkw-Gleichwert von 2,0 Pkw-E/Lkw angesetzt. Die von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) durchgeführten Simulationsuntersuchungen ergaben jedoch, dass bei hohen Schwerverkehrsanteilen in der Spitzenstunde eine Überschätzung des Einflusses des Schwerverkehrs durch die Umrechnung in Pkw-Einheiten mit einem Pkw-Gleichwert von 2,0 stattfindet. Daher wurde empfohlen, bei Schwerverkehrsanteilen größer oder gleich 20 % einen Pkw-Gleichwert von 1,7 und im Übergangsbereich zwischen 15 % und 20 % Schwerverkehrsanteil eine lineare Abnahme des Pkw-Gleichwerts von 2,0 auf 1,7 anzusetzen.

Für alle Verflechtungsstrecken mit einer ausreichenden Anzahl an Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses und einer relativ großen Bandbreite des Schwerverkehrsanteils wurden zunächst die Intervalle vor einem Zusammenbruch in Klassen der Kombinationen der Verkehrsstärkeanteile a_E und a_A zusammengefasst. Insgesamt konnten 34 Datensätze an zehn Verflechtungsstrecken analysiert werden. Für jeden Datensatz wurde versucht, eine möglichst gute Anpassung für eine Funktion des Zusammenhangs zwischen dem Pkw-Gleichwert f_{PE} und dem Schwerverkehrsanteil zu ermitteln. Hierfür wurden die einzelnen Intervalle vor einem Zusammenbruch in Klassen des Schwerverkehrsanteils mit einer Breite von 2 % zusammengefasst und der Mittelwert berechnet. Anschließend wurden verschiedene Funktionstypen zur Modellierung des Zusammenhangs verwendet. Die verwendeten Funktionstypen sind in Tab. 6-2 angegeben.

Ansatz	Funktion
Lineare Funktion	$\hat{f}_{PE} = f_{PE,1} \cdot b_{SV} + f_{PE,2}$
Lineare Funktion mit Bedingung	$\hat{f}_{PE} = f_{PE,1} \cdot b_{SV} + f_{PE,2}$ mit $f_{PE} \geq 1$
Logistische Funktion	$\hat{f}_{PE} = f_{PE,1} / (1 + f_{PE,2} \cdot \exp(-f_{PE,3} \cdot b_{SV}))$
Logarithmische Funktion	$\hat{f}_{PE} = f_{PE,1} + f_{PE,2} \cdot \ln(b_{SV})$
f_{PE} = Pkw-Gleichwert [Pkw-E/Lkw] b_{SV} = Schwerverkehrsanteil [%] $f_{PE,1}, f_{PE,2}, f_{PE,3}$ = Modellparameter	

Tab. 6-2: Übersicht der verwendeten Funktionstypen zur Anpassung des Pkw-Gleichwerts f_{PE}

Für jeden der Funktionstypen wurde die bestmögliche Anpassung an den jeweiligen Datensatz ermittelt. In Bild 6-3 ist die Anpassung des Pkw-Gleichwerts mit einem linearen Ansatz am Beispiel der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 46 zwischen der AS Wuppertal-Varresbeck und dem AK Sonnborn für Anteile $a_E < 0,1$ und $a_A = 0,2-0,3$ dargestellt. Hierbei ergibt sich für den Datensatz eine mittlere Kapazität von 3459 Pkw-E/h. Es wird deutlich, dass durch die Anpassung mit der linearen Funktion die Mittelwerte der einzelnen Klassen des Schwerverkehrsanteils nur geringfügig vom Mittelwert des Datensatzes abweichen. Durch die Anpassung mit der linearen Funktion ist der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch des Verkehrsflusses somit unabhängig von der Höhe des Schwerverkehrsanteils.

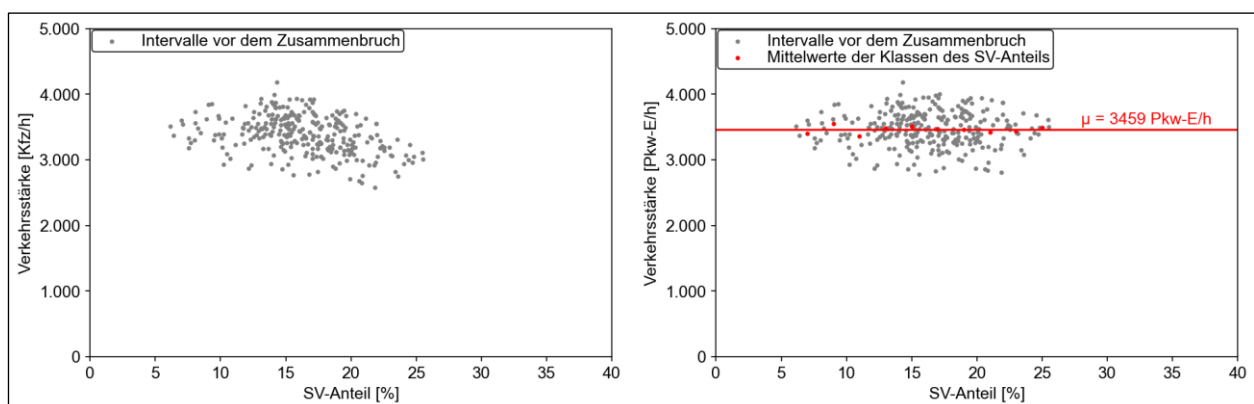


Bild 6-3: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil (links) und Anpassung des Pkw-Gleichwerts (rechts) mit einem linearen Ansatz am Beispiel der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 46 zwischen der AS Wuppertal-Varresbeck und dem AK Sonnborn für einen Anteil $a_E < 0,1$ und $a_A = 0,2-0,3$

Zur Überprüfung, welcher Ansatz aus Tab. 6-2 die beste Anpassung an die Daten erreicht, wurde jeweils der prozentuale Fehler RMSPE (Root Mean Square Percent Error) berechnet. Die ermittelten Werte des RMSPE für die einzelnen Datensätze und die angepassten Funktionen sind in Bild 6-4 dargestellt. Hierbei sind die Datensätze nach dem RMSPE für die lineare Funktion mit der Bedingung $f_{PE} \geq 1$ Pkw-E/Lkw aufsteigend sortiert. Es wird deutlich, dass die lineare Funktion mit der Bedingung $f_{PE} \geq 1$ Pkw-E/Lkw für fast alle Datensätze den geringsten RMSPE aufweist und somit die beste Anpassung an die einzelnen Datensätze darstellt. Daher wurde für die weitere Entwicklung eines allgemeingültigen Ansatzes für die Umrechnung von Lkw in Pkw-Einheiten eine lineare Funktion mit der Bedingung $f_{PE} \geq 1$ Pkw-E/Lkw verwendet.

Bild 6-5 zeigt die an die einzelnen Datensätze angepassten linearen Funktionen des Pkw-Gleichwerts. Hierbei sind die Funktionen über den jeweiligen Wertebereich des Schwerververkehrsanteils dargestellt, der bei dem entsprechenden Datensatz vorlag. Basierend auf den einzelnen linearen Funktionen wurden zwei lineare Ansätze gewählt, welche die Einzelergebnisse möglichst gut beschreiben. Hierbei wurde jeweils der Einfluss des Schwerverkehrs ab einem Schwerverkehrsanteil von 5 % berücksichtigt. Als Maximum wurde ein Pkw-Gleichwert von 2,0 bzw. 2,5 ab einem Schwerverkehrsanteil von 20 % angesetzt. Zwischen einem Schwerverkehrsanteil von 5 und 20 % wurde eine lineare Zunahme des Pkw-Gleichwerts von 1,0 auf 2,0 bzw. 2,5 verwendet. Die zwei entwickelten linearen Ansätze für die Ermittlung des Pkw-Gleichwerts in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil sind ebenfalls in Bild 6-5 dargestellt.

Für jeden der Datensätze wurde der RMSPE für die beiden entwickelten Ansätze für die Ermittlung des Pkw-Gleichwerts bestimmt. Des Weiteren wurde für den Ansatz des HBS (FGSV, 2015), für den Ansatz von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) sowie für einen konstanten Pkw-Gleichwert von 1,7 Pkw-E/h (vgl. Bild 6-5) ebenfalls der RMSPE für die einzelnen Datensätze ermittelt. Die Ergebnisse sind in Bild 6-6 aufsteigend sortiert nach dem RMSPE für den Ansatz des HBS dargestellt. Der lineare Ansatz weist mit einem Maximalwert von 2,0 Pkw-E/Lkw für den Großteil der Datensätze einen kleineren RMSPE auf als der lineare Ansatz mit einem Maximalwert von 2,5 Pkw-E/Lkw. Jedoch konnte nicht festgestellt werden, dass die entwickelten Ansätze eine bessere Anpassung des Pkw-Gleichwerts als der bestehende Ansatz des HBS liefern. Ebenfalls wird deutlich, dass der Ansatz von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) für fast alle Datensätze einen höheren RMSPE aufweist als der Ansatz des HBS. Daher wird für die weiteren Kapazitätsanalysen zur Umrechnung von Lkw in Pkw-Einheiten der bestehende Ansatz des HBS mit einem konstanten Pkw-Gleichwert von 2,0 Pkw-E/Lkw angewendet.

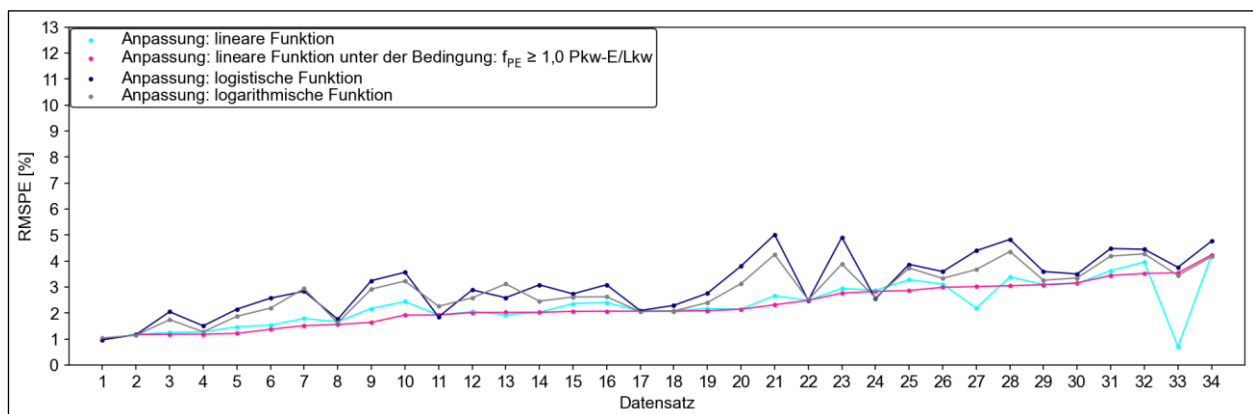


Bild 6-4: RMSPE für die einzelnen Anpassungen an den verschiedenen Datensätzen

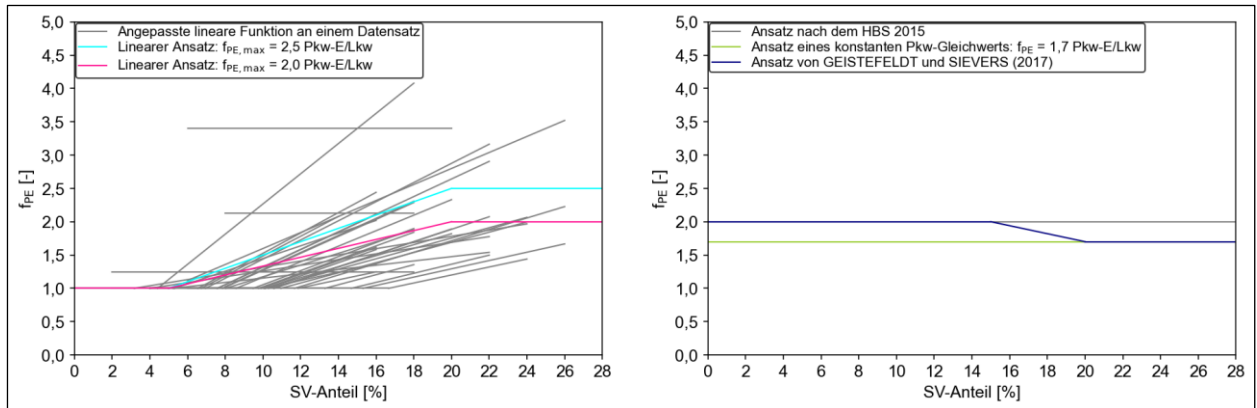


Bild 6-5: Angepasste lineare Funktionen für den Pkw-Gleichwert an den einzelnen Datensätzen und zwei entwickelte lineare Ansätze für den Pkw-Gleichwert in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil (links) sowie Pkw-Gleichwert in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil nach dem HBS (FGSV, 2015), Ansatz eines konstanten Pkw-Gleichwerts von 1,7 Pkw-E/Lkw und Ansatz von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) (rechts)

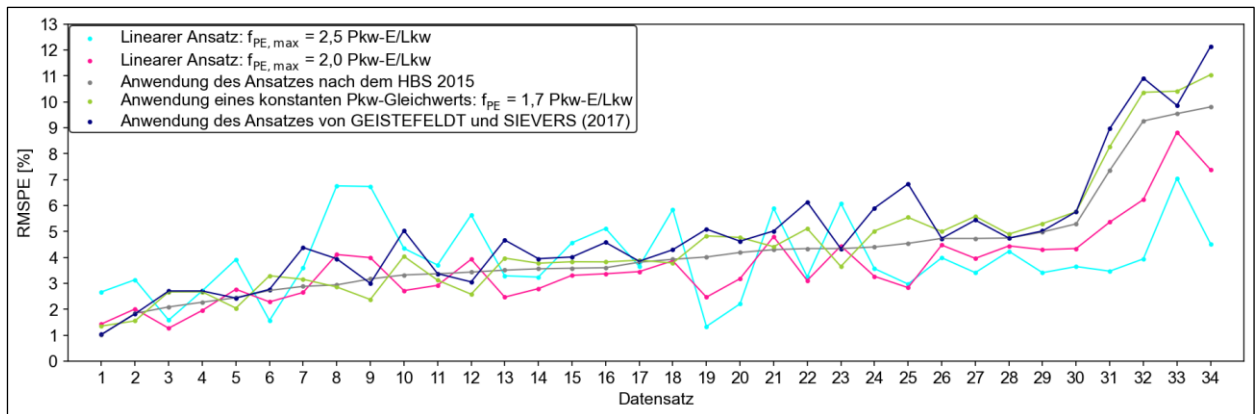


Bild 6-6: Vergleich des RMSPE für die verschiedenen Ansätze des Pkw-Gleichwerts für die 34 Datensätze von Verflechtungsstrecken

6.2.2 Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs

Als weitere Einflussgröße wurde der Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs analysiert. Hierbei wurden in einer ersten Analyse die Verkehrsstärken im Verflechtungsbereich vor einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses dem Anteil a_E des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt sowie dem Anteil a_A des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt gegenübergestellt. Die Ergebnisse für vier Verflechtungsstecken vom Typ V 1 sind in Bild 6-7 dargestellt. Die Verkehrsstärkeverhältnisse für die einzelnen Verflechtungsstrecken unterscheiden sich jeweils deutlich in ihrer Bandbreite und der Kombination der Verkehrsstärkeanteile a_E und a_A . Rein visuell lässt sich anhand dieser Beispiele bereits ein möglicher Zusammenhang zwischen der Kapazität einer Verflechtungsstrecke und den Verkehrsstärkeverhältnissen der einzelnen Verkehrsströme ableiten.

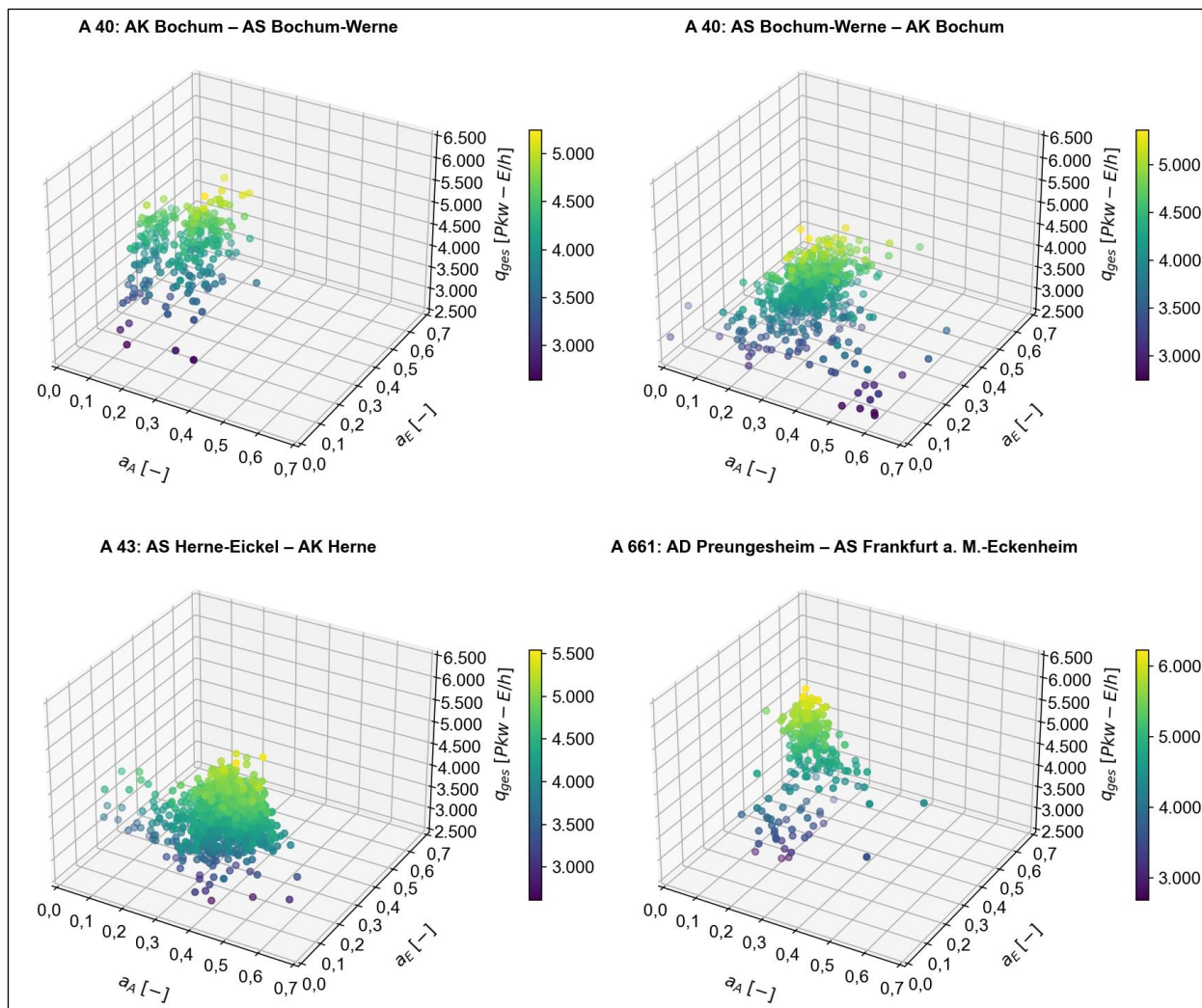


Bild 6-7: Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch des Verkehrsflusses im Verflechtungsbereich in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs in 5-Minuten-Intervallen

Zur weiteren Analyse der Einflussgröße wurden zunächst die Daten der Dauerzählstellen in 5-Minuten-Intervallen in Klassen der Verkehrsstärkeverhältnisse an der Ein- und Ausfahrt eingeteilt. Für den Anteil a_E des einfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Einfahrt sowie für den Anteil a_A des ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ausfahrt wurde jeweils die Klasseneinteilung $< 0,1$, $0,1-0,2$, $0,2-0,3$, $0,3-0,4$ und $\geq 0,4$ verwendet. Sofern eine ausreichende Anzahl an Intervallen vor einem Zusammenbruch des Verkehrsflusses für eine Kombination der Klassen der Anteile a_E und a_A vorlag, wurde die Kapazität C_Z als Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch ermittelt. Die Ergebnisse in Abhängigkeit von den Anteilen a_E und a_A sind differenziert nach den Verflechtungsbereichtstypen in Bild 6-8 bis Bild 6-11 dargestellt.

Insgesamt konnte die Kapazität für neun Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 für mindestens drei unterschiedliche Kombinationen der Verkehrsstärkeanteile a_E und a_A ermittelt werden (vgl. Bild 6-8). Hierbei werden die höchsten Kapazitäten meistens dann erreicht, wenn der Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A jeweils $\geq 0,2$ ist. Die geringste Kapazität tritt meist bei einem Verkehrsstärkeanteil a_E oder a_A unter $0,1$ auf.

Für acht weitere symmetrische Verflechtungsstrecken, die nicht den Verflechtungsbereichtstypen V 1 oder V 2 entsprechen, konnte die Kapazität für mindestens drei unterschiedliche Kombinationen der Verkehrsstärkeanteile a_E und a_A ermittelt werden. Die Ergebnisse für die vier Verflechtungsstrecken mit einstreifiger Einfahrrampe und zweistreifiger Ausfahrrampe zeigt Bild 6-9. Relativ hohe Kapazitäten werden bei einem Verkehrsstärkeanteil $a_A = 0,3-0,4$ und relativ geringe Kapazitäten bei einem Verkehrsstärkeanteil $a_E < 0,1$ erreicht. Bei den vier Verflechtungsstrecken mit zweistreifiger Einfahrrampe und einstreifiger Ausfahrrampe ist die Kapazität bei einem Verkehrsstärkeanteil $a_E > 0,2$ und $a_A < 0,2$ am höchsten (vgl. Bild 6-10).

Des Weiteren konnten für jeweils zwei Verflechtungsstrecken des Typs V 2 und V 3 sowie drei Verflechtungsstrecken des Typs V 4 Kapazitäten für mindestens drei unterschiedliche Kombinationen der Verkehrsstärkeanteile a_E und a_A ermittelt werden (vgl. Bild 6-11). Für diese Typen von Verflechtungsstrecken können aufgrund des geringen Datenumfangs und der Variation der einzelnen Ergebnisse keine allgemeinen Erkenntnisse abgeleitet werden.

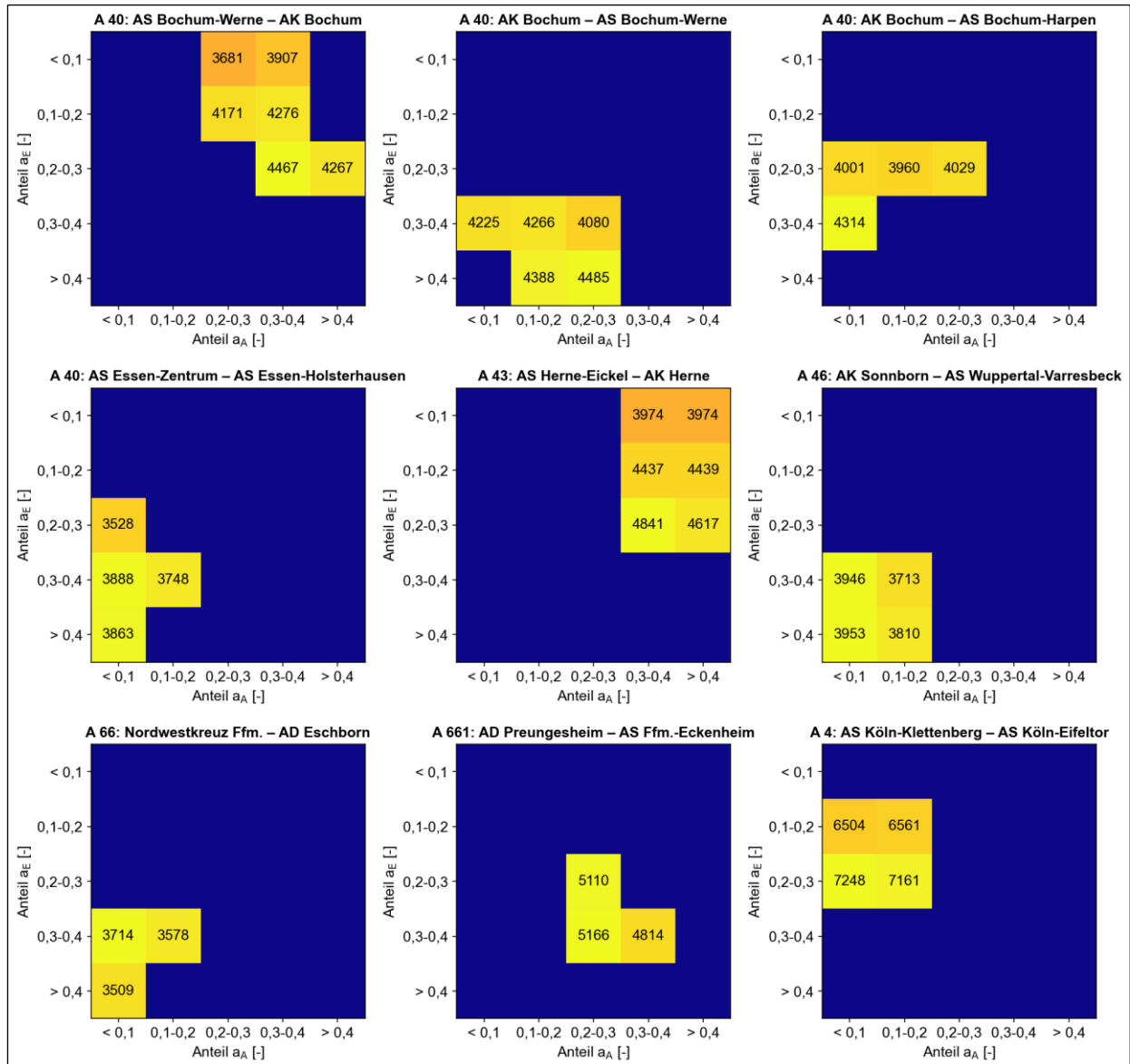


Bild 6-8: Kapazität C_z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

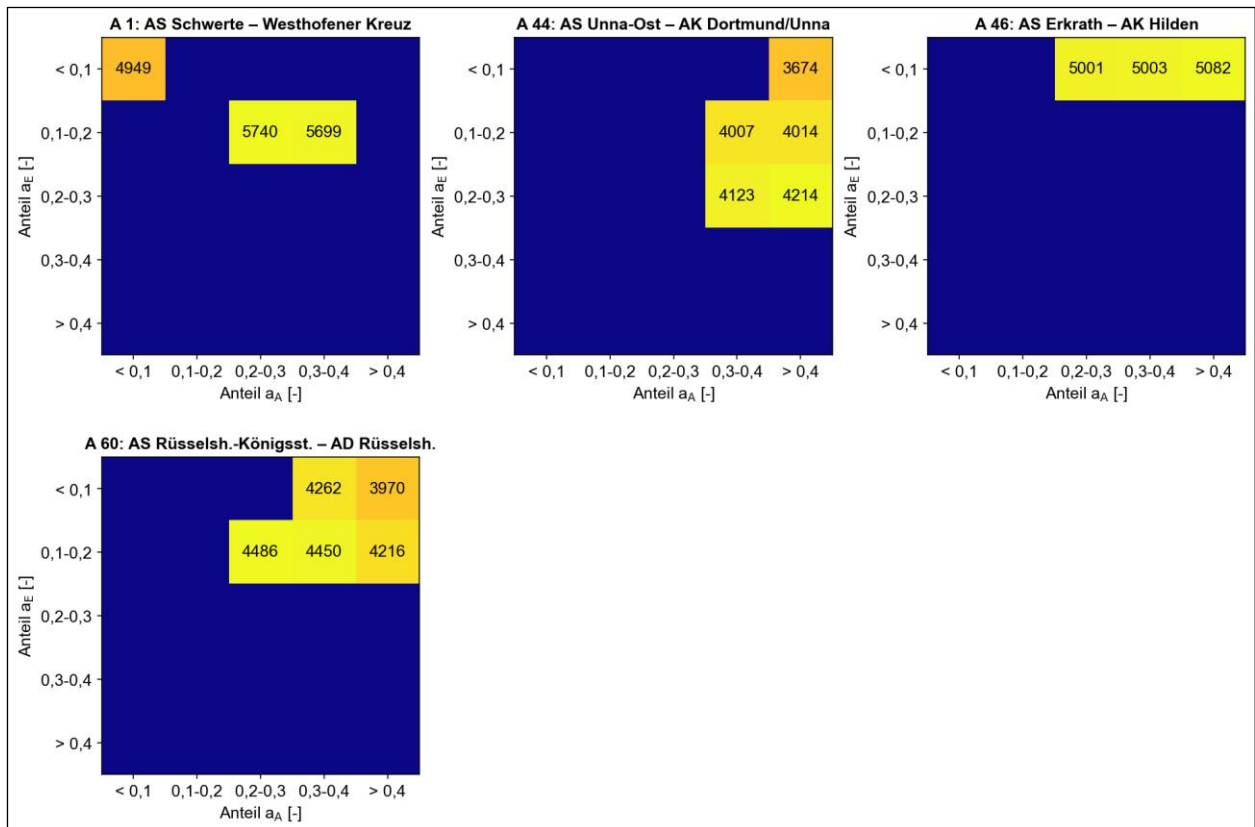


Bild 6-9: Kapazität C_z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerverkehrsanteil für symmetrische Verflechtungsstrecken mit einstreifiger Einfahrrampe und zweistreifiger Ausfahrrampe

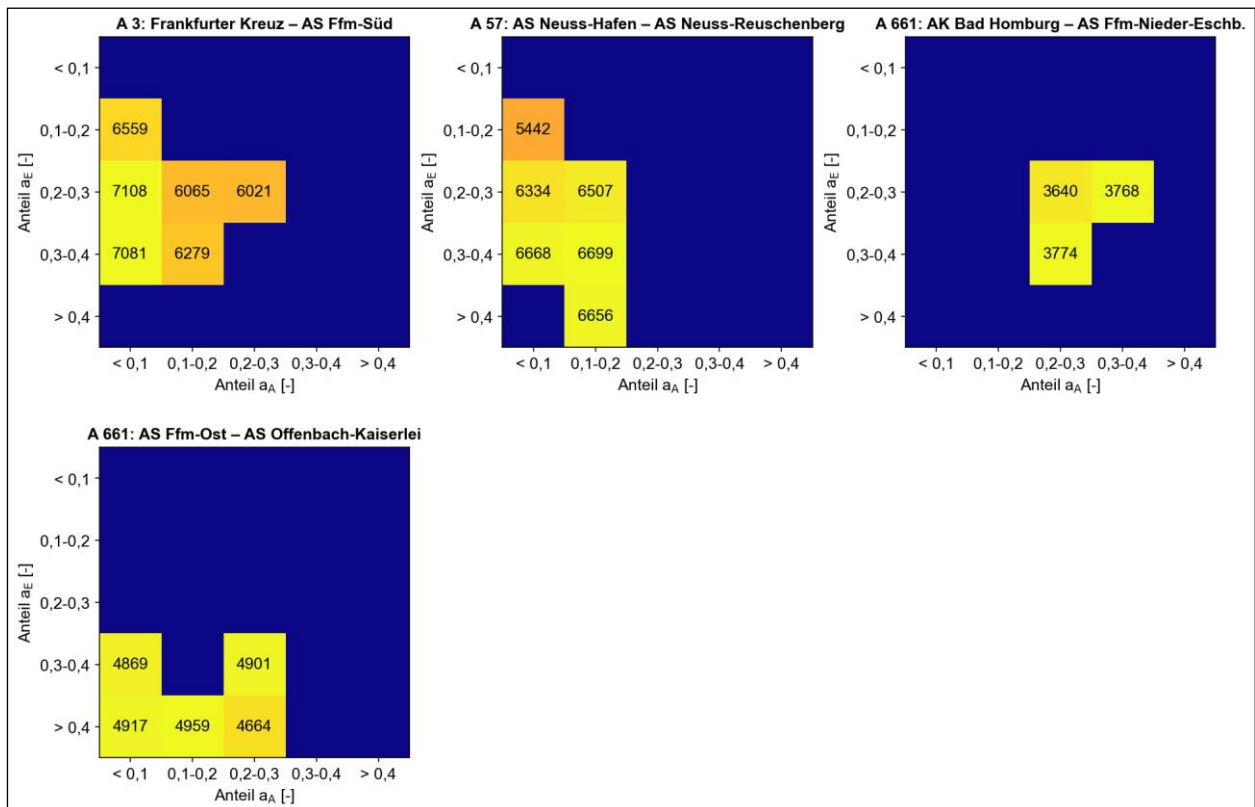


Bild 6-10: Kapazität C_z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerverkehrsanteil für symmetrische Verflechtungsstrecken mit zweistreifiger Einfahrrampe und einstreifiger Ausfahrrampe

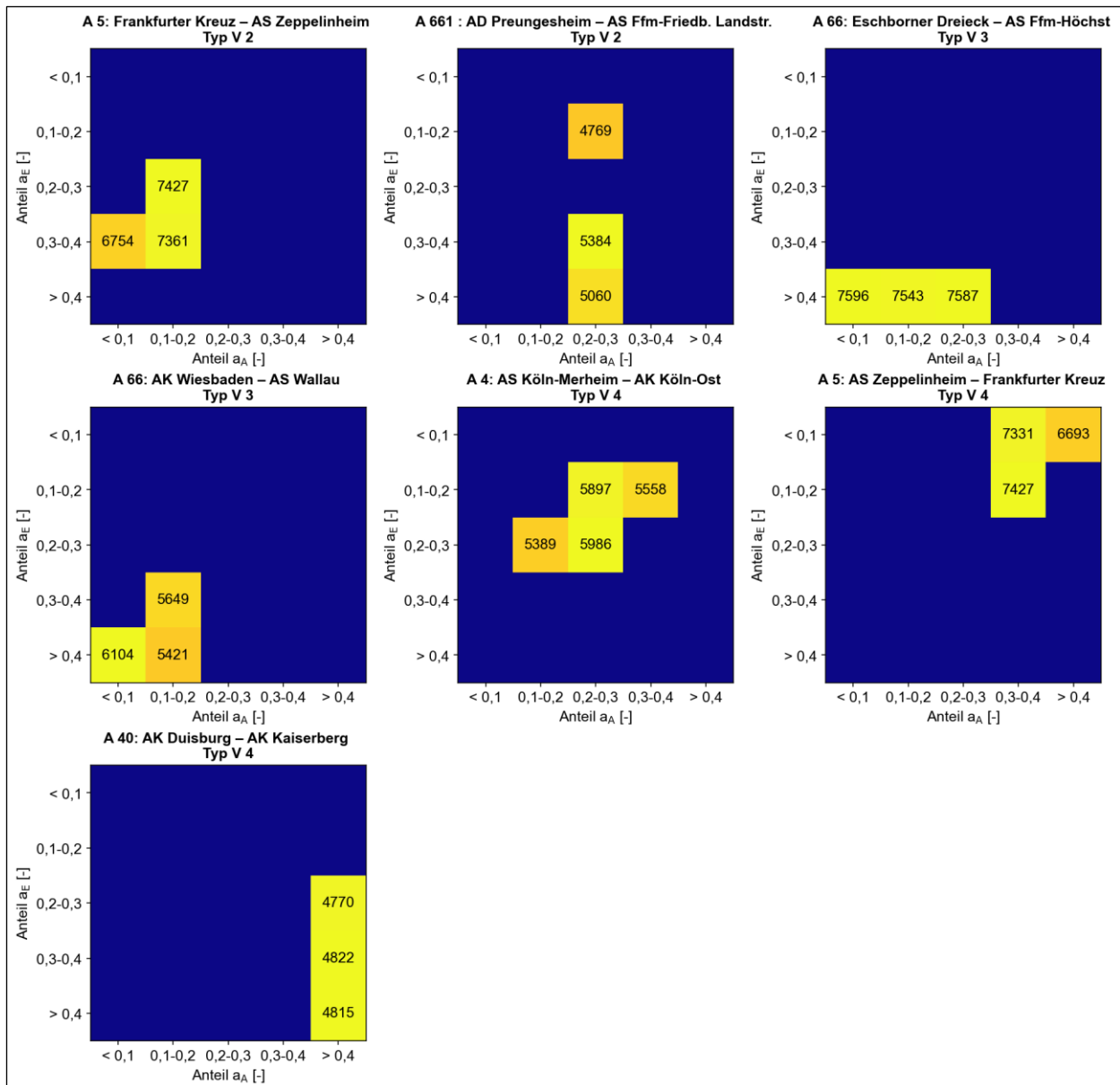


Bild 6-11: Kapazität C_2 differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerververkehrsanteil für Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4

6.2.3 Weitere Einflussgrößen

Weitere mögliche Einflussgrößen auf die Kapazität nach Tab. 6-1, die für eine Verflechtungsstrecke jeweils einen festen Wert annehmen, können nur anhand eines ausreichend großen Kollektivs mit einer Variation der Ausprägung des jeweiligen Parameters analysiert werden. Die Ergebnisse sind getrennt nach dem Verflechtungsbereichstyp und der Anzahl der Fahrstreifen im Verflechtungsbereich in Bild 6-12 bis Bild 6-15 dargestellt.

Lediglich für den dreistreifigen Verflechtungsbereichstyp V 1 lag ein ausreichend großes Kollektiv mit einer Variation der Ausprägung der verschiedenen Parameter vor, sodass eine multiple Regressionsanalyse durchgeführt werden konnte. Hierbei wurde ermittelt, dass lediglich die Länge der Verflechtungsstrecke sowie der Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs einen signifikanten Einfluss auf die Kapazität haben. Im Rahmen der Entwicklung eines Kapazitätsmodells für Verflechtungsstrecken wurden daher diese beiden Einflussgrößen berücksichtigt.

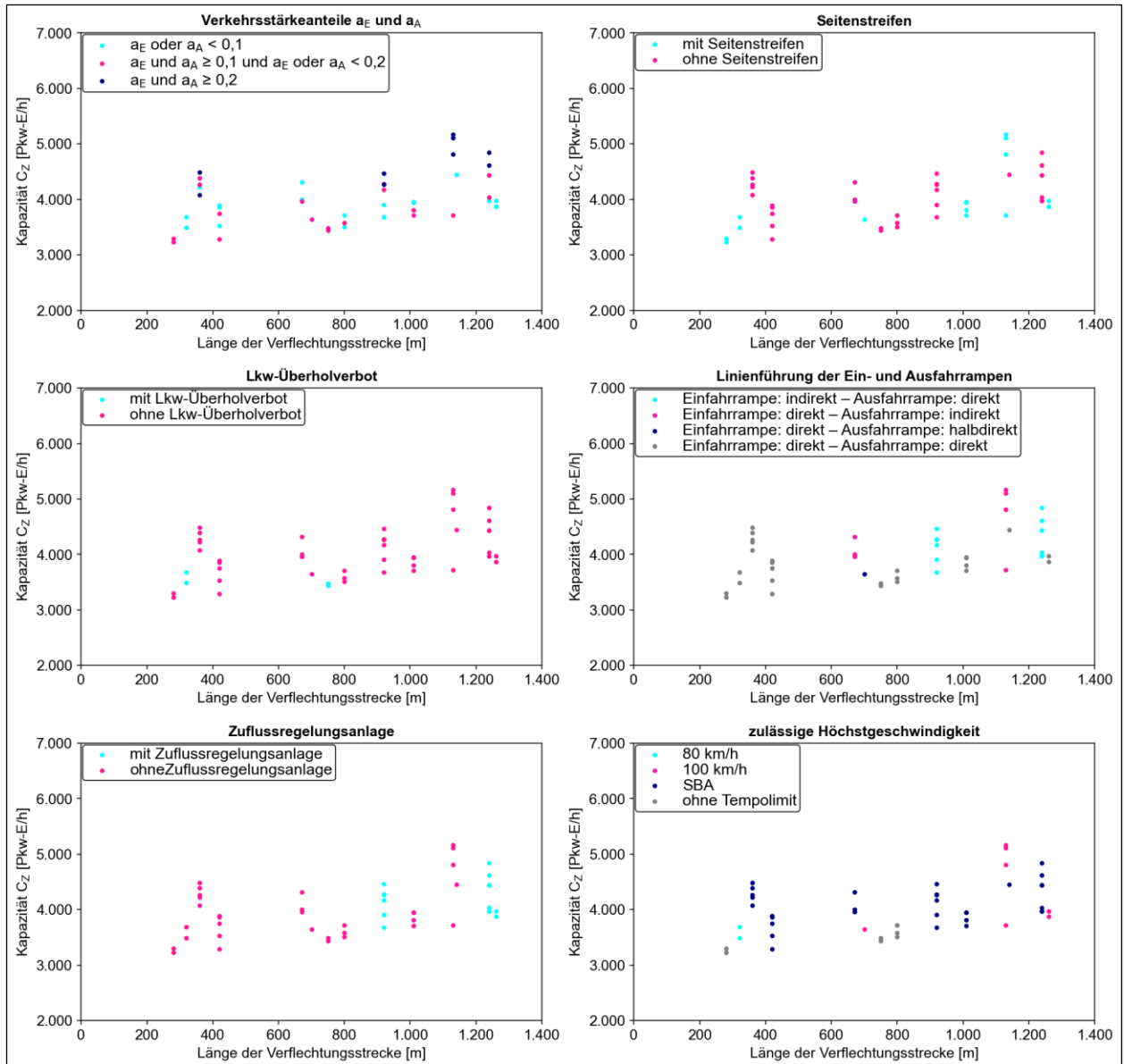


Bild 6-12: Kapazität C_z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach verschiedenen baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen für dreistreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

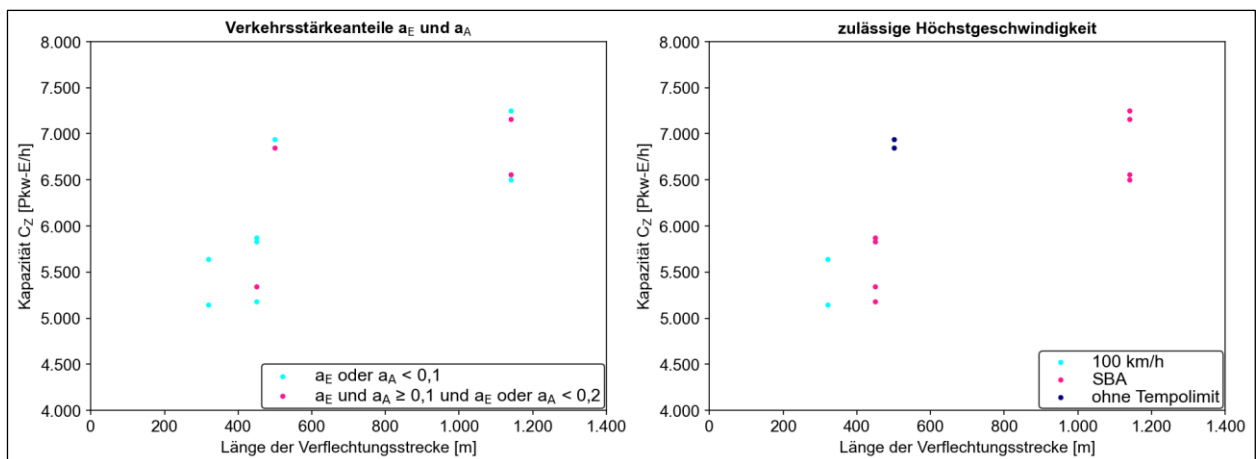


Bild 6-13: Kapazität C_z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A (links) und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit (rechts) für vierstreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

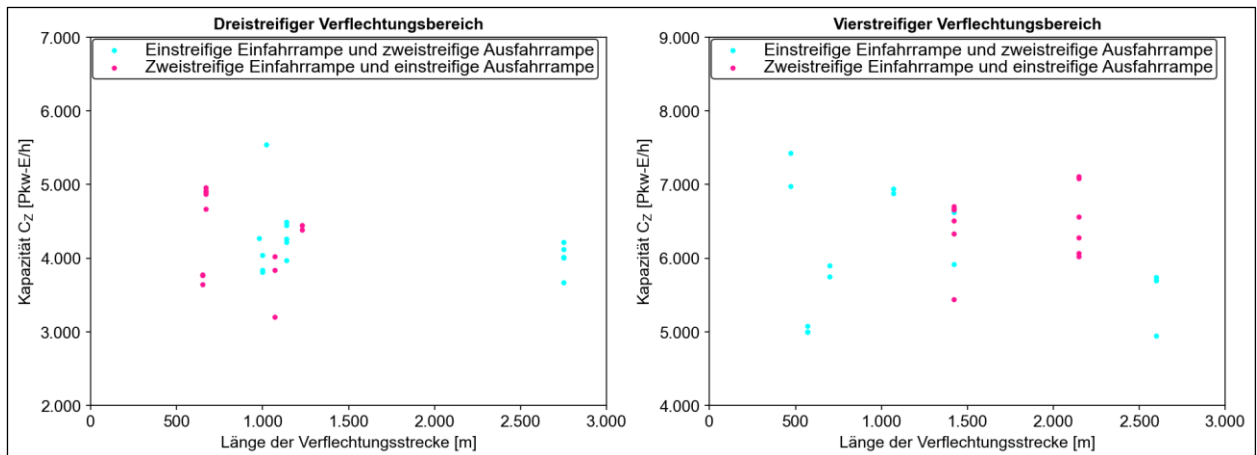


Bild 6-14: Kapazität C_z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach der Fahrstreifenanzahl der Ein- und Ausfahrstrecke für dreistreifige (links) und vierstreifige (rechts) symmetrische Verflechtungsstrecken

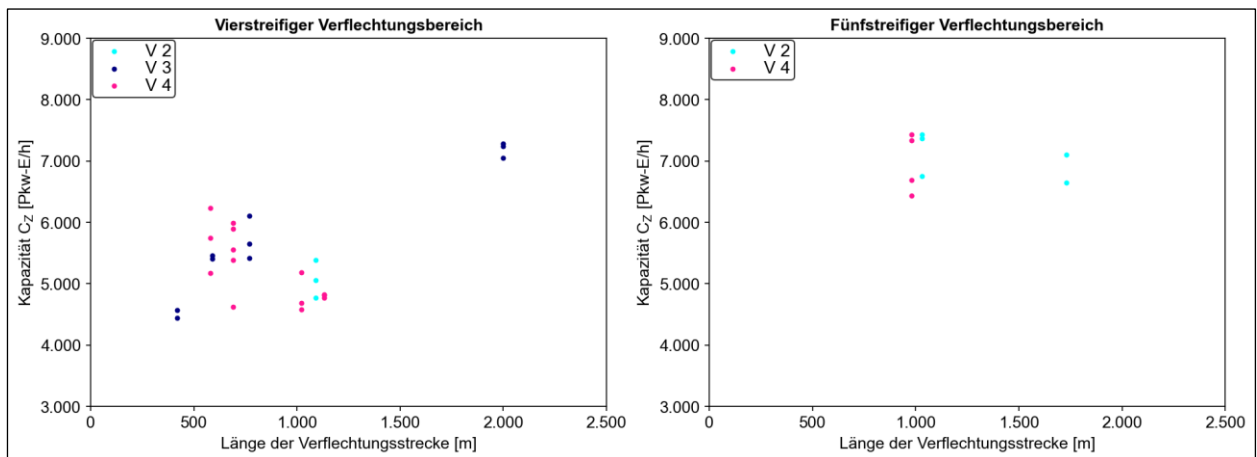


Bild 6-15: Kapazität C_z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke für vierstreifige (links) und fünfstreifige (rechts) Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4

6.3 Kapazitätsmodell für den Verflechtungsbereichstyp V 1

6.3.1 Dreistreifige Verflechtungsstrecken des Typs V 1

Insgesamt konnte die Kapazität von 13 dreistreifigen Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1 ermittelt werden. Der Verflechtungsbereichstyp V 1 setzt sich aus dem Einfahrtstyp E 3 und dem Ausfahrtstyp A 6 gemäß den RAA (FGSV, 2008a) zusammen. Da der Einfahrtstyp E 3 und der Ausfahrtstyp A 6 eine Fahrstreifenaddition bzw. -subtraktion an einer Hauptfahrbahn darstellen, können die Bemessungskapazitäten der beiden Knotenpunkttypen als Obergrenze für die Bemessungskapazität der Verflechtungsstrecke angesetzt werden.

Im Rahmen der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs (vgl. Kapitel 5) ergab sich, dass – unabhängig von der Länge der Verflechtungsstrecke – nur ein sehr geringer Anteil der notwendigen Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Ausfahrbereich durchgeführt werden. Daher fokussierte sich die Entwicklung des Kapazitätsmodells auf den Einfahrbereich der Verflechtungsstrecke.

Zunächst wurde ein Vergleich der Kapazität C_z für die einzelnen dreistreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015) durchgeführt (vgl. Bild 6-16). Hierbei wurden die Verflechtungslänge sowie die Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs als Einflussgrößen auf die Kapazität berücksichtigt. Grundsätzlich zeigt sich, dass – mit Ausnahme von zwei Verflechtungsstrecken – die Kapazität C_z immer unterhalb der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 liegt.

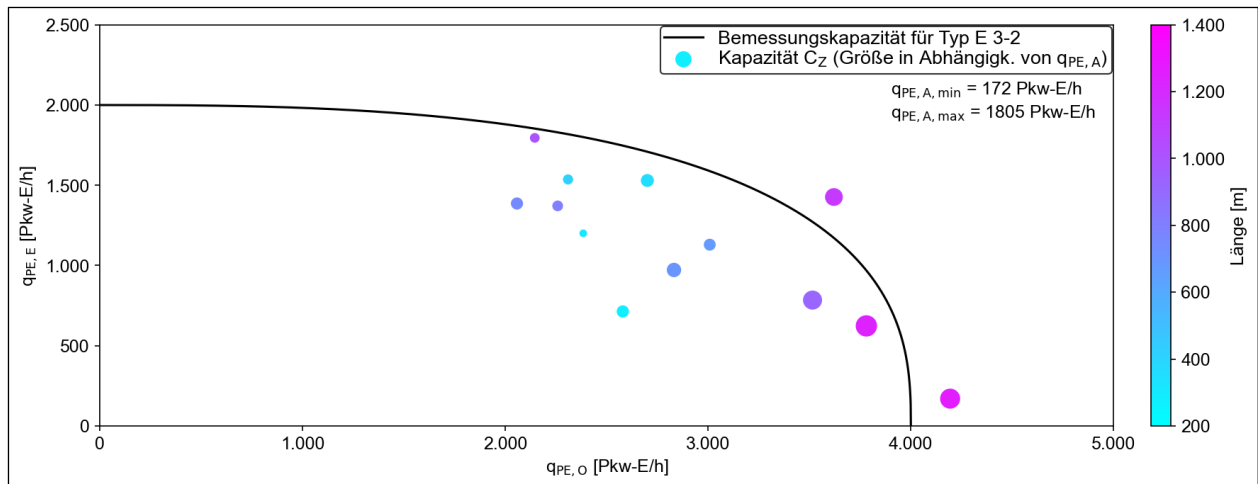


Bild 6-16: Vergleich der Kapazität C_z für die einzelnen dreistreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015)

Zur Quantifizierung der Abweichung zwischen der empirisch ermittelten Kapazität und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-2 wurde der relative Abstand ermittelt. Dazu wurde der Ansatz der Projektion des Mittelwerts der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch in Richtung des Koordinatenursprungs auf die Grenzkurve nach GEISTEFELDT et al. (2017) verwendet. Der relative Abstand zwischen der Kapazität C_z der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs ist für die einzelnen Verflechtungsstrecken in Bild 6-17 dargestellt. Im untersuchten Kollektiv lagen bei relativ langen Verflechtungsstrecken auch relativ hohe Verkehrsstärken des ausfahrenden Verkehrs vor. Hierbei weisen die Verflechtungsstrecken mit einer relativ großen Verflechtungslänge und hohen Verkehrsstärken des ausfahrenden Verkehrs die höchsten Kapazitäten im Untersuchungskollektiv auf. Bei der Durchführung einer multiplen Regression für den Abstand zwischen der Kapazität C_z und der Bemessungskapazität unter Berücksichtigung der Verflechtungslänge und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs konnte kein signifikanter Zusammenhang ermittelt werden.

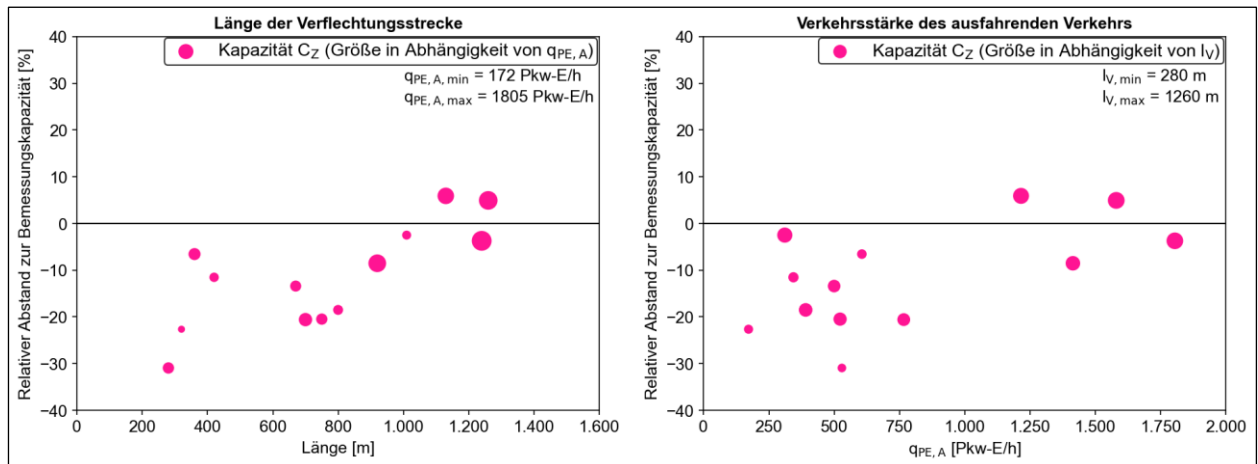


Bild 6-17: Relativer Abstand zwischen der empirisch ermittelten Kapazität C_z der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs (rechts) für die einzelnen Verflechtungsstrecken

Zur Analyse des Einflusses des ausfahrenden Verkehrs auf die Kapazität wurden die Verflechtungsstrecken näher betrachtet, bei denen eine relativ hohe Variation der Anteile a_E und a_A für die ermittelten Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch auftrat. Diese Randbedingungen trafen auf zwei Verflechtungsstrecken im Untersuchungskollektiv des dreistreifigen Verflechtungsbereichstyps V 1 zu. Für diese zwei Verflechtungsstrecken wurden die Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch in Klassen der Kombination der Anteile a_E und a_A ermittelt. Hierbei wurde die Summe der Mittelwerte der Verkehrsstärken

vor dem Zusammenbruch oberhalb der Verflechtungsstrecke und in der Einfahrrampe in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden Verkehrsstroms und differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil des ausfahrenden Verkehrsstroms ermittelt. Einen Vergleich der Kapazität C_Z mit der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015) zeigt Bild 6-18. Anhand der Ergebnisse lässt sich kein eindeutiger Einfluss des Anteils a_A auf die Kapazität in Abhängigkeit vom Anteil a_E ableiten.

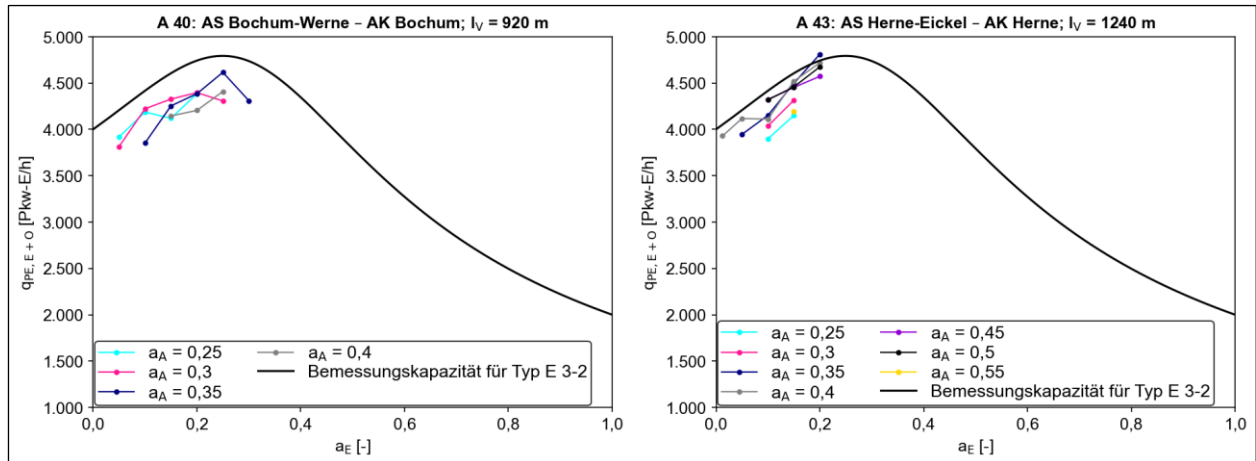


Bild 6-18: Vergleich der Kapazität C_Z (als Summe der Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch oberhalb der Verflechtungsstrecke und in der Einfahrrampe) in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden Verkehrsstroms und differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil des ausfahrenden Verkehrsstroms in 5-Minuten-Intervallen im Vergleich zur Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015)

Die Bemessungskapazität des HBS (FGSV, 2015) im Einfädelungsbereich ist abhängig von der Kapazität der Einfahrrampe, der Kapazität der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt sowie vom Modellparameter a . Die Gleichung zur Ermittlung der Bemessungskapazität lautet:

$$q_{PE,E} = C_{PE,E} \cdot \left(1 - \left(\frac{q_{PE,O}}{C_{PE,O}} \right)^a \right)^{\frac{1}{a}} \quad (6-2)$$

mit

$q_{PE,E}$	=	Verkehrsstärke des einfahrenden Verkehrsstroms	[Pkw-E/h]
$q_{PE,O}$	=	Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt	[Pkw-E/h]
$C_{PE,E}$	=	Kapazität der Einfahrrampe	[Pkw-E/h]
$C_{PE,O}$	=	Kapazität der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt	[Pkw-E/h]
a	=	Modellparameter	[-]

Für den Einfahrtstyp E 3-2 wird im HBS eine Kapazität der Einfahrrampe $C_{PE,E}$ von 2000 Pkw-E/h, eine Kapazität der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt $C_{PE,O}$ von 4000 Pkw-E/h sowie ein Modellparameter $a = 2,7$ angesetzt. Eine Kalibrierung des bestehenden Ansatzes der Bemessungskapazität nach Gleichung 6-2 für dreistreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 wurde anhand des Modellparameters a durchgeführt. Hierbei wurde der Modellparameter a für jede Verflechtungsstrecke optimal angepasst, wobei die Kapazitäten $C_{PE,E}$ und $C_{PE,O}$ gemäß dem HBS für den Einfahrtstyp E 3-2 angesetzt wurden.

Zur Analyse des Einflusses der Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Verkehrsströme wurden die angepassten Modellparameter a für die Kapazität der einzelnen Verflechtungsstrecken, für die FCD ausgewertet wurden (vgl. Kapitel 4.4), dem Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms und der Summe der Verflechtungsströme gegenübergestellt. Die Ergebnisse sind differenziert nach der Länge der Verflechtungsstrecke in Bild 6-19 dargestellt. Ein Einfluss der Verkehrsstärkeanteile der einzelnen Verkehrsströme auf den Modellparameter a konnte nicht ermittelt werden. Vielmehr wird deutlich, dass die höchsten Werte für den Modellparameter a für die Verflechtungsstrecken mit relativ großer Verflechtungslänge ermittelt wurden.

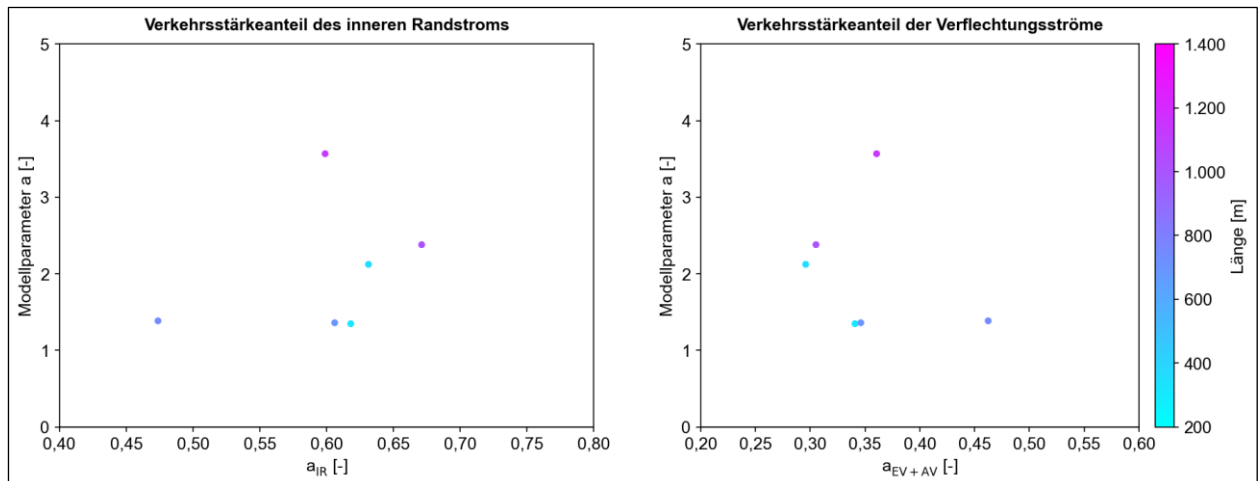


Bild 6-19: Angepasster Modellparameter a für die Kapazität der einzelnen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms (links) und der Summe der Verflechtungsströme (rechts) differenziert nach der Länge der Verflechtungsstrecke

Insgesamt zeigen die Ergebnisse somit, dass lediglich die Länge der Verflechtungsstrecke im Rahmen der Kalibrierung des Modellparameters a für dreistreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 berücksichtigt werden muss. Daher wurde eine lineare Regression für den Modellparameter a in Abhängigkeit von der Verflechtungslänge durchgeführt. Hierbei konnte ein signifikanter Zusammenhang zwischen dem Modellparameter a und der Länge der Verflechtungsstrecke ermittelt werden. Die lineare Funktion zur Ermittlung des Modellparameters a in Abhängigkeit von der Verflechtungslänge ist in Bild 6-20 dargestellt. Demnach wird die Bemessungskapazität des Einfahrtstyp E 3-2 nach dem HBS bei einer Verflechtungslänge von 1720 m erreicht.

Da jedoch das Kollektiv der Verflechtungsstrecken für die lineare Regression eine maximale Verflechtungslänge von 1260 m aufweist und bereits zwei der Verflechtungsstrecken mit einer Länge von mehr als 1000 m eine Kapazität oberhalb der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 erreichen, wurde die lineare Funktion zur Ermittlung des Modellparameters a angepasst. Hierbei wurde eine Verflechtungslänge von 1500 m angesetzt, bei der die Bemessungskapazität des Einfahrtstyp E 3-2 erreicht wird. Oberhalb von 1500 m wird ein konstanter Modellparameter a von 2,7 angesetzt. Des Weiteren wurde als Untergrenze der Funktion zur Ermittlung des Modellparameters a eine Verflechtungslänge von 300 m verwendet.

Der Modellparameter a in Abhängigkeit der Länge der Verflechtungsstrecke kann demnach wie folgt ermittelt werden:

$$a = \frac{7 \cdot l_v}{6000} + 0,95 \quad \text{für } 300 \text{ m} \leq l_v < 1500 \text{ m} \quad (6-3)$$

$$a = 2,7 \quad \text{für } l_v \geq 1500 \text{ m}$$

mit

a = Modellparameter [-]

l_v = Länge der Verflechtungsstrecke [m]

Exemplarisch ist die Kapazität für eine Verflechtungslänge von 300, 600, 900, 1200 und 1500 m in Bild 6-20 dargestellt.

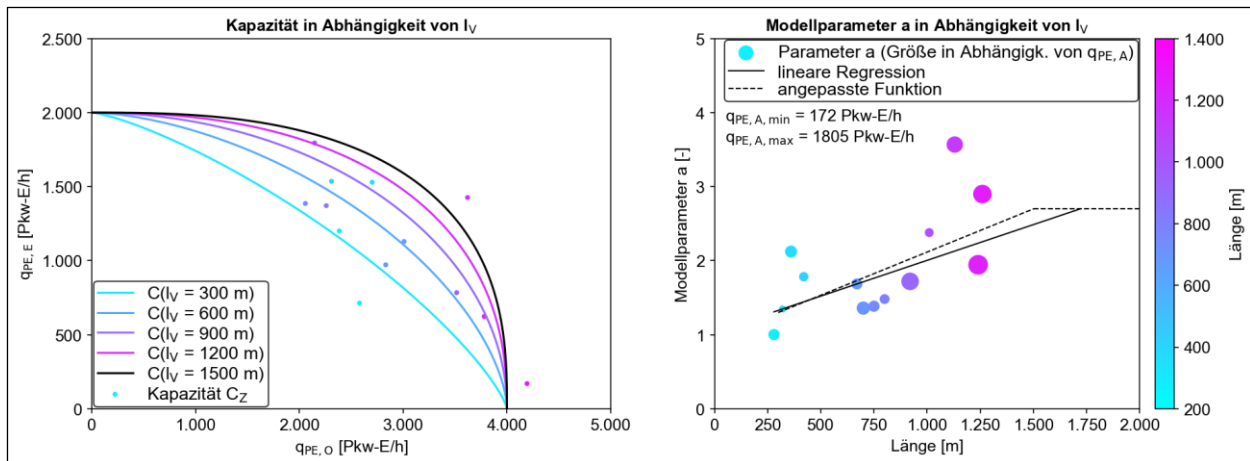


Bild 6-20: Gegenüberstellung der Kapazität C_z mit dem Kapazitätsmodell in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) sowie lineare Regression zur Ermittlung des Modellparameters a und angepasste Funktion des Modellparameters a im Kapazitätsmodell (rechts)

6.3.2 Vierstreifige Verflechtungsstrecken des Typs V 1

Insgesamt konnte die Kapazität von vier vierstreifigen Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1 ermittelt werden. Analog zu den dreistreifigen Verflechtungsstrecken des Typs V 1 wurde ein Vergleich der Kapazität C_z für die einzelnen vierstreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 nach dem HBS (FGSV, 2015) durchgeführt. Hierbei wurden ebenfalls die Verflechtungslänge sowie die Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs als Einflussgrößen auf die Kapazität berücksichtigt.

Die Ergebnisse in Bild 6-21 zeigen, dass die Kapazität C_z unabhängig von der Verflechtungslänge sowie der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs immer Bereich der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 liegt. Die vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1, deren Kapazität C_z ermittelt werden konnte, weisen dabei Verflechtungslängen zwischen 320 und 1140 m auf.

Zur Quantifizierung der Abweichung zwischen der empirisch ermittelten Kapazität und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 wurde der relative Abstand zwischen der Kapazität C_z und der Bemessungskapazität ermittelt. Den relativen Abstand zwischen den Kapazitäten C_z der Verflechtungsstrecken und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs zeigt Bild 6-22. Für alle vier Verflechtungsstrecken konnte ein relativer Abstand im Bereich von -4,0 bis 7,6 % ermittelt werden. Da sich die Abweichung zwischen der empirisch ermittelten Kapazität und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 im Rahmen stochastischer Schwankungen bewegt, ist davon auszugehen, dass bereits ab einer Verflechtungslänge von 300 m die Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 erreicht wird.

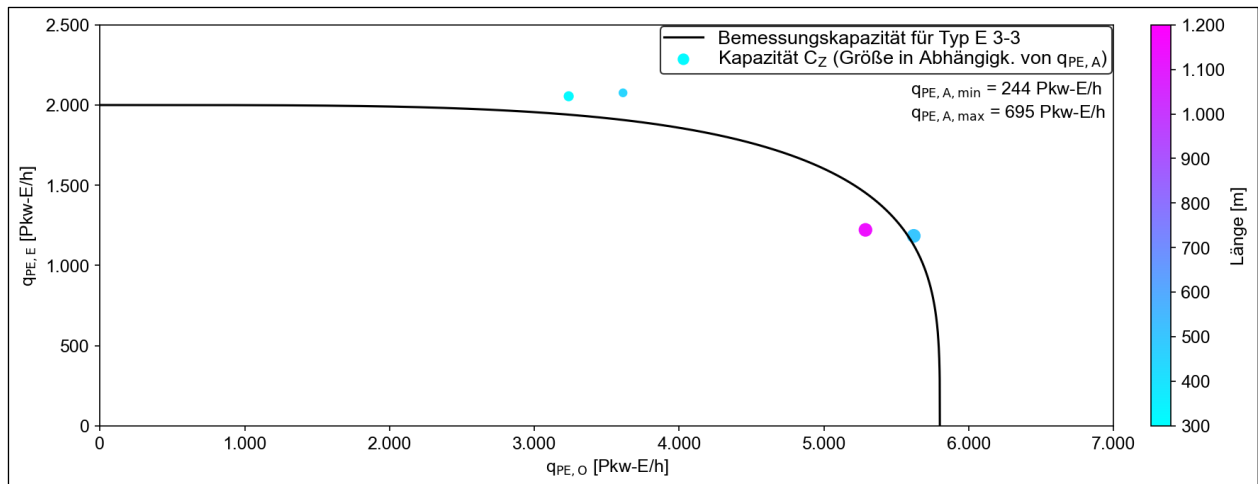


Bild 6-21: Vergleich der Kapazität C_Z der einzelnen vierstreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 nach dem HBS (FGSV, 2015)

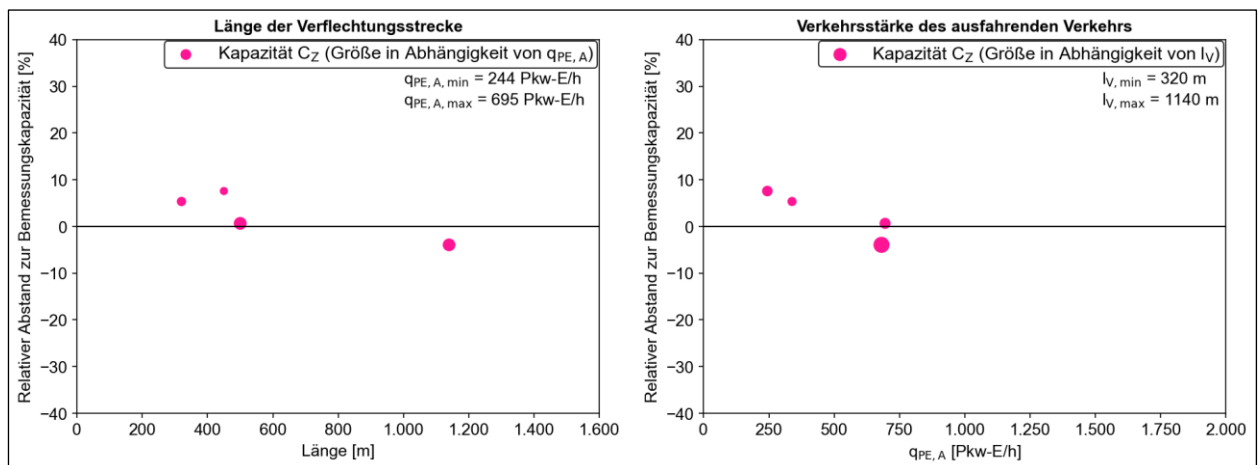


Bild 6-22: Relativer Abstand zwischen der empirisch ermittelten Kapazität C_Z der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 nach dem HBS (FGSV, 2015) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs (rechts) für die einzelnen Verflechtungsstrecken

6.4 Überprüfung der Kapazität der Ein- und Ausfahrrampe

Im Bemessungsverfahren des HBS (FGSV, 2015) wird für die Kapazität von einstreifigen Ein- und Ausfahrrampen allgemein ein Wert von 1800 Pkw-E/h angenommen. Für Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition wird eine erhöhte Kapazität der Aus- bzw. Einfahrrampe von 2000 Pkw-E/h angesetzt. Zur Überprüfung der Kapazität der Ein- und Ausfahrrampe an Verflechtungsstrecken wurden alle Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 analysiert, von denen Dauerzählstellendaten mit relativ hohen Verkehrsstärken in der Ein- oder Ausfahrrampe vorlagen.

Da die Kapazität der Rampe nicht direkt aus den Dauerzählstellendaten ermittelt werden konnte, wurden die erreichten Verkehrsstärken in der jeweiligen Ein- oder Ausfahrrampe näher analysiert. Dazu wurden Histogramme der Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen während der Spitzenstunden (6:00 bis 11:00 und 14:00 bis 19:00 Uhr) erstellt. Insgesamt konnten im Untersuchungskollektiv für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 jeweils drei hochbelastete Ein- und Ausfahrrampen analysiert werden. Die Ergebnisse sind getrennt nach Ein- und Ausfahrrampe in Bild 6-23 und Bild 6-24 dargestellt. Alle Ein- und Ausfahrrampen erreichen Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen deutlich oberhalb der Bemessungskapazität des HBS in Stunden-Intervallen von 2000 Pkw-E/h. Anhand der Auswertung kann die Kapazität von Ein- und Ausfahrrampen zwar nicht exakt bestimmt werden, jedoch bestätigt sich, dass die Bemessungskapazität des HBS auch für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 realistisch ist.

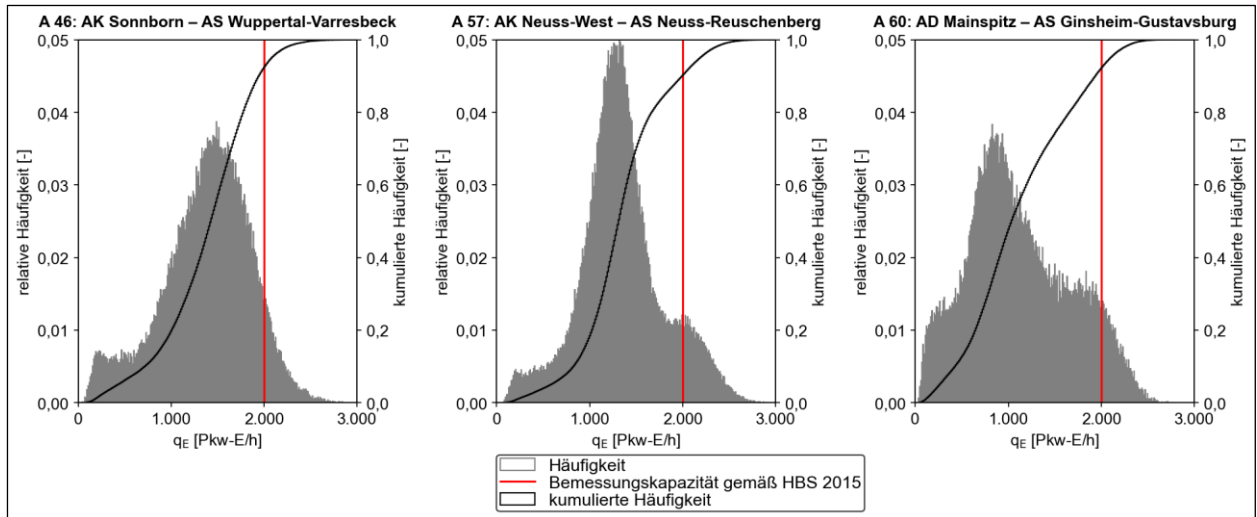


Bild 6-23: Histogramm der Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen während der Spitzenstunden in der Einfahrrampe für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 sowie Bemessungskapazität der Einfahrrampe für den Einfahrttyp E 3 gemäß dem HBS (FGSV, 2015)

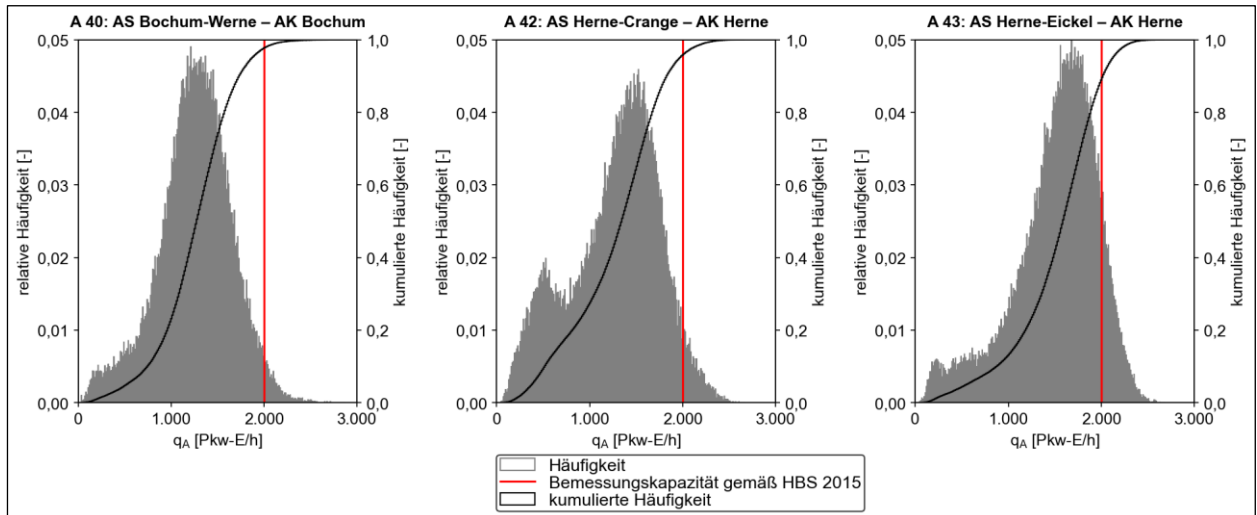


Bild 6-24: Histogramm der Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen während der Spitzenstunden in der Ausfahrrampe für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 sowie Bemessungskapazität der Ausfahrrampe für den Ausfahrttyp A 6 gemäß dem HBS (FGSV, 2015)

7 Bemessungsverfahren für Verflechtungstrecken zwischen Knotenpunkten

Das HBS (FGSV, 2015) enthält bereits ein Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungstrecken. Das Verfahren ist jedoch nur für den Verflechtungsbereichstyp V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) mit einer Länge von bis zu 600 m anwendbar. Als maßgebendes Qualitätskriterium wird der Auslastungsgrad x nach Gleichung (2-7) verwendet. Die Verkehrsqualität wird durch Grenzwerte des Auslastungsgrads anhand von sechs Qualitätsstufen des Verkehrsablaufs (QSV) nach Tab. 2-1 bewertet.

Für eine Verflechtungstrecke werden drei relevante Bereiche definiert, in denen die Qualität des Verkehrsablaufs bewertet wird (vgl. Bild 2-12). Die Verkehrsqualität der durchgehenden Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs wird anhand des Verfahrens für Strecken bestimmt. Zur Bestimmung der Verkehrsqualität der Ausfahrrampe wird der Auslastungsgrad nach Gleichung (2-7) verwendet, wobei eine Kapazität von 1800 Pkw-E/h für eine einstreifige Ausfahrrampe angesetzt wird. Zur Ermittlung der Verkehrsqualität des Verflechtungsbereichs steht ein Bemessungsdiagramm für den Verflechtungsbereichstyp V 1 an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn zur Verfügung. Für die gesamtheitliche Bewertung der Verkehrsqualität an der Verflechtungstrecke ist die jeweils schlechteste Qualitätsstufe der drei relevanten Bereiche maßgebend.

Zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungstrecken zwischen Knotenpunkten mit einer Länge von mehr als 600 m wurde der Ansatz des HBS weiterentwickelt. Hierbei wurde die Einteilung von Verflechtungstrecken in drei relevante Bereiche als Grundstruktur beibehalten. Eine schematische Übersicht der Grundstruktur des weiterentwickelten Verfahrens zeigt Bild 7-1.

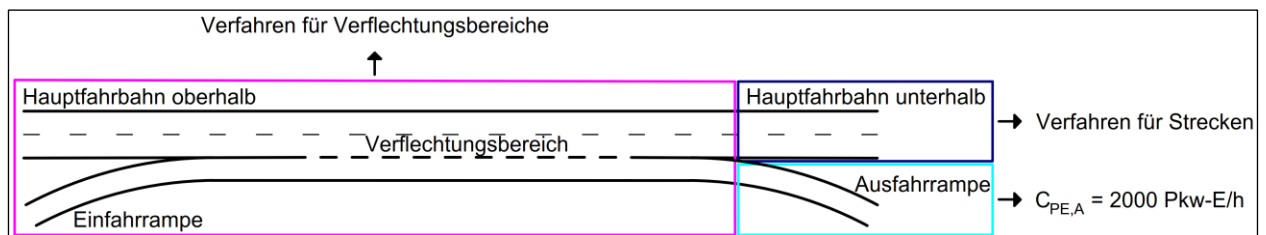


Bild 7-1: Schematische Übersicht der Grundstruktur des weiterentwickelten Verfahrens zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungstrecken zwischen Knotenpunkten

Die Verkehrsqualität der durchgehenden Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs von Verflechtungstrecken des Typs V 1 wird weiterhin anhand des Verfahrens für Strecken nach dem HBS bestimmt. Im HBS beträgt die Kapazität von einstreifigen Ein- und Ausfahrampen 1800 Pkw-E/h. Für Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition wird bereits eine erhöhte Kapazität der Aus- bzw. Einfahramppe von 2000 Pkw-E/h verwendet. Die Überprüfung der Kapazität der Ein- und Ausfahrampen (vgl. Kapitel 6.4) zeigte, dass sich die bestehende Bemessungskapazität des HBS für einstreifige Rampen an Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition grundsätzlich für Verflechtungstrecken vom Typ V 1 eignet. Somit wird zur Bestimmung der Verkehrsqualität der Ausfahramppe für den Typ V 1 ebenfalls eine Kapazität von 2000 Pkw-E/h angesetzt.

Zur Ermittlung der Verkehrsqualität des Verflechtungsbereichstyps V 1 wurde – wie im bestehenden Verfahren des HBS – das Modell von WU und LEMKE (2011) verwendet. Hierbei kann der kombinierte Auslastungsgrad für die Einfahramppe, den Verflechtungsbereich und die Hauptfahrbahn wie folgt ermittelt werden:

$$x_K = \left(\left(\frac{q_{PE,E}}{C_{PE,E}} \right)^a + \left(\frac{q_{PE,O}}{C_{PE,O}} \right)^a \right)^{\frac{1}{a}} \quad (7-1)$$

mit

x_K	= Auslastungsgrad des Verflechtungsbereichs	[-]
$q_{PE,E}$	= Verkehrsstärke des einfahrenden Verkehrsstroms	[Pkw-E/h]
$q_{PE,O}$	= Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt	[Pkw-E/h]

$C_{PE,E}$	= Kapazität der Einfahrrampe	[Pkw-E/h]
$C_{PE,O}$	= Kapazität der Hauptfahrbahn oberhalb der Einfahrt	[Pkw-E/h]
a	= Modellparameter	[-]

Die Parameter für die Gleichung 7-1 für den Verflechtungsbereichstyp V 1 sind differenziert nach der Fahrstreifenanzahl in Tab. 7-1 aufgelistet. Für den Verflechtungsbereichstyp V 1-2 wird der Modellparameter a in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke ermittelt. Hierbei wird als Untergrenze der Funktion zur Ermittlung des Modellparameters a eine Verflechtungslänge von 300 m verwendet. Oberhalb von 1500 m wird ein konstanter Modellparameter a von 2,7 angesetzt. Da die Kapazität beim Verflechtungsbereichstyp V 1-3 unabhängig von der Verflechtungslänge ist, wurde für den Modellparameter a ein konstanter Wert von 3,8 angesetzt, welcher der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 entspricht.

Verflechtungsbereichstyp	$C_{PE,E}$ [Pkw-E/h]	$C_{PE,O}$ [Pkw-E/h]	Parameter a [-]
V 1-2	2000	4000	$a = \frac{7 \cdot l_v}{6000} + 0,95$ für $300 \text{ m} \leq l_v < 1500 \text{ m}$ $a = 2,7$ für $l_v \geq 1500 \text{ m}$
V 1-3	2000	5800	3,8

Tab. 7-1: Parameter für die Gleichung 7-1 differenziert nach der Fahrstreifenanzahl für den Verflechtungsbereichstyp V 1

Der Einfluss des Schwerverkehrs auf die Verkehrsqualität an planfreien Knotenpunkten wird im HBS durch den Pkw-Gleichwert von 2,0 Pkw-Einheiten je Schwerverkehrsfahrzeug berücksichtigt. Beim Vergleich verschiedener Ansätze zur Berücksichtigung des Einflusses des Schwerverkehrs auf die Kapazität an Verflechtungsstrecken lieferte dieser Ansatz die besten Ergebnisse (vgl. Kapitel 6.2.1). Daher wird dieser Ansatz im vorgeschlagenen Verfahren zur Ermittlung der Verkehrsqualität eines Verflechtungsbereichs vom Typ V 1 verwendet.

Im Verfahren zur Ermittlung der Verkehrsqualität an Strecken von Autobahnen nach dem HBS wird auch der Einfluss der Lage innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen, welche den Anteil ortskundiger Fahrer repräsentiert, sowie der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf die Kapazität berücksichtigt. Im Rahmen der Analyse der Kapazität von Verflechtungsstrecken konnten diese Einflüsse für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 nicht nachgewiesen werden (vgl. Kapitel 6.2.3) und werden daher im hier vorgeschlagenen Verfahren – wie im Bemessungsverfahren des HBS für planfreie Knotenpunkte – nicht berücksichtigt.

8 Makroskopische Modellierung

8.1 Deutsches FREEVAL

Das „deutsche FREEVAL“ ist ein makroskopisches Verkehrsflussmodell, das im Rahmen des Projekts „Übergreifende verkehrstechnische Bewertung von Autobahnstrecken und -knotenpunkten“ (HARTMANN et al., 2019) mit dem Ziel entwickelt wurde, eine einheitliche und elementübergreifende Bewertung von Netzabschnitten auch bei einer zeitweisen Überlastung einzelner Elemente zu ermöglichen. Dies ist notwendig, da das HBS (FGSV, 2015) keine Methode zur Bewertung überlasteter Strecken oder Knotenpunkte enthält.

Vorbild bei der Entwicklung war das amerikanische Modell FREEVAL, das als Berechnungswerkzeug für die Verfahren des HCM entwickelt wurde. FREEVAL ist ein makroskopische Verkehrsflusssimulationsmodell und bietet im Vergleich zu einer mikroskopischen Verkehrsflusssimulation unter anderem den Vorteil eines geringen Aufwands bei der Generierung von Inputdaten. Zur Analyse des Verkehrsflusses wird ein Systemansatz basierend auf dem HCM 2010 (TRB, 2010) verwendet, welcher die Wechselwirkungen zwischen benachbarten Netzelementen berücksichtigt. Dieser ermöglicht es, den Effekt der Überlastung sowie Kapazitätsengpässe explizit zu modellieren, und bietet gegenüber dem Verfahren des HBS 2015 (FGSV, 2015) den Vorteil, auch im Fall einer unzureichenden Verkehrsqualität (QSV F) differenzierte Aussagen über die Ausbreitung des Staus und die resultierenden Fahrtzeiten treffen zu können. Hierbei werden sowohl die Stauentstehung am Engpass als auch die Stauausbreitung in Verbindung mit einer sich bewegendes Warteschlange und der Durchflussbegrenzung am Engpass („downstream metering“) modelliert. Stau wird dabei als Verkehrszustand definiert, in dem die Verkehrsdichte einen kritischen Schwellenwert überschreitet. Zudem kann mit FREEVAL eine vorübergehende Verringerung oder Erhöhung der Kapazität infolge von Verkehrsunfällen oder Arbeitsstellen modelliert werden, wobei die Kapazitätsminderung durch einen Kapazitätsanpassungsfaktor vorgegeben werden muss.

Im Rahmen der Arbeit von HARTMANN et al. (2019) wurde die Eignung von FREEVAL zur Anwendung für deutsche Netzabschnitte untersucht; der Einsatz konnte jedoch abschließend nicht empfohlen werden. Im Zuge einer Anwendung von FREEVAL in Deutschland wäre eine Anpassung der Rechenverfahren auf die Gegebenheiten des HBS notwendig. Hierzu müssten sowohl die Verfahrensparameter als auch die Berechnungslogik an das HBS angepasst werden. Ein weiteres Hindernis stellen die unterschiedlichen Bezugsintervalle des HCM- und des HBS-Verfahrens dar. Das amerikanische Verfahren stützt sich auf 15-Minuten-Intervalle, was nicht direkt mit dem HBS-Verfahren und dem in Deutschland geltenden Prinzip der maßgebenden Bemessungsstunde vereinbar ist.

Aus den o. g. Gründen wurde auf eine direkte Adaption von FREEVAL verzichtet und stattdessen ein neues, an diesem Vorbild orientiertes makroskopisches Verkehrsflussmodell, das „deutsche FREEVAL“, entwickelt, das als Rechenwerkzeug für das HBS dienen soll. Dieses Rechenwerkzeug soll für einen Autobahn-Netzabschnitt bei gegebener Verkehrsnachfrage eine Bewertung der Verkehrs- und Angebotsqualität erlauben, auch wenn einzelne Netzelemente zeitweise überlastet sind. Die Grundlage hierfür bildet das Cell-Transmission-Model (CTM) nach DAGANZO (1995). Das CTM ermöglicht durch die Propagierung von Stoßwellen unterschiedlicher Geschwindigkeiten eine implizite Modellierung der räumlichen Ausbreitung eines Staus und stellt somit ein passendes makroskopisches Modell für die Abbildung der Wechselwirkungen zwischen benachbarten Netzelementen dar. Als numerische Approximation der Stoßwellentheorie erlaubt das CTM eine feine Zeit- und Raumdiskretisierung eines Netzabschnittes, wodurch auf eine zusätzliche explizite Modellierung der Stoßwellen wie in FREEVAL verzichtet werden kann.

Die Diskretisierung im Modell folgt den Definitionen des HBS, nach denen ein Netzabschnitt durch den Achsenschnittpunkt bzw. Achsenstoßpunkt mit einer gleich- oder höherrangigen Autobahn begrenzt ist. Bild 8-1 zeigt den Ablauf bei der Simulation eines Netzabschnitts. Schritt 1 muss hierbei vom Anwender selbst vorgenommen werden: Der Netzabschnitt muss in einzelne Segmente (Strecke, Einfahrt, Ausfahrt oder Verflechtungsstrecke) unterteilt werden und für diese müssen die für eine Bewertung nach dem HBS notwendigen Informationen (z. B. Anzahl der Fahrstreifen, Längsneigung, Tempolimit, Einfahrtstyp, etc.) angegeben werden. Zudem sind die Verkehrsnachfrage und der Schwerverkehrsanteil für jedes Simulationsintervall (15- oder 60-minutenfein) anzugeben. Basierend auf der Nutzereingabe wird in Schritt 2 aus den Teilsegmenten die Zellstruktur des CTM generiert und diesen Zellen in Schritt 3 die entsprechende Kapazität aus dem HBS zugeordnet. In Schritt 4 wird in dieser Zellstruktur die Simulation ausgeführt. Hierbei wird für jeden Simulationszeitschritt (i. d. R. eine Sekunde) und für jede Zelle die Anzahl der Fahrzeuge, die sich

in der Zelle befinden (Verkehrsdichte), berechnet und für jede Kante entsprechend der Verkehrsfluss modelliert. Nähere Informationen zu den verwendeten Berechnungsvorschriften für die einzelnen Segmenttypen finden sich in den Kapiteln 8.1.1 bis 8.1.4. Aus diesen Informationen lässt sich in Schritt 5 mittels der Fundamentalbeziehungen pro Simulationszeitschritt für jede Zelle die durchschnittliche Geschwindigkeit berechnen. In den Schritten 6 und 7 werden diese Ergebnisse von der Zellebene wieder auf die Segmentebene aggregiert und abschließend pro Segment die QSV und für den gesamten Netzabschnitt die Stufe der Angebotsqualität (SAQ) basierend auf dem Fahrtgeschwindigkeitsindex berechnet.

Für eine bessere Lesbarkeit wird im Folgenden das „deutsche FREEVAL“ als „FREEVAL“ bezeichnet.

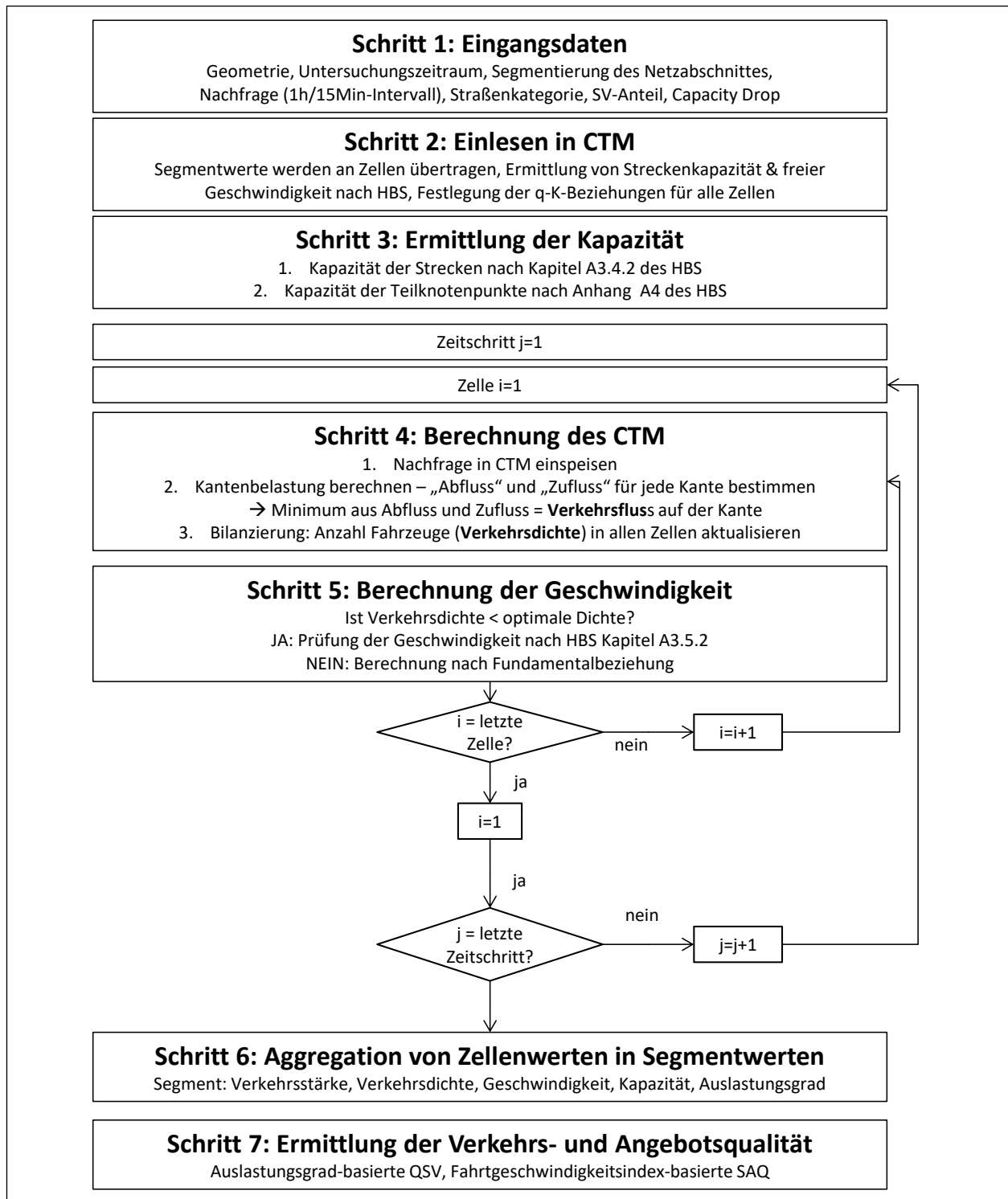


Bild 8-1: Ablauf des „deutschen FREEVAL“ nach HARTMANN et al. (2019)

8.1.1 Segment „Teilstrecke“

Bild 8-2 zeigt die Modellierung des Segments „Teilstrecke“. Hierbei wird das Segment zunächst in eine finite Anzahl an Zellen gleicher Länge geteilt. Jeder Zelle wird basierend auf den Bemessungswerten des HBS eine räumliche Kapazität (max. Anzahl der Fahrzeuge, die sich während eines Zeitschritts t in der Zelle befinden können) sowie eine Abflusskapazität (max. Anzahl der Fahrzeuge, die während eines Zeitschritts t aus der Zelle abfahren können) zugeordnet. Aus diesen Kapazitäten sowie der zum Zeitschritt t vorliegenden Verkehrsnachfrage wird berechnet, wie viele Fahrzeuge aus der Zelle B_k ausfahren können bzw. wollen ($S_{B_k}(t)$) und in die Zelle E_k einfahren ($R_{E_k}(t)$) können. Die Verkehrsstärke $q_H(t)$ auf der Kante k ergibt sich entsprechend aus dem kleineren der beiden Werte (HARTMANN et al., 2019).

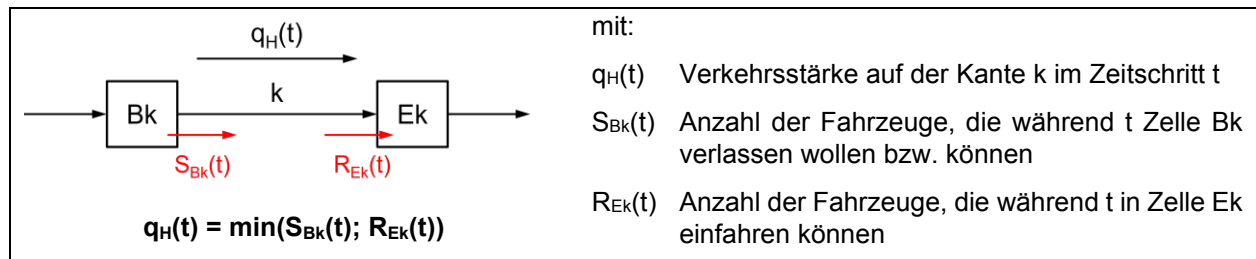


Bild 8-2: Modellierung des Segments „Teilstrecke“ nach HARTMANN et al. (2019)

8.1.2 Segment „Einfahrt“

Bild 8-3 zeigt die Modellierung des Segments „Einfahrt“. Die Einmündung wird hierbei vereinfachend als eine Zelle (C_k) zu Beginn des Segments modelliert, von der aus die Verkehrsnachfrage des einfahrenden Stroms auf die Hauptfahrbahn propagiert wird. Bei einer Überlastung des Einfahrbereichs werden die in der Einfahrt zurückgestauten Fahrzeuge in dieser Einfahrtszelle „vertikal gestapelt“ (HARTMANN et al., 2019). Als jeweilige Kapazitäten der Zellen werden analog zum Segment „Teilstrecke“ in Abhängigkeit vom Einfahrtstyp die Bemessungswerte des HBS verwendet. Zur Aufteilung der abfließenden Verkehrsstärken auf der Einfahrt (q_E) und der Hauptfahrbahn (q_H) werden in Abhängigkeit vom Verkehrszustand drei Fälle betrachtet (vgl. Tab. 8-1):

- Fall 1: Die Zelle E_k kann mehr Fahrzeuge aufnehmen, als aus den Zellen B_k und C_k insgesamt abfahren können bzw. wollen. Entsprechend können alle Fahrzeuge abfließen.
- Fall 2: Aus den Zellen B_k und C_k können bzw. wollen im aktuellen Zeitschritt mehr Fahrzeuge ausfahren, als die Zelle E_k aufnehmen kann. In diesem Fall wird die räumliche Kapazität R_{E_k} der Zelle E_k mittels der Koeffizienten p_k und p_{C_k} auf die aus den Zellen B_k und C_k ausfahrenden Ströme aufgeteilt (hierbei gilt global $p_k = 0,8$ und $p_{C_k} = 0,2$). Übersteigen sowohl S_{B_k} als auch S_{C_k} die jeweils zugewiesene Teilkapazität ($R_{E_k}p_k$ bzw. $R_{E_k}p_{C_k}$), so entspricht die Anzahl der abfließenden Fahrzeuge für beide Ströme dieser Teilkapazität.
- Fall 3: Aus den Zellen B_k und C_k können bzw. wollen im aktuellen Zeitschritt mehr Fahrzeuge ausfahren, als die Zelle E_k aufnehmen kann. Hierbei wird jedoch nur die Teilkapazität des einfahrenden Stroms (Fall 3a) oder des Stroms auf der Hauptfahrbahn (Fall 3b) überschritten. In diesem Fall können jeweils alle Fahrzeuge des nicht überlasteten Stroms in die Zelle E_k einfahren. Die nach dem Einfahren des nicht überlasteten Stroms verbleibende Kapazität R_{E_k} kann entsprechend vom überlasteten Strom genutzt werden.

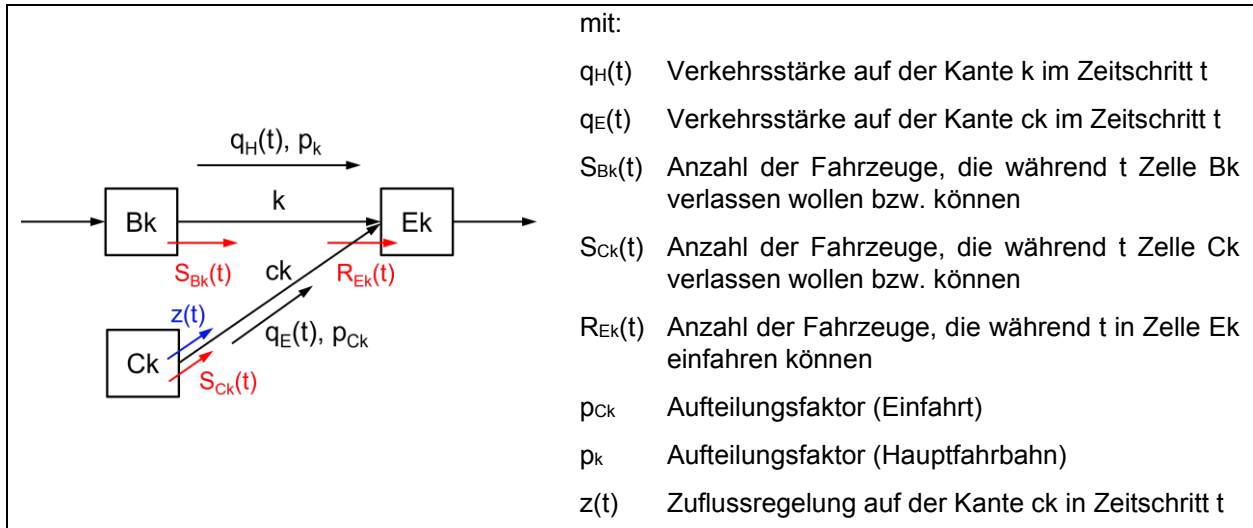


Bild 8-3: Modellierung des Segments „Einfahrt“ nach HARTMANN et al. (2019)

	Bedingung	$q_H(t)$	$q_E(t)$
Fall 1	$R_{Ek} > S_{Bk}(t) + S_{Ck}(t)$	$S_{Bk}(t)$	$\min(S_{Ck}(t), z(t))$
Fall 2	$S_{Bk}(t) > R_{Ek}p_k \wedge S_{Ck}(t) > R_{Ek}p_{Ck}$	$p_k \cdot R_{Ek}(t)$	$p_{Ck} \cdot R_{Ek}(t)$
Fall 3a	$S_{Bk}(t) < R_{Ek}p_k \wedge S_{Ck}(t) > R_{Ek}p_{Ck}$	$S_{Bk}(t)$	$\min(R_{Ek}(t) - S_{Bk}(t), z(t))$
Fall 3b	$S_{Bk}(t) > R_{Ek}p_k \wedge S_{Ck}(t) < R_{Ek}p_{Ck}$	$R_{Ek}(t) - S_{Ck}(t)$	$\min(S_{Ck}(t), z(t))$

Tab. 8-1: Aufteilung der Kapazität am Netzelement „Einfahrt“ des deutschen FREEVAL nach HARTMANN et al. (2019)

8.1.3 Segment „Ausfahrt“

Bild 8-4 zeigt die Modellierung des Segments „Ausfahrt“. Analog zur Modellierung einer Einfahrt wird bei einer Ausfahrt vereinfachend angenommen, dass alle Fahrzeuge an der letzten Zelle des Segments ausfahren. Die Kapazitäten werden auch hier in Abhängigkeit vom Ausfahrttyp dem HBS entnommen. Basierend auf $S_{Bk}(t)$ wird zunächst berechnet, wie viele Fahrzeuge im betrachteten Zeitschritt insgesamt aus der Zelle Bk ausfahren ($q_{Bk}(t)$). Anschließend werden diese Fahrzeuge unter Verwendung der Abbiegeverteilung β_{Ck} auf die Kanten k und ck verteilt.

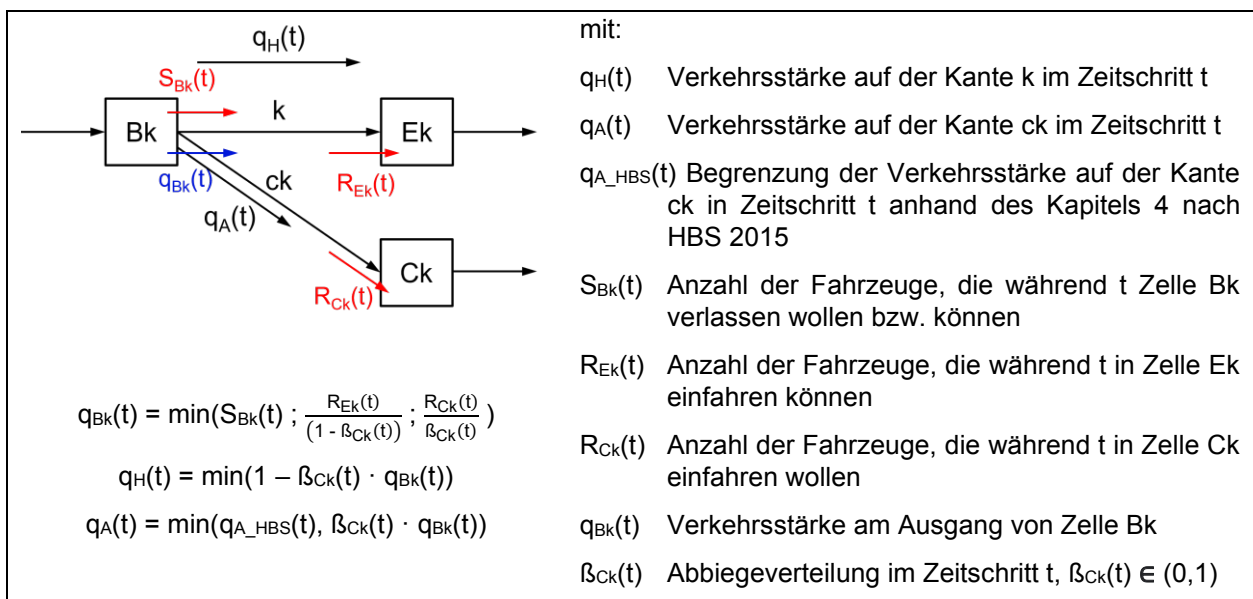


Bild 8-4: Modellierung des Segments „Ausfahrt“ nach HARTMANN et al. (2019)

8.1.4 Segment „Verflechtungsstrecke“

Bei der Modellierung von Verflechtungsstrecken werden gemäß den RAA (FGSV, 2008a) und dem HBS (FGSV, 2015) zwei Arten unterschieden: Die Verflechtung an der Hauptfahrbahn und die Verflechtung im Rampensystem. Hierbei ist die Eingabe des Ein- und Ausfahrttyps sowie der Länge des Verflechtungsbereichs erforderlich, um den Ein- und Ausfahrten anhand der Ein- und Ausfahrttypen ihre Kapazitäten zuzuordnen. Da das HBS 2015 lediglich die Verflechtungstypen V 1-2 und VR 1-1 berücksichtigt, können andere Verflechtungskonfigurationen bislang nicht modelliert werden.

Modellintern werden Verflechtungsstrecken unabhängig vom Verflechtungstyp als eine Folge von Zellen modelliert, die stets mit einer Einfahrtzelle beginnt und einer Ausfahrtzelle endet, wobei die Strecke dazwischen aus einer Folge von Zellen des Segmenttyps „Teilstrecke“ besteht (vgl. Kapitel 8.1.1). Das hat zur Folge, dass alle am Beginn der Verflechtungsstrecke einfahrenden Fahrzeuge ausschließlich in der ersten Zelle des Segments auf die Hauptfahrbahn wechseln und alle ausfahrenden Fahrzeuge erst in der letzten Zelle von der Hauptfahrbahn in die Ausfahrt wechseln.

Weiterhin hat der Verflechtungsstreifen keinen Einfluss auf die Kapazität der Zellen. Aus diesem Grund wird die Verwendung der beiden Verflechtungssegmenttypen (an der Hauptfahrbahn und im Rampensystem) nur dann empfohlen, wenn auf der Verflechtungsstrecke kein stark belasteter äußerer Randstrom vorliegt (HARTMANN, 2019). Ein alternativer Verflechtungssegmenttyp zur Modellierung einer Verflechtungsstrecke mit äußerem Randstrom existiert bislang nicht. Die Entwicklung eines derartigen Segments wird in HARTMANN et al. (2019) als weiterer Forschungsbedarf ausgewiesen. Hierfür wurde von den Autoren vorgeschlagen, die Kapazität der Verflechtungsstrecke als Funktion des Verflechtungsgrads, der Verflechtungslänge und der Gestaltung der Verflechtung darzustellen. Weiterhin wurde empfohlen, das Verflechtungssegment in die Auswertung der stromaufwärtigen Strecke miteinzubeziehen, „da aufgrund der makroskopischen Modellierung im Verflechtungsbereich keine mikroskopischen Fahrmanöver berücksichtigt werden“.

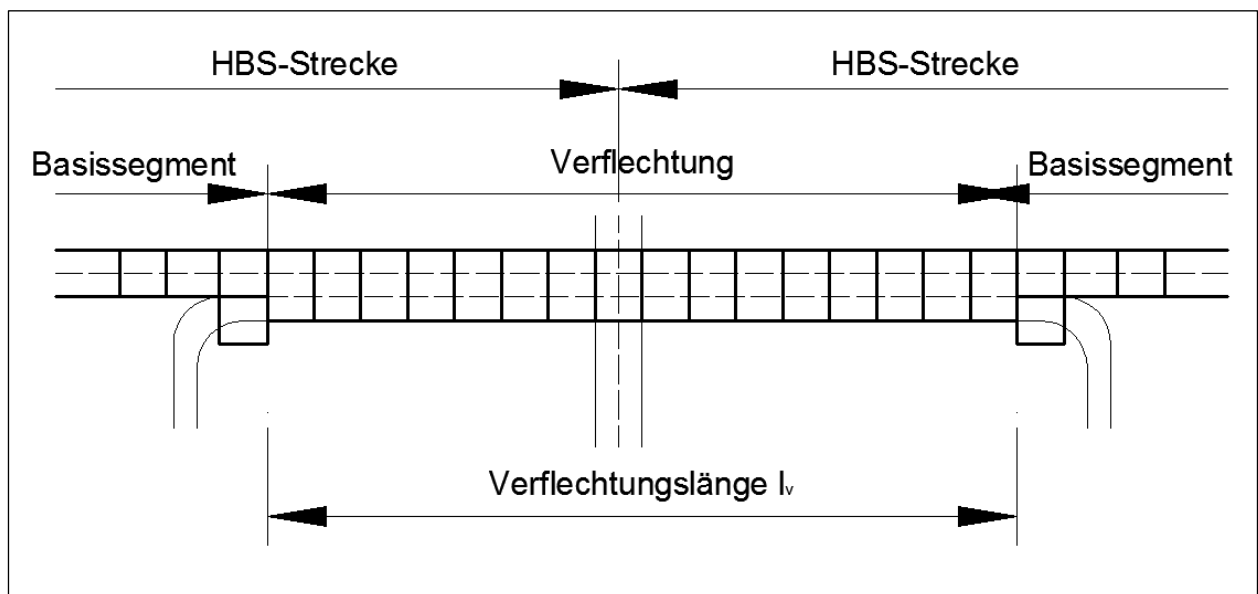


Bild 8-5: Unterteilung des Verflechtungssegments auf der Hauptfahrbahn in FREEVAL nach HARTMANN et al. (2019)

8.2 Implementierung des Kapazitätsmodells für lange Verflechtungsstrecken im deutschen FREEVAL

Um die Modellierung von langen Verflechtungsstrecken mit FREEVAL zu ermöglichen, wurde das in Kapitel 6.3 beschriebene Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 implementiert. Das Kapazitätsmodell umfasst eine alternative Berechnungsvorschrift zur Bewertung der Einfahrt der Verflechtungsstrecke. Mit der Berechnungsvorschrift lässt sich unter Berücksichtigung der Länge der Verflechtungsstrecke und in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn die für den einfahrenden

Strom zur Verfügung stehende Kapazität berechnen. Diese geht anschließend in das deterministische Berechnungsverfahren des HBS ein. Eine direkte Übertragung des Kapazitätsmodells auf ein makroskopisches Verkehrsflussmodell wie FREEVAL würde bedeuten, dass bei sehr hohen Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn keine Fahrzeuge des einfahrenden Stroms abfließen können, was nicht der Realität entspricht. Aus diesem Grund werden zur Modellierung von Einfahrten mit FREEVAL lediglich die Kapazitäten der Hauptfahrbahn und der Einfahrtrampe ohne gegenseitige Beeinflussung zugrunde gelegt und anschließend gemäß dem in Kapitel 8.1.2 näher erläuterten Verfahren aufgeteilt.

Für eine Implementierung in FREEVAL muss das Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken basierend auf folgenden Überlegungen angepasst werden: Bild 6-20 zeigt, dass mit steigender Länge der Verflechtungsstrecke die Anzahl der Fahrzeuge ($q_{PE,E}$) ansteigt, die bei gleicher Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn ($q_{PE,O}$) einfahren können. Daraus ist abzuleiten, dass mit steigender Länge der Verflechtungsstrecke die Kapazität der Strecke stromabwärts der betrachteten Einfahrt ansteigen muss, da diese mehr Fahrzeuge aufnehmen kann. Mit Blick auf die Modellierung einer Einfahrt in FREEVAL (Kapitel 8.1.2) entspricht diese Strecke stromabwärts der Zelle E_k , deren räumliche Kapazität R_{E_k} erhöht werden muss. Da eine Verflechtungsstrecke in FREEVAL als eine Abfolge der Elemente Einfahrt, Teilstrecke und Ausfahrt modelliert wird (Kapitel 8.1.4), muss analog auch die Kapazität der Zellen der Teilstrecke und der Ausfahrt angepasst werden.

Bild 8-6 (a) zeigt für unterschiedliche Werte der Verflechtungslänge die Summe von $q_{PE,E}$ und $q_{PE,O}$ in Abhängigkeit von $q_{PE,O}$ für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zweistreifiger Hauptfahrbahn. Jede der dargestellten Kurven hat ein globales Maximum in der Nähe von $q_{PE,O} = C_{PE,O} = 4000$ Pkw-E/h. Dieses Maximum wird vereinfachend als Kapazität der Verflechtungsstrecke C_V stromabwärts der Einfahrt angenommen. Bild 8-6 (b) zeigt diese Kapazität in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke. Hier ist erkennbar, dass die Kapazität der Verflechtungsstrecke bei gleicher Anzahl der Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn höher ist als die Kapazität der Hauptfahrbahn stromaufwärts ($C_{PE,O}$) der Verflechtungsstrecke und dass die Kapazität der Verflechtungsstrecke mit steigender Verflechtungslänge weiter zunimmt. Der Effekt, dass der Verflechtungsstreifen als weiterer Fahrstreifen zusätzliche Kapazitätsgewinne ermöglicht, kann hierdurch abgebildet werden.

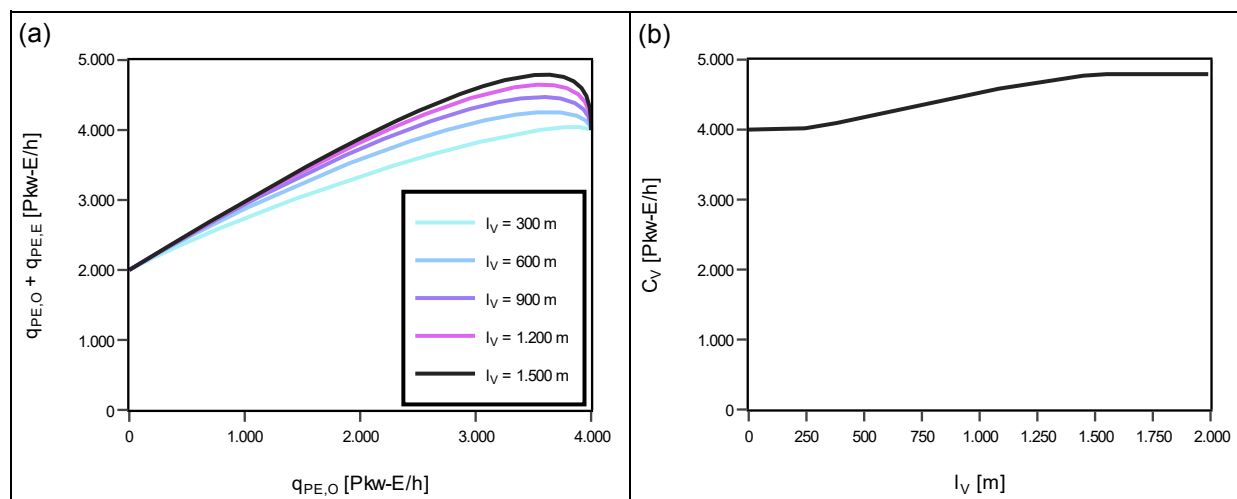


Bild 8-6: (a) Summe von $q_{PE,E}$ und $q_{PE,O}$ in Abhängigkeit von $q_{PE,O}$ für ausgewählte Längen der Verflechtungsstrecke sowie (b) Kapazität der Verflechtungsstrecke in Abhängigkeit von der Verflechtungslänge für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zweistreifiger Hauptfahrbahn

Das in Kapitel 6.3 entwickelte und hier implementierte Kapazitätsmodell ist per Definition lediglich für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 mit Einfahrten vom Typ E 3 am Beginn der Verflechtungsstrecke anzuwenden. Um die Modellierung anderer Verflechtungsbereichstypen zu ermöglichen, wurde das Kapazitätsmodell so implementiert, dass es auch bei diesen Typen zur Anwendung kommen kann. Hierzu wurden bei vom Einfahrtstyp E 3 abweichenden Einfahrten am Beginn der Verflechtungsstrecke die notwendigen Kapazitäten $C_{PE,O}$ und $C_{PE,E}$, die zur Berechnung der Kapazität der Verflechtungsstrecke C_V stromabwärts der Einfahrt benötigt werden, direkt aus Tabelle A4-3 des HBS (FGSV, 2015) entnommen. Für abweichende Verflechtungstypen wird der Parameter a in Abhängigkeit von der Anzahl der Fahrstreifen der Hauptfahrbahn analog zum Verflechtungstyp V 1 bestimmt. Es wird darauf hingewiesen, dass diese Vereinfachung

bisher nicht durch empirische Untersuchungen validiert worden sind. Die Modellierung von Verflechtungsstrecken außerhalb des Geltungsbereichs des entwickelten Kapazitätsmodells im weiteren Verlauf ist als experimentelle Untersuchung zu betrachten, die klären soll, inwiefern das Kapazitätsmodell ggf. auf andere Verflechtungsstrecken übertragbar ist.

8.3 Vorgehen

8.3.1 Untersuchungskollektiv und Datengrundlage

Im Rahmen der Untersuchung wurde ein Untersuchungskollektiv von insgesamt neun Streckenabschnitten mit langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten in FREEVAL modelliert. Anhand der zur Verfügung stehenden Erhebungsdaten wurde überprüft, ob eine realistische Abbildung des Verkehrsablaufs an diesen Streckenabschnitten mit FREEVAL möglich ist. Die betrachteten Streckenabschnitte unterscheiden sich u. a. in der Länge der Verflechtungsstrecke, den Einfahrt- und Ausfahrttypen sowie weiteren Eigenschaften, die in Tab. 8-2 zusammengefasst sind. Vier der betrachteten Streckenabschnitte sind vom Verflechtungstyp V 1 mit einer Einfahrt vom Typ E 3 und erfüllen die Kriterien zur Anwendung des in Kapitel 6.3 entwickelten Kapazitätsmodells (grün markiert). Einen Sonderfall stellt der Streckenabschnitt zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden dar (rot), da hier der Einfahrtstyp EE 1 vorliegt. Da es im HBS für diesen Einfahrtstyp aktuell kein Bewertungsverfahren gibt, wird vereinfachend der Einfahrtstyp E 3 angenommen. Streckenabschnitte mit dem Einfahrtstyp E 5 und abweichenden Verflechtungstypen (gelb) werden wie oben beschrieben mit dem Kapazitätsmodell nachgebildet, um zu untersuchen, inwiefern das Kapazitätsmodell auf andere Verflechtungs- und Einfahrtstypen übertragbar ist.

BAB	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl FS	V-Typ ¹⁾	Tempo-limit	Längsneigung	l_v ²⁾ [m]	Einfahrtstyp	Ausfahrtstyp
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Werne	2	V 1	SBA	≤ 2 %	360	E 3	A 6
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	2	V 1	100 km/h	≤ 2 %	1130	E 3	A 6
A 661	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	AD Preungesheim	2	V 1	100 km/h	≤ 2 %	700	E 3	A 6
A 46	AK Hilden	AS Erkrath	3	V 1	120 km/h	≤ 2 %	850	E 3	A 6
A 46	AS Erkrath	AK Hilden	3	symm.	100 km/h	≤ 2 %	570	EE 1 (E 3)	A 5
A 40	AK Duisburg	AK Kaiserberg	2	Sonderfall	100 km/h	≤ 2 %	1130	E 5	A 8
A 66	AD Eschborner Dreieck	AS Frankfurt-Höchst	2	V 3	100 km/h	≤ 2 %	2000	E 5	A 6
A 661	AK Bad Homburg	AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach	2	symm.	ohne	≤ 2 %	650	E 5	A 6
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss-Reuschenberg	3	V 1	SBA	≤ 2 %	1400	E 5	A 6

¹⁾ Verflechtungsbereichstyp nach Kapitel 3.2.2 bis 3.2.4

²⁾ Längenmaße nach Bild 3-3

Tab. 8-2: Untersuchungskollektiv zur Simulation mit FREEVAL (für die grün markierten Untersuchungsstrecken ist die Anwendung des Kapazitätsmodells nach Kapitel 6.3 möglich)

Für alle in Tab. 8-2 aufgeführten Streckenabschnitte lagen Detektordaten aus Dauerzählstellen für je ein ganzes Jahr vor, wobei es sich zumeist um das Jahr 2019 handelt. Bei einzelnen Streckenabschnitten wurde aufgrund von längeren Baumaßnahmen auf Daten des Jahres 2017 zurückgegriffen. Für jeden Streckenabschnitt standen in der Regel Daten von vier Detektoren stromauf- und stromabwärts der Verflechtungsstrecke sowie auf den Rampen der Ein- und Ausfahrt zur Verfügung (vgl. Bild 8-7). Die Detektordaten umfassen die Verkehrsstärke und die durchschnittliche Geschwindigkeit getrennt für Pkw und Lkw.

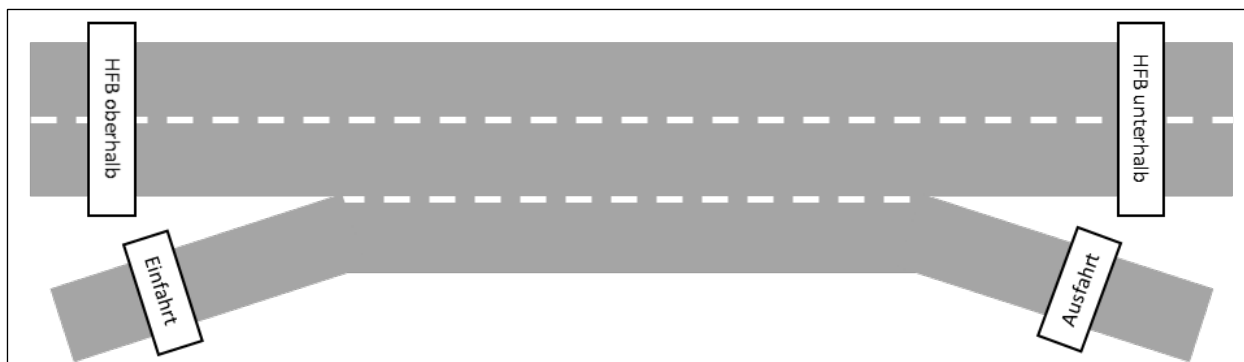


Bild 8-7: Schematische Darstellung der Lage der Detektoren

8.3.2 Modellaufbau und Auswertung

Für jeden Streckenabschnitt des Untersuchungskollektivs wurde in FREEVAL ein Modell aufgebaut. Die Struktur der Modelle ist einheitlich. Jedes Modell besteht aus insgesamt vier Segmenten (vgl. Bild 8-8). Das erste Segment ist vom Segmenttyp „Teilstrecke“, 3000 m lang und dient im Modell als Vorlauf. Das zweite Segment ist ebenfalls vom Segmenttyp „Teilstrecke“ und 100 m lang. Anschließend folgt im dritten Segment die Verflechtungsstrecke, wobei die Länge des Segments der Länge der modellierten Verflechtungsstrecke entspricht. Als Segmenttyp wird „Verflechtung an der Hauptfahrbahn“ gewählt, für welchen ab einer Segmentlänge von 300 m das in Kapitel 8.2 implementierte Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken zur Berechnung angewendet wird. Der Einfahrt- und Ausfahrttyp jeder Verflechtungsstrecke entspricht den Angaben in Tab. 8-2. Abschließend folgt ein weiteres Segment „Teilstrecke“ mit einer Länge von 1000 m, das als Nachlauf dient.

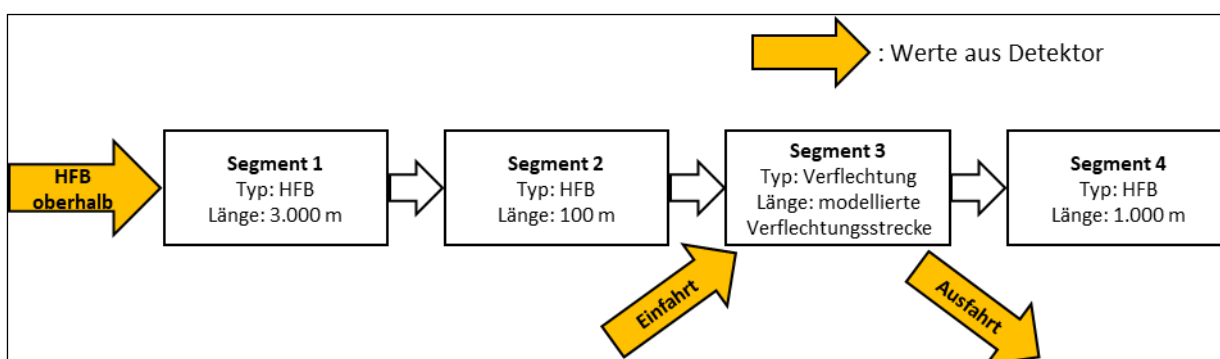


Bild 8-8: Schematische Darstellung des Aufbaus der FREEVAL-Modelle

Für die Simulation muss angegeben werden, wie viele Fahrzeuge am ersten Segment und an der Einfahrt der Verflechtungsstrecke zufließen und wie viele Fahrzeuge an der Ausfahrt der Verflechtungsstrecke abfließen. Hierfür wurde auf die in Kapitel 8.3.1 beschriebenen Detektordaten zurückgegriffen. Für die Verkehrsnachfrage im Zufluss vor dem ersten Segment wurden die Messwerte des Detektors in Position „HFB, oberhalb“ stromaufwärts der Verflechtungsstrecke verwendet und für die Ein- und die Ausfahrt der Verflechtungsstrecke ebenfalls die entsprechenden Detektoren. Dass die verwendeten Detektordaten bei einer Überlastung nicht die Verkehrsnachfrage, sondern lediglich die zum entsprechenden Zeitpunkt vorherrschende Verkehrsstärke abbilden, wurde hierbei zunächst in Kauf genommen.

Im Rahmen eines Simulationslaufs wurden in FREEVAL insgesamt 16 Stunden simuliert, wobei ein Simulationslauf einen Tag zwischen 06:00 und 22:00 Uhr umfasst. Die Verkehrsnachfrage wurde in 15-Minuten-Intervallen eingegeben und ergibt sich aus den Detektorwerten des entsprechenden Tages. Insgesamt wurden für jedes Modell jeweils alle Werktage des Monats September simuliert. Sofern die Detektordaten Lücken aufwiesen, wurde auf die Simulation des ganzen Tages verzichtet.

Zur Auswertung wurde wie oben beschrieben das zweite Segment, das sich direkt stromaufwärts der Verflechtungsstrecke befindet, herangezogen. Dieses wurde zur Auswertung verwendet, um die Verflechtungsstrecke in die Auswertung der stromaufwärtigen Strecke miteinzubeziehen. Die Ergebnisse des Segments wurden denen des jeweiligen Detektors „HFB, oberhalb“ gegenübergestellt. Genaugenommen wurden hier eine Segmentauswertung und eine Querschnittsauswertung miteinander verglichen, da in FREEVAL keine Querschnittsmessungen möglich sind. Um die Ergebnisse dennoch sinnvoll gegenüberstellen zu können, wurde mit der Länge von 100 m des zweiten Segments eine Querschnittsmessung approximiert.

8.3.3 Ablauf der FREEVAL-Simulationen

Zur Verwaltung aller im Rahmen der Untersuchung verwendeten Daten, sowohl der Verkehrsdaten als auch der späteren Simulationsergebnisse, wurde unter Verwendung des Datenbankmanagementsystems PostgreSQL 13 (POSTGRESQL, 2022) eine Datenbank erstellt. Die Benutzeroberfläche von FREEVAL steht als Microsoft Excel-Worksheet zur Verfügung. Um die Durchführung der Simulationen zu automatisieren, wurde ein in der Programmiersprache Python (PYTHON, 2022) implementiertes Framework entwickelt, welches nach dem Start einer Simulationsreihe die benötigten Eingangsdaten aus der Datenbank importiert und anschließend die FREEVAL-Simulation startet. Sobald diese abgeschlossen ist, werden die Ergebnisse von FREEVAL zurück in die Datenbank geschrieben (vgl. Bild 8-9). Folgende Python-Pakete wurden in diesem Zusammenhang verwendet:

- Psycopg zum Datenaustausch mit der Datenbank (PSYCOPG, 2022)
- Pandas zur Verarbeitung der Daten (PANDAS, 2022)
- Win32com zur Ansteuerung von FREEVAL (PYPI, 2022)

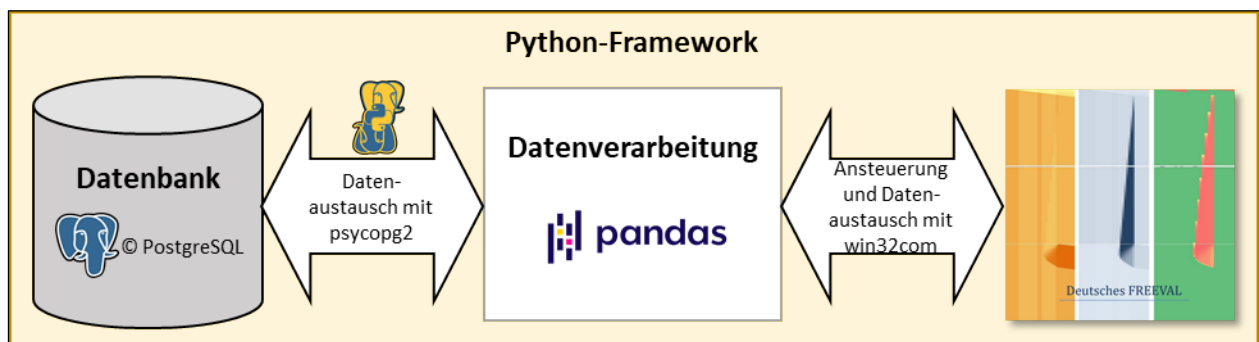


Bild 8-9: Technischer Ablauf der FREEVAL-Simulationen

8.4 Untersuchung der Eignung zur Modellierung langer Verflechtungsstrecken

Um die Eignung von FREEVAL für die Modellierung von langen Verflechtungsstrecken zu prüfen, wurden die Simulationsergebnisse für die Streckenabschnitte des Untersuchungskollektivs den Messdaten des jeweiligen Detektors der Position „HFB, oberhalb“ gegenübergestellt. Hierzu werden nachfolgend die entsprechenden Daten als q-V-Diagramm sowie als Ganglinien der mittleren Pkw-Geschwindigkeit dargestellt.

8.4.1 Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit Einfahrtstyp E 3

Bild 8-10 zeigt die Ergebnisse der Simulationen mit FREEVAL für Verflechtungsstrecken des Verflechtungstyps V 1, die mit dem entwickelten Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken bewertbar sind. Die Ergebnisse unterscheiden sich je nach Verflechtungsstrecke. Bei den Streckenabschnitten der A 40 AK Bochum – AS Bochum-Werne und der A 46 AK Hilden – AS Erkrath sind im Vergleich zu den Messdaten deutlich weniger (bis gar keine) Verkehrszusammenbrüche zu erkennen. Die Kapazität der Verflechtungsstrecke wird von FREEVAL demnach überschätzt. Gleiches gilt für die gefahrenen Geschwindigkeiten, die in der Simulation ebenfalls zu hoch sind. Im Gegensatz hierzu wird die Kapazität der Verflechtungsstrecken

der A661 AD Preungesheim – AS Frankfurt-Eckenheim und der A661 AS Frankfurt-Eckenheim – AD Preungesheim teils deutlich unterschätzt, sodass es bei jedem simulierten Tag zu Verkehrszusammenbrüchen kommt. Die mittleren Geschwindigkeiten außerhalb der Verkehrszusammenbrüche werden hingegen korrekt abgebildet.

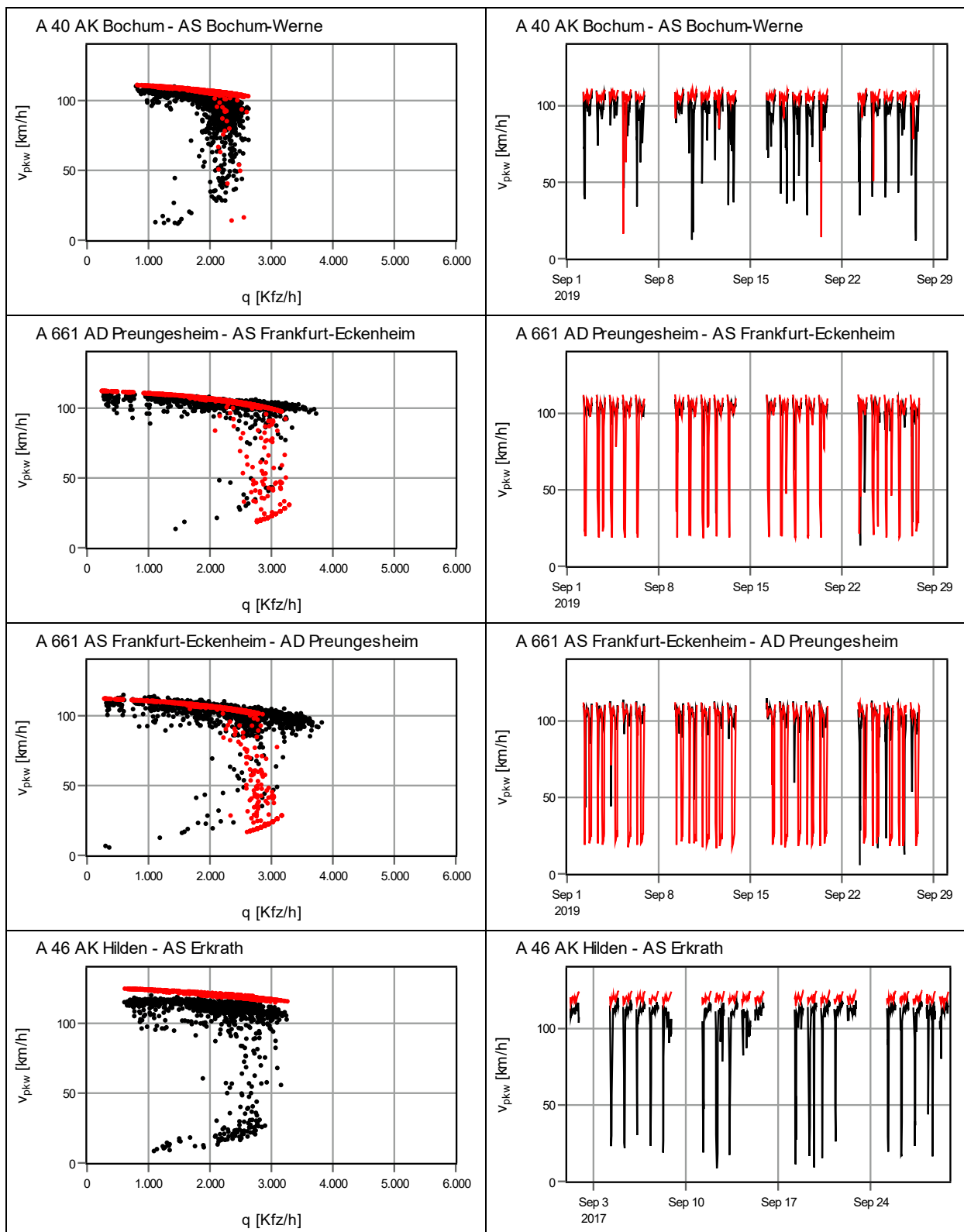


Bild 8-10: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für Verflechtungsstrecken des Verflechtungstyps V 1, die mit dem entwickelten Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken bewertbar sind

Bild 8-11 zeigt die Ergebnisse für die Verflechtungsstrecke der A 46 AS Erkrath – AK Hilden, bei welcher der Einfahrtstyp EE 1 zu dem Einfahrtstyp E 3 vereinfacht wurde, um eine Simulation mit FREEVAL zu ermöglichen. Die Kapazität der Verflechtungsstrecke wird hierbei fast korrekt abgebildet, jedoch in FREEVAL etwas zu gering angesetzt, wodurch sich in der Simulation mehr Verkehrszusammenbrüche ergeben als in der Realität. Die mittleren Geschwindigkeiten außerhalb der Verkehrszusammenbrüche werden gut abgebildet.

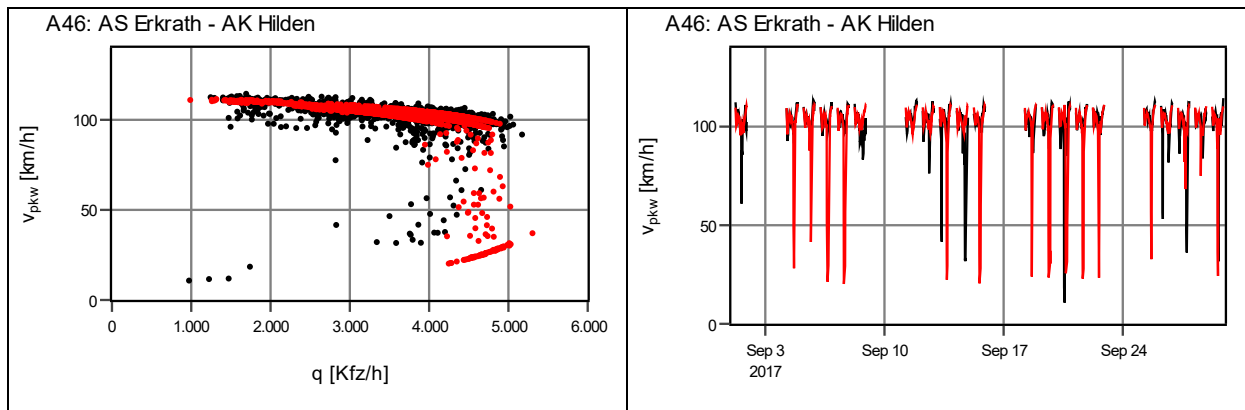


Bild 8-11: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für den Streckenabschnitt der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden.

8.4.2 Verflechtungsstrecken mit Einfahrtstyp E 5

Bild 8-12 zeigt die Ergebnisse der Simulationen mit FREEVAL für Verflechtungsstrecken, deren Verflechtungstyp und Einfahrtstyp (E 5) nicht im Geltungsbereich des Kapazitätsmodells für lange Verflechtungsstrecken liegen. Insgesamt lässt sich erkennen, dass in der Simulation die Kapazität bei allen Verflechtungsstrecken überschätzt wird und sich deutlich weniger Verkehrszusammenbrüche einstellen, als in der Realität beobachtet wurden. Mit Ausnahme der Verflechtungsstrecke der A 40 AK Duisburg – AK Kaiserberg werden auch die mittleren Geschwindigkeiten außerhalb der Verkehrszusammenbrüche zu hoch eingeschätzt.

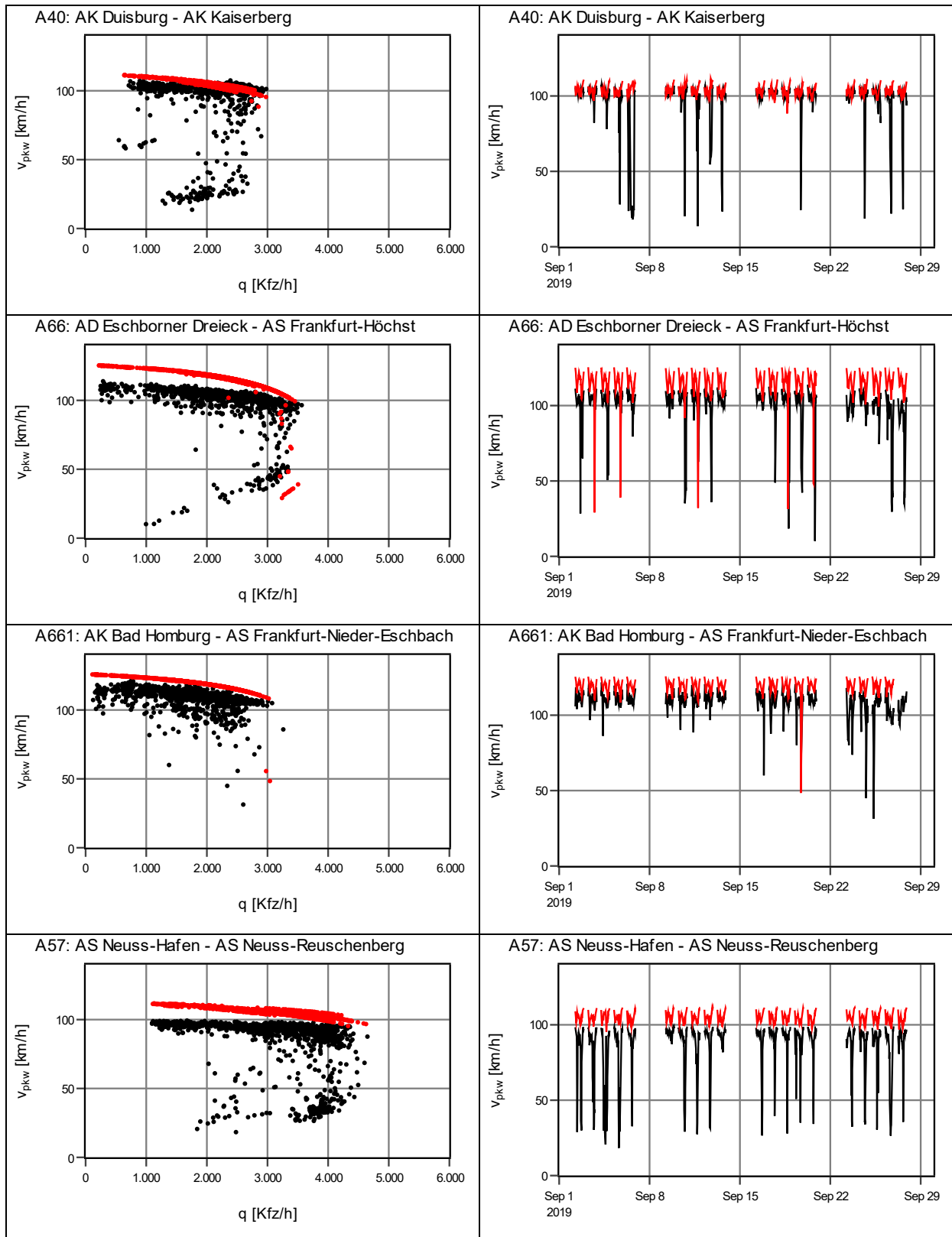


Bild 8-12: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für Streckenabschnitte, deren Verflechtungstyp und Einfahrtstyp (E 5) nicht im Geltungsbereich des Kapazitätsmodells für lange Verflechtungsstrecken liegen.

8.4.3 Fazit

Insgesamt konnten bei keiner der betrachteten Verflechtungsstrecken die Kapazität und die sich einstellenden Verkehrszusammenbrüche exakt abgebildet werden. Zudem wurden in vielen Fällen die gefahrenen Geschwindigkeiten außerhalb der Verkehrszusammenbrüche überschätzt. Dennoch scheint die Anwendung von FREEVAL zur Modellierung des Verkehrsablaufs auf langen Verflechtungsstrecken grundsätzlich möglich, da die Abweichungen der Kapazität und der Geschwindigkeiten in den meisten Fällen nur gering sind. Aktuell werden die in FREEVAL verwendeten Kapazitäten und Geschwindigkeiten direkt aus den standardisierten Tabellen des HBS übernommen. Für zukünftige Anwendungen erscheint die Implementierung von zusätzlichen Faktoren zur Feinjustierung der aus dem HBS übernommenen Werte sinnvoll, um eine exakte Abbildung von Kapazität und Geschwindigkeit zu ermöglichen.

9 Mikroskopische Simulation des Verkehrsablaufs

9.1 Methodik

9.1.1 Untersuchungskollektiv

Da für die Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1 ein analytisches Bemessungsverfahren entwickelt wurde (vgl. Kapitel 7), fokussierte sich die Anwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als alternatives Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität auf solche Verflechtungsstrecken, die nicht diesem Verflechtungsbereichstyp entsprechen. Hierfür wurden drei repräsentative Verflechtungsstrecken aus dem Untersuchungskollektiv ausgewählt (vgl. Tab. 9-1).

Anknüpfend an die Empfehlungen für die „HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen“ (GEISTEFELDT et al., 2017) wurde eine allgemeine Vorgehensweise für die Simulation von typischen Verflechtungsstrecken entwickelt. Dafür wurden die in Tab. 9-1 angegebenen Verflechtungsstrecken mit den drei Simulationsprogrammen BABSIM, PTV Vissim und Aimsun Next nachgebildet und kalibriert. Zur Vergleichbarkeit der Ergebnisse von Simulation und Empirie entspricht die Lage der Messquerschnitte in den Simulationsmodellen der genauen Lage der Dauerzählstellen. Bei relativ geringen Abständen zu stromabwärts der Verflechtungsstrecke liegenden Ausfahrten kann der Verkehrsablauf im Verflechtungsbereich bereits durch taktisches Fahrverhalten der stromabwärts ausfahrenden Fahrzeuge beeinflusst werden. Zur Berücksichtigung dieses möglichen Einflusses wurde in den Simulationsmodellen der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg die stromabwärts der Verflechtungsstrecke liegende Einfahrt der AS Neuss-Reuschenberg sowie die Ausfahrt am AK Neuss-West mit nachgebildet. Ebenso wurde in den Simulationsmodellen der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst die gesamte Anschlussstelle am Ende der Verflechtungsstrecke sowie die stromabwärts liegende Ausfahrt der AS Kelkheim berücksichtigt.

BAB	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl FS	V-Typ	Tempo-limit	lv [m]
A 40	AK Duisburg	AK Kaiserberg	4	Sonderfall (ähnlich V 4)	100	1120
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss-Reuschenberg	4	Symmetrisch: E 5 – A 6	SBA	1420
A 66	AD Eschborn	AS Frankfurt a. M.-Höchst	4	V 3	100	2000

Tab. 9-1: Untersuchungskollektiv von Verflechtungsstrecken für die Anwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation

9.1.2 Simulationsprogramme

BABSIM

Das mikroskopische Simulationsprogramm BABSIM wurde im Rahmen eines Forschungsauftrags der Bundesanstalt für Straßenwesen vom Lehrstuhl für Verkehrswesen und dem Lehrstuhl für Ingenieurinformatik im Bauwesen der Ruhr-Universität Bochum entwickelt (BRILON et al., 2005b; BRILON et al., 2007b). BABSIM ist ein zeitschrittorientiertes, verhaltensbasiertes Simulationsmodell zur Nachbildung des Verkehrsablaufs auf Bundesautobahnen. Das absichtsbasierte Fahrverhaltensmodell von BABSIM wurde u. a. bereits im Rahmen der Untersuchungen von BRILON und BETZ (2007), BRILON et al. (2007a) sowie GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) eingehend analysiert und für die Simulation des Verkehrsablaufs auf Bundesautobahnen kalibriert. Simulationsparameter für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Standardelementen von Autobahnen wurden von GEISTEFELDT et al. (2017) ermittelt. Aus dieser Untersuchung liegen u. a. Standardparameter für Ausfahrten vom Typ A 1, A 2 und A 4 sowie für Einfahrten vom Typ E 1 und E 5 nach den RAA (FGSV, 2008a) vor.

Das Verhalten der Fahrer-Fahrzeug-Elemente (FFE) wird in BABSIM mit einem Fahrzeugfolgemodell basierend auf dem psycho-physischen Abstandsmodell nach WIEDEMANN (1974), dem Fahrstreifenwechselmodell nach SPARMANN (1978) und einem Routenwahlmodell abgebildet. Zur Nachbildung des realen Fahrverhaltens im Bereich von planfreien Knotenpunkten ist im absichtsbasierten Verhaltensmodell ein taktisches Fahrverhalten implementiert, wodurch FFE sich entsprechend ihrer Route rechtzeitig einordnen. Die einzelnen Komponenten zur Umsetzung des absichtsbasierten Verhaltensmodells zeigt Bild 9-1. Insgesamt berücksichtigt das Verhaltensmodell sechs Absichten, die unabhängig voneinander Empfehlungen

für das Fahrverhalten der FFE liefern. Durch eine übergeordnete Steuerungskomponente wird aus den einzelnen Empfehlungen eine Gesamtbeurteilung für das Fahrverhalten ermittelt. Die einzelnen Eigenschaften des absichtsbasierten Verhaltensmodells in BABSIM können anhand von insgesamt 27 variierbaren Parametern beeinflusst werden. Dabei sind die Parameter immer jeweils einer Absichtskomponente zugeordnet. Die einzelnen Parameter sowie die Zuordnung zu den Absichtskomponenten enthält Tab. 9-2.

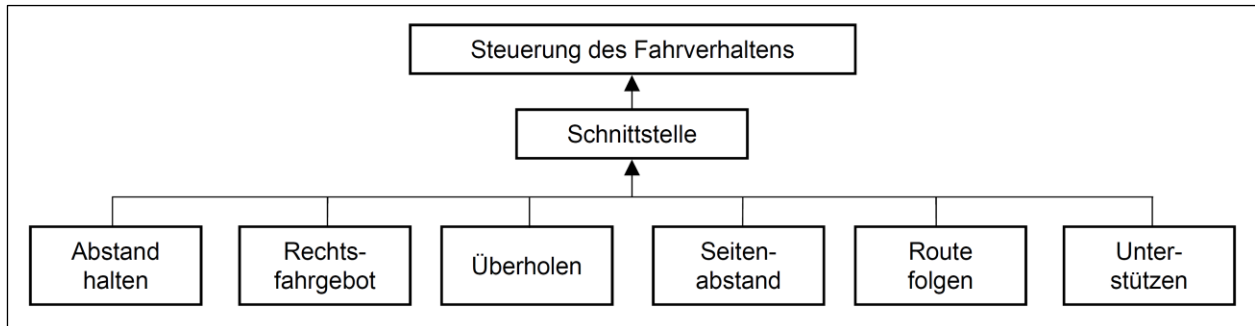


Bild 9-1: Schematische Darstellung des absichtsbasierten Verhaltensmodells in BABSIM nach BRILON et al. (2007b)

Absicht	Parameter	Einheit
Abstand halten	Angestrebte Folgezeitlücke	[s]
	Komplementärwert der Trödelwahrscheinlichkeit	[-]
	Trödelzeit	[s]
	Trägheit bei der Abstandshaltung	[-]
Überholen	Trägheit beim Wechsel von Fahrstreifen 1 nach 2	[-]
	Trägheit beim Wechsel von Fahrstreifen 2 nach 3	[-]
	Trägheit beim Wechsel von Fahrstreifen 3 nach 4	[-]
	Minstdistanz zum Fahrstreifeneinzug	[m]
	Grenzgeschwindigkeit für die Akzeptanz kleinerer Zeitlücken beim Wechsel vom rechten Fahrstreifen nach links	[m/s]
Rechtsfahrgebot	Trägheit beim Fahrstreifenwechsel nach rechts	[-]
	Minstdistanz zum Fahrstreifeneinzug	[m]
	Maximalgeschwindigkeit, bei der rechts vorbeigefahren wird	[km/h]
	Maximale Relativgeschwindigkeit beim Rechtsvorbeifahren	[km/h]
Seitenabstand	Kleinste akzeptable Zeitlücke auf dem Nachbarfahrstreifen	[s]
	Größte Zeitlücke, die das Wechselverhalten beeinflusst	[s]
	Toleranzfaktor bei der Bewertung der Zeitlücke nach hinten links	[-]
Route folgen	Trägheit beim Folgen der eigenen Fahrtroute	[-]
	Entfernung zur Abzweigung (pro erforderlichem Fahrstreifenwechsel), ab der ein sofortiger Wechsel angestrebt wird	[m]
	Interaktionsschwelle mit dem links vorausfahrenden Fahrzeug	[m]
	Interaktionsschwelle mit dem rechts vorausfahrenden Fahrzeug	[m]
	Mindestlänge eines Fahrstreifens, damit dieser noch als Element der eigenen Strecke aufgefasst wird	[m]
	Kritische Zeitlücke zum Ende des Fahrstreifens, wenn nach links gewechselt werden muss	[s]
	Kritische Zeitlücke zum Ende des Fahrstreifens, wenn nach rechtsgewechselt werden muss	[s]
	Entfernung zum Ende des Fahrstreifens, ab der eine Unterstützung durch andere Fahrzeuge angefordert wird	[m]
Unterstützen	Trägheit beim Unterstützen einfahrender Fahrzeuge	[-]
	Mindestgeschwindigkeit, ab der eine Unterstützung erfolgt	[m/s]
	Maximale Bremsverzögerung beim Unterstützen	[m/s ²]

Tab. 9-2: Fahrverhaltensparameter des Simulationsprogramms BABSIM

Den einzelnen FFE wird anhand einer normalverteilten Zufallsgröße eine Wunschgeschwindigkeit in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit zugewiesen. Die Verteilungsfunktion kann über den Mittelwert und die Standardabweichung an empirisch ermittelte Wunschgeschwindigkeiten angepasst werden. Über eine Quelle-Ziel-Matrix wird die Verkehrsnachfrage im Simulationsmodell abgebildet. Dabei können Verkehrsstärkeganglinien getrennt für Pkw und Lkw in unterschiedlicher Intervallgröße für die Verkehrsnachfrage eingefügt werden.

PTV Vissim

Das Simulationswerkzeug VISSIM ist seit Anfang der 1990er Jahre auf dem Markt. Es wurde auf der Basis der an der Universität Karlsruhe entstandenen Simulationssoftware MISSION entwickelt und wird von der PTV AG kommerziell vertrieben. VISSIM ist das weltweit führende kommerzielle Werkzeug für die mikroskopische Verkehrsflusssimulation sowohl hinsichtlich der Anzahl installierter Lizenzen als auch hinsichtlich des damit erzielten Umsatzes.

Ausgangspunkt der Entwicklung des Fahrerverhaltensmodells von VISSIM war das psycho-physische Fahrzeugfolgemodel nach WIEDEMANN (1974) in der Version von 1974, ergänzt um ein regelbasiertes Fahrstreifenwechselmodell für den Stadtverkehr und das Fahrstreifenwechselmodell für Autobahnen nach SPARMANN (1978). Während in der akademischen Nutzung des Ursprungsmodells MISSION die Simulation des Autobahnverkehrs dominierte, waren die ersten Jahre der kommerziellen Anwendung von VISSIM von der Nachbildung verkehrsabhängig gesteuerter innerstädtischer Knotenpunkte bestimmt. Autobahnverkehr blieb zunächst im Hintergrund. Im Jahr 1999 vereinfachte WIEDEMANN sein Modell in einigen Punkten und kalibrierte es für die Anwendung auf Autobahnen. Diese zweite Version des WIEDEMANN-Modells fand auch Eingang in VISSIM, wurde aber nie wissenschaftlich publiziert. Für die Anwendung ist u. a. relevant, dass bei dem späteren, WIEDEMANN 99 genannten Modell wesentlich mehr Parameter offengelegt sind, mit denen das Fahrverhalten beeinflusst werden kann.

Für ein gutes Verständnis des in VISSIM heute vorliegenden Fahrerverhaltensmodells ist zunächst zu berücksichtigen, dass die Bedeutung des theoretischen Fahrzeugfolgemodels weitaus geringer ist als allgemein angenommen. Die Qualität, also die Realitätsnähe der Simulation hängt bei VISSIM – wie auch den anderen Verkehrssimulatoren – viel stärker von den Möglichkeiten der Abbildung des taktischen Fahrens ab. Damit sind im Autobahnverkehr vor allem Fahrstreifenwechsel- und Verflechtungsvorgänge gemeint, aber auch vorgelagerte Prozesse wie die Fahrstreifenwahl. Außerdem hat die Flexibilität der Netzabbildung einen erheblichen Einfluss. Es wird im Folgenden deshalb der Schwerpunkt auf die Beschreibung dieser Elemente gelegt.

In VISSIM wird ein Verkehrsnetz durch eine Kombination aus Strecken und Verbindungsstrecken abgebildet. Eine Verbindungsstrecke beginnt und endet jeweils auf einer Strecke, wobei es eine Menge der Fahrstreifen der Ausgangsstrecke mit der gleichen Anzahl von Fahrstreifen auf der Zielstrecke verbindet, d. h. Fahrzeugen den Weg von der einen Strecke zur anderen ermöglicht. VISSIM kennt in diesem Zusammenhang zunächst kein Netzelement „Knotenpunkt“. Auch ein Knotenpunkt wird in VISSIM als Teilnetz aus Strecken und Verbindungsstrecken modelliert, womit beliebige Knotentopologien und -geometrien abgebildet werden können.

Aus dieser Modellierungstechnik ergibt sich ein wesentlicher Anhaltspunkt für das taktische Fahrverhalten in VISSIM. Ein Fahrzeug in VISSIM folgt im Allgemeinen einer benutzerdefinierten Route (die auch aus einer dynamischen Umlegung berechnet sein kann). Diese Route ist beschrieben durch eine Abfolge von Streckenabschnitten und Verbindungsstrecken. Ein Fahrzeug weiß demnach, bis zu welcher Koordinate auf einer Strecke es einen Fahrstreifen erreicht haben muss, von dem aus es auf die nächste Verbindungsstrecke fahren kann. Wie weit vor dieser Koordinate das Fahrzeug diese Information berücksichtigt, ist für jede Verbindungsstrecke individuell einstellbar. Die Einstellung dieser (in VISSIM „Fahrstreifenwechseldistanz“ genannten) Entfernung ist ein wichtiger Parameter zur Beeinflussung des Fahrstreifenwahl- und -wechselverhaltens. Die Fahrstreifenwechseldistanz kann auch nach Fahrstreifen gestaffelt werden, sodass die Fahrzeuge, die sich von den zum Abbiegen notwendigen Fahrstreifen weiter entfernt befinden, früher informiert werden. Die Information einer Verbindungsstrecke zum Einordnen kann auch so groß eingestellt werden, dass sie über weitere Verbindungsstrecken hinweg stromaufwärts wirksam ist. Ein Fahrer hat dann eine über mehrere Abbiegevorgänge reichende Vorausschau.

Bei der Modellierung von Fahrstreifenwechseln unterscheidet VISSIM zwischen freien und notwendigen, also durch die Route vorgegebenen Fahrstreifenwechseln. Bei einem notwendigen Fahrstreifenwechsel prüft das wechselwillige Fahrzeug die Situation auf dem Zielfahrstreifen stromauf- und -abwärts. Es wird berechnet, wie stark das Fahrzeug selbst abbremsen muss, wenn es in die aktuelle Lücke auf dem Zielfahrstreifen wechselt, und welche Verzögerung dem von hinten ankommenden nächsten Fahrzeug auf dem Zielfahrstreifen durch den Wechsel aufgezwungen wird. Ein Wechsel findet dann statt, wenn beide Werte unter den vom Modellierer angegebenen Grenzen liegen und eine Mindestweglücke vorhanden ist. Diese Verzögerungsgrenzen sind keine festen Werte, sondern bewegen sich linear in Abhängigkeit von der Entfernung zum letztmöglichen Wechsellpunkt zwischen einstellbaren Maximal- und Minimalwerten. Falls einem Fahrzeug der Wechsel auf den notwendigen Fahrstreifen nicht gelingt, hält es schließlich kurz vor der letztmöglichen Wechsellposition an. In der Realität ist dieses Verhalten selten, sodass es in der Simulation ein Zeichen dafür ist, dass der modellierte Verflechtungsvorgang nicht gut parametrisiert ist. Um künstlich erzeugte Staus durch dieses Verhalten zu vermeiden, können solche Fahrzeuge nach einer zu definierenden Wartezeit automatisch aus dem System genommen werden. Falls so etwas vorkommt, sollte dies immer zum Anlass genommen werden, die Modellierung zu überprüfen.

Um Einordnen und Verflechtungsvorgänge auch bei hohen Belastungen zu ermöglichen, verhalten sich die Fahrzeuge in VISSIM kooperativ. Ein auf dem Zielfahrstreifen fahrendes Fahrzeug kann erkennen, ob ein Fahrzeug auf einem der Nachbarfahrstreifen in die Lücke vor ihm wechseln will. Wenn die Situation geeignet ist, d. h. die Geschwindigkeitsdifferenz der Fahrzeuge nicht zu groß ist und die Abstände sich in definierten Grenzen bewegen, realisiert das Fahrzeug eine einstellbare Verzögerung, um dem wechselwilligen Fahrzeug das Einscheren zu erleichtern bzw. erst möglich zu machen. Nachdem ein Fahrer sich zur Unterstützung eines wechselnden Fahrzeugs kooperativ verhalten hat, muss er eine bestimmte Wegstrecke zurücklegen, bevor er eine weitere Kooperation eingeht.

Für eine realistische Modellierung der ausgewählten Netzelemente im vorliegenden Forschungsprojekt sind sowohl die Parametrisierung des Folgeverhaltens und des Fahrstreifenwechselverhaltens als auch die geeignete Einstellung der Einordnen-Entfernungen der Verbindungsstrecken wichtig. Die Parametersätze für die Verhaltensbeschreibung können in VISSIM individuell für einzelne Strecken eingestellt werden.

Aimsun Next

Das Simulationswerkzeug Aimsun Next („Advanced Interactive Microscopic Simulator for Urban and Non-Urban Networks“) entstand ursprünglich im Rahmen eines Europäischen Forschungsprojekts an der Polytechnischen Katalanischen Universität in Barcelona und wurde Ende der 1990er Jahre kommerzialisiert durch Ausgründung der Firma TSS (Transport Simulation Systems). Seit 2018 wird Aimsun Next als Tochtergesellschaft der Siemens AG im Bereich Intelligent Traffic Systems (ITS) geführt. Auch Aimsun Next ist weltweit im Markt vertreten und in Deutschland das nach VISSIM am häufigsten eingesetzte kommerzielle Simulationswerkzeug. Kommerziell relevant ist auch die Produktvariante Aimsun Next Online, die zur Echtzeitsimulation in Verkehrsmanagementanwendungen eingesetzt wird. Aimsun Next kombiniert auf einem gemeinsamen Netzmodell ein mikroskopisches und ein mesoskopisches Verkehrsflussmodell sowie ein statisches makroskopisches und ein dynamisches mikroskopisches Umlegungsverfahren zur Abbildung der Routenwahl. Außerdem umfasst Aimsun Next ein vollständiges Vier-Stufen-Modell zur Berechnung der Verkehrsnachfrage.

Für die hier dokumentierten Untersuchungen wurde das mikroskopische Modell eingesetzt. Dieses baut auf dem Fahrzeugfolgemodell nach GIPPS (1981) auf, welches im Zuge der Implementierung in Aimsun Next erweitert wurde. So sind gewisse Parameter im Vergleich zum Urmodell von GIPPS nicht mehr global definiert, sondern abhängig von lokalen Parametern wie der jeweiligen Strecke und der dort geltenden Geschwindigkeitsbeschränkungen, dem jeweiligen Fahrer und seiner Akzeptanz gegenüber dieser Geschwindigkeitsbeschränkung oder auch dem Einfluss von Fahrzeugen auf benachbarten Fahrstreifen. Das Modell besteht aus zwei Komponenten: „Beschleunigen“ und „Abbremsen“. Die Komponente „Beschleunigen“ beschreibt, wie ein Fahrzeug ohne Beeinträchtigung vorausfahrender Fahrzeuge auf seine Wunschgeschwindigkeit beschleunigt. Die gefahrene Geschwindigkeit leitet sich somit aus der Wunschgeschwindigkeit des jeweiligen Fahrers sowie den oben beschriebenen Parametern der Geschwindigkeitsbeschränkung und deren Akzeptanz ab. Wird dieser Beschleunigungsvorgang durch ein vorausfahrendes Fahrzeug behindert, ist die Modellkomponente „Abbremsen“ von Bedeutung. Diese garantiert einen Folgevorgang unter der Einhaltung eines fahrerabhängigen Sicherheitsabstands. Beim ursprünglichen Modell nach

GIPPS handelt es sich um ein eindimensionales Modell, welches lediglich das jeweilige Fahrzeug und dessen vorausfahrendes Fahrzeug betrachtet. Im Zuge der Implementierung in Aimsun Next wurde das Modell dahingehend erweitert, als dass auch der Einfluss von Fahrzeugen auf benachbarten Fahrstreifen berücksichtigt wird. Dieser Einfluss spiegelt sich in einer Anpassung der jeweiligen Wunschgeschwindigkeit wider und geht auf diesem Wege in das Fahrzeugfolgemodell mit ein. Weiterhin wurde auch der Einfluss der Steigung eines Streckenabschnitts auf das Fahrerverhalten berücksichtigt.

Das in Aimsun Next implementierte Fahrstreifenwechselmodell ist eine erweiterte Version des Modells von GIPPS (1986). Fahrstreifenwechsel werden dabei als Entscheidungsprozess modelliert, in dessen Rahmen geprüft wird, ob ein potentieller Fahrstreifenwechsel notwendig, wünschenswert und möglich ist. Die Notwendigkeit eines Fahrstreifenwechsels hängt im Wesentlichen von der Entfernung zur nächsten Abzweigung und der Verkehrssituation (Geschwindigkeit und Staulänge) auf dem aktuellen Fahrstreifen ab. Ist es einem Fahrer nicht möglich, auf dem aktuellen Fahrstreifen seine Wunschgeschwindigkeit zu erreichen, versucht er das vorausfahrende Fahrzeug zu überholen. Analog erwägt er – um dem in Europa gültigen Rechtsfahrgebot zu genügen – einen Wechsel zurück auf einen langsameren Fahrstreifen, wenn er auf dem aktuellen Fahrstreifen schnell genug fahren kann. Besteht eine Notwendigkeit zum Fahrstreifenwechsel, wird anschließend geprüft, ob dieser auch wünschenswert wäre bzw. einen Vorteil erbringt. In diesem Zug wird die Verkehrssituation auf dem Zielfahrstreifen analysiert und überprüft, ob auf diesem eine signifikant höhere Geschwindigkeit gefahren werden kann. Ist das der Fall, wird zuletzt überprüft, ob der angestrebte Fahrstreifenwechsel möglich ist. Hierfür muss auf dem Zielfahrstreifen eine ausreichend große Lücke vorhanden sein, um den Fahrstreifenwechsel sicher durchzuführen. In diesem Zusammenhang wird berechnet, wie stark das auf dem Zielfahrstreifen nachfahrende Fahrzeug im Falle des Fahrstreifenwechsels bremsen müsste. Analog wird betrachtet, wie stark das wechselnde Fahrzeug bremsen müsste, um einen ausreichenden Abstand zu dem auf dem Zielfahrstreifen vorausfahrenden Fahrzeug zu wahren. Befinden sich diese beiden Bremswerte in einem akzeptablen Rahmen, so ist der Fahrstreifenwechsel möglich.

9.1.3 Kalibrierung und Validierung

Die Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation (FGSV, 2006) enthalten Anwendungshinweise im Hinblick auf die Konzeption, Durchführung und Auswertung von Simulationsstudien. Demnach ist für die Belastbarkeit der Ergebnisse von mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen die sachgerechte Durchführung der Kalibrierung und ggf. Validierung des Simulationsmodells entscheidend.

Die Kalibrierung eines Simulationsmodells stellt einen iterativen Prozess dar, in dem Modellparameter so lange geändert werden müssen, bis die Ergebnisse der Simulation und des empirischen Datensatzes übereinstimmen. Sofern ein zweiter empirischer Datensatz vorliegt, der vom Datensatz der Kalibrierung unabhängig ist, kann anhand einer Validierung überprüft werden, ob der zweite Datensatz durch das kalibrierte Simulationsmodell mit einer vorher definierten Genauigkeit reproduziert werden kann.

Für die Kalibrierung ist das Fehlermaß abhängig vom Simulationsmodell zu wählen. Dabei eignen sich grundsätzlich die mittlere quadratische Abweichung RMSE (Root Mean Square Error) und der prozentuale Fehler RMSPE (Root Mean Square Percent Error), die wie folgt ermittelt werden können:

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{n=1}^N (x_n^{\text{sim}} - x_n^{\text{obs}})^2} \quad (9-1)$$

$$RMSPE = \sqrt{\frac{1}{N} \cdot \sum_{n=1}^N \left(\frac{x_n^{\text{sim}} - x_n^{\text{obs}}}{x_n^{\text{obs}}} \right)^2} \quad (9-2)$$

jeweils mit

N = Stichprobenumfang

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

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

Ein weiteres geeignetes Fehlermaß stellt der GEH-Wert dar (TFL, 2010). Je kleiner der GEH-Wert ist, desto besser ist die Übereinstimmung des Modells mit der Realität. Hierbei gilt als Richtwert, dass der GEH-Wert kleiner als fünf sein sollte. Der GEH-Wert berechnet sich wie folgt:

$$\text{GEH} = \sqrt{\frac{2 \cdot (M - C)^2}{(M + C)}} \quad (9-3)$$

mit

M = Daten des Simulationsmodells

C = empirische Daten

Aufgrund der im Simulationsmodell inhärenten Stochastik streuen die Ergebnisse der Simulation. Um anhand einer mikroskopischen Verkehrsflusssimulation Aussagen hinsichtlich einer verkehrstechnischen Kenngröße oder der Qualität des Verkehrsablaufs treffen zu können, muss die Streuung der Simulationsergebnisse bekannt sein. Anhand der Streuung der Ergebnisse kann eine notwendige Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe bestimmt werden, um einen maximalen Fehler in einem definierten Konfidenzniveau einzuhalten. Die notwendige Anzahl der Simulationsläufe ist somit vom Konfidenzintervall und der statistischen Sicherheit der Hypothese sowie vom Mittelwert und der Standardabweichung der untersuchten Kenngröße abhängig (FGSV, 2006). Es kann für ein definiertes Konfidenzniveau und einen maximalen Fehler die notwendige Anzahl an Simulationsläufen nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$n \geq \frac{t(\alpha, n-1)^2 \cdot s^2}{C^2} \quad (9-4)$$

mit

n = Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe

C = gewünschtes Konfidenzintervall

s = Standardabweichung der untersuchten Kenngröße

t(α, n-1) = Wert aus der Student-Verteilung für einen einseitigen Fehler

Für die weiteren Untersuchungen wurde u. a. die Kapazität als Kenngröße für die Kalibrierung verwendet. Die Standardabweichung der Kapazität an den einzelnen Messquerschnitten wurde in einer Voruntersuchung ermittelt. Demnach sind bei einem Konfidenzniveau von 95 % zehn Simulationsläufe nötig, um die Kapazität mit einem Fehler kleiner 4 % angeben zu können.

Zur Bewertung der Güte der Simulationsmodelle wurden die q-v-Diagramme, die mittlere Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen, die Fahrstreifenaufteilung sowie die Kapazität in 5-Minuten-Intervallen an den einzelnen Messquerschnitten in der Simulation ermittelt und mit den Messwerten verglichen. Die Kapazität wurde mit den Kriterien für die Identifikation von Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses gemäß Gleichung (6-1) ermittelt. Nach GEISTEFELDT et al. (2017) kann der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch in 5-Minuten-Intervallen näherungsweise als Schätzwert der Bemessungskapazität nach HBS (FGSV, 2015) in Stunden-Intervallen angesehen werden. Im Rahmen der Simulation wurde aus mindestens zehn Zusammenbrüchen der Mittelwert der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch gebildet, um einen aussagekräftigen Schätzwert der Kapazität zu erhalten. Für die Ermittlung der Kapazität anhand der Dauerzählstellendaten wurden die Verkehrszusammenbrüche für einen Zeitraum von drei Monaten (01.08. – 31.10.2019) ausgewertet. Dabei wurde sichergestellt, dass in diesem Zeitraum keine Beeinflussung einer Arbeitsstelle vorlag.

Da die Verfahren des HBS (FGSV, 2015) grundsätzlich für trockene Fahrbahn und Helligkeit gelten, wurden nur Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch unter diesen Randbedingungen für die Ermittlung der Kapazität verwendet. Aus dem dreimonatigen Betrachtungszeitraum wurde eine repräsentative Tagesganglinie der Verkehrsnachfrage für alle Quelle-Ziel-Beziehungen in dem nachgebildeten Simulationsmodell ermittelt. Hierbei wurde für alle Verflechtungsstrecken die Tagesganglinie des 17.09.2019 ausgewählt, da an diesem Werktag jeweils kein Zusammenbruch des Verkehrsflusses aufgetreten ist und somit die Verkehrsnachfrage nachgebildet werden konnte. Hierbei wurde ebenfalls der Schwerverkehrsanteil als Tagesgang-

linie im Simulationsmodell berücksichtigt. Zur Nachbildung der Verkehrsstärkeverhältnisse der vier Verkehrsströme wurden die anhand der FCD ermittelten Werte (vgl. Kapitel 4.4) verwendet. Sofern mit der implementierten Tagesganglinie keine ausreichende Anzahl an Zusammenbrüchen des Verkehrsflusses nachgebildet werden konnte, wurde zur Berechnung der Kapazität die Verkehrsnachfrage bis zum Zusammenbruch des Verkehrsflusses gesteigert.

9.2 Ergebnisse

9.2.1 Leitfaden zur Kalibrierung

Die mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten ergaben, dass die Erstellung eines Standardparametersatzes, analog zu den Ergebnissen des Projekts „HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen“ (GEISTEFELDT et al., 2017), nicht möglich ist. Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten – insbesondere solche, die nicht dem häufigsten Verflechtungstyp V 1 entsprechen – sind schwer standardisierbar. Bei relativ geringen Abständen zu stromaufwärts und stromabwärts der Verflechtungsstrecke liegenden Knotenpunkten kann der Verkehrsablauf im Verflechtungsbereich beeinflusst werden. Zudem sind die komplexen Verflechtungsvorgänge, bei denen taktisches Fahrverhalten dominiert, mit derzeit verfügbaren Modellen nur eingeschränkt abbildbar. Anstelle eines Parametersatzes wurde stattdessen ein Leitfaden zur Simulation von langen Verflechtungsstrecken erarbeitet, der aus mehreren Kalibrierungsschritten besteht, die iterativ durchzuführen sind.

Grundlage für den Kalibrierungsvorgang ist die Wahl geeigneter **Eingangsparameter**. Dafür eignen sich für BABSIM und Aimsun Next die Parametersätze des Forschungsberichts „HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen“ (GEISTEFELDT et al., 2017) zusammen mit den Standardeinstellungen, die das jeweilige Programm vorgibt. Um die Fahrstreifenaufteilung im Verflechtungsbereich korrekt abzubilden, ist bei der Simulation mit PTV Vissim die Verwendung von fahrstreifenbezogenem Fahrverhalten notwendig (siehe Kapitel 9.2.3), das zum Zeitpunkt der Bearbeitung des o. g. Forschungsprojekts noch nicht in PTV Vissim zur Verfügung stand.

Im nächsten Schritt erfolgt die Kalibrierung der **Wunschgeschwindigkeit** an den Richtungsquerschnitten anhand des oberen Asts der q-v-Diagramme. Eine Einteilung der Verflechtungsstrecke in zwei oder drei verschiedene Geschwindigkeitsbereiche ermöglicht die Berücksichtigung von Geschwindigkeitsbeschränkungen und die Kalibrierung unterschiedlicher Wunschgeschwindigkeiten auf der Hauptfahrbahn und im Verflechtungsbereich. Geschwindigkeiten von Pkw und Lkw werden getrennt betrachtet.

Anschließend muss das **Fahrverhalten bei Fahrstreifenwechseln** kalibriert werden. Hierbei sind die akzeptierten Verzögerungen, reduzierte Sicherheitsabstände sowie das Kooperationsverhalten zu betrachten. Die konkreten Parameter unterscheiden sich hier je nach Simulationswerkzeug. Das Fahrverhalten bei Fahrstreifenwechseln bestimmt, mit welcher Aggressivität Fahrzeuge beim Folgen ihrer Route, d. h. bei notwendigen Ein- oder Ausfahrtvorgängen, den Fahrstreifen wechseln und welches Ausmaß an Behinderung der umliegenden Fahrzeuge dabei in Kauf genommen wird.

Weiterhin muss die **Einordnendistanz**, d. h. die Entfernung, ab der Fahrzeuge versuchen, den Fahrstreifen gemäß ihrer Route zu wechseln, eingestellt werden. Meist umfasst sie die Länge der gesamten Verflechtungsstrecke. Ist die Einordnendistanz zu kurz gewählt, wechseln Fahrzeuge erst spät den Fahrstreifen, um ihrer Route zu folgen. Dies kann beispielsweise bei einem hohen Ausfahreranteil zu erhöhten Verkehrsstärken auf dem linken Fahrstreifen und zu verspäteten Fahrstreifenwechseln führen. Andererseits kann eine zu lange Einordnendistanz zum Blockieren des rechten Fahrstreifens führen, sodass einfahrende Fahrzeuge behindert werden. Die Einordnendistanz ist somit auch ein zentraler Parameter zur Kalibrierung der Fahrstreifenaufteilung und der Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen.

Für eine abschließende Kalibrierung der **Kapazität** wird die Folgezeitlücke angepasst. Hierbei sind auch Kapazitätsengpässe stromabwärts der Verflechtungsstrecke zu berücksichtigen.

Weitere Einstellungen müssen individuell nach Simulationswerkzeug und simulierter Verflechtungsstrecke vorgenommen werden. Im Folgenden sind die durchgeführten Kalibrierungen getrennt nach den drei Simulationsprogrammen detailliert dargestellt.

9.2.2 BABSIM

Mit den Standardparametern von BABSIM und den Standardparameterkombinationen für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen (GEISTEFELDT et al., 2017) konnte im Rahmen der Kalibrierung der drei Simulationsmodelle eine hohe Übereinstimmung der q-v-Diagramme, der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen, der Fahrstreifenaufteilung sowie der Kapazitäten an den Messquerschnitten erreicht werden. Hierbei wurden zunächst als Ausgangsparametrisierung die Standardparameter für dreistreifige Richtungsfahrbahnen nach GEISTEFELDT et al. (2017) für alle drei Verflechtungsstrecken angewendet.

Zur Berücksichtigung des Einflusses des taktischen Fahrverhalten der stromabwärts ausfahrenden Fahrzeuge wurde in BABSIM wie auch in Vissim und Aimsun Next die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg zunächst mit der stromabwärts der Verflechtungsstrecke liegenden Einfahrt der AS Neuss-Reuschenberg sowie der Ausfahrt am AK Neuss-West nachgebildet. Es zeigte sich jedoch, dass das taktische Fahrverhalten im Bereich der in kurzem Abstand folgenden Ein- und Ausfahrt stromabwärts der Verflechtungsstrecke nicht mit ausreichender Qualität mit BABSIM kalibriert werden konnte. Daher wurde die Verflechtungsstrecke in BABSIM ohne die stromabwärts liegende Einfahrt der AS Neuss-Reuschenberg sowie die Ausfahrt am AK Neuss-West nachgebildet.

Da an allen drei Verflechtungsstrecken kein Messquerschnitt mit einer vollständigen Fahrstreifenabdeckung im Verflechtungsbereich vorhanden war, wurden zunächst die q-v-Diagramme der Messquerschnitte ober- und unterhalb der Verflechtungsstrecke zur Kalibrierung verwendet. Hierbei wurden insbesondere das Geschwindigkeitsniveau im oberen Ast des q-v-Diagramms betrachtet und die Wunschgeschwindigkeiten so variiert, dass Empirie und Simulation möglichst gut übereinstimmten. An allen drei Verflechtungsstrecken mussten zwei Bereiche mit einer unterschiedlichen Wunschgeschwindigkeitsverteilung unterschieden werden. Die Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die zwei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken enthält Tab. 9-3. Hierbei umfasst für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst der Bereich 1 (μ_1 und σ_1) sowohl die Hauptfahrbahn oberhalb der Verflechtungsstrecke als auch den Verflechtungsbereich. Für die Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs wurden die Wunschgeschwindigkeitsverteilungen mit dem Mittelwert μ_2 und der Standardabweichung σ_2 angewendet. Für die Verflechtungsstrecken der A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg und der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg umfasst der Bereich 1 die Hauptfahrbahn oberhalb des Verflechtungsbereichs sowie der Bereich 2 den Verflechtungsbereich und die Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs.

Verflechtungsstrecke	Pkw				Lkw			
	μ_1 [km/h]	σ_1 [km/h]	μ_2 [km/h]	σ_2 [km/h]	μ_1 [km/h]	σ_1 [km/h]	μ_2 [km/h]	σ_2 [km/h]
A 40 AK Duisburg – AK Kaiserberg	110	20	105	18	92	5	90	5
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reuschenberg	100	18	113	20	92	5	90	5
A 66 AD Eschborn – Frankfurt a. M.-Höchst	120	20	110	18	92	5	90	5

Tab. 9-3: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die zwei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (BABSIM)

Exemplarisch sind in Bild 9-2 die Ergebnisse der Kalibrierung der q-v-Diagramme an den Messquerschnitten auf der Hauptfahrbahn oberhalb und unterhalb des Verflechtungsbereichs für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg dargestellt.

Neben der ganzheitlichen Betrachtung der q-v-Diagramme oberhalb und unterhalb des Verflechtungsbereichs wurden auch die mittleren Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke sowie die Fahrstreifenaufteilungen an den Messquerschnitten oberhalb und unterhalb des Verflechtungsbereichs sowie im Verflechtungsbereich betrachtet. Hierbei wurden die für einen Fahrstreifen fehlenden Verkehrsstärken anhand von Kontinuitätsbetrachtungen ermittelt. Bild 9-3 zeigt den Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung am Beispiel der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg.

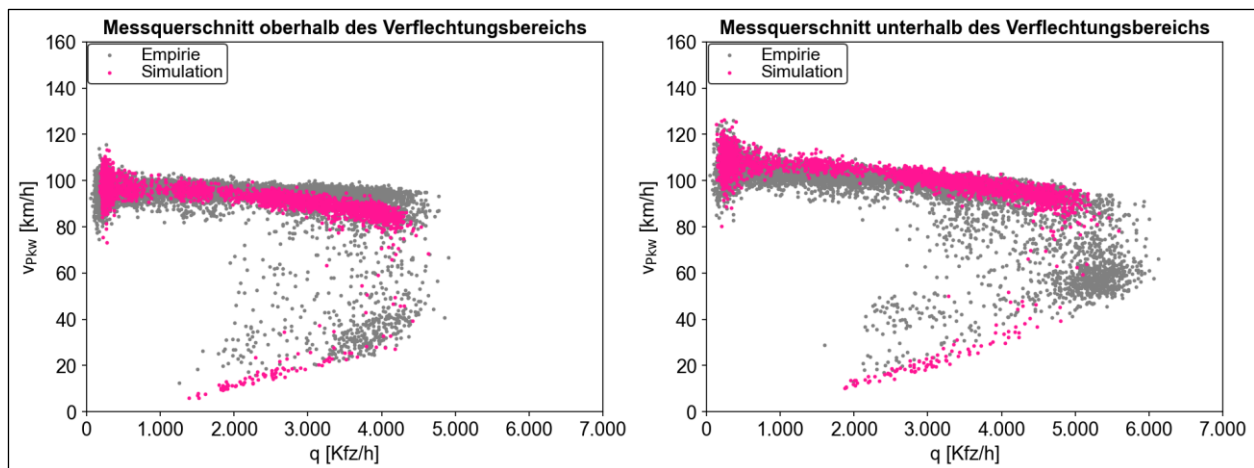


Bild 9-2: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (BABSIM)

Eine von den Standardparametern von BABSIM und den Standardparameterkombinationen für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen (GEISTEFELDT et al., 2017) abweichende Parametereinstellung musste zur Kalibrierung der Fahrstreifenaufteilung oberhalb des Verflechtungsbereichs der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst vorgenommen werden. Hierbei wurde für den oberhalb angrenzenden Streckenabschnitt im Fahrverhaltensparametersatz der Pkw die „Trägheit beim Fahrstreifenwechsel nach rechts“ von 0,1 auf 1,0 erhöht sowie die „Trägheit beim Wechsel von Fahrstreifen 1 nach 2“ von 1,0 auf 0,05 verringert.

Als weitere Kenngröße wurde die Kapazität kalibriert. Hierbei musste zunächst für jede der untersuchten Verflechtungsstrecken der maßgebende Kapazitätsengpass gemäß Bild 6-1 identifiziert werden. Im Simulationsprogramm BABSIM hat insbesondere der Fahrverhaltensparameter „angestrebte Folgezeitlücke“ einen unmittelbaren Einfluss auf die Kapazität. Eine Kalibrierung der Kapazität konnte nur für die beiden Verflechtungsstrecken der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg und der A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst durchgeführt werden. An der Verflechtungsstrecke der A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg liegt der maßgebende Engpass in der Ausfahrrampe, sodass die Kapazität des Verflechtungsbereichs nicht kalibriert werden konnte.

Mit den Standardparametern für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf dreistreifigen Richtungsfahrbahnen (GEISTEFELDT et al., 2017) konnte bereits eine gute Übereinstimmung zwischen der empirisch ermittelten und der simulierten Kapazität erreicht werden. Für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg wurde ohne eine weitere Anpassung der Fahrverhaltensparameter ein RMSPE von 0,18 % und ein GEH-Wert von 0,13 erreicht. Eine Anpassung des Fahrverhaltensparameters „angestrebte Folgezeitlücke“ wurde iterativ für die Verflechtungsstrecke der A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst durchgeführt. Hierbei konnte mit der Verringerung des Parameters von 0,55 s auf 0,48 s für den Verflechtungsbereich sowie die Hauptfahrbahn oberhalb und unterhalb der Verflechtungsstrecke ein RMSPE von 0,14 % und ein GEH-Wert von 0,10 erreicht werden. Eine Übersicht der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten für den jeweiligen Engpass im Ergebnis der Kalibrierung für die beiden Verflechtungsstrecken zeigt Tab. 9-4.

Verflechtungsstrecke	Engpass	C _{Empirie} [Pkw-E/h]	C _{Simulation} [Pkw-E/h]	RMSPE [%]	GEH-Wert [-]
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reuschenberg	Hauptfahrbahn unterhalb der Verflechtungsstrecke	5275	5284	0,18	0,13
A 66 AD Eschborn – Frankfurt a. M.-Höchst	Hauptfahrbahn unterhalb der Verflechtungsstrecke	5261	5269	0,14	0,10

Tab. 9-4: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten für den jeweiligen Engpass im Ergebnis der Kalibrierung (BABSIM)

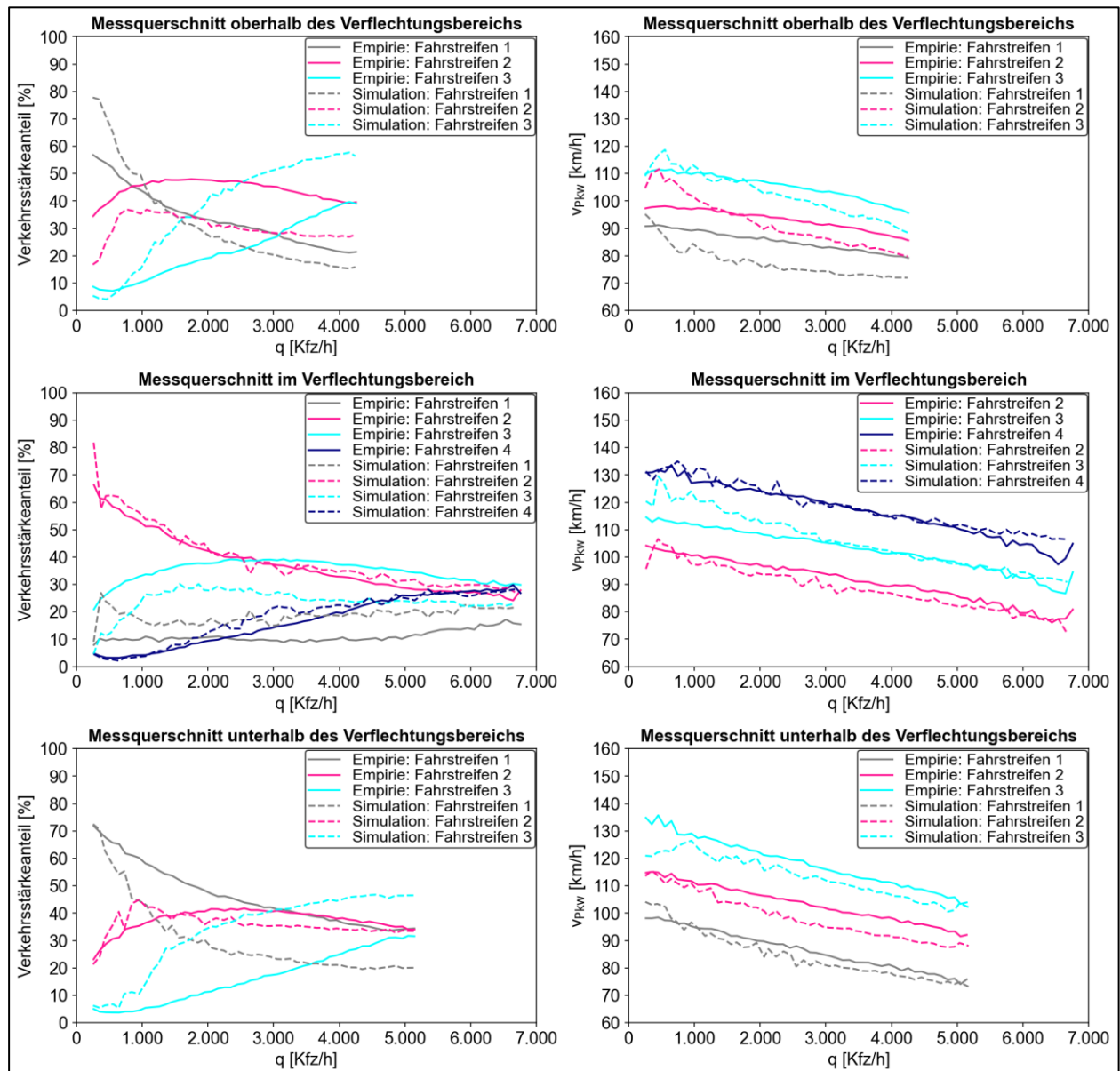


Bild 9-3: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (BABSIM)

9.2.3 PTV Vissim

Als Eingangswerte wurden für PTV Vissim Parameter für fahstreifenbezogenes Fahrverhalten verwendet. Dieses stützt sich auf fahstreifenspezifische Werte für die Parameter des Fahrzeugfolgmodells nach WIEDEMANN CC1 (Folgeabstand) und CC3 (Wahrnehmungsschwelle für Folgen). Außerdem wird die Freifahrzeit (die Zeit, für die es sich lohnt, auf den langsameren Fahstreifen zu wechseln) und der Faktor für reduzierten Sicherheitsabstand fahstreifenfein angepasst. Tab. 8-5 zeigt die empfohlenen fahstreifenbezogenen Parameter des Fahrverhaltens für eine dreistreifige Richtungsfahrbahn nach HAUENSTEIN (2021). Die Fahstreifen wurden von rechts (Fahstreifen 1) nach links gezählt. Parameter, die vom Grundverhalten des Rechtsfahrgebots abweichen, sind hervorgehoben. Für Lkw ist es ausreichend, den Parameter CC1 anzupassen, wobei die entsprechenden Werte des Parameters CC1 für Pkw übernommen werden. Für Verflechtungsbereiche mit vier oder mehr Fahstreifen wurde das Fahrverhalten des Fahstreifens 2 und – wenn nötig – 3 dupliziert. Für zweistreifige Hauptfahrbahnen wurde das Fahrverhalten der Fahstreifen 2 und 3 verwendet. Bei der späteren Kalibrierung der Kapazität wurden diese Eingangswerte für CC1 angepasst. Eine deutliche Unterscheidung zwischen dem ersten (äußerst rechten) Fahstreifen und den anderen Fahstreifen hat sich aber als zielführend erwiesen, um das Grundverhalten des Rechtsfahrgebots vor allem an Ein- und Ausfahrbereichen abzuschwächen.

Parameter	Fahstreifen	Standardwert	Fahstreifenfeiner Wert
CC1 [s]	1	0,90	1,50
	2	0,90	0,80
	3	0,90	0,90
CC3 [s]	1	- 8,00	-8,00
	2	- 8,00	-6,50
	3	- 8,00	-8,00
Freifahrzeit [s]	1	11,00	41,00
	2	11,00	11,00
	3	11,00	11,00
Faktor für reduzierten Sicherheitsabstand [-]	1	0,60	0,80
	2	0,60	0,50
	3	0,60	0,80

Tab. 9-5: Parameter für fahstreifenbezogenes Fahrverhalten in PTV Vissim für Pkw

Die Wunschgeschwindigkeiten wurden mit Hilfe von q-v-Diagrammen an den Messquerschnitten oberhalb, innerhalb und unterhalb der Verflechtungsstrecke kalibriert, soweit empirische Daten zur Verfügung standen. Es wurden getrennte Wunschgeschwindigkeiten für Pkw und Lkw ermittelt. An allen drei modellierten Verflechtungsstrecken wurden drei verschiedene Wunschgeschwindigkeitsbereiche jeweils auf den Hauptfahrbahnen ober- und unterhalb der Verflechtungsstrecke sowie im Verflechtungsbereich angelegt. Obwohl PTV Vissim die Möglichkeit bietet, empirisch ermittelte Wunschgeschwindigkeitsverteilungen anzulegen, wurden zur Vergleichbarkeit und Systematisierung beschränkte Normalverteilungen für die Wunschgeschwindigkeiten verwendet. Tab. 9-6 enthält die ermittelten Parameter für die Wunschgeschwindigkeitsverteilungen. Die resultierenden q-v-Diagramme für Pkw am Beispiel der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg zeigt Bild 9-4.

Verflechtungsstrecke	Pkw						Lkw					
	μ_1 [km/h]	σ_1 [km/h]	μ_2 [km/h]	σ_2 [km/h]	μ_3 [km/h]	σ_3 [km/h]	μ_1 [km/h]	σ_1 [km/h]	μ_2 [km/h]	σ_2 [km/h]	μ_3 [km/h]	σ_3 [km/h]
A 40 AK Duisburg – AK Kaiserberg	107	11	95	10	97	10	90	7	92	5	86	7
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reusch.	99	12	111	14	109	15	82	11	86	8	86	8
A 66 AD Eschborn – Ffm.-Höchst	109	14	104	9	104	14	88	5	90	5	92	5

Tab. 9-6: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die drei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (PTV Vissim)

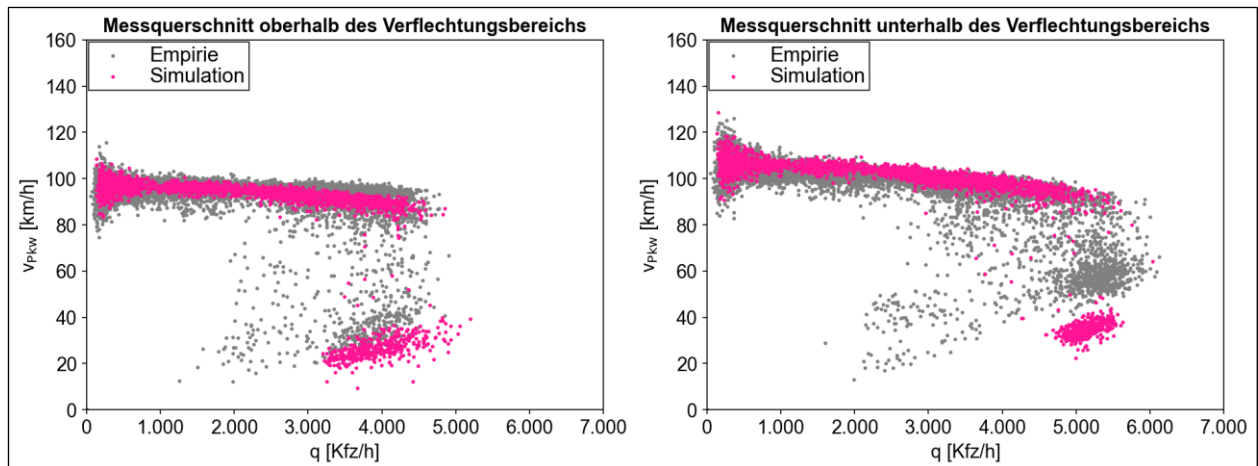


Bild 9-4: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten Intervallen (PTV Vissim)

Für das Fahrverhalten bei Fahrstreifenwechseln sind verschiedene Parameter relevant. Die maximale und akzeptierte Verzögerung bei notwendigen Fahrstreifenwechseln ist insbesondere an Einfahrbereichen und an kurzen Verflechtungsbereichen höher als die Grundeinstellung. Bei Lkw muss darauf geachtet werden, dass diese nicht zu häufig die mittleren und linken Fahrstreifen nutzen. Hierzu müssen die Freifahrzeit reduziert und kooperative Fahrstreifenwechsel deaktiviert werden. Zusätzlich wurde der linke Fahrstreifen für Lkw gesperrt, um unrealistische Fahrstreifenwechsel zu vermeiden. Die Ergebnisse der Fahrstreifenaufteilung und der Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen sind in Bild 9-5 dargestellt.

Als weitere Kenngröße wurde die Kapazität kalibriert. Die Folgezeitlücke CC1 wurde dafür fahrstreifenfein iterativ angepasst. Tab. 9-7 zeigt die Ergebnisse für die Verflechtungsstrecken der Autobahnen A 57 und A 66, für die empirische Kapazitäten ermittelt werden konnten.

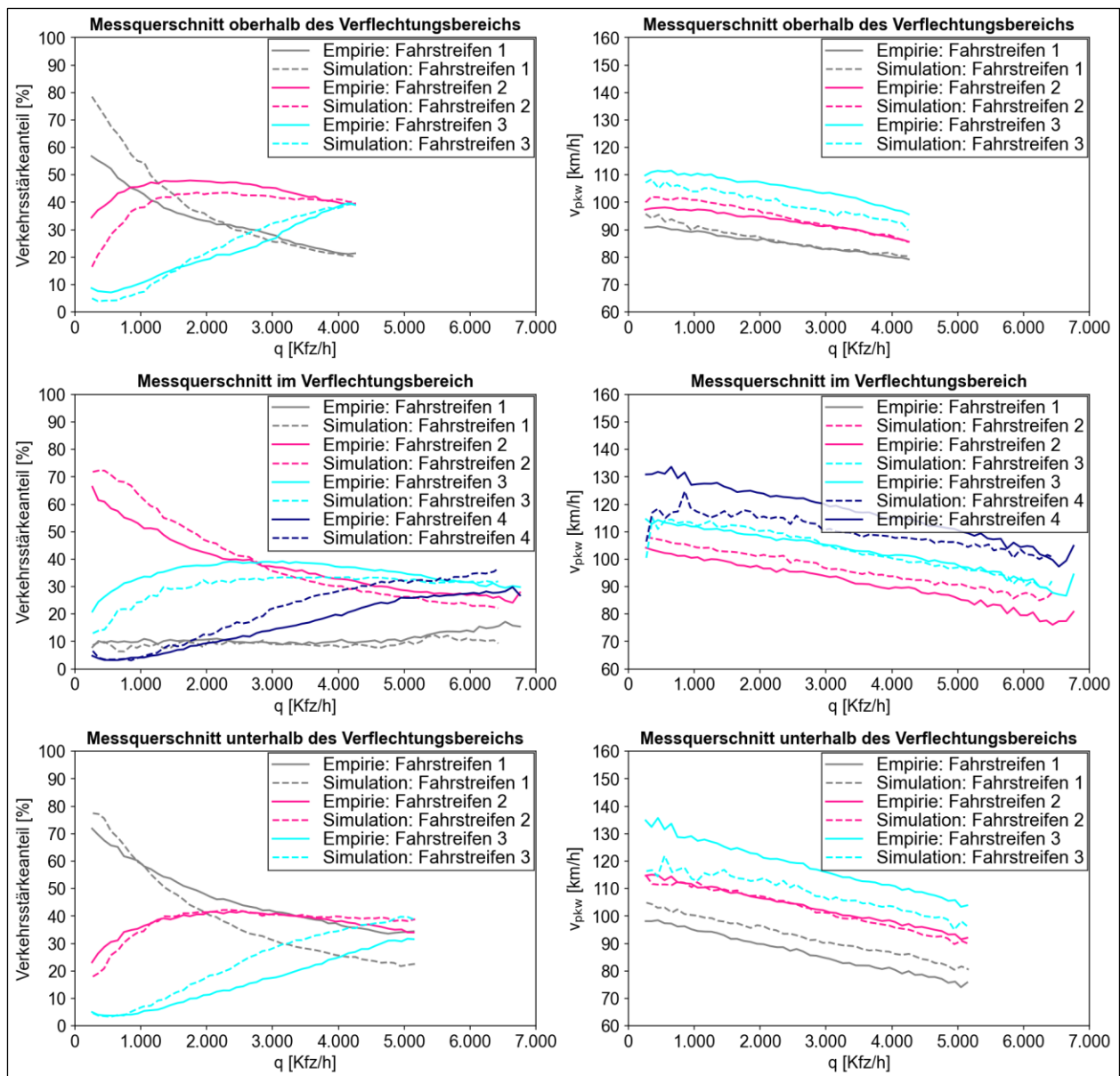


Bild 9-5: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (PTV Vissim)

Verflechtungsstrecke	Kapazität Empirie [Pkw-E/h]	Kapazität Simulation [Pkw-E/h]	RMSPE [%]	GEH-Wert [-]
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reuschenberg	6.500	6.520	0,04	0,25
A 66 AD Eschborn – Frankfurt a. M.-Höchst	7.304	7.323	0,03	0,22

Tab. 9-7: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten im Ergebnis der Kalibrierung (PTV Vissim)

9.2.4 Aimsun Next

Als Eingangsparameter für Aimsun Next wurden die in Tab. 9-8 angegebenen Parameterwerte nach GEISTEFELDT et al. (2017) verwendet. Der Großteil der Parameterwerte wird in Aimsun Next als abgeschnittene Normalverteilung unter der Angabe des Mittelwerts, der Abweichung, des Minimums und des Maximums definiert. Die Änderungen im Vergleich zu den in Aimsun Next hinterlegten Standardparametern

betreffen überwiegend die Parametrisierung der Fahrzeuge (Pkw und Lkw), deren Abmessungen (Länge und Breite) und Motorisierung (Beschleunigung und Verzögerung) auf für das Fahrzeugkollektiv auf deutschen Autobahnen repräsentative Werte festgelegt werden mussten. In diesem Zusammenhang wurde auch die maximale Wunschgeschwindigkeit erhöht, um Streckenabschnitte ohne Geschwindigkeitsbeschränkung korrekt abzubilden.

	Pkw				Lkw			
	Mittelw.	Abw.	Min.	Max.	Mittelw.	Abw.	Min.	Max.
Länge [m]	4,5	0,5	3,4	5,6	12	2	6	10
Breite [m]	2	0	2	2	2,3	0,5	1,9	3
Max. Wunschgeschwindigkeit [km/h]	130	50	100	200	80	5	70	85
Max. Beschleunigung [m/s ²]	3	0,2	2,6	3,4	1	0,5	0,6	1,8
Normale Verzögerung [m/s ²]	4	0,25	3,5	4,5	3,5	1	2,5	4,8
Max. Verzögerung [m/s ²]	6	0,5	5	7	5	0,5	4	6
Zul. Höchstgeschwindigkeit: Akzeptanz [-]	1	0,2	0,8	1,2	1	0	1	1
Netto-Weglücke [m]	1	0,3	0,5	1,5	1,5	0,5	1	2,5
Fahrzeugleitung: Akzeptanz [%]	76	10	65	90	80	10	70	90
Sensitivitätsfaktor [-]	1	0	1	1	1	0	1	1
Im Überholfahrstreifen bleiben [%]	0							
Rücksichtsloser Fahrstreifenwechsel	aus							

Tab. 9-8: Parameter für Aimsun Next nach GEISTEFELDT et al. (2017) (MW: Mittelwert, Abw.: Abweichung, Min.: Minimum, Max.: Maximum)

Die Wunschgeschwindigkeit eines Fahrzeugs hängt in Aimsun Next von drei Parametern ab. Jedem Fahrzeug wird bei der Initialisierung eine maximale Wunschgeschwindigkeit zugewiesen, die über die gesamte Simulationszeit konstant bleibt. Weiterhin besitzt jede Strecke eine zulässige Höchstgeschwindigkeit. Liegt die maximale Wunschgeschwindigkeit eines Fahrzeugs über der zulässigen Höchstgeschwindigkeit, wird die zulässige Höchstgeschwindigkeit mit dem fahrzeugeigenen Parameter „zul. Höchstgeschwindigkeit: Akzeptanz“ multipliziert, woraus sich die aktuelle Wunschgeschwindigkeit des Fahrzeugs ergibt. Zur Kalibrierung der q-v-Beziehung bei freiem Verkehr an den Messquerschnitten oberhalb, innerhalb und unterhalb der Verflechtungsstrecke wurde entsprechend die zulässige Höchstgeschwindigkeit der betreffenden Strecken angepasst. Die verwendeten Werte für die maximale Wunschgeschwindigkeit und die zulässigen Höchstgeschwindigkeiten enthält Tab. 9-9. Für die Verflechtungsstrecke der A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg wurde für Pkw eine von den in GEISTEFELDT et al. (2017) gegebenen Empfehlungen abweichende Wunschgeschwindigkeitsverteilung gewählt, um die fahrstreifenbezogene Geschwindigkeit (vgl. Bild 9-7) korrekt abbilden zu können. Hierzu wurde die Abweichung der Wunschgeschwindigkeitsverteilung deutlich angehoben, womit sich eine breitere Verteilung ergab. Um zu vermeiden, dass Fahrzeuge mit sehr geringer oder sehr hoher Wunschgeschwindigkeit erzeugt werden, wurde die Wunschgeschwindigkeitsverteilung auf Werte zwischen 85 und 150 km/h begrenzt.

Verflechtungsstrecke	Pkw		Lkw		Zul. Höchstgeschwindigkeit		
	μ [km/h]	σ [km/h]	μ [km/h]	σ [km/h]	Bereich 1 [km/h]	Bereich 2 [km/h]	Bereich 3 [km/h]
A 40 AK Duisburg – AK Kaiserberg	110	100	80	5	120	90	100
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reuschenberg	130	50	80	5	100	120	120
A 66 AD Eschborn – Frankfurt a. M.-Höchst	130	50	80	5	120	110	110

Tab. 9-9: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen sowie die zulässige Höchstgeschwindigkeit für die drei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (Aimsun Next)

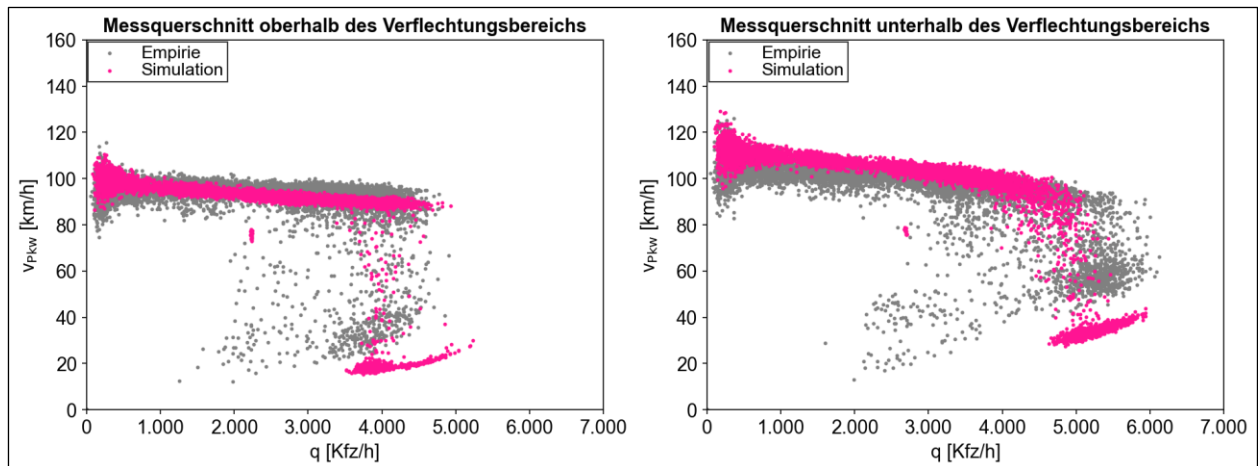


Bild 9-6: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten Intervallen (Aimsun Next)

Wichtigster Parameter zur korrekten Abbildung der Verflechtungsvorgänge ist die „Vorausschauweite beim Abbiegen“. Diese gibt an, ab welcher Entfernung zu einer Abbiegung bzw. Ausfahrt ein Fahrzeug damit beginnt, sich auf den entsprechenden Fahrstreifen einzuordnen. Bei hohen Verkehrsstärken und hohen Ausfahranteilen wird darüber gewissermaßen der Bereich definiert, an welcher der Verkehr am häufigsten zusammenbricht. Die makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs hat gezeigt, dass der größte Teil der Fahrstreifenwechsel auf den ersten 250 m der Verflechtungsstrecke stattfindet (vgl. Kapitel 5). Dementsprechend erscheint es sinnvoll, für die „Vorausschauweite beim Abbiegen“ die Länge der Verflechtungsstrecke anzusetzen. Liegen darüber hinaus Videoaufzeichnungen des Verkehrsablaufs vor, kann anhand dieser genauer identifiziert werden, wo auf der Verflechtungsstrecke der Großteil der Verflechtungsvorgänge stattfindet und entsprechend die „Vorausschauweite beim Abbiegen“ darauf bestimmt werden. Zur Kalibrierung der Verflechtungsvorgänge hat es sich zudem als sinnvoll erwiesen, den Parameter „Koope-ration“ zwischen 80 und 100 % sowie den Parameter „Aggressivität“ mit etwa 40 % anzusetzen. Die Wahl dieser Parameter hängt aber stark vom Fahrerkollektiv auf der jeweiligen Verflechtungsstrecke im Hinblick auf die Effizienz bei Verflechtungsvorgängen ab. Hier sind in Abhängigkeit der Lage der Verflechtungsstrecke (innerhalb oder außerhalb von Ballungsräumen) Unterschiede zu erwarten. Bild 9-7 zeigt Verkehrsstärkeanteile und die durchschnittliche Pkw-Geschwindigkeit der einzelnen Fahrstreifen in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Gesamtquerschnitt, die zur Kalibrierung der Verflechtungsvorgänge herangezogen werden können, am Beispiel der Untersuchungsstrecke der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg.

Abschließend folgt die Kalibrierung der Kapazität. Hierbei wurde der Parameter „Reaktionszeit“, der in Aimsun Next die Folgezeitlücke definiert, iterativ angepasst. Tab. 9-10 zeigt die Ergebnisse für die Verflechtungsstrecken auf den Autobahnen A 57 und A 66, für die empirische Kapazitäten ermittelt werden konnten.

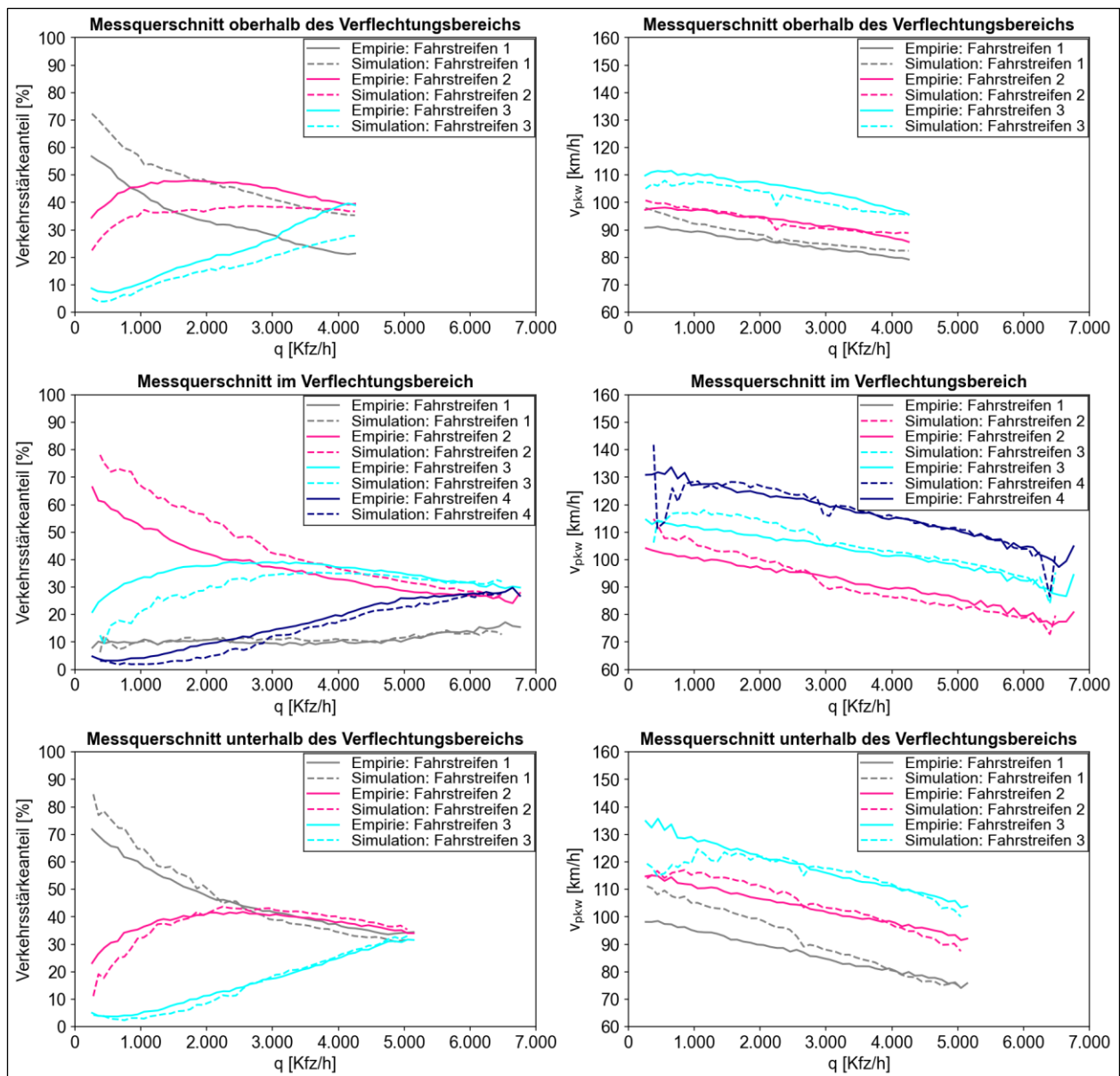


Bild 9-7: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (Aimsun Next)

Verflechtungsstrecke	Kapazität Empirie [Pkw-E/h]	Kapazität Simulation [Pkw-E/h]	RMSPE [%]	GEH-Wert [-]
A 57 Neuss-Hafen – Neuss-Reuschenberg	6.500	6.690	2,9	2,3
A 66 AD Eschborn – Frankfurt a. M.-Höchst	7.304	7.410	1,4	1,2

Tab. 9-10: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten im Ergebnis der Kalibrierung (Aimsun Next)

9.2.5 Fazit

Die Ergebnisse der Simulationsstudie zeigen, dass mit allen drei verwendeten mikroskopischen Verkehrssimulationsprogrammen die Modellierung von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten grundsätzlich möglich ist. Im Rahmen der Untersuchung wurde jedoch deutlich, dass eine Erarbeitung von Standardparametersätzen, wie sie von GEISTEFELDT et al. (2017) für andere Netzelemente ermittelt wurden, nicht

zielführend ist. Die auf der Verflechtungsstrecke stattfindenden Verflechtungsvorgänge und die zugrundeliegenden Fahrstrategien werden teilweise von stromaufwärts und stromabwärts liegenden Knotenpunkten beeinflusst. Dies betrifft z. B. die Entscheidung, wie weit vor einer Ausfahrt ein notwendiger Fahrstreifenwechsel durchgeführt wird und dem Folgen der Route somit Priorität vor dem Überholen von langsameren Fahrzeugen gegeben wird. Aus diesen Fahrstrategien resultieren komplexe Verflechtungsvorgänge, die für jede Verflechtungsstrecke unterschiedlich sind und entsprechend kalibriert werden müssen.

Anhand querschnittsbezogener Verkehrsflusskenngrößen wie der q-v-Beziehung und der daraus abgeleiteten Kapazität lassen sich die Simulationsmodelle mit der notwendigen Genauigkeit kalibrieren. Der Vergleich von Empirie und Simulation auf einer fahrstreifenbezogenen Betrachtungsebene, z. B. anhand der Fahrstreifenaufteilung und der Geschwindigkeiten auf den einzelnen Fahrstreifen, zeigt jedoch noch Verbesserungsbedarf (vgl. Bild 9-3, Bild 9-5 und Bild 9-7). Um diese Kenngrößen genauer nachbilden zu können, wären detailliertere Fahrstreifenwechselmodelle bzw. Fahrstreifenwahlmodelle sinnvoll. In Realität wählen Fahrzeuge den Fahrstreifen in Abhängigkeit von ihrer Route. Beispielsweise passieren auf der Hauptfahrbahn durchfahrende Fahrzeuge die Verflechtungsstrecke eher auf den äußeren linken Fahrstreifen. Weiterhin wären über die Fahrstreifenwechselmodelle hinaus auch Fahrstreifenwahlmodelle, die neben der Route auch die Wunschgeschwindigkeit berücksichtigen, hilfreich, um die Geschwindigkeiten auf den Fahrstreifen deutlicher differenzieren zu können. Eine Erweiterung der Simulationsprogramme bezüglich des taktischen Fahrverhaltens wäre ebenfalls sinnvoll. Insbesondere bei niedrigen Verkehrsstärken halten sich Fahrzeuge in der Simulation zu stark an das Rechtsfahrgebot, wodurch keine präventiven Fahrstreifenwechsel nach links im Einfahr- und Verflechtungsbereich durchgeführt werden.

10 Analyse der Verkehrssicherheit

10.1 Datengrundlage

Die Analyse der Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken basiert auf den polizeilichen Unfalldaten sowie Verkehrsdaten von Dauerzählstellen für die Jahre 2015 bis 2019 der Bundesländer Nordrhein-Westfalen und Hessen, die vom Landesbetrieb Straßenbau NRW bzw. Hessen Mobil – Straßen- und Verkehrsmanagement zur Verfügung gestellt wurden. Zusätzlich wurden Daten von Arbeitsstellen längerer und kürzerer Dauer verwendet, um Zeiträume auszuschließen, in denen der Verkehrsablauf durch Baumaßnahmen beeinflusst wurde. Für die Ermittlung von Unfallraten und Unfallkostenraten wurden die Verkehrsdaten von Dauerzählstellen verwendet, aus denen die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke ermittelt wurde. Dabei wurden fehlende Intervalle proportional hochgerechnet sowie Arbeitsstellenzeiträume grundsätzlich ausgeschlossen. Verflechtungsstrecken, an denen der Verkehrsablauf in mehr als drei der fünf Jahre des Betrachtungszeitraum durch Arbeitsstellen beeinflusst war, wurden aus dem Untersuchungskollektiv ausgeschlossen.

In den Unfalldatenbanken der Länder sind nicht alle Unfälle mit leichtem Sachschaden (Kategorie 5) enthalten, da nach dem StVUnfStatG (1990) lediglich eine statistische Erfassung für Unfälle der Kategorien 1-4 und 6 vorgeschrieben ist. Der Anteil der Unfälle der Kategorie 5 an allen polizeilich erfassten Unfällen unterscheidet sich zwischen den beiden Bundesländern deutlich. Im untersuchten Zeitraum von 2015 bis 2019 liegt der Anteil in NRW bei 50 % und in Hessen bei ca. 78 %. Um eine bessere Vergleichbarkeit des Unfallgeschehens an Verflechtungsstrecken der beiden Bundesländer zu gewährleisten, werden daher für den Großteil der Auswertungen ausschließlich die Unfallkategorien 1 bis 4 und 6 betrachtet.

Für die Berechnung der Unfallkenngrößen sind drei Bereiche mit unterschiedlichem DTV-Wert relevant, deren Einteilung in Bild 10-1 definiert ist. Durch den einfahrenden und ausfahrenden Verkehr am Beginn bzw. am Ende der Verflechtungsstrecke ergeben sich unterschiedliche Verkehrsstärken im Einflussbereich der Verflechtungsstrecke. Bei der Analyse der Verkehrssicherheit wurden nur Verflechtungsstrecken betrachtet, an denen mindestens von zwei der fünf möglichen Zählstellenstandorte entsprechende Daten zur Verfügung standen. Durch Kontinuitätsberechnungen können die Verkehrsstärken auch für Bereiche, in denen kein Messquerschnitt liegt, berechnet werden. Da alle im Rahmen dieser Untersuchung analysierten Verflechtungsstrecken zwei Autobahnknotenpunkte miteinander verbinden, wurde die Plausibilität der DTV_V-Werte zusätzlich anhand der Ergebnisse der Straßenverkehrszählung 2015 (BAST, 2017) geprüft.

Falls an den Verflechtungsstrecken nicht alle Verkehrsstärken durch Dauerzählstellendaten oder Kontinuitätsberechnungen ermittelbar waren, wurden die Verkehrsstärken der Einfahrt und der Ausfahrt an der Verflechtungsstrecke geschätzt. Dabei wurden die Annahmen so getroffen, dass die Unfallraten und Unfallkostenraten keine systematische Unterschätzung erfahren, indem für die Ein- und Ausfahrrampen tendenziell eher hohe Verkehrsstärken geschätzt wurden. In einigen Fällen orientieren sich die geschätzten DTV-Werte an den Dauerzählstellendaten aus den Jahren 2010 bis 2014, falls für die Jahre 2015 bis 2019 keine Verkehrsdaten vorhanden waren.

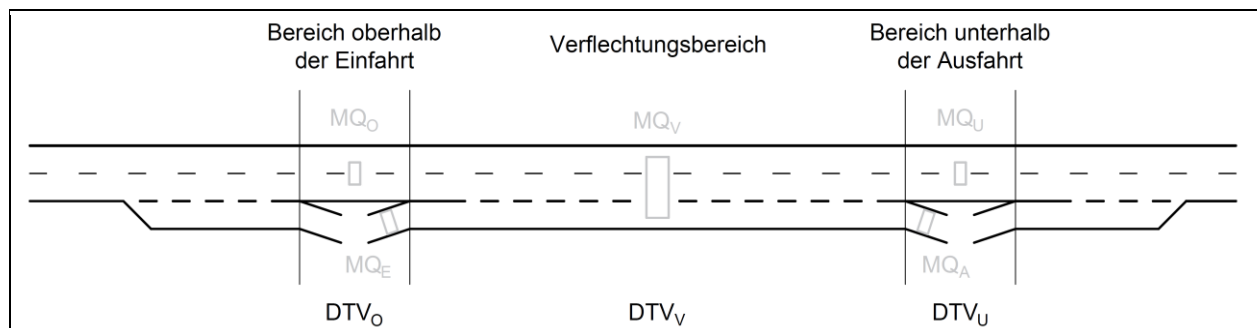


Bild 10-1: Definition der Bereiche mit unterschiedlichen DTV-Werten am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1

10.2 Methodik

10.2.1 Einteilung der Untersuchungsstrecken

Im Rahmen der Sicherheitsanalyse wurden nicht nur Unfälle betrachtet, die sich innerhalb des Verflechtungsbereichs ereignet haben, sondern auch Unfallereignisse im räumlichen Vor- und Nachlauf des Verflechtungsbereichs. Dadurch wurden auch die Unfälle mitberücksichtigt, die sich aufgrund des Verkehrsablaufs unmittelbar vor oder hinter dem Verflechtungsbereich ereignet haben. Die Einteilung einer Verflechtungsstrecke in die drei Bereiche ist schematisch in Bild 10-2 dargestellt. Die Vorlaufstrecke beginnt an der Sperrflächenspitze der stromaufwärts liegenden Ausfahrt und endet an der Sperrflächenspitze der Einfahrt der Verflechtungsstrecke. Die maximale Länge der Vorlaufstrecke beträgt jedoch 500 m, sodass der Vorlaufbereich nicht an allen Verflechtungsstrecken an der Sperrflächenspitze der Ausfahrt stromaufwärts beginnt. Der Nachlaufbereich beginnt an der Sperrflächenspitze der Ausfahrt der Verflechtungsstrecke und endet an der Sperrflächenspitze der stromabwärts gelegenen Einfahrt, ist jedoch wie der Vorlaufbereich auf maximal 500 m Länge begrenzt. Der Gesamteinflussbereich der Verflechtungsstrecke ist somit sowohl von der Länge des Verflechtungsbereichs als auch von der Geometrie der Knotenpunkte am Beginn und am Ende der Verflechtungsstrecke abhängig.

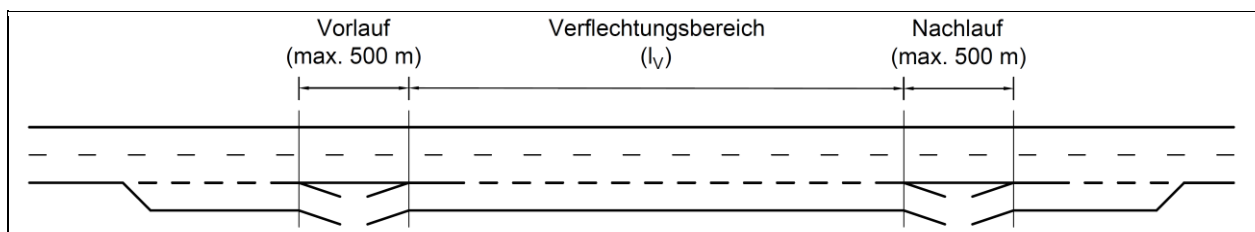


Bild 10-2: Einteilung der Untersuchungsbereiche der Verflechtungsstrecken am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1

10.2.2 Berechnung der Unfallkenngrößen

Zur Beurteilung der Verkehrssicherheit von Verflechtungsstrecken wurden Unfallkenngrößen berechnet und Vergleichswerten gegenübergestellt. Die Gleichungen zur Berechnung der Unfallkenngrößen wurden bereits in Kapitel 2.5.1 erläutert. Aufgrund der unvollständigen Erfassung der Unfälle mit leichtem Personenschaden wurden für die Berechnung der Unfallkenngrößen in der Regel ausschließlich Unfälle der Kategorien 1 bis 4 und 6 herangezogen. Für die Verwendung von Unfallkostensätzen wurden die in Kapitel 2.5.1 dokumentierten Vorgaben der H Uks (FGSV, 2017) berücksichtigt.

Bei der Unfallrate sowie der Unfallkostenrate wurden die Kenngrößen für die drei Bereiche der Untersuchungsstrecken nach Bild 10-2 aufgrund der unterschiedlichen Verkehrsstärken separat berechnet. Die Zusammenfassung der Unfallraten oder Unfallkostenraten erfolgte durch die Berechnung der fahrleistungsgewichteten mittleren Unfallrate bzw. Unfallkostenrate nach den folgenden Gleichungen:

$$UR_M = \frac{\sum_{i=1}^n (UR_i \cdot DTV_i \cdot L_i)}{\sum_{i=1}^n DTV_i \cdot L_i} \quad (10-1)$$

$$UKR_M = \frac{\sum_{i=1}^n (UKR_i \cdot DTV_i \cdot L_i)}{\sum_{i=1}^n DTV_i \cdot L_i} \quad (10-2)$$

10.2.3 Analyse der Unfallmerkmale

Bei der Analyse der Unfallmerkmale wurden u. a. die Verteilungen der relevanten Unfalltypen und Unfallarten ermittelt, um typische Konfliktsituationen und Unfallabläufe an Verflechtungsstrecken unterschiedlicher Typen zu ermitteln und dadurch Rückschlüsse auf mögliche Sicherheitsdefizite schließen zu können.

Durch den Unfalltyp wird die Konfliktsituation ausgedrückt, die zu dem Unfall geführt hat. Insgesamt wird dabei nach den folgenden sieben Unfalltypen differenziert (FGSV, 2012):

- Unfalltyp 1 – Fahr Unfall:
Der Unfall wurde ausgelöst durch den Verlust der Kontrolle über das Fahrzeug (wegen nicht angepasster Geschwindigkeit oder falscher Einschätzung des Straßenverlaufs, des Straßenzustandes o. Ä.), ohne dass andere Verkehrsteilnehmer dazu beigetragen haben. Infolge unkontrollierter Fahrzeugbewegungen kann es dann aber zum Zusammenstoß mit anderen Verkehrsteilnehmern gekommen sein.
- Unfalltyp 2 – Abbiege-Unfall:
Der Unfall wurde ausgelöst durch einen Konflikt zwischen einem Abbieger und einem aus gleicher oder entgegengesetzter Richtung kommenden Verkehrsteilnehmer (auch Fußgänger) an Kreuzungen, Einmündungen, Grundstücks- oder Parkplatzzufahrten.
- Unfalltyp 3 – Einbiegen/Kreuzen-Unfall:
Der Unfall wurde ausgelöst durch einen Konflikt zwischen einem einbiegenden oder kreuzenden Wartepflichtigen und einem vorfahrtsberechtigten Fahrzeug an Kreuzungen, Einmündungen oder Ausfahrten von Grundstücken und Parkplätzen.
- Unfalltyp 4 – Überschreiten-Unfall:
Der Unfall wurde ausgelöst durch einen Konflikt zwischen einem Fahrzeug und einem Fußgänger auf der Fahrbahn, sofern dieser nicht in Längsrichtung ging und sofern das Fahrzeug nicht abgebogen ist. Dies gilt auch, wenn der Fußgänger nicht angefahren wurde.
- Unfalltyp 5 – Unfall durch ruhenden Verkehr:
Der Unfall wurde ausgelöst durch einen Konflikt zwischen einem Fahrzeug des fließenden Verkehrs und einem Fahrzeug, das parkt/hält bzw. Fahrmanöver im Zusammenhang mit dem Parken/Halten durchführte.
- Unfalltyp 6 – Unfall im Längsverkehr:
Der Unfall wurde ausgelöst durch einen Konflikt zwischen Verkehrsteilnehmern, die sich in gleicher oder entgegengesetzter Richtung bewegten, sofern dieser Konflikt nicht einem anderen Unfalltyp entspricht.
- Unfalltyp 7 – Sonstiger-Unfall:
Unfall, der sich nicht den Typen 1 bis 6 zuordnen lässt. Beispiele: Wenden, Rückwärtsfahren, Parken untereinander, Hindernis oder Tier auf der Fahrbahn, plötzlicher Fahrzeugschaden (Bremsversagen, Reifenschäden o. Ä.).

Für die Zuordnung einer Unfallart ist die Bewegungsrichtung der Unfallbeteiligten entscheidend. Dabei wird zwischen Kollisionen und Abkommen von der Fahrbahn sowie Unfällen anderer Art differenziert. Die Unfallart beschreibt demnach den Ablauf der Unfallentstehung und lässt sich durch die folgenden zehn Unfallarten beschreiben:

- Unfallart 1:
Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das anfährt, anhält oder im ruhenden Verkehr steht
- Unfallart 2:
Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das vorausfährt oder wartet
- Unfallart 3:
Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das seitlich in gleicher Richtung fährt
- Unfallart 4:
Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das entgegenkommt
- Unfallart 5:
Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das abbiegt, einbiegt oder kreuzt
- Unfallart 6:
Zusammenstoß zwischen Fahrzeug und Fußgänger
- Unfallart 7:
Aufprall auf ein Hindernis auf der Fahrbahn

- Unfallart 8:
Abkommen von der Fahrbahn nach rechts
- Unfallart 9:
Abkommen von der Fahrbahn nach links
- Unfallart 10 bzw. 0:
Unfall anderer Art

Neben Unfalltypen und Unfallarten werden im Rahmen der polizeilichen Unfallaufnahme weitere Unfallmerkmale protokolliert, von denen im Rahmen der Untersuchung von Verflechtungsstrecken die Unfallsachen und die Art der Verkehrsbeteiligung ausgewertet wurden.

10.3 Ergebnisse

10.3.1 Verunglücktenstruktur

An den insgesamt 74 untersuchten Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung wurden zwischen 2015 und 2019 insgesamt 2143 Unfälle polizeilich registriert. Bei 521 dieser Unfälle kam es zu Personenschäden. Bei fünf Unfällen der Kategorie 1 wurden insgesamt sechs Personen getötet, eine schwer- und fünf leichtverletzt. Bei 94 Unfällen mit schwerem Personenschaden wurden 120 Menschen schwerverletzt und weitere 53 leichtverletzt. Weitere 617 Personen haben sich bei 422 Unfällen der Kategorie 3 leichtverletzt.

Auf der Grundlage der Unfallzahlen ergibt sich die in Tab. 10-1 zusammengefasste Verunglücktenstruktur, die die Anzahl der Verunglückten auf eine Zahl von 100 Unfällen mit schwerem Personenschaden bezieht. Im Vergleich zur mittleren Struktur auf deutschen Autobahnen nach FGSV (2003) und nach DESTATIS (2016-2020) weicht die Verunglücktenstruktur lediglich hinsichtlich der Zahl der Getöteten deutlich ab.

Quelle	Untersuchungsgegenstand	Verunglückte je 100 U(SP)		
		Getötete	Schwerverletzte	Leichtverletzte
Vorliegende Untersuchung	Verflechtungsstrecken	6	122	59
FGSV (2003)	alle Autobahnen	12	123	64
DESTATIS (2016-2020)	alle Autobahnen	9	127	¹⁾
¹⁾ nicht ermittelbar				

Tab. 10-1: Vergleich der Verunglücktenstruktur mit der mittleren Struktur auf deutschen Autobahnen nach FGSV (2003) und DESTATIS (2016-2020)

Mit 521 Unfällen mit Personenschaden wird die Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT+SV}$ für alle in den H Uks (FGSV, 2017) aufgeführten relativen Standardabweichungen erreicht. Für die mit der geringsten Sicherheit statistisch abgesicherte Funktion für die Ermittlung der Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT}$ (relative Standardabweichung von 25 %) ergibt sich ein Wert von 1592 Unfällen mit Personenschaden, die vom Untersuchungskollektiv nicht eingehalten wird. Da die Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT+SV}$ erreicht und $n_{\min,GT}$ nicht erreicht wird, erfolgt eine gemeinsame Bewertung von Getöteten und Schwerverletzten (vgl. Tab. 2-7) und keine Anpassung von Unfallkostensätzen. Für die Ermittlung der Unfallkosten wurden folglich die pauschalen Unfallkostensätze für U(SP), U(LV), U(SS) sowie U(LS) zum Preisstand 2010 aus Tab. 2-5 verwendet.

10.3.2 Unfallkenngrößen

Um die Unterschiede bei der statistischen Erfassung von Unfällen der Kategorie 5 zwischen den Bundesländern Nordrhein-Westfalen und Hessen zu verdeutlichen, sind in Bild 10-3 die mittleren Unfallkenngrößen aller Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung den entsprechenden Mittelwerten für Bundesautobahnen gegenübergestellt. Der Vergleich der Unfallraten und Unfalldichten legt die Vermutung nahe, dass ein größerer Teil der Unfälle mit leichtem Sachschaden in Nordrhein-Westfalen nicht in den Unfalldatenbanken geführt wird.

Die Betrachtung der Unfalldichten für Unfälle mit mindestens schwerem Sachschaden zeigt, dass pro Streckenkilometer auf Verflechtungsstrecken mehr Unfälle passieren als im Durchschnitt auf Bundesautobahnen. Die Unfallraten an den untersuchten Verflechtungsstrecken liegen hingegen im Vergleich zu Bundesautobahnen auf einem ähnlich hohen Niveau. Dieses Ergebnis zeigt, dass das Risiko für den einzelnen Verkehrsteilnehmer, an einer Verflechtungsstrecke in einen Unfall verwickelt zu werden, nicht höher ist als generell auf deutschen Autobahnen. Im Vergleich der Ergebnisse für Unfalldichten und Unfallraten wird außerdem deutlich, dass die Verkehrsbelastung von Verflechtungsstrecken deutlich größer ist als im Mittel für das gesamte bundesweite Autobahnnetz.

Für die Berechnung der Unfallkostendichten und -raten für das gesamte Bundesautobahnnetz wurden ebenfalls die pauschalen Unfallkostensätze zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012) verwendet. Die in Bild 10-3 dargestellten Unfallkostendichten zeigen, dass pro Streckenkilometer an den untersuchten Verflechtungsstrecken höhere Unfallkosten anfallen als im Durchschnitt auf Bundesautobahnen. Im Gegensatz dazu zeigen die Unfallkostenraten allerdings, dass fahrleistungsbezogen keine höheren Unfallkostenraten zu erwarten sind und die untersuchten Verflechtungsstrecken demnach kein erhöhtes Sicherheitsrisiko aufweisen. Dabei fällt insbesondere auf, dass an den untersuchten Verflechtungsstrecken in Hessen deutlich weniger Unfallkosten durch Unfälle der Kategorien 1 und 2 verursacht wurden.

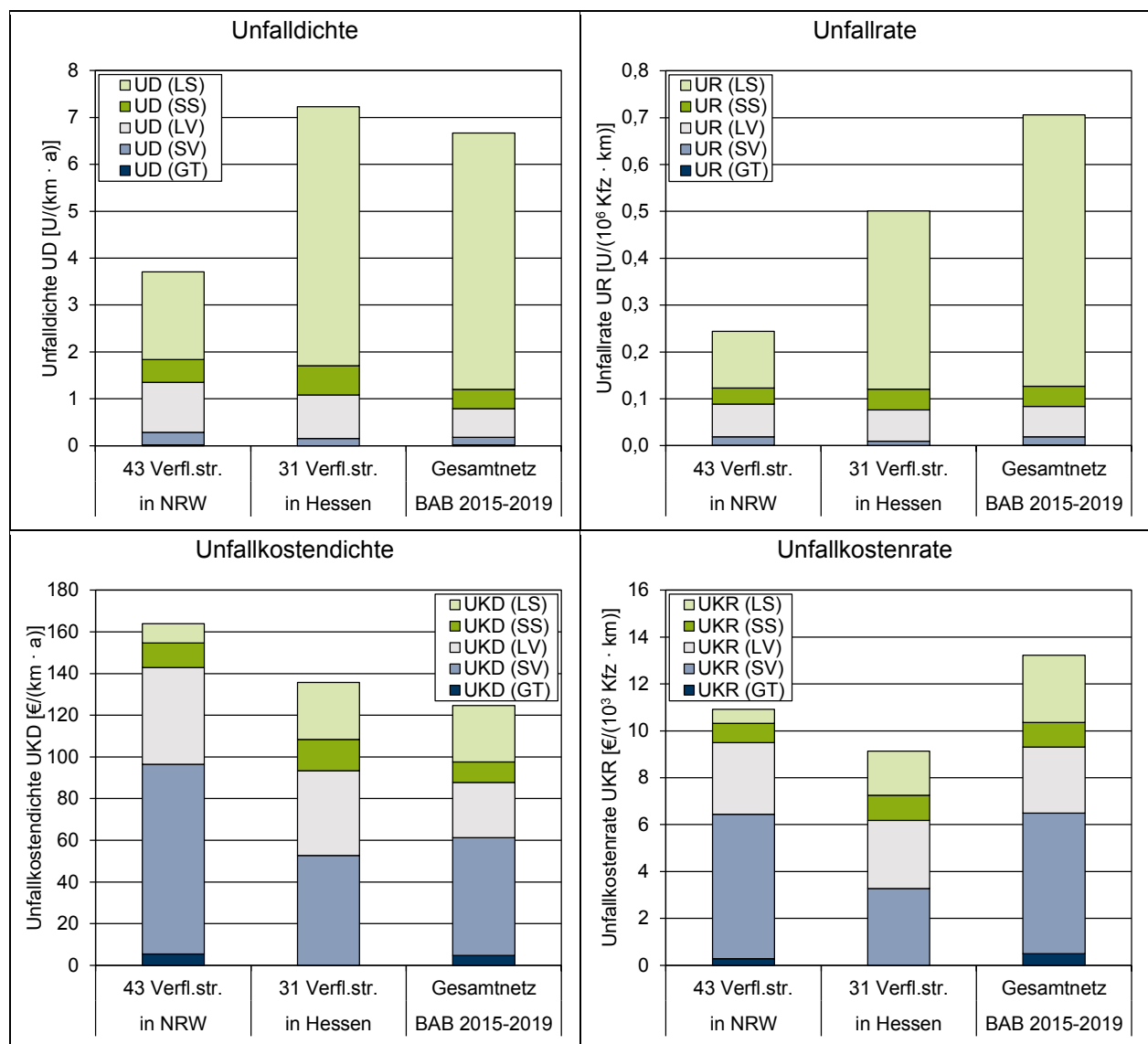


Bild 10-3: Vergleich der mittleren Unfallkenngrößen des Untersuchungskollektivs mit den Durchschnittswerten für Bundesautobahnen

Ein Vergleich der Unfallraten von Verflechtungsstrecken mit den Literaturwerten für Ausfahrt- und Einfahrtstypen mit Fahrstreifensubtraktion bzw. Fahrstreifenaddition (WEISER et al., 2006, FRIEDRICH et al., 2008,

HANKE und GEISTEFELDT, 2020) in Tab. 2-12 ist aufgrund der unterschiedlichen Anteile der Unfallkategorie 5 lediglich für die Verflechtungsstrecken in Hessen sinnvoll. Mit einem Wert von $0,50 \text{ U}/(10^6 \text{ Kfz} \cdot \text{km})$ liegt die mittlere Unfallrate aller untersuchten Verflechtungsstrecken in Hessen in einer vergleichbaren Größenordnung zu den Literaturwerten der Elemente von Autobahnknotenpunkten.

Als weitere Vergleichswerte dienen die Literaturwerte für freie Strecken von Autobahnen von BARK et al. (2017), die bereits in Kapitel 2.5.1 erläutert wurden. In Bild 10-4 sind dazu die mittleren Unfallraten und Unfallkostenraten der untersuchten Verflechtungsstrecken differenziert nach der Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn den Literaturwerten gegenübergestellt. Als Vergleichswerte von BARK et al. (2017) wurden die entsprechenden Kenngrößen der Regelquerschnitte RQ 31 und RQ 36 für zweistreifige bzw. dreistreifige Hauptfahrbahnen verwendet. Zu beachten ist außerdem, dass den Unfallraten lediglich die Unfälle mit mindestens schwerem Sachschaden zugrunde liegen und bei den Unfallkostenraten das Gesamtunfallgeschehen betrachtet wurde. Die Unfallkostenraten des Untersuchungskollektivs entsprechen demnach aufgrund der unvollständigen Erfassung der Unfälle mit leichtem Sachschaden nur in etwa den tatsächlichen Unfallkostenraten. Die Ergebnisse in Bild 10-4 zeigen, dass die mittleren Unfallraten und Unfallkostenraten der Verflechtungsstrecken des Untersuchungskollektivs mit zwei oder drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn nicht größer sind als die Literaturwerte für die freie Strecke von Autobahnen nach BARK et al. (2017). Bei den Unfallkostenraten ist sogar davon auszugehen, dass diese trotz der unvollständigen Erfassung der Unfälle mit leichtem Sachschaden geringer sind als auf der freien Strecke. An der einzigen Verflechtungsstrecke an einer vierstreifigen Richtungsfahrbahn wurde eine Unfallrate und Unfallkostenrate ermittelt, die weniger als halb so hoch ist wie die Vergleichswerte auf freier Strecke nach BARK et al. (2017) für einen RQ 43,5.

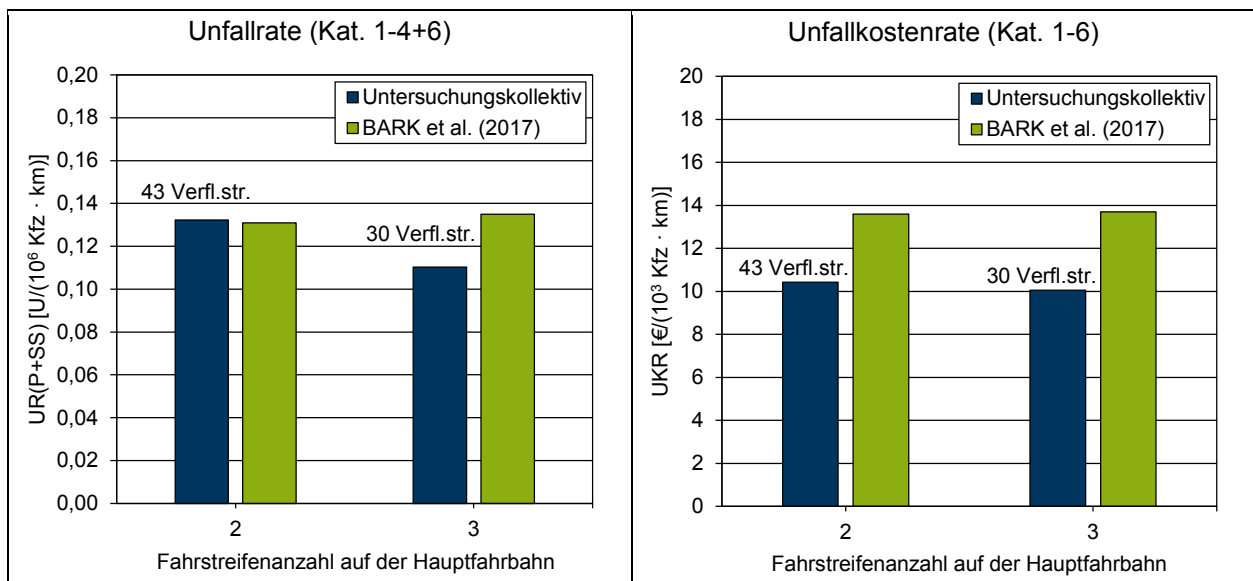


Bild 10-4: Vergleich der Unfallraten und Unfallkostenraten des Untersuchungskollektivs mit den Werten für freie Strecken von Autobahnen nach BARK et al. (2017)

Aufgrund der offenbar unterschiedlichen Erfassungsraten der Unfälle mit leichtem Sachschaden in Nordrhein-Westfalen und Hessen erfolgten die weiteren Auswertungen der Unfallkenngrößen für eine bessere Vergleichbarkeit auf der Grundlage der Unfälle mit mindestens schwerem Sachschaden (Kategorien 1-4 und 6). Die Mittelwerte und Standardabweichungen der vier Unfallkenngrößen sind differenziert nach Verflechtungstyp und Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn in Tab. 10-2 zusammengefasst. An den Ergebnissen fällt auf, dass die Mittelwerte der Unfallkenngrößen an asymmetrischen Verflechtungsstrecken (Typen V 3 und V 4) in der Regel höher sind als an den symmetrischen Verflechtungsstrecken (Typen V 1, V 2 und weitere sym.). Besonders niedrige Unfallkenngrößen wurden an den Verflechtungsstrecken des Typs V 2 ermittelt.

Typ	FS HFB	n _{Verfl}	UD [U/(km · a)]		UKD [10 ³ €/(km · a)]		UR [U/(10 ⁶ Kfz · km)]		UKR [€/(10 ³ Kfz · km)]	
			μ	σ	μ	σ	μ	σ	μ	σ
V 1	2	26	1,50	0,87	116,6	109,4	0,12	0,08	9,5	10,1
	3	14	1,79	1,25	140,3	126,9	0,10	0,06	7,7	6,6
	4	1	1,35	-	44,0	-	0,05	-	1,7	-
V 2	2	2	1,16	0,53	60,9	3,6	0,07	0,03	4,0	0,4
	3	2	2,31	0,88	173,6	65,6	0,10	0,04	7,4	2,7
V 3	2	1	2,05	-	184,1	-	0,17	-	15,5	0,0
	3	4	2,04	0,50	152,0	87,6	0,13	0,03	9,9	5,7
V 4	2	5	2,97	1,69	199,9	160,6	0,22	0,13	14,0	10,7
	3	2	3,83	1,41	324,9	63,1	0,21	0,10	17,3	0,2
weitere sym.	2	9	1,49	0,78	75,0	47,4	0,12	0,06	5,8	3,3
	3	8	1,75	1,01	173,1	88,9	0,09	0,05	9,6	5,3

Tab. 10-2: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der ermittelten Unfallkenngrößen des Untersuchungskollektivs differenziert nach Verflechtungstyp und Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Die Einzelwerte der Unfallraten und Unfallkostenraten der insgesamt 74 untersuchten Verflechtungsstrecken sind differenziert nach der Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn in Bild 10-5 dargestellt. Die Darstellungen der beiden Unfallkenngrößen zeigen, dass es innerhalb der Teilkollektive mit gleichem Verflechtungstyp und gleicher Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn zum Teil große Streuungen der Einzelwerte gibt. Sowohl für Verflechtungsstrecken an zweistreifiger Hauptfahrbahn als auch an dreistreifiger Hauptfahrbahn fällt auf, dass es trotz der insgesamt geringen Anzahl an asymmetrischen Verflechtungstypen Einzelwerte gibt, die im Vergleich zu den symmetrischen Verflechtungstypen hohe Unfallraten und Unfallkostenraten aufweisen. Am Beispiel der Unfallrate ist in Bild 10-6 ein Rangdiagramm dargestellt, in dem lediglich nach symmetrischen und asymmetrischen Verflechtungsstrecken differenziert wird. Das Rangdiagramm verdeutlicht, dass die geringsten Unfallraten ausschließlich an symmetrischen Verflechtungsstrecken ermittelt wurden. Die asymmetrischen Verflechtungsstrecken weisen im Mittel einen höheren Rang auf als symmetrische Verflechtungsstrecken.

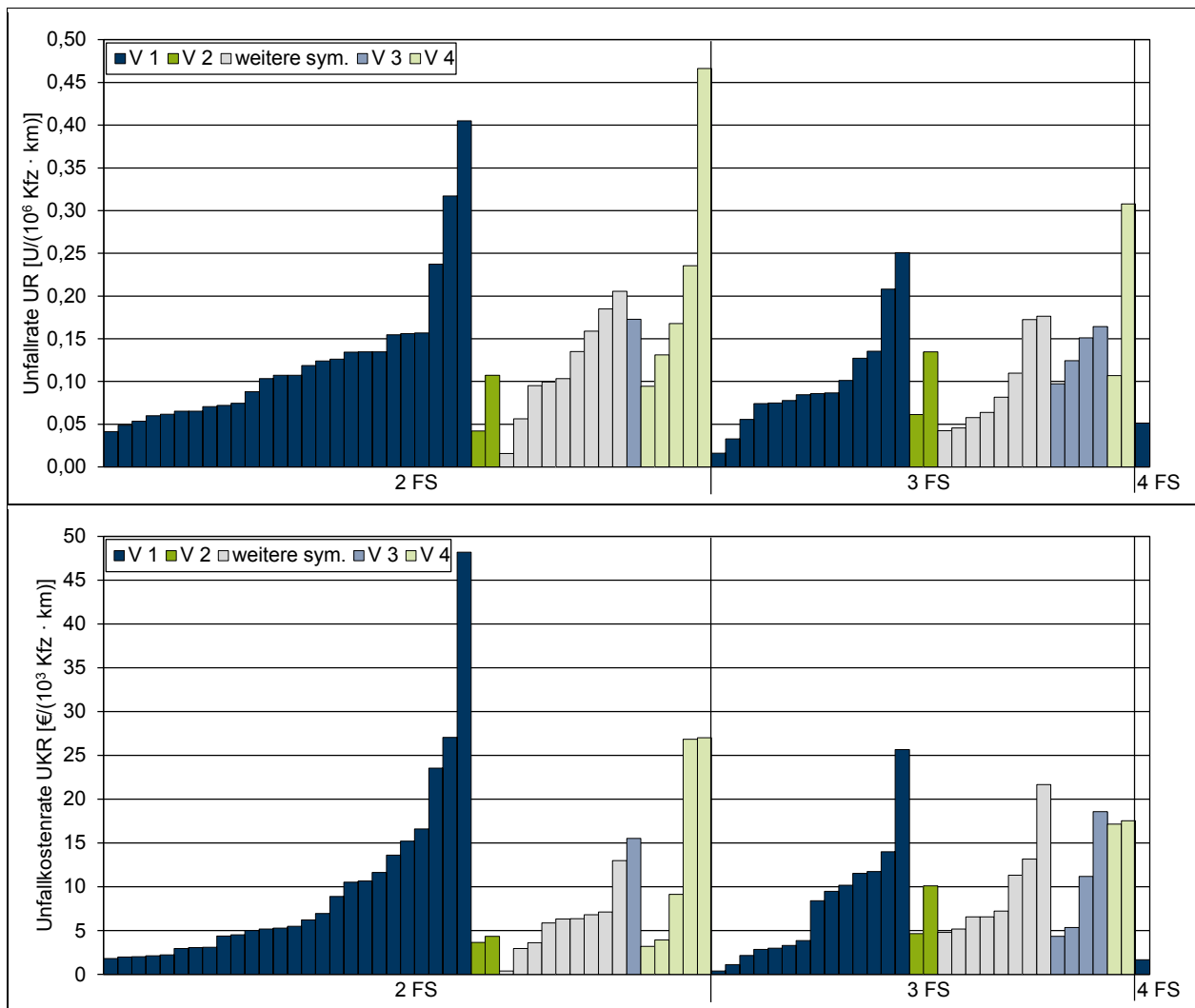


Bild 10-5: Unfallraten (oben) und Unfallkostenraten (unten) der untersuchten Verflechtungsstrecken mit 2, 3 und 4 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn nach Verflechtungstyp (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

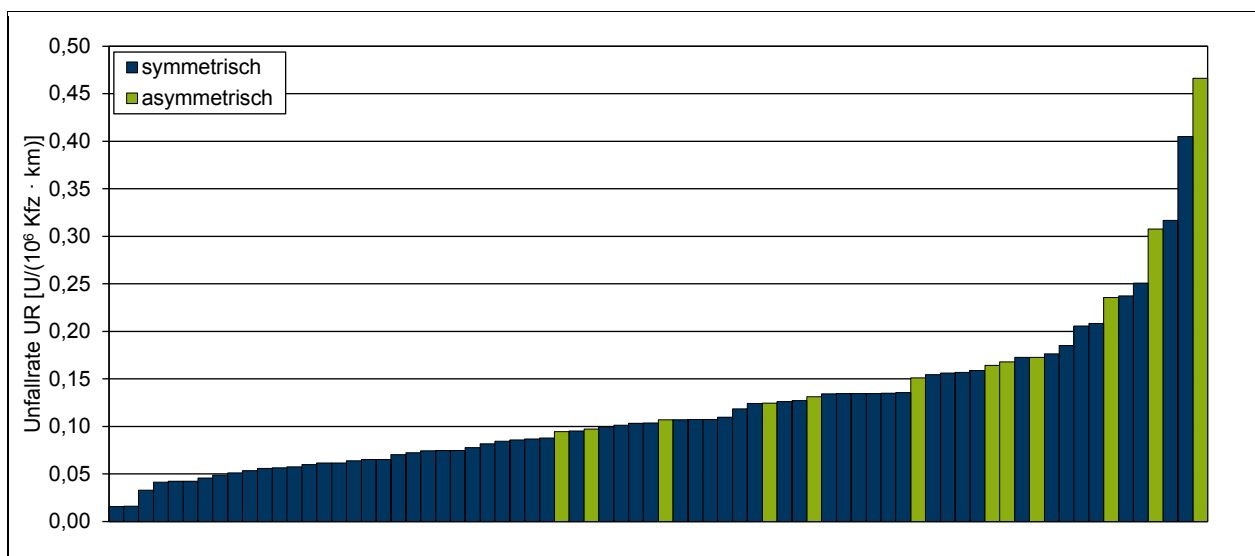


Bild 10-6: Rangdiagramm der Unfallraten für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Um zu überprüfen, ob sich die Mittelwerte zwischen symmetrischen und asymmetrischen Verflechtungsstrecken unterscheiden, wurde für jede Unfallkenngröße ein statistischer Mittelwertvergleich durchgeführt. Dafür wurde der Mann-Whitney-U-Test (MANN und WHITNEY, 1947) verwendet, da die einzelnen Werte der vier Unfallkenngrößen nicht normalverteilt sind. Der Test prüft, ob die Mittelwerte zweier Vergleichsgruppen (symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken) verschieden sind. Beim Mann-Whitney-U-Test werden die Werte der Testvariablen (Unfallkenngrößen) der Größe nach aufsteigend sortiert und anschließend Ränge vergeben. Für die beiden Vergleichsgruppen werden im Anschluss der mittlere Rang und daraus die Testgröße und die Signifikanz ermittelt.

Die Ergebnisse der vier mit der Statistiksoftware SPSS durchgeführten Mann-Whitney-U-Tests sind in Tab. 10-3 zusammengefasst. Ein signifikanter Unterschied zwischen den Mittelwerten einer Testgröße der beiden Typen von Verflechtungsstrecken liegt vor, wenn die Signifikanz unter dem gewählten Signifikanzniveau von 5 % liegt. Die Mittelwerte der Unfalldichte, Unfallrate und Unfallkostenrate unterscheiden sich demnach signifikant. Für die drei Kenngrößen weisen die symmetrischen Verflechtungsstrecken im Mittel geringere Werte auf. Das Ergebnis zeigt, dass symmetrische Verflechtungsstrecken im Hinblick auf die Verkehrssicherheit sicherer sind als asymmetrische Verflechtungsstrecken. Die Mittelwerte der Unfallkostendichte unterscheiden sich nach dem Mann-Whitney-U-Test bei dem gewählten Signifikanzniveau nicht signifikant voneinander.

Testgröße	asymptotische Signifikanz. [-]	mittlerer Rang sym.	mittlerer Rang asym.
Unfalldichte	0,005	34,39	53,58
Unfallkostendichte	0,051	35,35	48,58
Unfallrate	0,004	34,32	53,92
Unfallkostenrate	0,028	35,09	49,96

Tab. 10-3: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für symmetrische ($n_{\text{Verfl}} = 62$) und asymmetrische ($n_{\text{Verfl}} = 12$) Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Die einzigen beiden Teilkollektive mit einer hinreichend großen Anzahl an Untersuchungsstellen sind Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei bzw. drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn. Für alle anderen Kombinationen aus Verflechtungstyp und Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn sind maximal je fünf Strecken untersucht worden. Aus diesem Grund wurden detaillierte Analysen zum Einfluss verschiedener verkehrs- und entwurfstechnischer Parameter auf die Unfallrate und Unfallkostenrate ausschließlich für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zwei- und dreistreifigen Richtungsfahrbahnen durchgeführt.

Zunächst wurde mittels des Mann-Whitney-U-Tests überprüft, ob sich die mittleren Unfallkenngrößen zwischen Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn unterscheiden. Die dabei erzielten Ergebnisse sind in Tab. 10-4 zusammengefasst und zeigen, dass es keinen statistisch signifikanten Unterschied zwischen den Mittelwerten der Unfallkenngrößen der beiden Vergleichsgruppen gibt.

Testgröße	asymptotische Signifikanz. [-]	mittlerer Rang V 1-2FS	mittlerer Rang V 1-3FS
Unfalldichte	0,590	19,77	21,86
Unfallkostendichte	0,650	19,88	21,64
Unfallrate	0,478	21,46	18,71
Unfallkostenrate	0,630	21,15	19,29

Tab. 10-4: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zweistreifigen ($n_{\text{Verfl}} = 26$) und dreistreifigen ($n_{\text{Verfl}} = 14$) Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Um zu überprüfen, ob unterschiedliche Parameter einen signifikanten Einfluss auf die Unfallrate und die Unfallkostenrate haben, wurden die beiden Unfallkenngrößen in Abhängigkeit vom jeweiligen Parameter dargestellt. Zusätzlich wurden Regressionsrechnungen mit einem linearen, logarithmischen und exponentiellen Zusammenhang durchgeführt. Als mögliche verkehrliche Einflussgrößen wurden

- die Verkehrsbelastung innerhalb des Verflechtungsbereichs (DTV_V),
- die Verkehrsbelastung der Einfahrrampe am Beginn der Verflechtungsstrecke (DTV_E),
- die Verkehrsbelastung der Ausfahrrampe am Ende der Verflechtungsstrecke (DTV_A) sowie

- die Belastungsverhältnisse zwischen den Rampenverkehrsstärken und der Verkehrsstärke innerhalb des Verflechtungsbereichs

analysiert. Zusätzlich wurde die Länge des Verflechtungsbereichs als Eingangsgröße untersucht. Die Ergebnisse der Einzeluntersuchungen sind in Anhang C dargestellt. Dazu sind neben den Diagrammen auch die Bestimmtheitsmaße und Signifikanzen der Regressionsrechnungen dokumentiert. Insgesamt zeigten die Analysen, dass ein Großteil der untersuchten Parameter allein keinen Einfluss auf das Unfallgeschehen hat. Sowohl die Verkehrsstärken und die Belastungsverhältnisse als unabhängige Variablen als auch die Unfallraten und Unfallkostenraten als abhängige Variablen weisen insgesamt eine große Streuung auf. Es wurden die drei folgenden korrelativen Zusammenhänge ermittelt, die aufgrund der kleinen Bestimmtheitsmaße und der geringen Datengrundlage jedoch nicht allgemeingültig sind:

- exponentieller Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich und der Unfallrate (Verflechtungsbereichstyp V 1, zweistreifige Hauptfahrbahn),
- linearer Zusammenhang zwischen der durchschnittlichen täglichen Verkehrsstärke der Einfahrrampe und der Unfallrate (Verflechtungsbereichstyp V 1, dreistreifige Hauptfahrbahn) sowie
- exponentieller Zusammenhang zwischen der Länge des Verflechtungsbereichs und der Unfallkostenrate (Verflechtungsbereichstyp V 1, dreistreifige Hauptfahrbahn).

Als geometrische Einflussgröße auf das Unfallgeschehen wurde das Vorhandensein eines Seitenstreifens analysiert. Die mittleren Unfallraten und Unfallkostenraten differenziert nach dem Vorhandensein eines Seitenstreifens sind für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Tab. 10-5 zusammengefasst. An 13 der insgesamt 40 Verflechtungsstrecken ist ein durchgehender Seitenstreifen im Verflechtungsbereich vorhanden. Bei den Verflechtungsstrecken an zweistreifigen Hauptfahrbahnen sind die Unterschiede zwischen den beiden Unfallkenngrößen geringer als an Verflechtungsstrecken an dreistreifigen Hauptfahrbahnen. Die mittleren Unfallraten und Unfallkostenraten sind bei den Verflechtungsstrecken an zweistreifigen Hauptfahrbahnen mit Seitenstreifen minimal höher und an dreistreifigen Hauptfahrbahnen mit Seitenstreifen geringer als an den Strecken ohne Seitenstreifen mit gleicher Fahrstreifenanzahl der Hauptfahrbahn.

FS HFB	Seitenstreifen	n _{Verfl}	mittlere Unfallrate [U/(10 ⁶ Kfz · km)]	mittlere Unfallkostenrate [€/ (10 ³ Kfz · km)]
2	ja	10	0,13	11,2
	nein	16	0,12	8,5
3	ja	3	0,07	4,5
	nein	11	0,11	8,6

Tab. 10-5: Ermittelte mittlere Unfallraten und Unfallkostenraten für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit 2 und 3 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn differenziert nach dem Vorhandensein eines Seitenstreifens (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Da anhand der Ergebnisse in Tab. 10-5 nicht eindeutig erkennbar ist, ob sich die Unfallkenngrößen der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zwei- und dreistreifigen Hauptfahrbahnen in Abhängigkeit vom Vorhandensein eines Seitenstreifens unterscheiden, wurden zusätzlich zwei Mann-Whitney-U-Tests durchgeführt. Als Unfallkenngrößen wurden dabei ausschließlich die fahrleistungsbezogenen Unfallraten und Unfallkostenraten betrachtet. Die Ergebnisse der beiden durchgeführten statistischen Tests sind in Tab. 10-6 festgehalten. Anhand der Ergebnisse wird deutlich, dass es statistisch keinen Einfluss auf die Verkehrssicherheit hat, ob an den untersuchten Verflechtungsstrecken des Typs V 1 ein Seitenstreifen vorhanden ist, sofern der Seitenstreifen neben der Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn als einzige weitere Randbedingung berücksichtigt wird.

Test-Nr.	Gruppe 1	Gruppe 2	asymptotische Signifikanz [-]	
			UR	UKR
1	V 1, 2 FS, o. Seitenstr.	V 1, 2 FS, m. Seitenstr.	0,527	0,958
2	V 1, 3 FS, o. Seitenstr.	V 1, 3 FS, m. Seitenstr.	0,139	0,312

Tab. 10-6: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit 2 und 3 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn differenziert nach Vorhandensein eines Seitenstreifens (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

10.3.3 Räumliche Verteilung der Unfälle

Jedem Unfall, der sich im Bereich einer Verflechtungsstrecke ereignet hat, kann der Abstand x zur Sperrflächenspitze der Einfahrt sowie der Abstand y zur Sperrflächenspitze der Ausfahrt nach Bild 10-7 zugeordnet werden. Für Unfälle, die sich stromaufwärts oder stromabwärts des Verflechtungsbereichs ereignen, wird der Abstand x bzw. y mit einem negativen Vorzeichen versehen. Dadurch entspricht die Summe der Abstände x und y jedes Unfalls der Länge l_v des Verflechtungsbereichs der Verflechtungsstrecke.

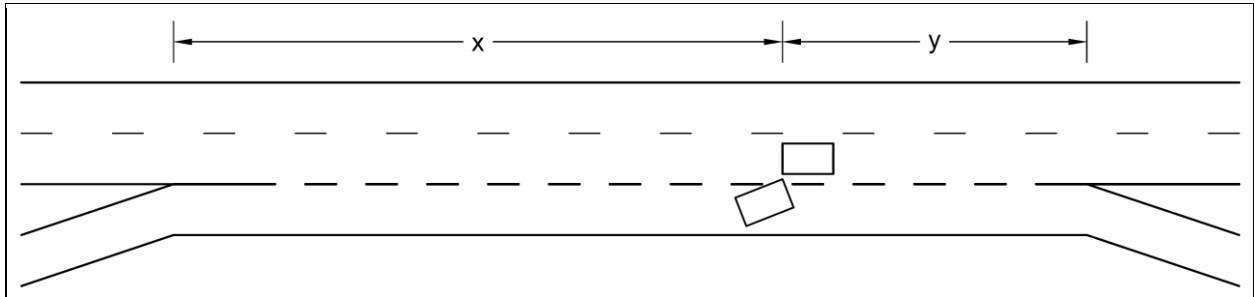


Bild 10-7: Definition der Abstände x und y

Für die 41 untersuchten Verflechtungsstrecken des Typs V 1 sind die Abstände x und y aller Unfälle mit mindestens schwerem Sachschaden in Bild 10-8 dargestellt. Zudem sind die Bereiche am Beginn ($x \leq 0,25$ km) und am Ende ($y \leq 0,25$ km) für Verflechtungsstrecken mit einer Länge von mindestens 0,5 km durch Einfärbung des Hintergrunds gekennzeichnet. Zu beachten ist, dass die Vor- und Nachlaufstrecken der einzelnen Verflechtungsstrecken gemäß der Definition in Kapitel 10.2.1 unterschiedlich lang sind. Anhand der räumlichen Verteilung der Unfälle wird deutlich, dass am Beginn mehr Unfälle verursacht wurden als am Ende der Verflechtungsstrecken des Typs V 1. Ergänzend sind die Unfallzahlen am Beginn und am Ende der Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke in Tab. 10-7 dokumentiert. Das Verhältnis zwischen den Unfällen am Beginn und am Ende steigt mit zunehmender Verflechtungslänge. Die räumliche Unfallverteilung bestätigt die Erkenntnis, dass der Großteil der Verflechtungsvorgänge zu Beginn der Verflechtungsstrecke durchgeführt wird. Außerdem ist erkennbar, dass im Vorlaufbereich der Verflechtungsstrecken ($x < 0$ km) mehr Unfälle mit schwerem Personenschaden passiert sind als im Nachlaufbereich ($y < 0$ km).

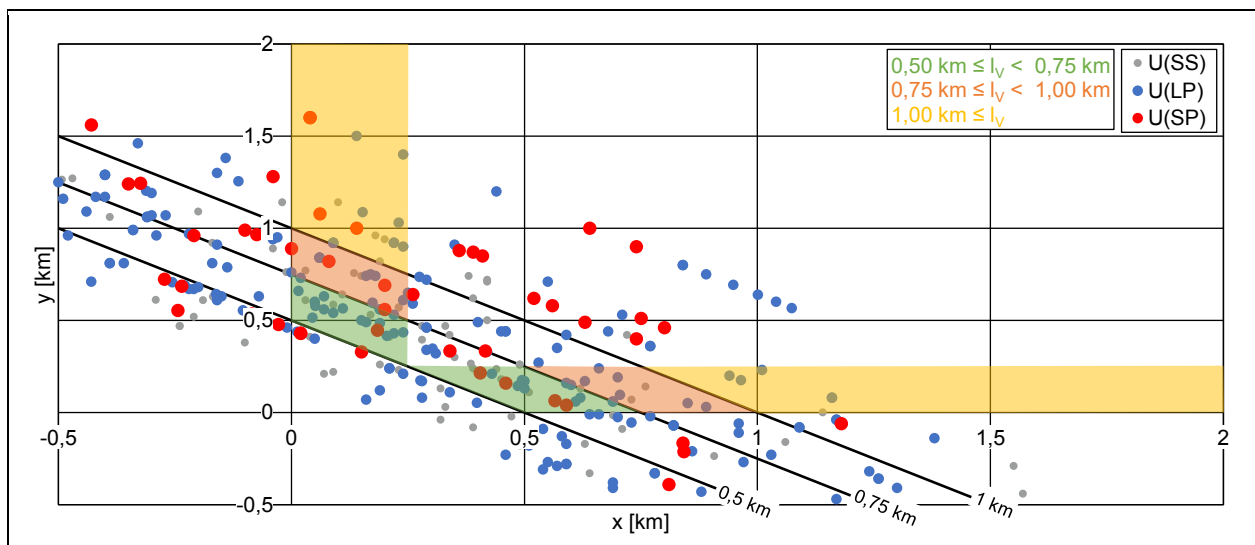


Bild 10-8: Räumliche Verteilung der Unfälle an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 nach der Unfallschwere

Länge der Verflechtungsstrecke	Unfälle am Beginn $0 \leq x \leq 0,25 \text{ km}$	Unfälle am Ende $0 \leq y \leq 0,25 \text{ km}$
$0,50 \text{ km} \leq l_v < 0,75 \text{ km}$	20	16
$0,75 \text{ km} \leq l_v < 1,00 \text{ km}$	28	15
$1,00 \text{ km} \leq l_v$	19	6

Tab. 10-7: Vergleich der Art der Verkehrsbeteiligung des Hauptverursachers für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Für eine bereichsweise Analyse der Unfallraten und Unfallkostenraten innerhalb des Verflechtungsbereichs wurden die Verflechtungsbereiche in drei Abschnitte nach Bild 10-9 unterteilt. Die Bereiche am Beginn und am Ende der Verflechtung umfassen eine Länge von jeweils 250 m hinter bzw. vor der Sperrflächenspitze. Dadurch sind die Bereiche am Beginn und am Ende der Verflechtungsstrecke vergleichbar mit den im Rahmen der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs betrachteten Ein- und Ausfahrbereiche (vgl. Kapitel 5.1). Als Mindestlänge der Verflechtungsstrecken für die bereichsweise Analyse wurde eine Länge von 700 m gewählt, sodass der mittlere Bereich zwischen dem Beginn und dem Ende des Verflechtungsbereichs mindestens 200 m lang ist.

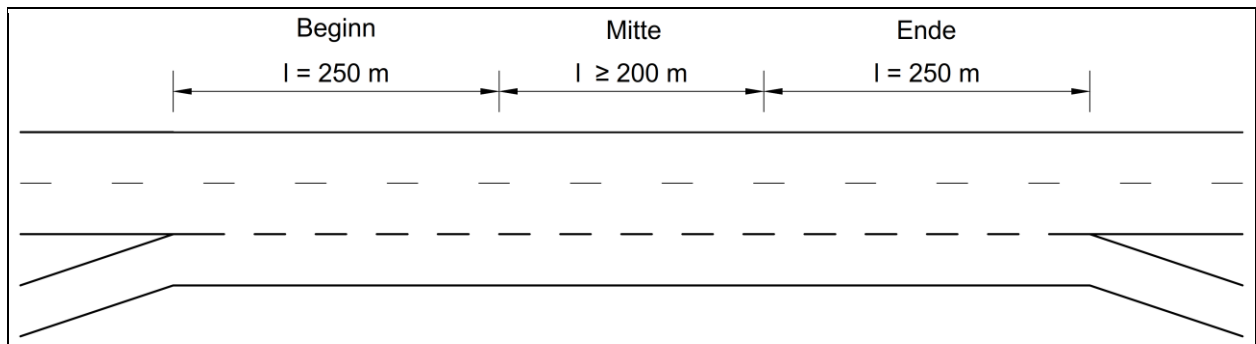


Bild 10-9: Einteilung des Verflechtungsbereichs in drei Bereiche am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1

Durch die Einteilung der Verflechtungsbereiche der Untersuchungsstellen nach Bild 10-9 ergeben sich insgesamt 43 Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung, die für eine Analyse infrage kommen. Davon wurden 33 Verflechtungsstrecken betrachtet, die zu Teilkollektiven mit gleichem Verflechtungstyp und identischer Fahrstreifenanzahl der Hauptfahrbahn zusammengefasst werden konnten. Dabei handelt es sich um Verflechtungsstrecken des Typs V 1 sowie weitere symmetrische Verflechtungsstrecken an zwei oder dreistreifigen Hauptfahrbahnen. Die weiteren zwölf Verflechtungsstrecken entfallen auf Kombinationen, die anhand von maximal zwei Beispielen untersucht werden konnten. Die mittleren Unfallraten und Unfallkostenraten der vier Teilkollektive sind in Bild 10-10 dargestellt. Dabei fällt auf, dass sich die Verteilungen zwischen den Teilkollektiven in jedem Bereich für beide Unfallkenngrößen deutlich voneinander unterscheiden. Dieses Ergebnis ist vermutlich unter anderem auf die geringe Anzahl an Verflechtungsstrecken gleichen Typs zurückzuführen, die in Kombination mit der Zufälligkeit des Unfallgeschehens zu stark schwankenden Werten führt. Dennoch lässt sich für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 eine Tendenz dahingehend erkennen, dass das Unfallrisiko am Beginn des Verflechtungsbereichs höher ist als in den anderen beiden Bereichen der Verflechtungsstrecke. Dies gilt insbesondere für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zweistreifigen Richtungsfahrbahnen.

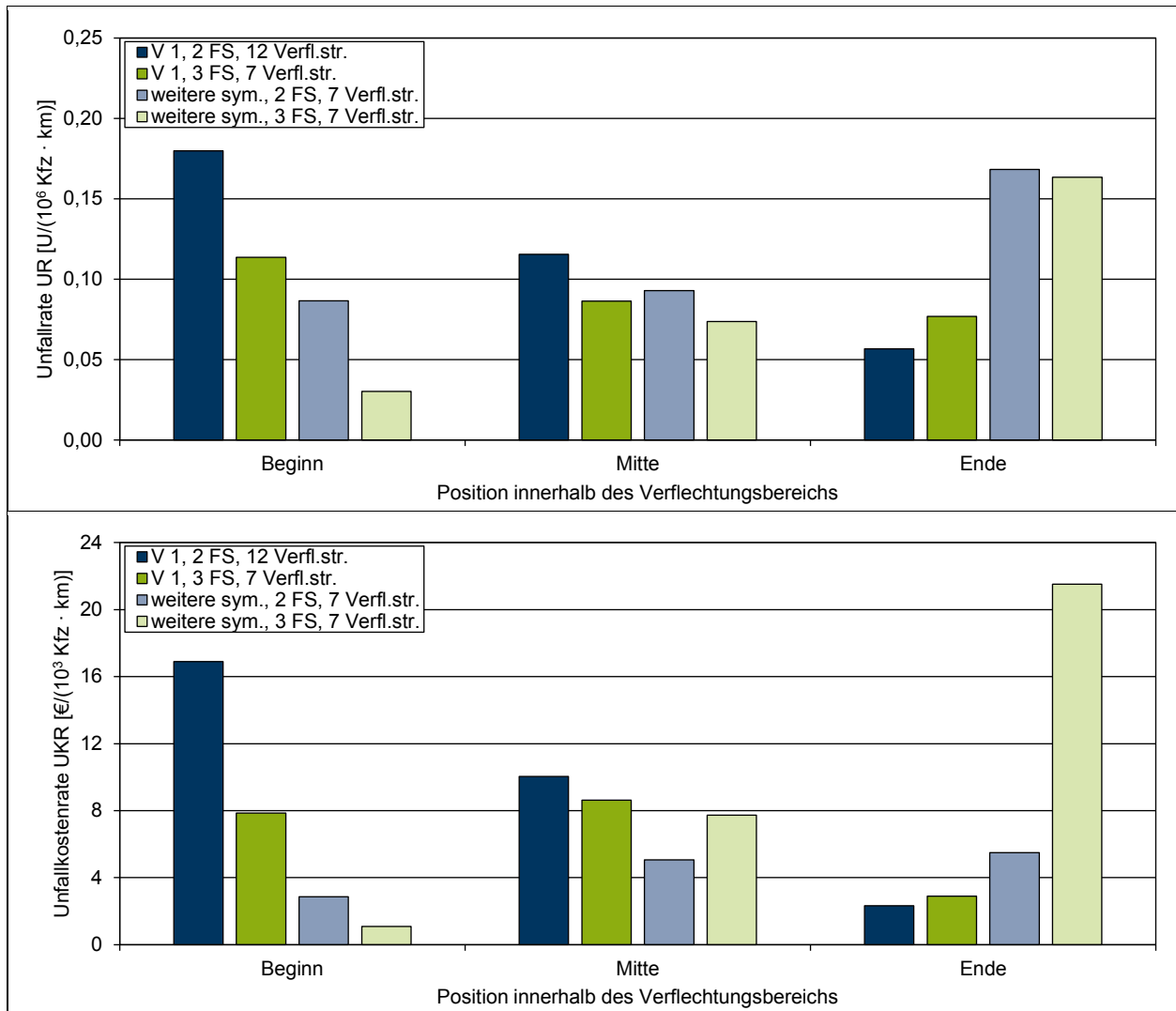


Bild 10-10: Bereichsweiser Vergleich der ermittelten mittleren Unfallraten (oben) und Unfallkostenraten (unten) für Verflechtungsstrecken mit einer Mindestlänge des Verflechtungsbereichs von 700 m nach Verflechtungstyp (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

10.3.4 Analyse der Unfallmerkmale

Um sowohl die Konfliktsituation als auch den Ablauf der Unfallentstehung zu berücksichtigen, ist eine kombinierte Auswertung der Unfalltypen und -arten bei der Analyse der Unfallmerkmale sinnvoll. Dabei wurden im Gegensatz zu den Unfallkenngrößen in Kapitel 10.3.4 zum Teil auch die Unfälle der Kategorie 5 mitberücksichtigt, um die Auswertungen auf der Grundlage einer größeren Datengrundlage durchzuführen.

Da in Kapitel 10.3.2 bereits ein Unterschied zwischen den Unfallkenngrößen für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken festgestellt wurde, wurden zunächst auch die Unfalltypen und -arten der beiden Gruppen miteinander verglichen. Dazu wurden die Unfälle mit mindestens schwerwiegendem Sachschaden betrachtet. Die Ergebnisse in Bild 10-11 zeigen, dass Unfälle im Längsverkehr (Unfalltyp 6) in Kombination mit Zusammenstößen mit vorausfahrenden Fahrzeugen (Unfallart 2) oder seitlich in gleicher Richtung fahrenden Fahrzeugen (Unfallart 3) sowohl bei symmetrischen als auch bei asymmetrischen Verflechtungsstrecken mit Abstand am häufigsten vorkommen. Bei asymmetrischen Verflechtungsstrecken ist der relative Anteil der Unfälle der Kombination Unfallart 2 mit Unfalltyp 6 um ca. 8 % höher als bei symmetrischen Verflechtungsstrecken. Der Anteil der Unfälle der Kombination Unfallart 3 mit Unfalltyp 6 zwischen den beiden Gruppen unterscheidet sich um ca. 3 % und ist bei den asymmetrischen Verflechtungsstrecken höher. Demnach ereignen sich an asymmetrischen Strecken anteilig mehr Unfälle zwischen Fahrzeugen auf zwei verschiedenen Fahrstreifen und an symmetrischen Verflechtungsstrecken mehr Auffahrunfälle.

Für die weiteren Merkmalkombinationen lassen sich zwischen den beiden Gruppen keine besonderen Unterschiede erkennen. Anteile von jeweils ca. 7 bis 14 % entfallen in beiden Gruppen auf die Merkmalskombinationen Unfallart 8 bzw. 9 mit Unfalltyp 1 (Fahrerunfälle mit einem Abkommen von der Fahrbahn nach rechts bzw. links).

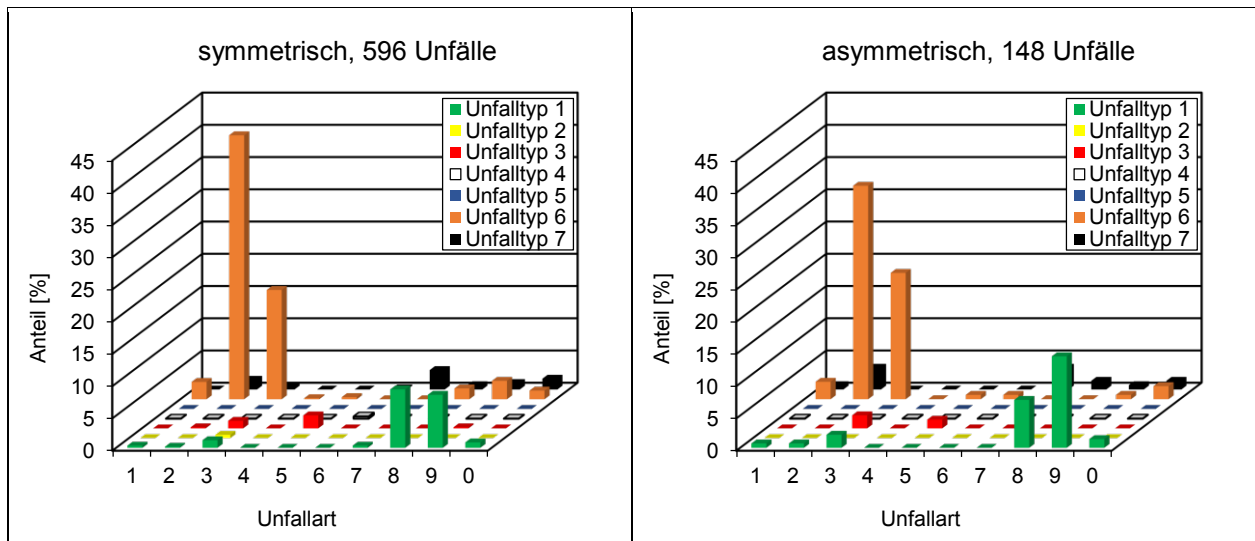


Bild 10-11: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Die Uhrzeiten der Unfälle mit mindestens schwerwiegendem Sachschaden wurden für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung ausgewertet. Der Vergleich mit den Werten für das gesamte Bundesautobahnnetz ist in Bild 10-12 dargestellt. An den untersuchten Verflechtungsstrecken schwanken die Anteile zwischen einzelnen Stunden des Tages aufgrund der geringen Unfallanzahl zum Teil stark. Dies ist insbesondere an der Ganglinie der asymmetrischen Verflechtungsstrecken erkennbar. Die tageszeitliche Verteilung der Unfälle bei symmetrischen Verflechtungsstrecken ähnelt dem Verlauf für Bundesautobahnen, wobei die Ausprägung der Nachmittagsspitze an den Verflechtungsstrecken stärker ist. An den untersuchten asymmetrischen Verflechtungsstrecken wurden morgens anteilig deutlich mehr Unfälle registriert als an symmetrischen Verflechtungsstrecken oder allen Bundesautobahnen.

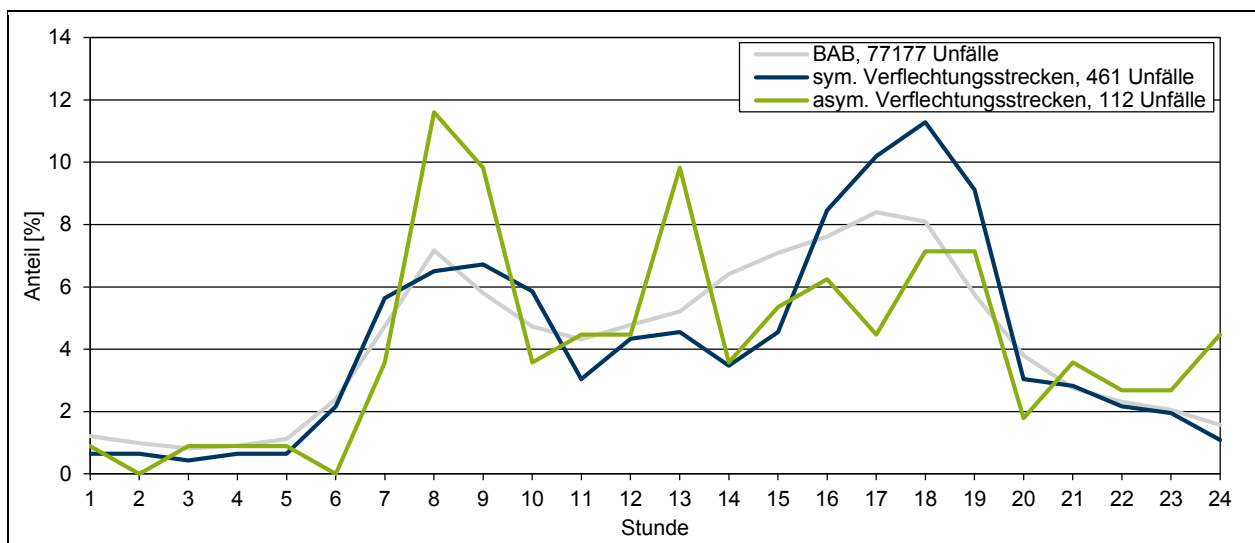


Bild 10-12: Anteile der Unfälle nach der Tagesstunde für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken mit Bundesautobahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Ein weiterer Vergleich der kombinierten Auswertung von Unfalltypen und Unfallarten wurde zwischen den Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Bild 10-13 dargestellt. An den Merkmalsverteilungen lassen sich zwei deutliche Unterschiede erkennen. Zum einen ereignen sich an den Verflechtungsstrecken mit zwei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn deutlich mehr Auffahrunfälle (Unfallart 2 mit Unfalltyp 6) als an denen mit dreistreifiger Hauptfahrbahn, zum anderen ist der Anteil der Unfälle mit Zusammenstößen zwischen nebeneinander fahrenden Fahrzeugen (Unfallart 3 mit Unfalltyp 6) an Verflechtungsstrecken an dreistreifigen Hauptfahrbahnen um ca. 15 % größer. In Summe über alle Unfallarten ist der Anteil des Unfalltyps 6 bei Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an dreistreifigen Hauptfahrbahnen um ca. 7 % größer. Diese Ergebnisse lassen darauf schließen, dass aufgrund der dreistreifigen Hauptfahrbahn mehr Konfliktsituationen zwischen nebeneinander fahrenden Fahrzeugen entstehen und häufiger Fahrstreifenwechsel durchgeführt werden, wodurch sich mehr Unfälle der Unfallart 3 ereignen. Bei Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zweistreifigen Hauptfahrbahnen hingegen ist das Risiko eines Auffahrunfalls mutmaßlich aufgrund der geringeren Ausweich- und Unterstützungsmöglichkeiten für die Verkehrsteilnehmer höher. Des Weiteren lässt sich an den Fahrnfällen (Unfalltyp 1) mit einem Abkommen von der Fahrbahn nach rechts (Unfalltyp 8) oder links (Unfalltyp 9) ein geringer Unterschied zwischen den beiden Teilkollektiven dahingehend erkennen, dass ein Abkommen von der Fahrbahn bei zweistreifigen Hauptfahrbahnen häufiger vorkommt. Aus den Anteilen der weiteren Merkmalkombinationen lassen sich keine weiteren Auffälligkeiten ableiten.

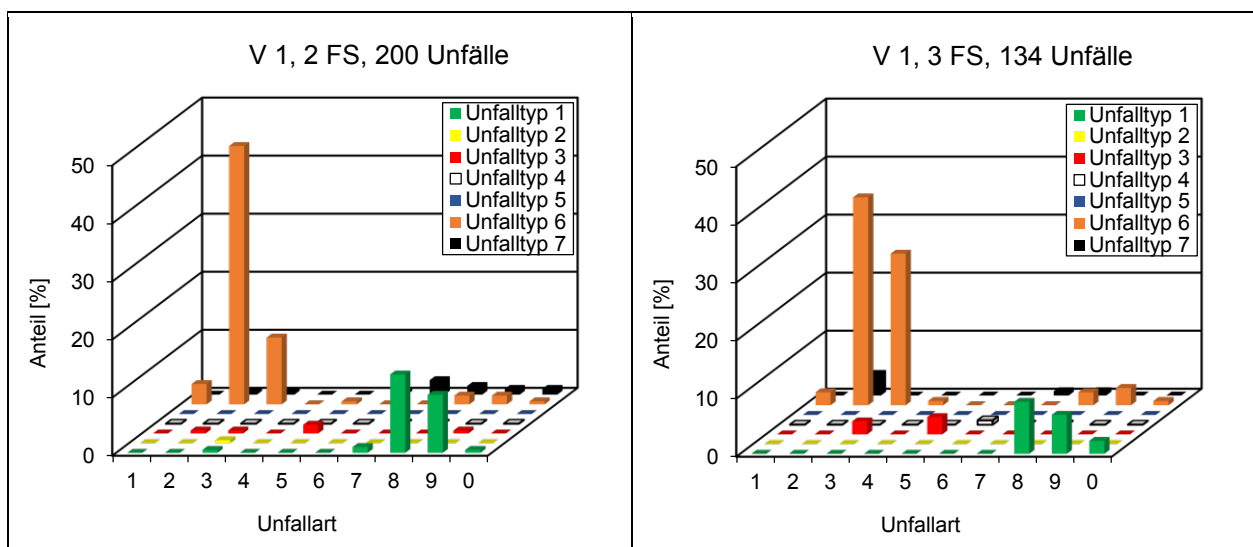


Bild 10-13: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 gemäß den RAA (FGSV, 2008a) an zwei- und dreistreifigen Hauptfahrbahnen wurden zusätzlich die mehrstelligen Unfalltypen ausgewertet, die die Konfliktsituation eines Unfalls detaillierter beschreiben. Eine Auswertung konnte lediglich für die Verflechtungsstrecken in Nordrhein-Westfalen durchgeführt werden, da in den hessischen Unfalldaten keine mehrstelligen Unfalltypen enthalten sind. Somit wurden 16 Verflechtungsstrecken an zweistreifigen und 13 Beispiele an dreistreifigen Hauptfahrbahnen untersucht. Da die Unfalltypen 1 (Fahrnfall) und 6 (Unfall im Längsverkehr) rund 90 % aller Unfälle ausmachen, wurden ausschließlich die beiden Unfalltypen betrachtet.

Die Ergebnisse der Auswertung der mehrstelligen Unfalltypen in Bild 10-14 verdeutlichen, dass die Verteilungen in beiden Teilkollektiven bei Fahrnfällen ähnlich sind. Der Großteil der Fahrnfälle ereignete sich im Bereich von Geraden. Zwischen den Verteilungen der mehrstelligen Unfalltypen für Unfälle im Längsverkehr gibt es deutliche Unterschiede. Während bei Verflechtungsstrecken an zweistreifigen Hauptfahrbahnen häufiger Auffahrunfälle auf einen Stau passierten, gab es bei den betrachteten Beispielen an dreistreifigen Hauptfahrbahnen öfter Auffahrunfälle bei einem Spurwechsel. Die Anteile der Spurwechsler nach rechts und links sind dabei nahezu identisch. Der höhere Anteil der Auffahrunfälle bei Spurwechseln an dreistreifigen Hauptfahrbahnen ist auf den zusätzlichen Fahrstreifen zurückzuführen. Unabhängig von der Fahrstreifenanzahl der Hauptfahrbahn entfällt rund ein Drittel der Unfälle im Längsverkehr auf Auffahrunfälle auf Vorfahrende.

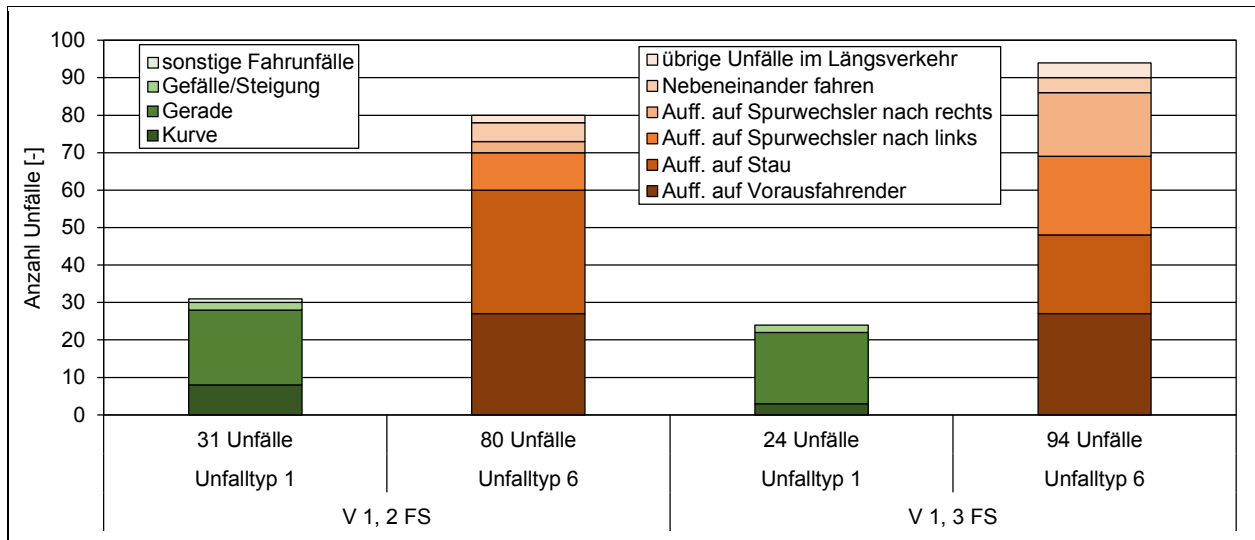


Bild 10-14: Vergleich der mehrstelligen Unfalltypen für die Unfalltypen 1 und 6 für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Als weiteres Unfallmerkmal wurden für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 die Unfallursachen ausgewertet. Jedem Unfallbeteiligten können bei der Verkehrsunfallaufnahme bis zu drei Unfallursachen zugeordnet werden. Im Rahmen der Auswertung wurde lediglich die erstgenannte Ursache des Hauptverursachers betrachtet. Bei zwei Unfällen an Verflechtungsstrecken mit zweistreifiger Hauptfahrbahn fehlte eine Angabe der Unfallursache. Anhand der in Bild 10-15 dargestellten Verteilungen der Unfallursachen ist erkennbar, dass „Abstand“ und „Geschwindigkeit“ in beiden Teilkollektiven zu den häufigsten Unfallursachen zählen. Die Unfallursache „Abstand“ kam dabei bei Verflechtungsstrecken an zweistreifigen Hauptfahrbahnen öfter vor als an dreistreifigen Hauptfahrbahnen. Stattdessen sind die Anteile der Unfallursachen „Überholen“ und „Nebeneinanderfahren“ an den Beispielen an dreistreifigen Hauptfahrbahnen wesentlich höher als an den Beispielen an zweistreifigen Hauptfahrbahnen. Eine Missachtung der Vorfahrt des Verkehrs auf der durchgehenden Fahrbahn war nur in wenigen Fällen die Unfallursache. Anteile von 12 % und 6 % der Unfälle sind auf eine mangelnde Verkehrstüchtigkeit zurückzuführen, die am häufigsten durch Alkoholeinfluss bedingt war.

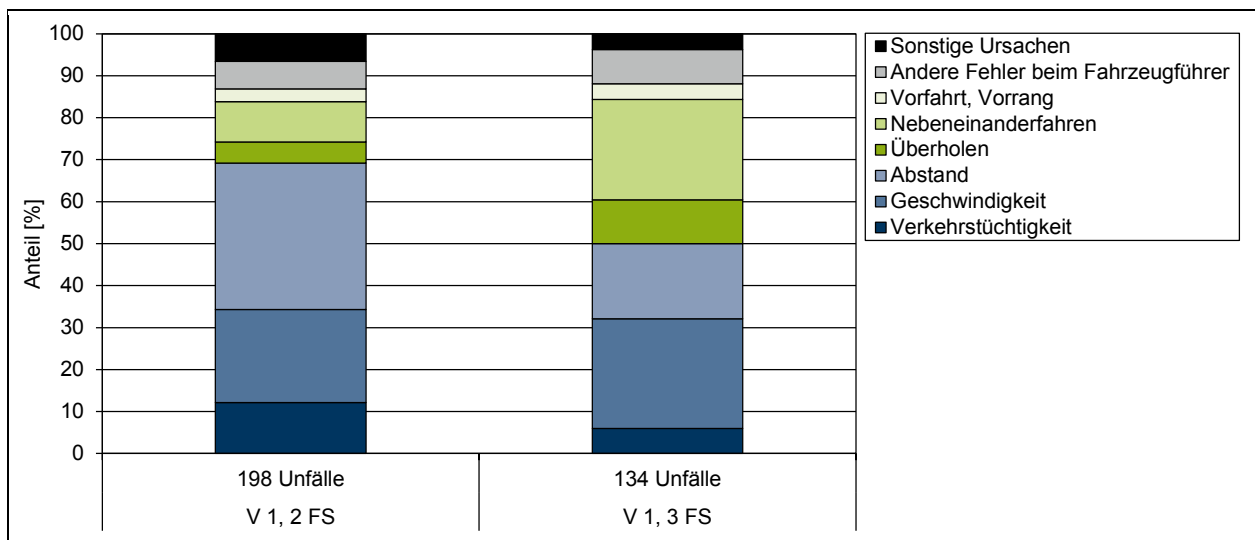


Bild 10-15: Vergleich der Unfallursachen des Hauptverursacher für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Die Ergebnisse der Auswertung der Art der Verkehrsbeteiligung des Unfallverursachers für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 sind in Tab. 10-8 dokumentiert. Unabhängig von der Anzahl der Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn waren Pkw mit großem Abstand am häufigsten die Unfallverursacher. Am zweithäufigsten

wurden Güterkraftfahrzeuge als Verursacher der analysierten Verkehrsunfälle registriert. Die Anteile der Pkw als Hauptverursacher sind bei den Verflechtungsstrecken an zweistreifigen Hauptfahrbahnen höher und der Anteil der Güterkraftfahrzeuge entsprechend niedriger als an den Beispielen mit dreistreifiger Hauptfahrbahn. Die Anteile der Güterkraftfahrzeuge als Hauptverursacher sind dabei in beiden Teilkollektiven deutlich größer als der mittlere Schwerverkehrsanteil an den untersuchten Verflechtungsstrecken (zweistreifig: 7,2 %, dreistreifig: 8,4 %) gemäß den Daten der Straßenverkehrszählung 2015 (BAST, 2017). Alle weiteren Arten der Verkehrsbeteiligung waren in der Summe nur für einen kleinen Anteil der Unfälle verantwortlich.

Art der Verkehrsbeteiligung des Hauptverursachers	Anteil (Anzahl)	
	V 1, 2 FS	V 1, 3 FS
Personenkraftwagen	80,5 % (161)	70,9 % (95)
Güterkraftfahrzeuge	16,5 % (33)	23,1 % (31)
Krafträder	2,0 % (4)	1,5 % (2)
Sonstige Arten der Verkehrsbeteiligung	1,0 % (2)	4,5 % (6)

Tab. 10-8: Vergleich der Art der Verkehrsbeteiligung des Hauptverursachers für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Für die insgesamt 13 hinsichtlich der Verkehrssicherheit untersuchten Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit einer Verflechtungslänge von mindestens 800 m und zwei oder drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn wurden die Verteilungen der kombinierten Auswertung von Unfalltypen und Unfallarten zusätzlich bereichsweise betrachtet. Die Einteilung in die drei Bereiche Beginn, Mitte und Ende wurde dabei nach Bild 10-9 vorgenommen. Da die Teilkollektive klein und dadurch bedingt die Unfallanzahl gering ist, wurden in der Auswertung auch Unfälle mit leichtem Sachschaden (Unfallkategorie 5) betrachtet.

An den Ergebnissen der bereichsweisen Analyse in Bild 10-16 fällt zunächst auf, dass sich die Merkmalsverteilung bei den Verflechtungsstrecken mit zwei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn zwischen den drei Bereichen deutlich voneinander unterscheidet. Zu beachten ist dabei allerdings, dass die Anzahl der Unfälle in den Bereichen am Beginn und am Ende des Verflechtungsbereichs sehr gering ist und somit die Merkmalsverteilungen nur bedingt aussagekräftig sind. Dennoch lässt sich feststellen, dass der Anteil der Merkmalskombination Unfallart 3 mit Unfalltyp 6 vom Beginn bis zum Ende des Verflechtungsbereichs bei den Verflechtungsstrecken an zweistreifiger Hauptfahrbahn kontinuierlich abnimmt. Dies ist möglicherweise ein Anzeichen dafür, dass die meisten Verflechtungsvorgänge der Ein- und Ausfahrer bereits am Beginn des Verflechtungsbereichs geschehen. Der Anteil an Auffahrunfällen (Unfallart 2 mit Unfalltyp 6) nimmt hingegen vom Beginn bis zum Ende des Verflechtungsbereichs zu und liegt auf den letzten 300 m bei ca. 56 %.

An den Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an dreistreifigen Hauptfahrbahnen unterscheiden sich die Unfallmerkmalsverteilung in den drei Bereichen aufgrund der geringen Unfallzahlen zum Teil deutlich voneinander. Insbesondere die Verteilung am Ende des Verflechtungsbereichs weicht von den anderen beiden Bereichen erkennbar ab. Die dominierende Merkmalskombination in den ersten zwei Bereichen ist Unfallart 2 mit Unfalltyp 6 und am Ende des Verflechtungsbereichs Unfallart 3 mit Unfalltyp 6. Da nur vier Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an dreistreifigen Hauptfahrbahnen mit einer Verflechtungslänge von mindestens 800 m untersucht werden konnten, sind die Ergebnisse nicht aussagekräftig.

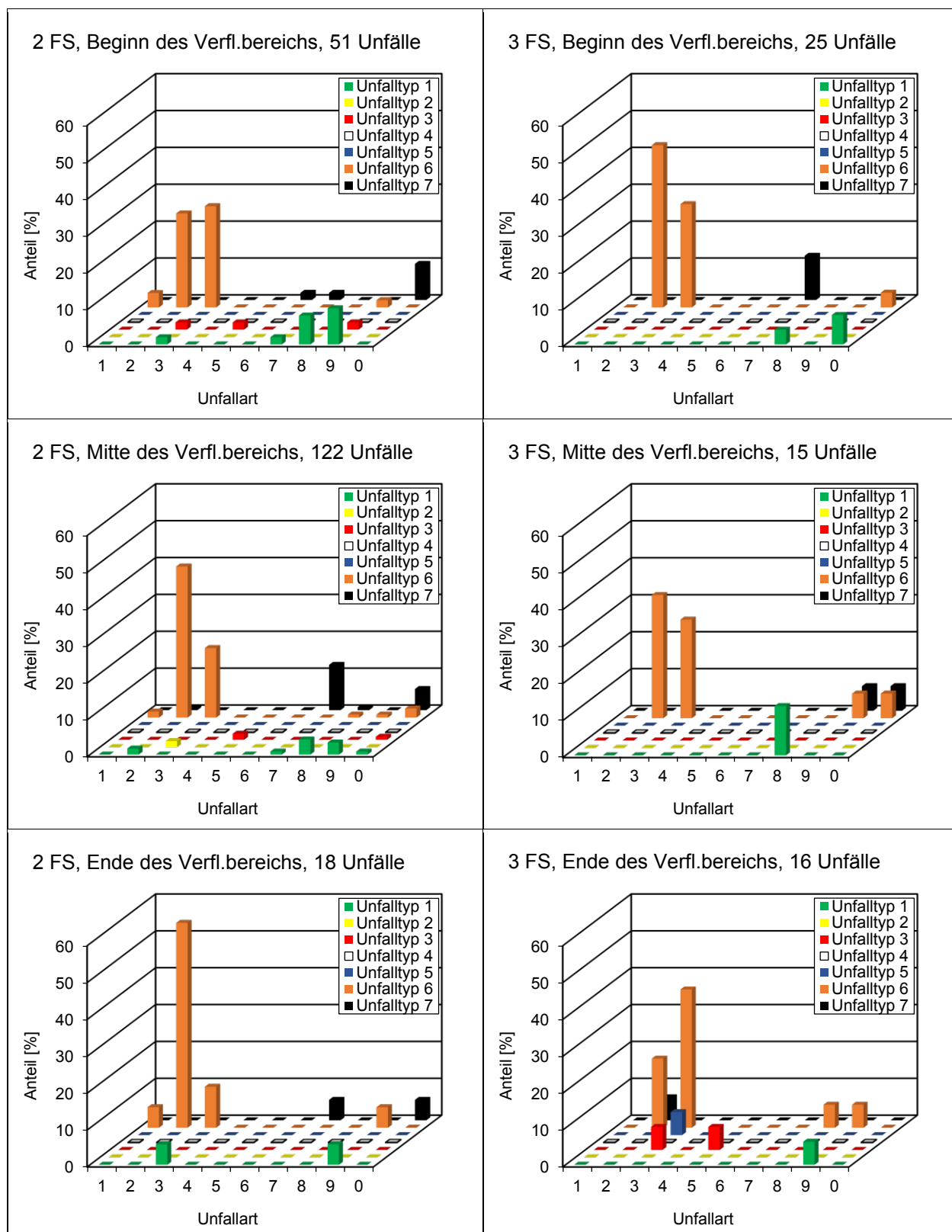


Bild 10-16: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken ($l_v \geq 800$ m) des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn nach Position innerhalb des Verflechtungsbereichs (Unfallkategorien 1 bis 6)

10.3.5 Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung

Im Rahmen der Untersuchung wurden zusätzlich insgesamt neun Strecken ohne durchgehende Blockmarkierung, die aufgrund einer Fahrstreifenaddition am Beginn und einer Fahrstreifensubtraktion am Ende den Charakter einer Verflechtungsstrecke aufweisen, als Vergleichskollektiv hinsichtlich der Verkehrssicherheit untersucht. Davon befinden sich sechs Untersuchungsstellen an zweistreifigen und drei Untersuchungsstellen an dreistreifigen Hauptfahrbahnen. Die Längen der Verflechtungsbereiche sind im Vergleich zu den Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung deutlich größer. Verflechtungslängen von mehr als 2 km werden an insgesamt acht der neun Strecken erreicht. Da es je Verflechtungstyp maximal drei Beispiele gibt, werden die Verflechtungsstrecken dahingehend differenziert, ob sie einem symmetrischen oder asymmetrischen Verflechtungstyp entsprechen.

Verunglücktenstruktur

An den neun Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung sind zwischen 2015 und 2019 insgesamt 1078 Unfälle in den polizeilichen Unfalldatenbanken erfasst worden. In 41 Unfällen kam es zu schweren und in 188 Unfällen zu leichten Personenschäden. Die sich aus den Unfall- und Verunglücktenzahlen ergebende Verunglücktenstruktur je 100 Unfälle mit schwerem Personenschaden ist in Tab. 10-9 der Verunglücktenstruktur für Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung gegenübergestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass sich die Verunglücktenstrukturen geringfügig voneinander unterscheiden. Die Anzahl der Schwerverletzten und Leichtverletzten je 100 U(SP) ist an den Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung höher als an den Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung. An den Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung wurde bezogen auf 100 U(SP) jedoch eine Person mehr getötet.

Untersuchungsgegenstand	Verunglückte je 100 U(SP)		
	Getötete	Schwerverletzte	Leichtverletzte
Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung	6	122	59
Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung	5	132	78

Tab. 10-9: Vergleich der Verunglücktenstruktur zwischen Verflechtungsstrecken mit und ohne durchgehende Blockmarkierung

Die Mindestkollektivgrößen mit der geringsten statistischen Sicherheit gemäß den H Uks (FGSV, 2017) sind $n_{\min,GT+SV} = 126$ U(P) und $n_{\min,GT} = 2066$ U(P). Da mit 229 U(P) ausschließlich die Mindestkollektivgröße $n_{\min,GT+SV}$ erreicht wurde, wurden Getötete und Schwerverletzte gemeinsam bewertet. Für die Berechnung der Unfallkostenraten an Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung wurden folglich die gleichen Unfallkostensätze verwendet wie bei den Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung.

Unfallkenngrößen

In Bild 10-17 sind die ermittelten Unfallraten und Unfallkostenraten der neun Verflechtungsstrecken ohne durchgehender Blockmarkierung (o. Br.) und zusätzlich die Mittelwerte der beiden Unfallkenngrößen für die Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung (m. Br.) als Vergleichsgrößen dargestellt. Sowohl an den Unfallraten als auch an den Unfallkostenraten ist erkennbar, dass ein Großteil der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung einen jeweils geringeren Wert aufweisen als der Mittelwert der asymmetrischen Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung. Dieses Ergebnis lässt sich im Vergleich zu den symmetrischen Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung nicht erkennen. Für beide Unfallkenngrößen gibt es Verflechtungsstrecken, an denen die Unfallraten oder die Unfallkostenraten höher sind als der Mittelwert der symmetrischen Verflechtungsstrecken des Hauptkollektivs mit durchgehender Blockmarkierung.

Im Mittel liegt die Unfallrate bei symmetrischen und asymmetrischen Verflechtungsstrecken ohne durchgehender Blockmarkierung jeweils bei $0,13 \text{ U}/(10^6 \text{ Kfz} \cdot \text{km})$ und die mittlere Unfallkostenrate bei 10,2 bzw.

8,4 €/ (10³ Kfz · km). Der Unterschied zwischen den Mittelwerten ist im Vergleich zu den Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung geringer. Die Ergebnisse deuten allgemein darauf hin, dass Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung hinsichtlich ihrer Verkehrssicherheit nicht unsicherer sind als Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung.

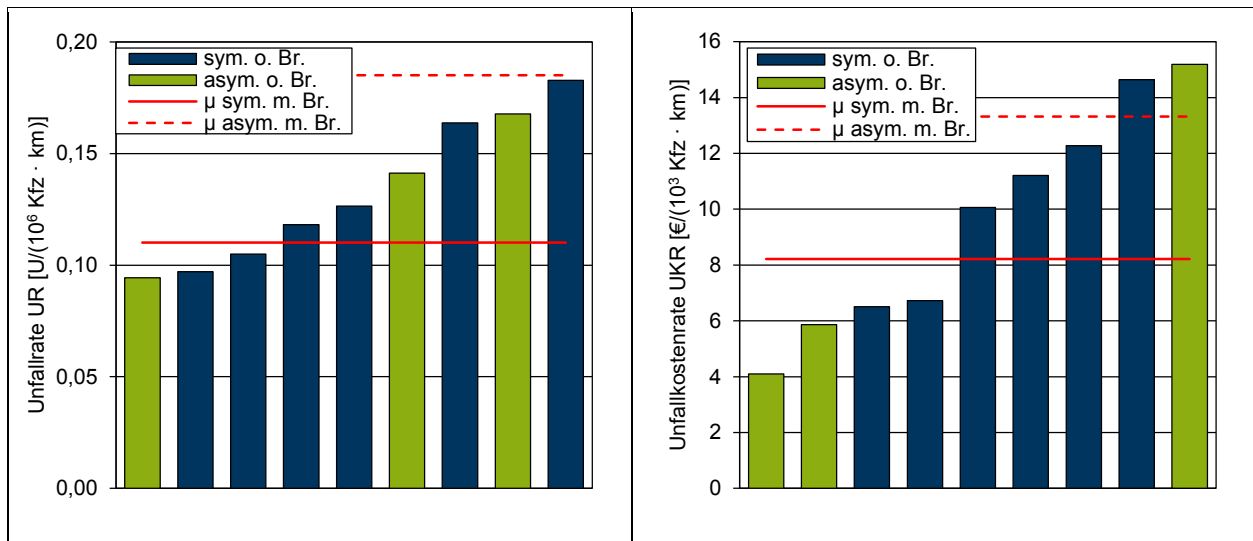


Bild 10-17: Unfallraten (links) und Unfallkostenraten (rechts) der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung im Vergleich zu den mittleren Werten für Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Unfallmerkmale

Unter den analysierten Strecken ohne Blockmarkierung sind nur Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zweistreifigen Hauptfahrbahnen mit mindestens drei Beispielen vertreten. Aus diesem Grund werden nachfolgend lediglich die Unfallmerkmale dieser insgesamt drei Verflechtungsstrecken untersucht und den Ergebnissen aus Kapitel 10.3.4 für vergleichbare Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung gegenübergestellt.

Die Unfallmerkmale der Verflechtungstypen V 1 ohne und mit durchgehender Blockmarkierung an zweistreifigen Hauptfahrbahnen sind in Bild 10-18 dargestellt. Die Verteilungen der Unfallmerkmale beider Teilkollektive sind sehr ähnlich. Es dominiert Unfalltyp 6 (Unfall im Längsverkehr) in Kombination mit der Unfallart 2 (Zusammenstoß mit vorausfahrendem Fahrzeug). Die weiteren Kombinationen, die in beiden Teilkollektiven mindestens 5 % des Unfallgeschehens ausmachen, sind Unfalltyp 6 in Kombination mit Unfallart 3 (Zusammenstoß mit anderem Fahrzeug, das seitlich in gleicher Richtung fährt) sowie Unfalltyp 1 (Fahrerunfall) in Kombination mit Abkommensunfällen (Unfallarten 8 und 9). Der Anteil des Unfalltyps 6 ist bei den Verflechtungsstrecken ohne Blockmarkierung insgesamt um ca. 7 % höher.

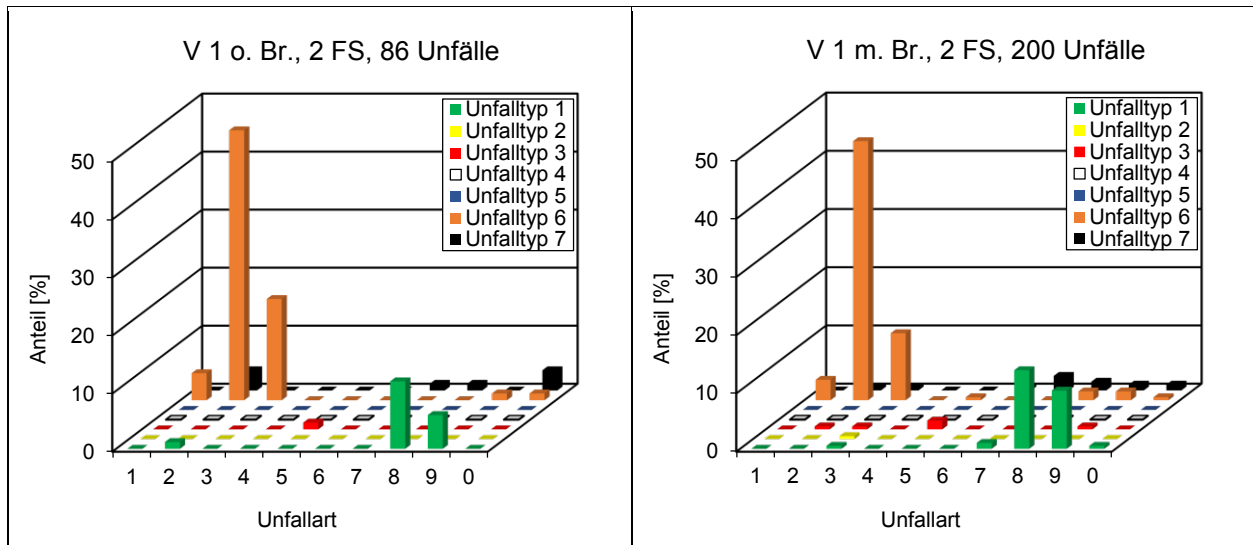


Bild 10-18: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 ohne (links, $n_{\text{Verfl}} = 3$) und mit (rechts, $n_{\text{Verfl}} = 9$) durchgehender Blockmarkierung an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

10.3.6 Fazit

Die Analyse der Verkehrssicherheit zeigt insgesamt, dass Verflechtungsstrecken im Hinblick auf das Unfallgeschehen unkritisch sind. Die fahrleistungsbezogenen Unfallkenngrößen sind vergleichbar mit den durchschnittlichen Werten für das gesamte Bundesautobahnnetz. Auch im Vergleich zu Literaturwerten für freie Strecken von Autobahnen sowie für Einfahrten und Ausfahrten mit Fahrstreifenaddition bzw. -subtraktion ergaben sich keine Auffälligkeiten. Symmetrische Verflechtungsstrecken sind als sicherer zu bewerten als asymmetrische Verflechtungsstrecken, an denen ein- oder ausfahrende Fahrzeuge mindestens zwei Fahrstreifenwechsel durchführen müssen. Die Betrachtung der räumlichen Unfallverteilung an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 ergab, dass sich zu Beginn der Verflechtungsstrecken mehr Unfälle ereignen als am Ende. Die häufigsten Kombinationen aus Unfalltyp und Unfallart waren Unfälle im Längsverkehr (Unfalltyp 6) in Kombination mit einem Fahrzeug, das vorausfährt oder wartet (Unfallart 2), oder mit einem seitlich in gleicher Richtung fahrenden Fahrzeug (Unfallart 3).

11 Zusammenfassung

Bei dicht aufeinander folgenden Knotenpunkten auf Autobahnen oder einer abschnittswisen Überlagerung von zwei Autobahnen besteht teilweise die Notwendigkeit, lange Verflechtungsstrecken zwischen benachbarten Knotenpunkten anzuordnen. Diese langen Verflechtungsstrecken weisen eine Addition und Subtraktion von einem oder mehreren Fahrstreifen am Beginn bzw. Ende auf. Der Verkehrsablauf auf Verflechtungsstrecken wird dabei maßgebend von den Verhältnissen der Verkehrsstärken der Verflechtungs- und Randströme in Verbindung mit der Entwurfsgeometrie, der Fahrstreifenmarkierung, der Wegweisung und ggf. der Verkehrssteuerung bestimmt. Ziel der Untersuchung war die Erweiterung der Regelwerke für den Entwurf und die verkehrstechnische Bemessung von Autobahnen um Verfahren und Hinweise für die Gestaltung und Bewertung von langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten.

Zur Dokumentation sämtlicher realisierter Lösungen von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten im Bundesautobahnnetz wurde eine Luftbildrecherche durchgeführt. Dabei wurde grundsätzlich zwischen symmetrischen und asymmetrischen Verflechtungsstrecken sowie weiteren Sonderlösungen von Verflechtungsstrecken unterschieden. Es zeigte sich, dass knapp 58 % der insgesamt 196 dokumentierten Verflechtungsstrecken dem Typ V 1 nach den RAA (FGSV, 2008a) entsprechen. Fast 70 % der Verflechtungsstrecken befinden sich an Bundesautobahnen in Nordrhein-Westfalen und Hessen.

Im Rahmen der Analyse des Verkehrsablaufs wurden 86 Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung in Nordrhein-Westfalen und Hessen untersucht. Für die makroskopische Analyse des Verkehrsablaufs an Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten wurden Daten von Dauerzählstellen über einen Zeitraum von fünf Jahren zwischen 2015 und 2019 verwendet, um eine möglichst umfangreiche Datengrundlage zu erhalten.

Für die mikroskopische Analyse des Verkehrsablaufs wurden an 13 ausgewählten Verflechtungsstrecken drohnengestützte Videoerhebungen des Verkehrsablaufs über jeweils mindestens drei Stunden während der Spitzenstunden durchgeführt. Damit wurde insbesondere das Verflechtungsverhalten der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge analysiert.

Neben den drohnengestützten Verkehrserhebungen wurden für 26 Verflechtungsstrecken „Trips“-Daten des Verkehrsdienstleisters INRIX über mindestens vier Wochen aufbereitet und analysiert. Die „Trips“-Daten umfassen Wegpunkte und Geschwindigkeiten von Einzelfahrzeugen, die hinsichtlich der Verkehrsstrombelastungen in den Verflechtungsstrecken ausgewertet wurden. Anders als lokal gemessene Verkehrsstärken ermöglichen diese Daten eine Ermittlung der Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme und der Geschwindigkeiten im Verflechtungsbereich.

Im Rahmen der makroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs wurden die Gestalt des q-v-Diagramms, die Fahrstreifenaufteilung, das fahrstreifenbezogene Geschwindigkeitsverhalten sowie typische Verkehrsstärkeverhältnisse der Rand- und Verflechtungsströme an den einzelnen Verflechtungsstrecken ermittelt. Hierbei wurden deutliche Unterschiede zwischen den einzelnen Verflechtungsstrecken festgestellt, die jedoch im Wesentlichen auf den Typ des Verflechtungsbereichs zurückzuführen sind.

Ein Ziel der Kapazitätsanalyse war die Identifikation und Quantifizierung korrelativer Zusammenhänge zwischen der Kapazität und den maßgebenden baulichen und verkehrstechnischen Einflussgrößen. Dazu wurden in einem ersten Schritt der Schwerverkehrsanteil sowie die Verkehrsstärkeverhältnisse der einzelnen Verkehrsströme an einer Verflechtungsstrecke als Einflussgrößen betrachtet, da diese Parameter für eine Verflechtungsstrecke keinen festen Wert annehmen, sondern deutlich variieren können.

Zur Analyse des Einflusses des Schwerverkehrsanteils auf die Kapazität wurde der Pkw-Gleichwert zur Umrechnung der Schwerverkehrsstärke in Pkw-Einheiten als variable Größe betrachtet. Es wurde versucht, eine möglichst gute Anpassung für eine Funktion des Zusammenhangs zwischen dem Pkw-Gleichwert und dem Schwerverkehrsanteil für die einzelnen Verflechtungsstrecken zu ermitteln. Hierbei wurden verschiedene Funktionstypen zur Modellierung des Zusammenhangs verwendet. Insgesamt ergaben die entwickelten Ansätze keine bessere Anpassung des Pkw-Gleichwerts an die empirischen Daten als der bestehende Ansatz des HBS. Daher wurde für die Kapazitätsanalyse zur Umrechnung von Lkw in Pkw-Einheiten der Ansatz des HBS mit einem konstanten Pkw-Gleichwert von 2,0 Pkw-E/Lkw angewendet.

Eine Analyse der weiteren möglichen Einflussgrößen auf die Kapazität, die für eine Verflechtungsstrecke jeweils einen festen Wert annehmen, kann nur anhand eines ausreichend großen Kollektivs mit einer Va-

riation der Ausprägung des jeweiligen Parameters durchgeführt werden. Lediglich für den Verflechtungsbereichstyp V 1 an zweistreifiger Hauptfahrbahn lag ein ausreichend großes Kollektiv mit einer Variation der Ausprägung der verschiedenen Parameter vor, sodass eine multiple Regressionsanalyse durchgeführt werden konnte. Hierbei wurde ermittelt, dass lediglich die Länge der Verflechtungsstrecke und die Verkehrsstärkeanteile des ein- und ausfahrenden Verkehrs einen signifikanten Einfluss auf die Kapazität haben. Bei der Entwicklung eines Kapazitätsmodells für Verflechtungsstrecken wurden daher diese beiden Einflussgrößen berücksichtigt.

Bei der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs anhand der drohnengestützten Videoerhebungen wurden an 13 Verflechtungsstrecken die Fahrstreifenaufteilung und die Zeitlückenverteilung an mehreren Messquerschnitten im räumlichen Verlauf sowie das Fahrstreifenwechselverhalten der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge ermittelt. Unabhängig von der Länge der Verflechtungsstrecke wird nur ein geringer Anteil der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Ausfahrbereich (auf den letzten 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung) durchgeführt. Des Weiteren nehmen mit steigender Länge der Verflechtungsstrecke die Anteile der Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Einfahrbereich (auf den ersten 200 m ab dem Beginn der Blockmarkierung) ab. Anhand dieser Ergebnisse wird ersichtlich, dass ein- und ausfahrende Fahrzeuge die zur Verfügung stehende Verflechtungslänge für den notwendigen Fahrstreifenwechsel zwar ausnutzen, jedoch unabhängig von der Verflechtungslänge der notwendigen Fahrstreifenwechsel bis 200 m vor dem Ende der Blockmarkierung durchführen.

Insgesamt konnte die Kapazität von 13 dreistreifigen Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1, an denen eine ausreichende Anzahl von Verkehrszusammenbrüchen auftrat, ermittelt werden. Der Verflechtungsbereichstyp V 1 setzt sich aus dem Einfahrtstyp E 3 und dem Ausfahrtstyp A 6 gemäß den RAA zusammen. Da der Einfahrtstyp E 3 und der Ausfahrtstyp A 6 eine Fahrstreifenaddition bzw. -subtraktion an einer Hauptfahrbahn darstellen, können die Bemessungskapazitäten der beiden Knotenpunkttypen als Obergrenze für die Bemessungskapazität der Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 angesetzt werden. Da im Rahmen der mikroskopischen Analyse des Verkehrsablaufs nur ein geringer Anteil der notwendigen Fahrstreifenwechsel der ein- und ausfahrenden Fahrzeuge im Ausfahrbereich beobachtet wurde, wurde der Fokus bei der Entwicklung des Kapazitätsmodells auf den Einfahrbereich der Verflechtungsstrecke gelegt.

Im Rahmen der Entwicklung eines Kapazitätsmodells für Verflechtungsstrecken vom Verflechtungsbereichstyp V 1 zeigte sich, dass in dem untersuchten Kollektiv bei besonders langen Verflechtungsstrecken auch relativ hohe Verkehrsstärken des ausfahrenden Verkehrs auftraten. Bei der Durchführung einer multiplen Regression für den Abstand zwischen der empirisch ermittelten Kapazität der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität des HBS für den Einfahrtstyp E 3-2 unter Berücksichtigung der Verflechtungslänge und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs ergab sich kein signifikanter Zusammenhang. Zur Analyse des Einflusses des ausfahrenden Verkehrs auf die Kapazität wurden die Verflechtungsstrecken näher betrachtet, bei denen eine hohe Variation der Anteile des ein- und ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke auftrat. Anhand der Ergebnisse ließ sich kein eindeutiger Einfluss des Verkehrsstärkeanteils des ausfahrenden Verkehrs auf die Kapazität in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkenteil des einfahrenden Verkehrs ableiten.

Die Kapazität von vierstreifigen Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1 konnte für vier Beispiele ermittelt werden. Analog zu den dreistreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 wurde ein Vergleich der Kapazität für die einzelnen vierstreifigen Verflechtungsstrecken mit der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 nach dem HBS durchgeführt. Hierbei wurden ebenfalls die Verflechtungslänge sowie die Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs als Einflussgrößen auf die Kapazität berücksichtigt. Es zeigte sich, dass die Kapazität der Verflechtungsstrecke unabhängig von der Verflechtungslänge sowie der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs im Bereich der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 liegt. Da die Abweichungen zwischen der empirisch ermittelten Kapazität und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 im Bereich stochastischer Schwankungen liegen, ist davon auszugehen, dass bereits ab einer Verflechtungslänge von etwa 300 m die Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 erreicht wird.

Zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten wurde der Ansatz des HBS weiterentwickelt. Hierbei wurde die Einteilung von Verflechtungsstrecken in drei relevante Bereiche als Grundstruktur beibehalten. Die Verkehrsqualität der durchgehenden Hauptfahrbahn unterhalb des Verflechtungsbereichs von Verflechtungsstrecken des Typs V 1 wird weiterhin anhand des Verfahrens für Strecken nach dem HBS bestimmt. Im HBS beträgt die Kapazität von einstreifigen Ein- und Ausfahrampfen

1800 Pkw-E/h. Für Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition wird eine erhöhte Kapazität der Aus- bzw. Einfahrten von 2000 Pkw-E/h verwendet. Die Überprüfung der Kapazität der Ein- und Ausfahrten zeigte, dass sich die bestehende Bemessungskapazität des HBS für einstreifige Rampen an Aus- und Einfahrten mit Fahrstreifensubtraktion bzw. -addition grundsätzlich auch für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 eignet. Somit wird zur Bestimmung der Verkehrsqualität der Ausfahrten für den Typ V 1 ebenfalls eine Kapazität von 2000 Pkw-E/h angesetzt. Zur Ermittlung der Verkehrsqualität des Verflechtungsbereichs V 1 wurde das im HBS verwendete Modell von WU und LEMKE (2011) erweitert.

Nach den Ergebnissen der Kapazitätsanalyse an dreistreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 muss lediglich die Länge der Verflechtungsstrecke im Rahmen der Kalibrierung des Modellparameters a für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 mit zweistreifiger Hauptfahrbahn berücksichtigt werden. Daher wurde eine lineare Regression für den Modellparameter a in Abhängigkeit von der Verflechtungslänge durchgeführt. Hierbei konnte ein signifikanter Zusammenhang zwischen dem Modellparameter a und der Länge der Verflechtungsstrecke ermittelt werden. Als Untergrenze der Funktion zur Ermittlung des Modellparameters a wurde eine Verflechtungslänge von 300 m verwendet. Oberhalb von 1.500 m wird ein konstanter Modellparameter a von 2,7 angesetzt. Da die Kapazität für den Verflechtungsbereichstyp V 1 mit dreistreifiger Hauptfahrbahn unabhängig von der Verflechtungslänge ist, wurde für den Modellparameter a ein konstanter Wert von 3,8 angesetzt, der der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 entspricht.

Als alternatives Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität von Verflechtungsstrecken wurde die Anwendung des makroskopischen Softwarewerkzeugs „Deutsches FREEVAL“ (HARTMANN et al., 2019) überprüft. Dazu wurde ein Untersuchungskollektiv von insgesamt neun Streckenabschnitten mit langen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten in FREEVAL modelliert. Um die Modellierung von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten zu ermöglichen, wurde das entwickelte Kapazitätsmodell für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 in FREEVAL implementiert. Insgesamt konnten bei keiner der betrachteten Verflechtungsstrecken die Kapazität und die sich einstellenden Verkehrszusammenbrüche exakt abgebildet werden. Zudem wurden in vielen Fällen die gefahrenen Geschwindigkeiten außerhalb der Verkehrszusammenbrüche überschätzt. Dennoch scheint die Anwendung von FREEVAL zur Modellierung des Verkehrsablaufs auf langen Verflechtungsstrecken grundsätzlich möglich, da die Abweichungen der Kapazität und der Geschwindigkeiten in den meisten Fällen nur gering sind. Aktuell werden die in FREEVAL verwendeten Kapazitäten und Geschwindigkeiten direkt aus den Tabellen des HBS übernommen. Für zukünftige Anwendungen erscheint die Implementierung von zusätzlichen Faktoren zur Feinjustierung der aus dem HBS übernommenen Werte sinnvoll, um eine exakte Abbildung von Kapazität und Geschwindigkeit zu ermöglichen.

Da für die Verflechtungsstrecken des Verflechtungsbereichstyps V 1 ein analytisches Bemessungsverfahren entwickelt wurde, fokussierte sich die Anwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation als weiteres alternatives Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität auf solche Verflechtungsstrecken, die nicht diesem Verflechtungsbereichstyp entsprechen. Hierfür wurden drei repräsentative Verflechtungsstrecken aus dem Untersuchungskollektiv ausgewählt und in den Simulationsprogrammen BABSIM, PTV Visum und Aimsun Next nachgebildet und kalibriert. Die mikroskopischen Verkehrsflusssimulationen ergaben, dass die Erstellung eines Standardparametersatzes für die HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Verflechtungsstrecken nicht möglich ist. Bei relativ geringen Abständen zu stromaufwärts und stromabwärts der Verflechtungsstrecke liegenden Knotenpunkten kann der Verkehrsablauf im Verflechtungsbereich deutlich beeinflusst werden. Zudem sind die komplexen Verflechtungsvorgänge, bei denen taktisches Fahrverhalten dominiert, mit derzeit verfügbaren Modellen nur eingeschränkt abbildbar. Anstelle eines Parametersatzes wurde daher ein Leitfaden zur Simulation von langen Verflechtungsstrecken erarbeitet, der aus mehreren, iterativ durchzuführenden Kalibrierungsschritten besteht.

Im Rahmen der Verkehrssicherheitsanalyse wurden 74 Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung in Nordrhein-Westfalen und Hessen untersucht. Die Grundlage der Untersuchung bildeten Unfalldaten der Unfälle mit mindestens schwerwiegendem Sachschaden sowie Verkehrsdaten von Dauerzählstellen der Jahre 2015 bis 2019. Neben der Ermittlung von Raten und Dichten als Kenngrößen der Verkehrssicherheit wurden die maßgeblichen Merkmale der Verkehrsunfälle analysiert. Im Vergleich zu den Unfallkenngrößen für das gesamte Bundesautobahnnetz sind die untersuchten Verflechtungsstrecken unauffällig und weisen fahrleistungsbezogen eine durchschnittliche Unfallhäufigkeit auf. Die Unfalldichten und Unfallkostendichten sind aufgrund der hohen Verkehrsbelastung im Bereich von Verflechtungsstrecken hingegen etwas höher als im Bundesdurchschnitt. Auch im Vergleich zu Literaturwerten für freie Stre-

cken von Autobahnen sowie für Einfahrten und Ausfahrten mit Fahrstreifenaddition bzw. -subtraktion ergeben sich aus den Unfallraten der untersuchten Verflechtungsstrecken keine Indizien für Sicherheitsdefizite. Insgesamt sind Verflechtungsstrecken demnach als unkritisch im Hinblick auf die Verkehrssicherheit zu bewerten.

Ein Vergleich der verschiedenen Entwurfsmerkmale von Verflechtungsstrecken ergab, dass symmetrische Verflechtungsstrecken verkehrssicherer als asymmetrische Verflechtungsstrecken sind. Der Großteil des Untersuchungskollektivs bestand aus Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zwei- oder dreistreifigen Hauptfahrbahnen. Zwischen den Unfallkenngrößen der beiden Teilkollektive konnten keine signifikanten Unterschiede ermittelt werden. Die Betrachtung der räumlichen Verteilung der Unfälle an Verflechtungsstrecken ergab, dass sich Unfälle an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 häufiger am Beginn als am Ende des Verflechtungsbereichs ereignen.

Im Zuge der Analyse der Unfallmerkmale wurde ermittelt, dass Unfälle im Längsverkehr (Unfalltyp 6) mit einem Zusammenstoß mit einem Fahrzeug, das vorausfährt oder wartet (Unfallart 2), oder mit einem seitlich in gleicher Richtung fahrenden Fahrzeug (Unfallart 3) die häufigsten Kombinationen aus Unfalltyp und Unfallart an Verflechtungsstrecken darstellen. Für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 wurden außerdem detaillierte Unfalltypen, Unfallursachen und die Arten der Verkehrsbeteiligung ausgewertet. Die Analyse der detaillierten Unfalltypen ergab, dass an dreistreifigen Hauptfahrbahnen deutlich mehr Auffahrunfälle durch Fahrstreifenwechsel und an zweistreifigen Hauptfahrbahnen mehr Auffahrunfälle auf einen Stau auftreten. „Geschwindigkeit“ gehört unabhängig von der Fahrstreifenanzahl der Hauptfahrbahn zu den zwei häufigsten Unfallursachen. An zweistreifigen Hauptfahrbahnen zählen außerdem „Abstand“ und an dreistreifigen Hauptfahrbahnen „Nebeneinanderfahren“ zu den dominierenden Unfallursachen. Der Anteil von Güterkraftfahrzeugen als Hauptverursacher von Verkehrsunfällen ist sowohl an zweistreifigen als auch an dreistreifigen Hauptfahrbahnen höher als der mittlere Anteil am Verkehrsaufkommen.

Im Hinblick auf die Fortschreibung der RAA ergeben sich aus der Untersuchung die folgenden Empfehlungen:

- Die Mindestlänge von Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten, bezogen auf den Abstand der Sperrflächenspitzen, soll 300 m betragen.
- Die Längendefinition von Verflechtungsstrecken ist mit anderen Richtlinien (RMS, RWBA) zu vereinheitlichen.

Zusammenfassend stellen Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen eine leistungsfähige und verkehrssichere Entwurfslösung dar. Im Bundesautobahnnetz sind bereits zahlreiche Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten realisiert worden, die überwiegend dem Verflechtungsbereichstyp V 1 mit einem durchgehenden Verflechtungsstreifen an einer zwei- oder dreistreifigen Richtungsfahrbahn entsprechen. Die für diesen Verflechtungsbereichstyp gewonnenen Erkenntnisse wurden in ein Kapazitätsmodell überführt, das auf dem bestehenden Kapazitätsmodell des HBS für Verflechtungsstrecken aufbaut und für dreistreifige Verflechtungsbereiche zusätzlich die Länge der Verflechtungsstrecke als Einflussgröße berücksichtigt. Für andere Verflechtungsbereichstypen ist die mikroskopische Verkehrsflusssimulation weiterhin ein geeignetes Verfahren zur Ermittlung der Qualität des Verkehrsablaufs.

Literatur

- AASHTO (2018): Geometric Design of Highways and Streets, 7th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D.C.
- 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.
- BANKS, J.H. (1991): The Two-Capacity Phenomenon: Some Theoretical Issues. Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, Washington D.C.
- BARK, A.; KRÄHLING, D.; KUTSCHERA, R.; BAIER, M. M.; BAIER, R.; KLEMP-S-KOHNEN, A.; SCHUCKLIEß, L.; MAIER, R.; BERGER, R. (2017): Bewertungsmodelle für die Verkehrssicherheit von Autobahnen von Landstraßenknotenpunkten. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Bergisch Gladbach.
- BAST (2017): Manuelle Straßenverkehrszählung 2015 – Ergebnisse auf Bundesautobahnen. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Bergisch Gladbach.
- BAST (2020): Verkehrs- und Unfalldaten. Kurzzusammenstellung der Entwicklung in Deutschland. Bundesanstalt für Straßenwesen (Hrsg.), Bergisch Gladbach.
- BREUER, F.-J. (1969): Elemente des Verkehrsablaufs an kreuzungsfreien Straßenknoten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 88, Bonn.
- BRILON, W. (2000): Traffic Flow Analysis Beyond Traditional Methods. Proceedings of the 4th International Symposium on Highway Capacity, Maui, Hawaii, Transportation Research Circular E-C018, pp. 26-41, Transportation Research Board, Washington D.C.
- BRILON, W.; BETZ, C. (2007): Entwurf und Bemessung von Autobahnknotenpunkten unter Berücksichtigung der Wechselwirkungen zwischen den Elementen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 983, 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.
- 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.; LIPPOLD, C.; KUCZORA, V. (2007a): Autobahnen und Autobahnknotenpunkte mit vierstreifigen Richtungsfahrbahnen – Gestaltung und Bemessung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 967, Bonn.
- BRILON, W.; GEISTEFELDT, J.; REGLER, M. (2005a): 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., HARDING, J., ERLEMANN, K., SEIFAHRT, S. (2005b): Fortentwicklung und Bereitstellung eines bundeseinheitlichen Simulationsmodells für Bundesautobahnen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 918, Bonn.
- BRILON, W., HARDING, J., HARTMANN, D., ERLEMANN, K. (2007b): 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): Spurbelastung und Häufigkeiten von Spurwechseln auf einer dreispurigen BAB-Richtungsfahrbahn. Straßenverkehrstechnik Heft 6/1984, S. 228-231, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- CASSIDY, M. (1990): A Proposed Technique for the Design and Analysis of Major Freeway Weaving Sections. Research Report UCB-ITS-RR-90-16, Institute of Transportation Studies, University of California – Berkeley, Berkeley CA.
- CASSIDY, M.; MAY, A. D. (1991): Proposed Analytic Technique for Estimating Capacity and Level of Service of Major Freeway Weaving Sections. Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, Washington D.C.
- CASSIDY, M. J.; RUDJANAKANOKNAD, J. (2005): Increasing Capacity of an Isolated Merge by Metering its On-Ramp. Transportation Research Part B: Methodological, Volume 39, Issue 10, pp. 896-913.
- CHOUDHURY, C. F.; BEN-AKIVA, M. E.; TOLEDO, T.; LEE, G.; RAO, A. (2007). Modeling cooperative lane changing and forced merging behavior. 86th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C.
- CIK, M.; FELLENDORF, M.; FENZEL, R.; GAUBE, E.; KRIEBERNEGG, G. (2014): Optimierte Dimensionierungsverfahren für Autobahnknoten (ODIMAK). Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie (Hrsg.), Wien.
- CIRILLO, J.A. (1970): The Relationship of Accidents to Length of Speed-Change Lanes and Weaving Areas on Interstate Highways. Highway Research Record 312, 17-32.
- DAAMEN, W.; LOOT, M. E. J.; HOOGENDOORN, S. P. (2010): Empirical analysis of merging behavior at freeway on-ramp. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2188, 108-118.
- DAGANZO C. F. (1995): The Cell Transmission Model, Part II: Network Traffic. Transportation Research Part B: Methodological. Volume 29, Issue 2, pp. 79-93.
- DAMMANN, W. (2004): Weiterentwicklung von Bemessungsverfahren in planfreien Knotenpunkten. Dissertation, Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Heft 32, Hannover.
- DESTATIS (2016): Verkehr. Verkehrsunfälle. Wiesbaden: Statistisches Bundesamt (Destatis) (Fachserie 8, Reihe 7).
- DESTATIS (2017): Verkehr. Verkehrsunfälle. Wiesbaden: Statistisches Bundesamt (Destatis) (Fachserie 8, Reihe 7).
- DESTATIS (2018): Verkehr. Verkehrsunfälle. Wiesbaden: Statistisches Bundesamt (Destatis) (Fachserie 8, Reihe 7).
- DESTATIS (2019): Verkehr. Verkehrsunfälle. 2018. Wiesbaden: Statistisches Bundesamt (Destatis) (Fachserie 8, Reihe 7).
- DESTATIS (2020): Verkehr. Verkehrsunfälle. 2019. Wiesbaden: Statistisches Bundesamt (Destatis) (Fachserie 8, Reihe 7).
- DURTH, W.; HABERMEHL, K.; SUEOKA, M. (1978): Untersuchung der Leistungsfähigkeit des Frankfurter Kreuzes. Gutachten im Auftrag des Hessischen Ministers für Wirtschaft und Technik, Technische Hochschule Darmstadt (als Manuskript vervielfältigt).
- DVO (EU) 2019/947: Durchführungsverordnung (EU) Nr. 2019/947 der Kommission vom 24. Mai 2019 über die Vorschriften und Verfahren für den Betrieb unbemannter Luftfahrzeuge.

- EDIE, L.C. (1961): Car-Following and Steady State Theory for Non-Congested Traffic. Port of New York Authority, New York.
- ELEFTERIADOU, L.; ROESS, R.P.; MCSHANE, W.R. (1995): Probabilistic Nature of Breakdown at Freeway Merge Junctions. Transportation Research Record 1484, Transportation Research Board, Washington D.C.
- EVANS, J.L.; ELEFTERIADOU, L.; GAUTAM, N. (2001): Probability of breakdown at freeway merges using Markov chains. Transportation Research Part B 35, pp. 237-254.
- FAZIO, J. (1985): Development and Testing of a Weaving Operational Design and Analysis Procedures. M.S. Thesis, University of Illinois at Chicago Circle, Chicago IL.
- FEUCHTINGER, M.-E. (1954): Verzögerungs- und Beschleunigungsspuren auf Schnellverkehrsstraßen. Straße und Autobahn, Heft 8/1954, S. 243-252, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- FGSV (1976): Richtlinie für die Anlage von Landstraßen, Teil: Knotenpunkte, Abschnitt 2: Planfreie Knotenpunkte (RAL-K-2). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (1993): Aktuelle Hinweise zur Gestaltung planfreier Knotenpunkte außerhalb bebauter Gebiete – Ergänzung zu den RAL-K-2 (AH-RAL-K-2). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (1995a): Entwurfshinweise für planfreie Knotenpunkte an Straßen der Kategoriengruppe B – Ergänzung zu den RAL-K-2 (RAS-K-2-B). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (1995b): Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Querschnitte (RAS-Q). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (1995c): Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Linienführung (RAS-L). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (1997): Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (EWS). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2000): Richtlinien für die wegweisende Beschilderung auf Autobahnen (RWBA). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2001): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2003): Empfehlungen für die Sicherheitsanalyse von Straßennetzen (ESN). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2006): Hinweise zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation – Grundlagen und Anwendungen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2008a): Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2008b): Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2012): Merkblatt zur Örtlichen Unfalluntersuchung in Unfallkommissionen (M Uko). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2015): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS), Ausgabe 2015. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2017): Hinweise zu Unfallkostensätzen (H Uks). Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), Köln.
- FGSV (2019): Richtlinien für die Markierung von Straßen (RMS) Teil A – Autobahnen. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.), FGSV Verlag, Köln.

- FGSV (2020): Begriffsbestimmungen für das Straßen- und Verkehrswesen. 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 der Ruhr-Universität Bochum, Heft 30.
- GEISTEFELDT, J. (2013): Neue Erkenntnisse zur Kapazität von Autobahnen. Festschrift zu Ehren von Prof. Prof. E.h. Dr.-Ing. Werner Brilon, Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum, Heft 38.
- GEISTEFELDT, J. (2020): HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen mit BABSIM. Straßenverkehrstechnik, Heft 8/2020, S. 507-512, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- GEISTEFELDT, J. (2021): Zuverlässigkeit der Kapazität und optimale Auslastung von Autobahnen. Straßenverkehrstechnik, Heft 9/2021, S. 651-655, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- GEISTEFELDT, J.; GIULIANI, S.; BUSCH, F.; SCHENDZIELORZ, T.; HAUG, A.; VORTISCH, P.; LEYN, U.; TRAPP, R. (2017): HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf Autobahnen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 279.
- GEISTEFELDT, J.; SIEVERS, A. (2017): Berücksichtigung des Schwerverkehrs bei der Modellierung des Verkehrsablaufs an planfreien Knotenpunkten. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 284.
- GEISTEFELDT, J.; BRANDENBURG, A.; SAUER, J. (2022): Analyse und Entwicklung leistungsfähiger Einfahrtstypen ohne Fahrstreifenaddition für Autobahnen. Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 02.0426/2018/EGB im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Lehrstuhl für Verkehrswesen – Planung und Management, Ruhr-Universität Bochum.
- GIPPS, P.G. (1981): A behavioral car-following model for computer simulation. Transportation Research B, Vol. 15, pp. 105-111.
- GIPPS, P.G. (1986): A Model for the Structure of Lane-Changing Decisions. Transportation Research B, Vol. 20, pp. 403-414.
- GOLOB, T.F.; RECKER, W.W.; ALVAREZ, V.M. (2004): Safety aspects of freeway weaving sections. Transportation Research Part A 38, pp. 35-51.
- GREENBERG, H. (1959): An Analysis of Traffic Flow. Operations Research, Vol. 7, No. 1, p. 79-85.
- GREENSHIELDS, B.D. (1934): A study of traffic capacity. Proceedings Highway Research Board, Vol. 14, p. 448-477.
- HALL, F.L.; AGYEMANG-DUAH, K. (1991): Freeway Capacity Drop and the Definition of Capacity. Transportation Research Record 1320, Transportation Research Board, Washington D.C.
- HANKE, T.; GEISTEFELDT, J. (2020): Verkehrssicherheit von Autobahneinfahrten mit Fahrstreifenaddition. Straßenverkehrstechnik Heft 5/2020, S. 291-297, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- HARDERS, J. (1968): Die Leistungsfähigkeit nicht signalgeregelter 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.
- HARTMANN, M. (2019). Modellunterstützte Beurteilung der Verkehrsqualität auf Netzabschnitten von Bundesautobahnen. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Karlsruher Institut für Technologie; Heft 73.

- HARTMANN, M.; VORTISCH, P.; VIETEN, M.; CHATZIPANAGIOTIDOU, Y.; HAUG, A.; SPANGLER, M. (2019): Übergreifende verkehrstechnische Bewertung von Autobahnstrecken und Knotenpunkten. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Unterreihe Verkehrstechnik, Heft V 314.
- HAUENSTEIN, N. (2021): Fahrstreifenaufteilung in PTV Vissim unter Verwendung von fahrstreifenfeinem Fahrverhalten. Masterarbeit am Institut für Verkehrswesen, Karlsruher Institut für Technologie.
- 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.
- HIGHWAYS ENGLAND (2019): Design Manual for Roads and Bridges (DMRB). Highways England (Hrsg.), Guildford, UK.
- HOTOP, R. (1997): Untersuchungen zum Rechtsfahrgebot auf Bundesautobahnen. Straßenverkehrstechnik Heft 1/1997, S. 1-7, Kirschbaum Verlag, Bonn.
- KAPLAN E.L.; MEIER, P. (1958): Nonparametric estimation from incomplete observations. Journal of the American Statistical Association, Vol. 53, pp. 457-481, Alexandria (VA).
- KNOFLACHER, H.; SCHOPF, J. M.; SMEK, E. (1982): Verkehrstechnische Grundsätze für die Bemessung von Verflechtungsstrecken. Schriftenreihe Straßenforschung des Bundesministeriums für Bauten und Technik, Heft 199, Wien.
- KOESTER, H. (1936): Ausgestaltung der Anschluss-, Abzweig- und Kreuzungsstellen der Reichsautobahn. Die Straße 3, 13, 420-424.
- KONDYLI, A.; ELEFTERIADOU, L. (2010). Driver behavior at freeway-ramp merging areas based on instrumented vehicle observations, 89th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington D.C.
- KONDYLI, A.; ELEFTERIADOU, L. (2011). Modeling driver behavior at freeway-ramp merges. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2249, 29-37.
- KONDYLI, A.; GUBBALA, P.; ELEFTERIADOU, L. (2016): The contribution of Ramp Demand in the Capacity of Merge Bottleneck Locations. Transportation Research Procedia 15, pp. 346-355.
- KORTE, H. (1960): Grundlagen der Straßenverkehrsplanung in Stadt und Land, Bauverlag GmbH, Wiesbaden.
- KUSUMA, A.; LIU, R.; CHOUDHURY, C.; MONTGOMERY, F. (2014): Analysis of Driving Behaviour at Weaving Section Using Multiple Traffic Surveillance Data. Proceedings of the 17th Meeting of the EURO Working Group on Transportation, Sevilla.
- KWON, E. (1999): Estimation of Capacity in Freeway Weaving Areas for Traffic Management and Operations. Minnesota Department of Transportation. Minneapolis, USA.
- LAWLESS, J.F. (2003): Statistical Models and Methods for Lifetime Data. Wiley & Sons, Hoboken, New Jersey.
- LECLERCQ, L.; KNOOP, V.L.; MARCZAK, F.; HOOGENDOORN, S.P. (2016): Capacity drops at merges: New analytical investigations. Transportation Research Part C: Emerging Technologies Volume 62, pp. 171-181.
- LEISCH, J. (1983): Completion of Procedures for Analysis of and Design of Traffic Weaving Areas. Final Report, Vol. 1 and 2, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington D.C.
- LERNER, M.; KRANZ, T.; SCHEPERS, A. (2012): Bewertung der Straßenverkehrsunfälle: Entwicklung der Unfallkosten in Deutschland 2005 bis 2010 – Unfallkostensätze 2010. Zeitschrift für Verkehrssicherheit, Heft 4/2012, Kirschbaum Verlag, Bonn.

- LERTWORAWANICH, P.; ELEFTERIADOU, L. (2002): Capacity Estimations for Type B Weaving Areas Based Upon Gap Acceptance. Transportation Research Record 1776, Transportation Research Board, Washington D.C.
- LERTWORAWANICH, P.; ELEFTERIADOU, L. (2003): Methodology for Estimating Capacity at Ramp-Weaves Based Upon Gap Acceptance and Linear Optimization. Transportation Research B: Methodological Volume 37, pp.459-483.
- LEUTZBACH, W.; NEUHERZ, M. (1993): Auswertungen bisher deutscher praktischer und theoretischer Untersuchungen zum Verkehrsablauf auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen mit Berücksichtigung unterschiedlicher Vorschriften. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 662, Bonn.
- LIU, P.; CHEN, H.; LU, J.J., CAO, B. (2010): How Lane Arrangements on Freeway Mainlines and Ramps Affect Safety of Freeways with Closely Spaced Entrance and Exit Ramps. Journal of Transportation Engineering, Vol. 136, No. 7, 2010, pp. 614-622.
- LuftVO (2015): Luftverkehrs-Ordnung (LuftVO), Ausfertigungsdatum: 29.10.2015, zuletzt geändert durch Art. 2 V v. 11.6.2017 I 1617.
- MANN, H.; WHITNEY, D. (1947): On a test of whether one of two random variables is stochastically larger than the other. Annals of mathematical Statistics. 18, 1947, pp. 50-60.
- MARCZAK, F.; DAAMEN, W.; BUISSON, C. (2013): Key Variables of Merging Behaviour: Empirical Comparison between two Sites and Assessment of Gap Acceptance Theory. 20th International Symposium on Transportation and Traffic Theory (ISTTT), Social and Behavioral Sciences 80 pp. 678-697, Elsevier, Oxford.
- MARCZAK, F.; LECLERCQ, L.; BUISSON, C. (2015): A Macroscopic Model for Freeway Weaving Sections. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Advanced Computational Methods for Traffic Modeling, Data Processing and ITS, pp. 464–477.
- MAURMAIER, D. (1980): Verkehrstechnische Beurteilung von Verflechtungsspuren und Verteilerfahrbahnen an Kleeblatt-Knotenpunkten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik des Bundesministers für Verkehr, Heft 285, Bonn.
- MEINEFELD, P. (1976): Untersuchung des Verkehrsablaufs an Ausfahrten von planfreien Knotenpunkten mit Spursubtraktion. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 213, Bonn.
- MENENDEZ, M.; HE, H.; KAREL, T.; HOHL, T.; ISENRING, L. (2018): Leistungsfähigkeit und Verkehrsqualität von Verflechtungsbereichen auf Hochleistungsstrassen. Forschungsprojekt VSS 2011/309 auf Antrag des Schweizerischen Verbands der Strassen- und Verkehrsfachleute (VSS), Bundesamt für Strassen, Zürich.
- 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.
- MICHON J. A. (1985): A critical view of driver behavior models: What do we know, what should we do? In: Human Behavior and Traffic Safety, Plenum Press, pp. 485–520.
- MINDERHOUD, M.M.; BOTMA, H.; BOVY, P.H.L. (1997): Roadway Capacity Estimation Methods explained and assessed. Transportation Research Record 1634, Transportation Research Board, Washington D.C.
- NORMANN, O.K. (1957): Operation of Weaving Areas. Highway Research Bulletin 167, Transportation Research Board, Washington D.C.
- OSTROM, B.; LEIMAN, L.; MAY, A. D. (1993): Suggested Procedures for Analyzing Freeway Weaving Sections. In Transportation Research Record 1398, pp. 42–48, TRB, National Research Council, Washington D.C.
- PANDAS (2022): <https://pandas.pydata.org/about/>, zuletzt abgerufen am 28.11.2023

- PIGNATARO, L. J.; MCSHANE, W. R.; CROWLEY, K. W.; LEE, B.; and ROESS, R. P. (1972): Weaving Area Operations Study: Design and Recommendations. Highway Research Record No. 398, Highway Research Board, Washington D.C.
- PONZLET, M. (1996): Dynamik der Leistungsfähigkeiten von Autobahnen – Auswirkungen von systematischen und umfeldbedingten Schwankungen des Geschwindigkeitsverhaltens und deren Beschreibung in Verkehrsflussmodellen. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum, Heft 16.
- POSTGRESQL (2022): <https://www.postgresql.org/about/>, zuletzt abgerufen am 28.11.2023
- PSYCOPG (2022): <https://www.psycopg.org/docs/>, zuletzt abgerufen am 28.11.2023
- PYPI (2022): <https://pypi.org/project/pywin32/>, zuletzt abgerufen am 28.11.2023
- PYTHON (2022): <https://www.python.org/about/>, zuletzt abgerufen am 28.11.2023
- QI, Y.; LIU, J.; WANG, Y. (2014): Safety Performance for Freeway Weaving Segments. Research Report SWUTC/14/600451-00045-1, Texas Southern University.
- RAFF, M. S.; HART, J.W. (1950): A Volume Warrant for Urban Stop Sign, ENO Foundation for Highway Traffic Control, Connecticut.
- RAKHA, H.; ZHANG, Y. (2006): Analytical Procedures for Estimating Capacity of Freeway Weaving, Merge and Diverge Sections. Journal of Transportation Engineering, American Society of Civil Engineers.
- REGLER, M. (2004): Verkehrsablauf und Kapazität auf Autobahnen. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Verkehrswesen der Ruhr-Universität Bochum, Heft 28.
- REILLY, W. R.; KELL, J. H.; JOHNSON, P. J. (1984): Weaving Analysis Procedures for the New Highway Capacity Manual. Technical report. Contract No. DOT-FH-61-83-C-0029. FHWA, U.S. Department of Transportation, Washington D.C.
- ROESS, R. P.; ULERIO, J.; PRASSA, E.; SCHOEN, J.; VANDEHEY, M.; REILLY, W.; KITTELSON, W. (2008): Analysis of Freeway Weaving Sections. NCHRP Project 3-75, Final Report, Polytechnic University, Brooklyn NY, and Kittelson & Associates, Portland OR.
- ROUPHAIL, N.; AGHDASHI, B.; ELEFTERIADOU, L.; AMINI, E.; XU, D. (2021): Assessing and Addressing Deficiencies in the HCM Weaving Segment Analyses. Project K2, Final Report, Southeastern Transportation Research, Innovation, Development and Education Center (STRIDE), Gainesville FL.
- SARVI, M.; EJTEMAI, O.; ZAVABETI, A. (2011): Modelling Freeway Weaving Maneuver. Proceedings of the Australasian Transport Research Forum 2011, Adelaide, Australien.
- SCHNÜLL, R. (1970): Untersuchungen über die Gestaltung der Ausfahrten an planfreien Knotenpunkten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 107, Bonn.
- SCHNÜLL, R.; MAURMAIER, D.; SCHREYER, U. (1983): Verkehrsablauf in Verflechtungsbereichen mit starken Randströmen zwischen Einfahr- und Ausfahrrampen planfreier Knotenpunkte. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 383, Bonn.
- SCHNÜLL, R.; HOFFMANN, S. (1999): Einsatzbereiche betrieblicher Maßnahmen in planfreien Knotenpunkten. Heft 22 der Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau der Universität Hannover.
- SCHNÜLL, R.; HOFFMANN, S.; IRZIK, M. (2000a): Ausfahrten an Richtungsfahrbahnen. Forschungsauftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen, Schlussbericht. Institut für Verkehrswirtschaft, Straßenwesen und Städtebau, Universität Hannover.
- SCHNÜLL, R.; HOFFMANN, S.; KÖLLE, M.; MENNICKEN, C. (2000b): Leistungsfähigkeit von Verflechtungstrecken an planfreien Knotenpunkten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 796, Bonn.

- SCHROEDER, B.; CESME, B.; WU, Z.; AVR, A.; RYUS, P.; ROUPHAIL, N.; WANG, Y.; YIN, S.; SUN, W. (2023): Update of Highway Capacity Manual: Merge, Diverge, and Weaving Methodologies. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine.
- SHOJAAT, S.; GEISTEFELDT, J.; PARR, S.A.; WILMOT, C.G.; WOLSHON, B. (2016): Sustained Flow Index: Stochastic Measure of Freeway Performance. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2554, pp. 158-165.
- SHOJAAT, S.; GEISTEFELDT, J.; PARR, S.A.; ESCOBAR, L.M.; WOLSHON, B. (2018): Defining Freeway Design Capacity Based on Stochastic Observations. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2672 (15), pp. 131-141.
- SIEGLOCH, W. (1973): Die Leistungsermittlung an Knotenpunkten ohne Lichtsignalsteuerung. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 154, Bonn.
- SPARMANN, U. (1978): Spurwechselvorgänge auf zweispurigen BAB-Richtungsfahrbahnen. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 263, Bonn.
- StVUnfStatG (1990): Gesetz über die Statistik der Straßenverkehrsunfälle (Straßenverkehrsunfallstatistikgesetz – StVUnfStatG), 1990.
- SUEOKA, M. (1987): Berechnung und Gestaltung von Verflechtungsbereichen in Autobahnknotenpunkten. Technische Hochschule Darmstadt, Straßenentwurf und Straßenbetrieb, Darmstadt.
- SULEJIC, D.; JIANG, R.; SABER, N. J.; CHUNG, E. (2016): Optimization of lane-changing distribution for a motorway weaving segment. Proceedings of the 2016 International Symposium of Transport Simulation.
- THEIS, C. (1997): Modellierung des Fahrverhaltens an Autobahnanschlussstellen. Institut für Verkehrsweisen der Universität Karlsruhe.
- TRAPP, K.-H. (1974): Leistungsfähigkeit von Einfahrten planfreier Knotenpunkte. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 174, Bonn.
- TRAPP, K.-H. (1977): Untersuchung des baulichen Aufwands und der Leistungsfähigkeit von Autobahnknoten. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 230, Bonn.
- TfL (2010): Traffic Modelling Guidelines – Traffic Manager and Network Performance Best Practice, Transport for London (TfL), Version 3.0, London.
- TRB (1965): Highway Capacity Manual (HCM). Special Report 87, Transportation Research Board, Washington D.C.
- TRB (1985): Highway Capacity Manual (HCM). Transportation Research Board (TRB), Washington D.C.
- TRB (2000): Highway Capacity Manual (HCM). Transportation Research Board (TRB), Washington D.C.
- TRB (2010): Highway Capacity Manual (HCM). Transportation Research Board (TRB), Washington D.C.
- TRB (2022): Highway Capacity Manual (HCM) 7th Edition – A Guide for Multimodal Traffic Analysis. Transportation Research Board (TRB), National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine, Washington D.C.
- UNDERWOOD, R.T. (1960): Speed, Volume and Density Relationships. Bureau of Highway Traffic, Yale University.
- TROUTBECK, R. (1992): Estimating the Critical Gap Acceptance from Traffic Movements, Research Report 92-5, Queensland University of Technology, Brisbane.

- UHLFELDER, H. (1931): Richtlinien für die technische Anlage von Autobahnen. HAFRABA-Mitteilungsblatt 3,11, 2-7.
- VERMIJS, R. (1998): New Dutch Capacity Standards for Freeway Weaving Sections Based on Micro Simulation. Third International Symposium on Highway Capacity, pp. 1065-1080.
- VERMIJS, R.; SCHUURMAN, H. (1994): Evaluating Capacity of Freeway Weaving Sections and On-Ramps using the Microscopic Simulation Model FOSIM. Proceedings of the Second International Symposium on Highway Capacity (Volume 2, pp.651-670). Niederlande.
- 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.
- WETTERLING, H. (1980): Mehrspuriger Richtungsverkehr bei unterschiedlichen Fahrvorschriften. Schriftenreihe Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 292, Bonn.
- WIEDEMANN, R. (1974): Simulation des Straßenverkehrsflusses. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen der Universität Karlsruhe, Heft 8.
- WINDOVER, J.; MAY, A. D. (1995): Revisions to Level D Methodology of Analyzing Freeway Ramp-Weaving Sections. Transportation Research Record 1457, Transportation Research Board, Washington D.C.
- WIRTH, W.; STAUFER, M. (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. (2005): Equilibrium and dynamic Development of Lane Flow-Distribution on Motorways. Arbeitsblätter des Lehrstuhls für Verkehrswesen, Nr.29, Ruhr-Universität Bochum.
- 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.; GEISTEFELDT, J. (2022): Neu parametrisiertes q-V-Modell basierend auf der Warteschlangentheorie. Straßenverkehrstechnik, Heft 3/2022, Kirschbaum-Verlag, Bonn.
- 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. (2005): Determination of Probability of no Disruption and Freeway Volume Threshold for Ramp Metering Based on Gap Acceptance Theory. Transportation Research Board Annual Meeting, Preprint No. 05-0157, National Research Council, Washington D.C.
- YANG, C.; SHAO, C.; LIU, L. (2012): Study on Capacity of Urban Expressway Weaving Segments. In: Proceedings of The Eighth International Conference on Traffic & Transportation Studies (IC-TTS), Procedia - Social and Behavioral Sciences 43, pp. 148-156.
- YOUSIF, S.; AL-OBAEDI, J. (2011): Modeling Factors Influencing the Capacity of Motorway Merge Actions Controlled by Ramp Metering. Proceedings of the 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Stockholm, Sweden.
- ZHANG, Y.; RAKHA, H. (2008): Systematic Analysis of Weaving Section Capacity. Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia, USA.

Bilder

Hinweis: Auszüge aus dem FGSV-Regelwerk (RAA - FGSV 321; RAS-K-2-B; HBS - FGSV 299) sind mit freundlicher Genehmigung der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. auszugsweise wiedergegeben worden. Maßgebend für das Anwenden des FGSV-Regelwerkes ist dessen Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum, die beim FGSV Verlag, Wesseling Str. 15-17, 50999 Köln, www.fgsv-verlag.de, erhältlich ist.

- Bild 2-1: Regelquerschnitte für Autobahnen der EKA 1 nach den RAA (FGSV, 2008a)
- Bild 2-2: Einfahrttypen der RAA (FGSV, 2008a)
- Bild 2-3: Typen von Doppeleinfahrten der RAA (FGSV, 2008a)
- Bild 2-4: Ausfahrttypen der RAA (FGSV, 2008a)
- Bild 2-5: Verflechtungsbereichstypen der RAA (FGSV, 2008a)
- Bild 2-6: Typen von Verflechtungsbereichen an durchgehenden Hauptfahrbahnen nach den RAS-K-2-B (FGSV, 1995a)
- Bild 2-7: Auslastungsgrade in unterschiedlichen Bereichen der Verflechtungsstrecke nach WU und LEMKE (2011)
- Bild 2-8: Dreidimensionale Verteilungsfunktion der Kapazität in Abhängigkeit von der Ausfahrtverkehrsstärke und der Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn oberhalb einer Ausfahrt vom Typ A 4 (GEISTEFELDT und SIEVERS, 2017)
- Bild 2-9: Standardisierte Fahrstreifenaufteilung auf zwei-, drei- und vierstreifigen Richtungsfahrbahnen (Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach SPARMANN (1978), BUSCH (1984) sowie GEISTEFELDT (2007)
- Bild 2-10: Fahrstreifenaufteilung für den gesamten Wertebereich der Verkehrsdichte für zwei- und dreistreifige Richtungsfahrbahnen (Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach WU (2006)
- Bild 2-11: Zeitabhängige Fahrstreifenaufteilung an planfreien Knotenpunkten mit einer dreistreifigen Richtungsfahrbahn (links: Einfahrt, rechts: Ausfahrt, Nummerierung in Fahrtrichtung von rechts nach links) nach WU (2005)
- Bild 2-12: Relevante Bereiche einer Verflechtungsstrecke und Bezeichnung der Verkehrsströme nach dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 2-13: Maßgrößen der Länge und Einflussbereich (grau) von Verflechtungsstrecken nach dem HCM (TRB, 2022)
- Bild 2-14: Zusammenhang zwischen der mittleren Geschwindigkeit und der Kapazität gegenüber dem Verhältnis der Verkehrsstärken zwischen den Verflechtungs- und Randströmen (oben) und der Verflechtungslänge L_s (unten) im Verfahren des HCM (TRB, 2022) am Beispiel einer dreistreifigen Verflechtungsstrecke unter gleichbleibenden Randbedingungen
- Bild 2-15: Bemessungsdiagramm zur Bestimmung des Verkehrszustands (stabil/instabil) für den Verflechtungsbereichstyp V 1 und die Verflechtungsanteile $VS < 40 \%$ und $VR < 60 \%$ differenziert nach der Längsneigung und dem Schwerverkehrsanteil (MENENDEZ et al., 2018)
- Bild 3-1: Darstellung des Untersuchungskonzepts
- Bild 3-2: Übersichtskarte der Verflechtungsstrecken an Bundesautobahnen (Stand 06/2020, eigene Darstellung, Kartengrundlage: © OpenStreetMap contributors)
- Bild 3-3: Schematische Darstellung der Verflechtungslänge l_v
- Bild 3-4: Rangreihung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der symmetrischen Verflechtungsstrecken
- Bild 3-5: Markierungsvarianten für Verflechtungsstrecken vom Typ V 3
- Bild 3-6: Markierungsvarianten für Verflechtungsstrecken vom Typ V 4

- Bild 3-7: Skizze des Verflechtungsbereichs der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg
- Bild 3-8: Rangreihung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der asymmetrischen Verflechtungsstrecken
- Bild 3-9: Rangreihung der Verflechtungslängen l_v des Untersuchungskollektivs der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung
- Bild 4-1: Schematische Darstellung der Maßgrößen in Tab. 4-1
- Bild 4-2: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der dreistreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-3: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der vierstreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-4: q-v-Diagramme der Messquerschnitte im Verflechtungsbereich der fünfstreifigen Verflechtungsstrecken in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-5: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold (Typ V 1) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-6: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-7: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-8: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz (Typ V 2) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-9: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau (Typ V 3) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-10: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden (Typ V 4) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-11: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts im fünfstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz (Typ V 4) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-12: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 (oben) und MQ,2 (unten) im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-13: Fahrstreifenbezogene q-v-Diagramme des Messquerschnitts MQ,1 im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurt Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-14: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die Verflechtungsstrecke der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau (Typ V 3) differenziert nach dem Schwerverkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-15: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecke differenziert nach dem Anteil des ein- und ausfahrenden Verkehrs (a_E bzw. a_A) in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-16: Modellierung der q-v-Beziehung nach dem Ansatz von WU und GEISTEFELDT (2022) für die einzelnen Verflechtungsstrecke differenziert nach dem Schwerverkehrsanteil (SV) in 5-Minuten-Intervallen

- Bild 4-17: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1 der Autobahn A 66 zwischen dem AD Langenselbold und der AS Langenselbold in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-18: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße der Autobahn A 661 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-19: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 der Autobahn A 5 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Zeppelinheim in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-20: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 2 der Autobahn A 3 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Süd und dem Frankfurter Kreuz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-21: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 3 der Autobahn A 66 zwischen dem AK Wiesbaden und der AS Wallau in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-22: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 66 zwischen der AS Wallau und dem AK Wiesbaden in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-23: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 66 zwischen der AS Diedenbergen und dem AK Wiesbaden in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-24: Fahrstreifenaufteilung der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 4 der Autobahn A 5 zwischen der AS Zeppelinheim und dem Frankfurter Kreuz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-25: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-26: Fahrstreifenaufteilung der vierstreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 5 und Ausfahrtstyp A 6) der Autobahn A 3 zwischen dem Frankfurter Kreuz und der AS Frankfurt a. M.-Süd in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-27: Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 4) der Autobahn A 44 zwischen der AS Unna-Ost und dem AK Dortmund/Unna am Messquerschnitt MQ,1 in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich sowie dem Anteil des ein- und ausfahrenden Verkehrs an der Gesamtverkehrsstärke der Ein- und Ausfahrt in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-28: Fahrstreifenaufteilung der dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecke (Einfahrtstyp E 3 und Ausfahrtstyp A 5) ohne durchgehende Blockmarkierung der Autobahn A 59 zwischen der AS Flughafen Köln/Bonn und dem AD Köln-Porz in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-29: Räumliche Veränderung der mittleren Geschwindigkeit und deren Standardabweichung der dreistreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf den einzelnen Fahrstreifen in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-30: Mittlere Geschwindigkeit und deren Standardabweichung der vierstreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke auf den einzelnen Fahrstreifen in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 4-31: Fahrstreifenbezogene mittlere Geschwindigkeit und deren Standardabweichung auf den fünfstreifigen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke im Verflechtungsbereich in 5-Minuten-Intervallen

- Bild 4-32: Mittelwert und Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den dreistreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 4-33: Mittelwert und Standardabweichung der Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den vierstreifigen Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 4-34: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf der fünfstreifigen Verflechtungsstrecke vom Typ V 1
- Bild 4-35: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4
- Bild 4-36: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den dreistreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecken
- Bild 4-37: Mittelwert und Standardabweichung Verkehrsstärkeanteile der Rand- und Verflechtungsströme auf den vierstreifigen symmetrischen Verflechtungsstrecken
- Bild 5-1: Schematische Darstellung der Auswertungsbereiche für die Verkehrsmessungen
- Bild 5-2: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath
- Bild 5-3: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an drei Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck
- Bild 5-4: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim und dem AD Preungesheim
- Bild 5-5: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden
- Bild 5-6: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg
- Bild 5-7: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst
- Bild 5-8: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg
- Bild 5-9: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der dreistreifigen Verflechtungsstrecke der A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim
- Bild 5-10: Anteile der Fahrstreifenwechsel im Ein- (links) und Ausfahrbereich (rechts) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke für die Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 5-11: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der dreistreifigen Verflechtungsstrecke der A 661 zwischen dem AK Bad Homburg und der AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach
- Bild 5-12: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der vierstreifigen Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg
- Bild 5-13: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die gesamte Länge der Verflechtungsstrecke der A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden
- Bild 5-14: Anteile der Fahrstreifenwechsel im Einfahr- (links) und Ausfahrbereich (rechts) der Verflechtungsstrecke der A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst
- Bild 5-15: Anteile der Fahrstreifenwechsel über die Länge des Verflechtungsbereichs mit zwei Hauptfahrstreifen und zwei Verflechtungsstreifen (Länge ca. 900 m) der Verflechtungsstrecke der A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg

- Bild 5-16: Fahrstreifenwechsellängen und angenommene Weglücken differenziert nach ein- und ausfahrenden Pkw und Lkw für die Verflechtungsstrecke der A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck
- Bild 6-1: Konfliktbereiche bzw. Kapazitätsengpässe und Verkehrsströme an Verflechtungsstrecken
- Bild 6-2: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke q und dem Schwerverkehrsanteil in 5-Minuten-Intervallen am Beispiel von drei Verflechtungsstrecken
- Bild 6-3: Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und dem Schwerverkehrsanteil (links) und Anpassung des Pkw-Gleichwerts (rechts) mit einem linearen Ansatz am Beispiel der Verflechtungsstrecke der Autobahn A 46 zwischen der AS Wuppertal-Varresbeck und dem AK Sonnborn für einen Anteil $a_E < 0,1$ und $a_A = 0,2-0,3$
- Bild 6-4: RMSPE für die einzelnen Anpassungen an den verschiedenen Datensätzen
- Bild 6-5: Angepasste lineare Funktionen für den Pkw-Gleichwert an den einzelnen Datensätzen und zwei entwickelte lineare Ansätze für den Pkw-Gleichwert in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil (links) sowie Pkw-Gleichwert in Abhängigkeit vom Schwerverkehrsanteil nach dem HBS (FGSV, 2015), Ansatz eines konstanten Pkw-Gleichwerts von 1,7 Pkw-E/Lkw und Ansatz von GEISTEFELDT und SIEVERS (2017) (rechts)
- Bild 6-6: Vergleich des RMSPE für die verschiedenen Ansätze des Pkw-Gleichwerts für die 34 Datensätze von Verflechtungsstrecken
- Bild 6-7: Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch des Verkehrsflusses im Verflechtungsbereich in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden und ausfahrenden Verkehrs in 5-Minuten-Intervallen
- Bild 6-8: Kapazität C_Z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 6-9: Kapazität C_Z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerverkehrsanteil für symmetrische Verflechtungsstrecken mit einstreifiger Einfahrrampe und zweistreifiger Ausfahrrampe
- Bild 6-10: Kapazität C_Z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerverkehrsanteil für symmetrische Verflechtungsstrecken mit zweistreifiger Einfahrrampe und einstreifiger Ausfahrrampe
- Bild 6-11: Kapazität C_Z differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A sowie dem Schwerverkehrsanteil für Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4
- Bild 6-12: Kapazität C_Z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach verschiedenen baulichen und verkehrstechnischen Randbedingungen für dreistreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 6-13: Kapazität C_Z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil a_E und a_A (links) und der zulässigen Höchstgeschwindigkeit (rechts) für vierstreifige Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Bild 6-14: Kapazität C_Z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke und differenziert nach der Fahrstreifenanzahl der Ein- und Ausfahrrampe für dreistreifige (links) und vierstreifige (rechts) symmetrische Verflechtungsstrecken
- Bild 6-15: Kapazität C_Z in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke für vierstreifige (links) und fünfstreifige (rechts) Verflechtungsstrecken vom Typ V 2, V 3 und V 4
- Bild 6-16: Vergleich der Kapazität C_Z für die einzelnen dreistreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 6-17: Relativer Abstand zwischen der empirisch ermittelten Kapazität C_Z der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015) in

Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs (rechts) für die einzelnen Verflechtungsstrecken

- Bild 6-18: Vergleich der Kapazität C_z (als Summe der Mittelwerte der Verkehrsstärken vor dem Zusammenbruch oberhalb der Verflechtungsstrecke und in der Einfahrrampe) in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des einfahrenden Verkehrsstroms und differenziert nach dem Verkehrsstärkeanteil des ausfahrenden Verkehrsstroms in 5-Minuten-Intervallen im Vergleich zur Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-2 nach dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 6-19: Angepasster Modellparameter a für die Kapazität der einzelnen Verflechtungsstrecken in Abhängigkeit vom Verkehrsstärkeanteil des inneren Randstroms (links) und der Summe der Verflechtungsströme (rechts) differenziert nach der Länge der Verflechtungsstrecke
- Bild 6-20: Gegenüberstellung der Kapazität C_z mit dem Kapazitätsmodell in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) sowie lineare Regression zur Ermittlung des Modellparameters a und angepasste Funktion des Modellparameters a im Kapazitätsmodell (rechts)
- Bild 6-21: Vergleich der Kapazität C_z der einzelnen vierstreifigen Verflechtungsstrecken mit dem Bemessungsdiagramm bzw. der Bemessungskapazität des Einfahrtstyps E 3-3 nach dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 6-22: Relativer Abstand zwischen der empirisch ermittelten Kapazität C_z der Verflechtungsstrecke und der Bemessungskapazität für den Einfahrtstyp E 3-3 nach dem HBS (FGSV, 2015) in Abhängigkeit von der Länge der Verflechtungsstrecke (links) und der Verkehrsstärke des ausfahrenden Verkehrs (rechts) für die einzelnen Verflechtungsstrecken
- Bild 6-23: Histogramm der Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen während der Spitzenstunden in der Einfahrrampe für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 sowie Bemessungskapazität der Einfahrrampe für den Einfahrtstyp E 3 gemäß dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 6-24: Histogramm der Verkehrsstärken in 5-Minuten-Intervallen während der Spitzenstunden in der Ausfahrrampe für Verflechtungsstrecken vom Typ V 1 sowie Bemessungskapazität der Ausfahrrampe für den Ausfahrtstyp A 6 gemäß dem HBS (FGSV, 2015)
- Bild 7-1: Schematische Übersicht der Grundstruktur des weiterentwickelten Verfahrens zur Bewertung der Verkehrsqualität an Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten
- Bild 8-1: Ablauf des „deutschen FREEVAL“ nach HARTMANN et al. (2019)
- Bild 8-2: Modellierung des Segments „Teilstrecke“ nach HARTMANN et al. (2019)
- Bild 8-3: Modellierung des Segments „Einfahrt“ nach HARTMANN et al. (2019)
- Bild 8-4: Modellierung des Segments „Ausfahrt“ nach HARTMANN et al. (2019)
- Bild 8-5: Unterteilung des Verflechtungssegments auf der Hauptfahrbahn in FREEVAL nach HARTMANN et al. (2019)
- Bild 8-6: (a) Summe von $q_{PE,E}$ und $q_{PE,O}$ in Abhängigkeit von $q_{PE,O}$ für ausgewählte Längen der Verflechtungsstrecke sowie (b) Kapazität der Verflechtungsstrecke in Abhängigkeit von der Verflechtungslänge für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zweistreifiger Hauptfahrbahn
- Bild 8-7: Schematische Darstellung der Lage der Detektoren
- Bild 8-8: Schematische Darstellung des Aufbaus der FREEVAL-Modelle
- Bild 8-9: Technischer Ablauf der FREEVAL-Simulationen
- Bild 8-10: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für Verflechtungsstrecken des Verflechtungstyps V 1, die mit dem entwickelten Kapazitätsmodell für lange Verflechtungsstrecken bewertbar sind
- Bild 8-11: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für den Streckenabschnitt der Autobahn A 46 zwischen der AS Erkrath und dem AK Hilden.

- Bild 8-12: Detektordaten (schwarz) und Simulationsergebnisse (rot) für Streckenabschnitte, deren Verflechtungstyp und Einfahrtstyp (E 5) nicht im Geltungsbereich des Kapazitätsmodells für lange Verflechtungsstrecken liegen.
- Bild 9-1: Schematische Darstellung des absichtsbasierten Verhaltensmodells in BABSIM nach BRILON et al. (2007b)
- Bild 9-2: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (BABSIM)
- Bild 9-3: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (BABSIM)
- Bild 9-4: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten Intervallen (PTV Vissim)
- Bild 9-5: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (PTV Vissim)
- Bild 9-6: Vergleich der empirischen q-v-Diagramme der Messquerschnitte oberhalb (links) und unterhalb (rechts) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen im Ergebnis der Kalibrierung für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten Intervallen (Aimsun Next)
- Bild 9-7: Vergleich der empirischen Fahrstreifenaufteilung (links) und der mittleren Geschwindigkeit auf den einzelnen Fahrstreifen (rechts) in Abhängigkeit von der Gesamtverkehrsstärke an den Messquerschnitten oberhalb (oben), im (Mitte) und unterhalb (unten) des Verflechtungsbereichs mit den Simulationsergebnissen für die Verflechtungsstrecke der A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg in 5-Minuten-Intervallen (Aimsun Next)
- Bild 10-1: Definition der Bereiche mit unterschiedlichen DTV-Werten am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1
- Bild 10-2: Einteilung der Untersuchungsbereiche der Verflechtungsstrecken am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1
- Bild 10-3: Vergleich der mittleren Unfallkenngrößen des Untersuchungskollektivs mit den Durchschnittswerten für Bundesautobahnen
- Bild 10-4: Vergleich der Unfallraten und Unfallkostenraten des Untersuchungskollektivs mit den Werten für freie Strecken von Autobahnen nach BARK et al. (2017)
- Bild 10-5: Unfallraten (oben) und Unfallkostenraten (unten) der untersuchten Verflechtungsstrecken mit 2, 3 und 4 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn nach Verflechtungstyp (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-6: Rangdiagramm der Unfallraten für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-7: Definition der Abstände x und y
- Bild 10-8: Räumliche Verteilung der Unfälle an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 nach der Unfallschwere

- Bild 10-9: Einteilung des Verflechtungsbereichs in drei Bereiche am Beispiel einer Verflechtungsstrecke des Typs V 1
- Bild 10-10: Bereichsweiser Vergleich der ermittelten mittleren Unfallraten (oben) und Unfallkostenraten (unten) für Verflechtungsstrecken mit einer Mindestlänge des Verflechtungsbereichs von 700 m nach Verflechtungstyp (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-11: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-12: Anteile der Unfälle nach der Tagesstunde für symmetrische und asymmetrische Verflechtungsstrecken mit Bundesautobahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-13: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-14: Vergleich der mehrstelligen Unfalltypen für die Unfalltypen 1 und 6 für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-15: Vergleich der Unfallursachen des Hauptverursacher für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-16: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken ($l_v \geq 800$ m) des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn nach Position innerhalb des Verflechtungsbereichs (Unfallkategorien 1 bis 6)
- Bild 10-17: Unfallraten (links) und Unfallkostenraten (rechts) der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung im Vergleich zu den mittleren Werten für Verflechtungsstrecken mit durchgehender Blockmarkierung (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Bild 10-18: Vergleich der Unfallarten und Unfalltypen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 ohne (links, $n_{\text{Verfl}} = 3$) und mit (rechts, $n_{\text{Verfl}} = 9$) durchgehender Blockmarkierung an einer zweistreifigen Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Tabellen

Hinweis: Auszüge aus dem FGSV-Regelwerk (HBS - FGSV 299; H UKs - FGSV 297/1) sind mit freundlicher Genehmigung der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. auszugsweise wiedergegeben worden. Maßgebend für das Anwenden des FGSV-Regelwerkes ist dessen Fassung mit dem neuesten Ausgabedatum, die beim FGSV Verlag, Wesselinger Str. 15-17, 50999 Köln, www.fgsv-verlag.de, erhältlich ist.

- Tab. 2-1: QSV in Abhängigkeit vom Auslastungsgrad nach dem HBS (FGSV, 2015)
- Tab. 2-2: LOS in Abhängigkeit von der Verkehrsdichte für Verflechtungsstrecken an Autobahnen nach dem HCM (TRB, 2022)
- Tab. 2-3: VQS in Abhängigkeit vom Koeffizient α/α_0 nach MENENDEZ et al. (2018)
- Tab. 2-4: Unfallkategorien (StVUnfStatG, 1990)
- Tab. 2-5: Pauschale Unfallkostensätze für Autobahnen zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)
- Tab. 2-6: Funktionen zur Ermittlung der Kollektivgröße $U(P)$ für verschiedene relative Standardabweichungen in Abhängigkeit von der Verunglücktenstruktur nach H UKs (FGSV, 2017)
- Tab. 2-7: Vorgehen und Ermittlung von Unfallkostensätzen in Abhängigkeit von der Kollektivgröße nach H UKs (FGSV, 2017)
- Tab. 2-8: Kostensätze für Sachschäden bei Unfällen auf Autobahnen zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)
- Tab. 2-9: Kostensätze für Verunglückte zum Preisstand 2010 nach LERNER et al. (2012)
- Tab. 2-10: Mittlere Unfallrate und Unfallkostenrate auf deutschen Autobahnen von 2015 bis 2019 differenziert nach Unfallkategorie (DESTATIS 2016, 2017, 2018, 2019, 2020 und BAST, 2020)
- Tab. 2-11: Unfallraten und Unfallkostenraten für freie Strecken von Autobahnen differenziert nach dem Regelquerschnitt nach BARK et al. (2017)
- Tab. 2-12: Unfallraten verschiedener Typen von Verflechtungsstrecken, Aus- und Einfahrten
- Tab. 3-1: Anzahl der Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten getrennt nach Verflechtungsbereichstyp in den Bundesländern
- Tab. 3-2: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 1
- Tab. 3-3: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 2
- Tab. 3-4: Untersuchungskollektiv der weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken
- Tab. 3-5: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 3
- Tab. 3-6: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 4
- Tab. 3-7: Untersuchungskollektiv der weiteren asymmetrischen Verflechtungsstrecken
- Tab. 3-8: Untersuchungskollektiv der Verflechtungsstrecken ohne durchgehende Blockmarkierung
- Tab. 3-9: Gesamtübersicht der Untersuchungsstellen für die Verkehrserhebungen
- Tab. 4-1: Übersicht der analysierten Untersuchungsstellen mit mindestens einer Dauerzählstelle im Verflechtungsbereich und Kategorisierung hinsichtlich der Einflussgrößen auf die Gestalt des q-v-Diagramms
- Tab. 6-1: Übersicht der untersuchten Einflussgrößen auf die Kapazität von Verflechtungsstrecken und deren Ausprägung im Untersuchungskollektiv sowie deren Zuordnung zu einem Datentyp und einem Skalenniveau
- Tab. 6-2: Übersicht der verwendeten Funktionstypen zur Anpassung des Pkw-Gleichwerts f_{PE}
- Tab. 7-1: Parameter für die Gleichung 7-1 differenziert nach der Fahrstreifenanzahl für den Verflechtungsbereichstyp V 1

- Tab. 8-1: Aufteilung der Kapazität am Netzelement „Einfahrt“ des deutschen FREEVAL nach HARTMANN et al. (2019)
- Tab. 8-2: Untersuchungskollektiv zur Simulation mit FREEVAL (für die grün markierten Untersuchungsstrecken ist die Anwendung des Kapazitätsmodells nach Kapitel 6.3 möglich)
- Tab. 9-1: Untersuchungskollektiv von Verflechtungsstrecken für die Anwendung der mikroskopischen Verkehrsflusssimulation
- Tab. 9-2: Fahrverhaltensparameter des Simulationsprogramms BABSIM
- Tab. 9-3: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die zwei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (BABSIM)
- Tab. 9-4: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten für den jeweiligen Engpass im Ergebnis der Kalibrierung (BABSIM)
- Tab. 9-5: Parameter für fahrstreifenbezogenes Fahrverhalten in PTV Vissim für Pkw
- Tab. 9-6: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die drei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (PTV Vissim)
- Tab. 9-7: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten im Ergebnis der Kalibrierung (PTV Vissim)
- Tab. 9-8: Parameter für Aimsun Next nach GEISTEFELDT et al. (2017) (MW: Mittelwert, Abw.: Abweichung, Min.: Minimum, Max.: Maximum)
- Tab. 9-9: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der Wunschgeschwindigkeitsverteilungen sowie die zulässige Höchstgeschwindigkeit für die drei Bereiche an den jeweiligen Verflechtungsstrecken (Aimsun Next)
- Tab. 9-10: Vergleich der ermittelten Kapazitäten der Messquerschnitte und der Simulationsdaten im Ergebnis der Kalibrierung (Aimsun Next)
- Tab. 10-1: Vergleich der Verunglücktenstruktur mit der mittleren Struktur auf deutschen Autobahnen nach FGSV (2003) und DESTATIS (2016-2020)
- Tab. 10-2: Mittelwerte μ und Standardabweichungen σ der ermittelten Unfallkenngrößen des Untersuchungskollektivs differenziert nach Verflechtungstyp und Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-3: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für symmetrische ($n_{\text{Verfl}} = 62$) und asymmetrische ($n_{\text{Verfl}} = 12$) Verflechtungsstrecken (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-4: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 an zweistreifigen ($n_{\text{Verfl}} = 26$) und dreistreifigen ($n_{\text{Verfl}} = 14$) Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-5: Ermittelte mittlere Unfallraten und Unfallkostenraten für die Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit 2 und 3 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn differenziert nach dem Vorhandensein eines Seitenstreifens (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-6: Ergebnisse der Mann-Whitney-U-Tests für Unfallkenngrößen für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit 2 und 3 Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahn differenziert nach Vorhandensein eines Seitenstreifens (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-7: Vergleich der Art der Verkehrsbeteiligung des Hauptverursachers für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-8: Vergleich der Art der Verkehrsbeteiligung des Hauptverursachers für Verflechtungsstrecken des Typs V 1 mit zwei und drei Fahrstreifen auf der Hauptfahrbahnen (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)
- Tab. 10-9: Vergleich der Verunglücktenstruktur zwischen Verflechtungsstrecken mit und ohne durchgehende Blockmarkierung

Anhang A: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken in Deutschland

Symmetrische Verflechtungsstrecken

Symmetrische Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	l_v [m]	Bundes- land
A 1	AS Bremen-Arsten	AS Hemelingen	4 ¹⁾	1230	BR
A 2	AS Essen/Gladbeck	AS Gladbeck-Ellinghorst	4	670	NW
A 2	AS Gladbeck-Ellinghorst	AS Essen/Gladbeck	4	460	NW
A 2	AD Hannover-West	AS Hannover-Herrenhausen	4	1590	NI
A 3	AD Langenfeld	AS Solingen	4	1120	NW
A 3	AK Oberhausen-West	AS Oberhausen-Lirich	4	750	NW
A 3 ²⁾	AS Oberhausen-Lirich	AK Oberhausen-West	4	900	NW
A 3	AS Nürnberg/Beringsdorf	AS Nürnberg-Mögeldorf	4	670	BY
A 3	AS Nürnberg-Mögeldorf	AS Nürnberg/Beringsdorf	4	680	BY
A 3	AK Regensburg	AS Regensburg-Universität	3	2760	BY
A 3	AS Regensburg-Universität	AK Regensburg	3	2450	BY
A 3	AS Limburg-Süd	AS Limburg-Nord	4	1470	HE
A 4	AS Köln-Klettenberg	AS Köln-Eifeltor	4	1140	NW
A 5	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	AS Frankfurt a. M.-Niederrad	5	670	HE
A 5	AS Karlsruhe-Nord	AS Karlsruhe-Durchlach	4	930	BW
A 5	AS Karlsruhe-Durlach	AS Karlsruhe-Mitte	4	1020	BW
A 5	AS Karlsruhe-Mitte	AS Karlsruhe-Durlach	4	1090	BW
A 6	AS Nürnberg-Langwasser	AK Nürnberg-Ost	2	1400	BY
A 7	AS Kassel-Ost	AS Kassel-Nord	4	810	HE
A 7	AS Kassel-Nord	AS Kassel-Ost	4	860	HE
A 7	AS Hamburg-Othmarschen	AS Hamburg-Bahrenfeld	5	280	HH
A 8	AD Friedrichsthal	AS Friedrichsthal-Bildstock	3	860	SL
A 8	AS Friedrichsthal-Bildstock	AD Friedrichsthal	3	1020	SL
A 9	AD Bayerisches Vogtland	AS Naila/Selbitz	4	750	BY
A 9	AS Naila/Selbitz	AD Bayerisches Vogtland	4	970	BY
A 9	AK Nürnberg-Ost	AS Nürnberg-Fischbach	4 ¹⁾	770	BY
A 9	AS Nürnberg-Fischbach	AK Nürnberg-Ost	4	480	BY
A 9	AS München-Freimann	AS München-Fröttmaning-Süd	4	615	BY
A 30	AK Bad Oeynhausen	AS Bad Oeynhausen-Ost	3 ¹⁾	1010	NW
A 30	AS Bad Oeynhausen-Ost	AK Bad Oeynhausen	3 ¹⁾	850	NW
A 33	AK Bielefeld	AS Bielefeld-Senne	3	1050	NW
A 33	AS Bielefeld-Senne	AK Bielefeld	3	880	NW
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Werne	3	360	NW
A 40 ²⁾	AS Bochum-Werne	AK Bochum	3	920	NW
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Harpen	3	670	NW
A 40	AK Dortmund-West	AS Dortmund-Dorstfeld	4	770	NW
A 40	AS Essen-Zentrum	AS Essen-Holsterhausen	3	420	NW
A 40	AS Essen-Zentrum	AS Essen-Huttrop	3	310	NW
A 42	AK Essen-Nord	AS Essen-Altenessen	3	520	NW
A 42	AK Herne	AS Herne-Baukau	3	340	NW

A 42 ²⁾	AS Herne-Baukau	AK Herne	3	630	NW
A 42 ²⁾	AS Herne-Crange	AK Herne	3	1260	NW
A 43	AK Herne	AS Herne-Eickel	3	920	NW
A 43	AS Herne-Eickel	AK Herne	3	1240	NW
A 44	AS Essen-Kupferdreh	AS Essen-Kupferdreh (Dilldorf)	3	290	NW
A 44	AS Essen-Kupferdreh (Dilldorf)	AS Essen-Kupferdreh	3	300	NW
A 44	AS Ratingen-Ost	AD Ratingen-Ost	2	370	NW
A 46	AS Wuppertal-Oberbarmen	AD/AK Wuppertal-Nord	3	450	NW
A 46	AS Wuppertal-Varresbeck	AK Sonnborn	3	890	NW
A 46 ²⁾	AK Sonnborn	AS Wuppertal-Varresbeck	3	1010	NW
A 46	AK Hilden	AS Erkrath	4	850	NW
A 46	AK Hilden	AS Haan-West	4	1400	NW
A 46	AS Iserlohn-Oestrich	AS Iserlohn-Letmathe	3	380	NW
A 46	AS Iserlohn-Letmathe	AS Iserlohn-Oestrich	3	340	NW
A 49	AS Kassel-Industriepark	AK Kassel-Mitte	3	640	HE
A 49	AS Kassel-Auestadion	AS Kassel-Waldau	3	640	HE
A 49	AS Kassel-Niederzwehren	AK Kassel-West	3	540	HE
A 49	AK Kassel-West	AS Baunatal-Nord	3	710	HE
A 52	AS Gelsenkirchen-Buer-West	AS Gelsenkirchen-Scholven	3	650	NW
A 52	AS Gelsenkirchen-Scholven	AS Gelsenkirchen-Buer-West	3	520	NW
A 57	AS Köln-Ehrenfeld	AS Köln-Bickendorf	4	750	NW
A 57	AK Köln-Nord	AS Köln-Chorweiler	3 ¹⁾	640	NW
A 57	AS Köln-Chorweiler	AK Köln-Nord	3	480	NW
A 57	AK Neuss-West	AS Neuss-Reuschenberg	4 ¹⁾	450	NW
A 59	AS Duisburg-Zentrum	AS Duisburg-Hochfeld	4	620	NW
A 59	AS Duisburg-Hochfeld	AS Duisburg-Zentrum	4	650	NW
A 59	AS Duisburg-Ruhrort	AS Duisburg-Meiderich	3	330	NW
A 59	AS Duisburg-Meiderich	AS Duisburg-Ruhrort	3	470	NW
A 59	AS Duisburg-Fahrn	AS Duisburg-Marxloh	3	470	NW
A 59	AS Duisburg-Marxloh	AS Duisburg-Fahrn	3	460	NW
A 59	AK Duisburg-Nord	AS Duisburg-Hamborn	3	200	NW
A 59	AS Beuel-Vilich	AS Bonn-Pützchen	4	280	NW
A 59	AS Bonn-Pützchen	AS Beuel-Vilich	4	230	NW
A 60	AD Mainspitz	AS Ginsheim-Gustavsburg	4	320	HE
A 66	AD Eschborn	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	3	650	HE
A 66	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	AD Eschborn	3 ¹⁾	800	HE
A 66	AS Frankfurt a. M.-Höchst	AS Kelkheim	4	500	HE
A 66	AD Langenselbold	AS Langenselbold	3	1140	HE
A 66	AS Langenselbold	AD Langenselbold	3	1640	HE
A 66	AS Eichenzell	AD Fulda	3	560	HE
A 70	AS Bamberg-Hafen	AS Hallstadt	3	790	BY
A 71	AS Erfurt-Mittelhausen	AS Erfurt-Gispersleben	3	1350	TH
A 71	AS Erfurt-Gispersleben	AS Erfurt-Mittelhausen	3	1340	TH
A 93	AS Hof-Süd	AS Rehau-Nord	3	720	BY
A 94 ²⁾	AS München-Riem	AS Feldkirchen-West	3 ¹⁾	980	BY
A 94	AS Feldkirchen-West	AS München-Riem	3 ¹⁾	990	BY

A 94	AS München-Am-Moosfeld	AS München-Riem	3	590	BY
A 94	AS München-Riem	AS München-Am-Moosfeld	3 ¹⁾	770	BY
A 94	AS München-Daglfing	AS München-Am-Moosfeld	3	840	BY
A 94	AS München-Am-Moosfeld	AS München-Daglfing	3	800	BY
A 96	AS Memmingen-Nord	AK Memmingen	3	460	BY
A 100	AS Berlin-Kaiserdamm-Süd	AD Berlin-Funkturm	4	415	BE
A 391	AS Braunschweig-Gartenstadt	AS Braunschweig-Weststadt	3	660	NI
A 516	AS Oberhausen-Sterkrade	AS Oberhausen-Eisenheim	3	320	NW
A 542	AD Langenfeld	AS Langenfeld-Immigrath	3	530	NW
A 544	AK Aachen	AS Würselen	3	630	NW
A 544	AS Würselen	AK Aachen	3	520	NW
A 560	AK Bonn/Siegburg	AS Niederpleis	3 ¹⁾	560	NW
A 560	AS Niederpleis	AK Bonn/Siegburg	3	640	NW
A 562	AS Bonn-Rheinaue	AS Bonn-Bad-Godesberg	3	200	NW
A 562	AS Bonn-Bad-Godesberg	AS Bonn-Rheinaue	3	180	NW
A 565	AK Bonn-Nord	AS Bonn-Auerberg	3	570	NW
A 565	AS Bonn-Auerberg	AK Bonn-Nord	3	640	NW
A 565	AS Bonn-Auerberg	AS Bonn-Beuel	3	1180	NW
A 643	AK Schierstein	AS Wiesbaden-Äppelallee	3 ¹⁾	520	HE
A 643	AS Wiesbaden-Äppelallee	AK Schierstein	3	760	HE
A 648	Westkreuz Frankfurt a. M.	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	3	750	HE
A 648	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	AD Eschborn	3	760	HE
A 659	AS Viernheim	AK Viernheim	3	750	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	AD Preungesheim	3	700	HE
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	3	1130	HE
A 672	AK Darmstadt Nord	AS Darmstadt West	3	280	HE
1) Doppeleinfahrt vom Typ EE 1 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt					
2) Einfahrt mit Zuflussregelungsanlage					

Tab. A-1: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 1

Symmetrische Verflechtungsstrecken vom Typ V 2

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	l _v [m]	Bundes- land
A 3	AS Frankfurt a. M.-Süd	Frankfurter Kreuz	5	1730	HE
A 5	Frankfurter Kreuz	AS Zeppelinheim	5	1030	HE
A 39	AD Braunschweig-Südwest	AK Braunschweig-Süd	4 ¹⁾	840	NI
A 66	AD Kriftel	AS Hattersheim-Ost	5	550	HE
A 73	AK Nürnberg-Süd	AS Nürnberg-Zollhaus	4 ¹⁾	960	BY
A 656	AK Mannheim	AS Mannheim-Neckerau	4	650	BW
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße	4	1090	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Friedberger Landstraße	AD Preungesheim	4	920	HE
1) Doppeleinfahrt vom Typ EE 2 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt					

Tab. A-2: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 2

Weitere symmetrische Verflechtungsstrecken

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Ein- fahrtyp	Aus- fahrtyp	Anzahl FS	lv [m]	Bundes- land
A 1	AS Schwerte	AK Westhofen	E 3	A 4	4	2600	NW
A 1	AS Hemelingen	AS Bremen-Arsten	E 5	A 6	4	1130	BR
A 2	AS Hannover-Herren- hausen	AD Hannover-West	E 3	A 7	4	630	NI
A 2	AK Hannover-Ost	AS Lehrte	E 5	A 6	4	3570	NI
A 2	AS Lehrte	AK Hannover-Ost	E 3	A 7	4	3500	NI
A 2	AS Magdeburg-Zentrum	AS Magdeburg- Kannenstieg	E 5	A 6	4	1470	ST
A 3	AK Köln-Ost	AS Köln-Dellbrück	E 5	A 6	5	1280	NW
A 3	AS Köln-Dellbrück	AK Köln-Ost	E 3	A 5	5	940	NW
A 3	AK Leverkusen	AS Leverkusen-Opladen	E 5	A 6	4	1270	NW
A 3	AS Leverkusen-Opladen	AK Leverkusen	E 3	A 4	4	1420	NW
A 3	AS Leverkusen-Zentrum	AK Leverkusen	E 3	A 4	4	1280	NW
A 3	Frankfurter Kreuz	AS Frankfurt a. M.-Süd	E 5	A 6	4	2150	HE
A 3	AS Limburg-Nord	AS Limburg-Süd	E 3	A 4	4	1230	HE
A 4	AS Chemnitz-Mitte	AK Chemnitz	E 3	A 4	4	800	SN
A 4	AS Dresden-Flughafen	AS Dresden-Hellerau	E 3	A 7	4	1990	SN
A 4	AS Dresden-Hellerau	AS Dresden- Wilder-Mann	E 5	A 6	4	1140	SN
A 6	AS Nürnberg-Langwas- ser	AK Nürnberg-Süd	E 3	A 4	4	1930	BY
A 7	AS Westenholz	AD Walsrode	E 3	A 7	5	890	NI
A 9	AD Bayreuth/Kulmbach	AS Bindlacher-Berg	E 5	A 6	4	790	BY
A 39	AK Braunschweig-Süd	AD Braunschweig- Südwest	E 5	A 7	3	590	NI
A 40 ³⁾	AS Dortmund-Kley	AK Dortmund-West	E 3	A 4	3	740	NW
A 44	AS Unna-Ost	AK Dortmund/Unna	E 3	A 4	3	2750	NW
A 44	AS Düsseldorf- Messe/Arena	AS Düsseldorf-Stockum	E 3	A 4	4	700	NW
A 44	AS Düsseldorf-Stockum	AS Düsseldorf- Messe/Arena	E 3	A 5	4	1150	NW
A 46	AS Erkrath	AK Hilden	EE 1 ¹⁾	A 5	4	570	NW
A 52	AS Kaarst-Nord	AK Kaarst	E 3	A 4	3	1020	NW
A 57	AS Holzbüttgen	AK Kaarst	E 3	A 4	4	1140	NW
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss-Reuschenberg	E 5	A 6	4	1420	NW
A 60	AS Rüsselsheim- Königsstädten	AD Rüsselsheim	E 3	A 7	3	1140	HE
A 60	AD Rüsselsheim	AS Rüsselsheim- Königsstädten	E 5	A 6	3	1230	HE
A 66	AS Kelkheim	AS Frankfurt a. M.-Höchst	E 3	A 7	4	470	HE
A 66	AS Hattersheim-Ost	AD Kriftel	E 3	A 7	4	1070	HE
A 67	AK Darmstadt	AD Griesheim	E 5	A 6	3	550	HE
A 67	AD Griesheim	AK Darmstadt	E 3	A 7	3	980	HE
A 67	AS Rüsselsheim-Ost	AD Rüsselsheim	E 3	A 7	3	1000	HE
A 73	AS Neustadt bei Coburg	AS Coburg	E 3	A 4	3	1180	BY

A 73	AS Coburg	AS Neustadt bei Coburg	E 5	A 6	3	1480	BY
A 81	AK Stuttgart	AS Sindelfingen-Ost	E 5 ²⁾	A 7	3	2170	BW
A 560	AS Siegburg	AD St. Augustin-West	E 3	A 5	3	1290	NW
A 648	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	Westkreuz Frankfurt a. M.	E 3	A 7	3	980	HE
A 656	AS Mannheim-Neckerau	AK Mannheim	E 5	A 6	3	720	BW
A 661	AK Bad Homburg	AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach	E 5	A 6	3	650	HE
A 661	AS Frankfurt a. M.-Ost	AS Offenbach-Kaiserlei	E 5	A 6	3	670	HE
A 671	AD Mainspitz	AS Gustavsburg	E 5	A 6	3	1070	HE
A 831	AK Stuttgart	AS Stuttgart-Vaihingen	EE 1 ¹⁾	A 5	3	990	BW
A 831	AS Stuttgart-Vaihingen	AK Stuttgart	E 5	A 6	3	1100	BW
A 995	AS Sauerlach	AK München-Süd	E 3	A 4	3	505	BY
¹⁾ Doppeleinfahrt vom Typ EE 1 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt ²⁾ Doppeleinfahrt als Kombination vom Typ E 4 und E 5 mit Verflechtungsstrecke an der zweiten Einfahrt ³⁾ Einfahrt mit Zuflussregelungsanlage							

Tab. A-3: Gesamtkollektiv der weiteren symmetrischen Verflechtungsstrecken

Asymmetrische Verflechtungsstrecken

Asymmetrische Verflechtungsstrecken vom Typ V 3

Auto- bahn	Anschlussstelle Einfahrt	Anschlussstelle Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	Markie- rungstyp ¹⁾	l _v [m]	Bundes- land
A 4	AK Köln-Ost	AS Köln-Merheim	4	M 1	760	NW
A 7	AD Walsrode	AS Westenholz	5	M 4	960	NI
A 9	AK Hermsdorfer Kreuz	AS Hermsdorf-Süd	4	M 4	520	TH
A 59	AK Duisburg	AS Duisburg-Duisern	4	M 5	470	NW
A 66	AK Wiesbaden	AS Diedenbergen	4	M 2	590	HE
A 66	AD Eschborn	AS Frankfurt a. M.-Höchst	4	M 3	2000	HE
A 66	AK Wiesbaden	AS Wallau	4	M 1	770	HE
A 67	AD Rüsselsheim	AS Rüsselsheim-Ost	4	M 3	420	HE
A 96	AS München-Sendling	AS München-Laim	4	M 1	290	BY
A 562	AK Bonn-Ost	AS Bonn-Rammersdorf	4	M 2	450	NW
¹⁾ Markierungstyp nach Bild 3-5						

Tab. A-4: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 3

Asymmetrische Verflechtungsstrecken vom Typ V 4

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Anzahl Fahrstreifen	Markie- rungstyp ¹⁾	lv [m]	Bundes- land
A 4	AS Köln-Merheim	AK Köln-Ost	4	M 4	690	NW
A 5	AS Zeppelinheim	Frankfurter Kreuz	5	M 3	980	HE
A 9	AS Hermsdorf-Süd	AK Hermsdorfer Kreuz	4	M 4	740	TH
A 40 ²⁾	AK Duisburg	AK Kaiserberg	4	M 4	1120	NW
A 9	AS Eching	AK Neufahrn	5	M 4	1190	BY
A 59	AS Duisburg-Duisern	AK Duisburg	4	M 3	1030	NW
A 66	AS Diedenbergen	AK Wiesbaden	5	M 3	1020	HE
A 66	AS Frankfurt a. M.-Lud- wig-Landmann-Straße	Nordwestkreuz Frankfurt a. M.	4	M 2	1040	HE
A 66	AS Wallau	AK Wiesbaden	4	M3	580	HE
A 94	AS Feldkirchen-Ost	AK München-Ost	4	M 3	500	BY
A 96	AS München-Laim	AS München-Sendling	4	M 4	260	BY
A 562	AS Bonn-Ramersdorf	AK Bonn-Ost	4	M 1	490	NW
A 661	AS Frankfurt a. M.- Nieder-Eschbach	AK Bad Homburg	4	M 3	230	HE
¹⁾ Markierungstyp nach Bild 3-6						
²⁾ Zweistreifige Einfahrrampe (vgl. Bild 3-7)						

Tab. A-5: Gesamtkollektiv der Verflechtungsstrecken vom Typ V 4

Weitere asymmetrische Verflechtungsstrecken

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Einfahrttyp	Ausfahrttyp	Anzahl FS	lv [m]	Bundes- land
A 5	AK Darmstadt	AK Darmstadt Nord	Addition 3 FS	A 6	5	560	HE

Tab. A-6: Gesamtkollektiv der weiteren asymmetrischen Verflechtungsstrecken

Weitere Sonderlösungen

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Besonderheit	lv [m]	Bun- desland
A 7	AS Hamburg- Bahrenfeld	AS Hamburg- Othmarschen	FS-Erweiterung im Verflechtungsbe- reich	650	HH
A 648	Westkreuz Frank- furt a. M.	AS Frankfurt a. M.- Rebstock	Dreistreifige Einfahrrampe und Aus- fahrt im Verflechtungsbereich	770	HE
A 648	AS Frankfurt- Katharinenkreisel	AS Frankfurt a. M.- Rebstock	V 3 in Kombination mit dem Ausfahrttyp A 5	460	HE
A 661	AS Offenbach- Kaiserlei	AS Frankfurt a. M.- Ost	FS-Addition im Verflechtungsbereich	630	HE
A 672	AS Darmstadt- West	AK Darmstadt Nord	V 4 (Markierungsvariante M 2) und FS-Addition im Verflechtungsbereich	730	HE

Tab. A-7: Gesamtkollektiv der weiteren Sonderlösungen von Verflechtungsstrecken

Anhang B: Ergebnisse der empirischen Erhebungen

Auto- bahn	Knotenpunkt Einfahrt	Knotenpunkt Ausfahrt	Datum	Messzeitraum
A 2	AS Essen/Gladbeck	AS Gladbeck-Ellinghorst	22.06.2021	13:00 – 17:30
A 2	AS Gladbeck-Ellinghorst	AS Essen/Gladbeck	28.06.2021	11:00 – 16:00
A 40	AS Bochum-Werne	AK Bochum	12.05.2021	12:15 – 18:45
A 40	AK Bochum	AS Bochum-Werne	10.05.2021	12:15 – 17:00
A 40	AK Duisburg	AK Kaiserberg	31.05.2021	13:00 – 19:30
A 46	AS Erkrath	AK Hilden	25.10.2021	13:15 – 17:30
A 46	AK Hilden	AS Erkrath	28.10.2021	11:45 – 16:30
A 57	AS Neuss-Hafen	AS Neuss-Reuschenberg	08.06.2021	13:15 – 20:30
A 66	AD Eschborn	AS Frankfurt a. M.-Höchst	01.09.2021	13:15 – 18:30
A 648	Westkreuz Frankfurt a. M.	AS Frankfurt a. M.-Rödelheim	31.08.2021	13:30 – 17:45
A 661	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	AD Preungesheim	07.07.2021	12:30 – 17:30
A 661	AD Preungesheim	AS Frankfurt a. M.-Eckenheim	07.07.2021	06:15 – 10:15
A 661	AK Bad Homburg	AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach	02.09.2021	13:30 - 17:15

Tab. B-1: Durchgeführte Verkehrsmessungen

Fahrstreifenaufteilung

Verflechtungsbereichstyp V 1

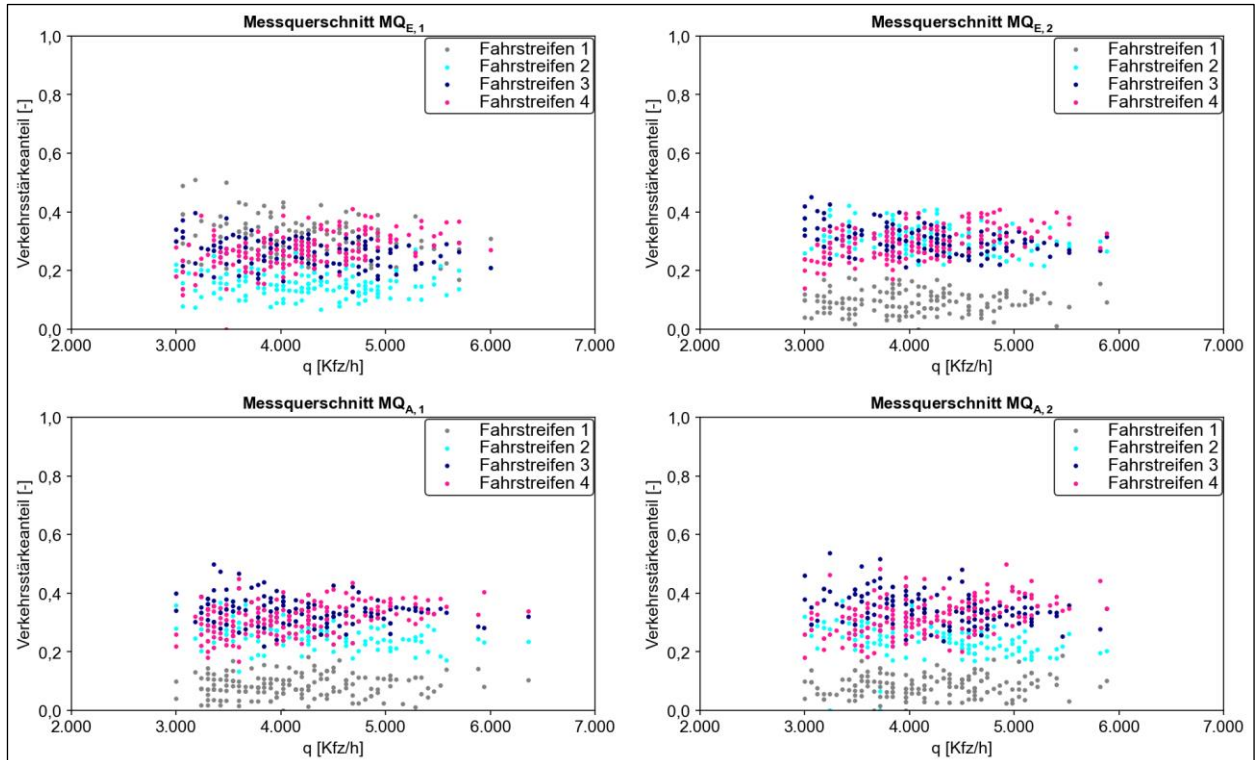


Bild B-1: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 2 zwischen der AS Essen/Gladbeck und der AS Gladbeck-Ellinghorst

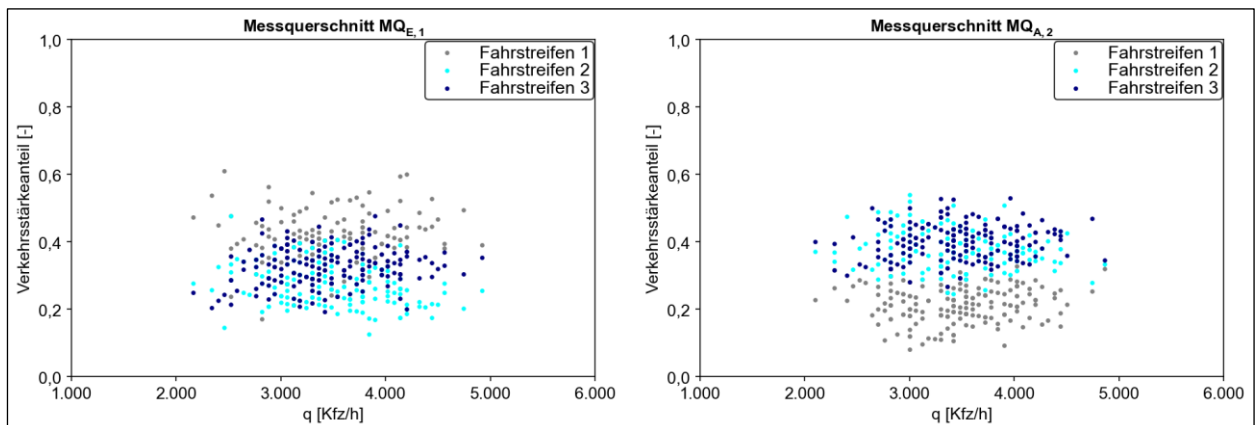


Bild B-2: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Bochum und der AS Bochum-Werne

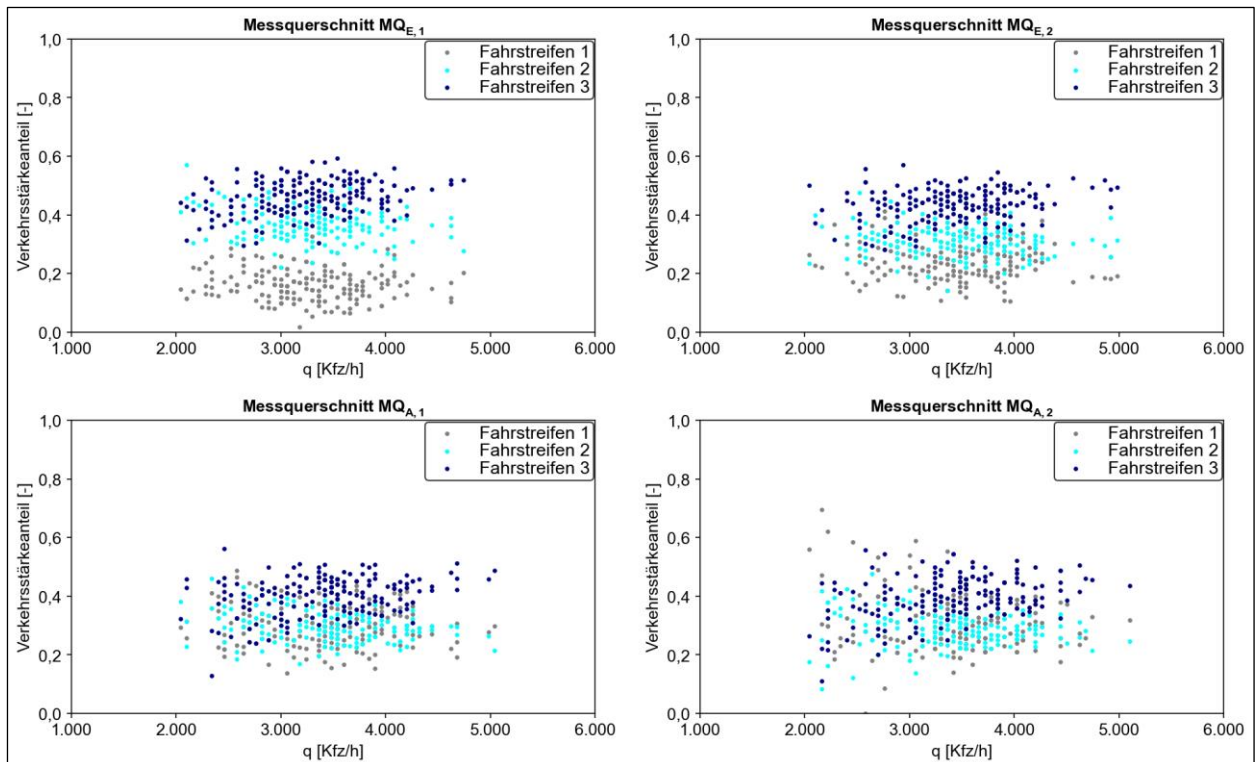


Bild B-3: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen der AS Bochum-Werne und dem AK Bochum

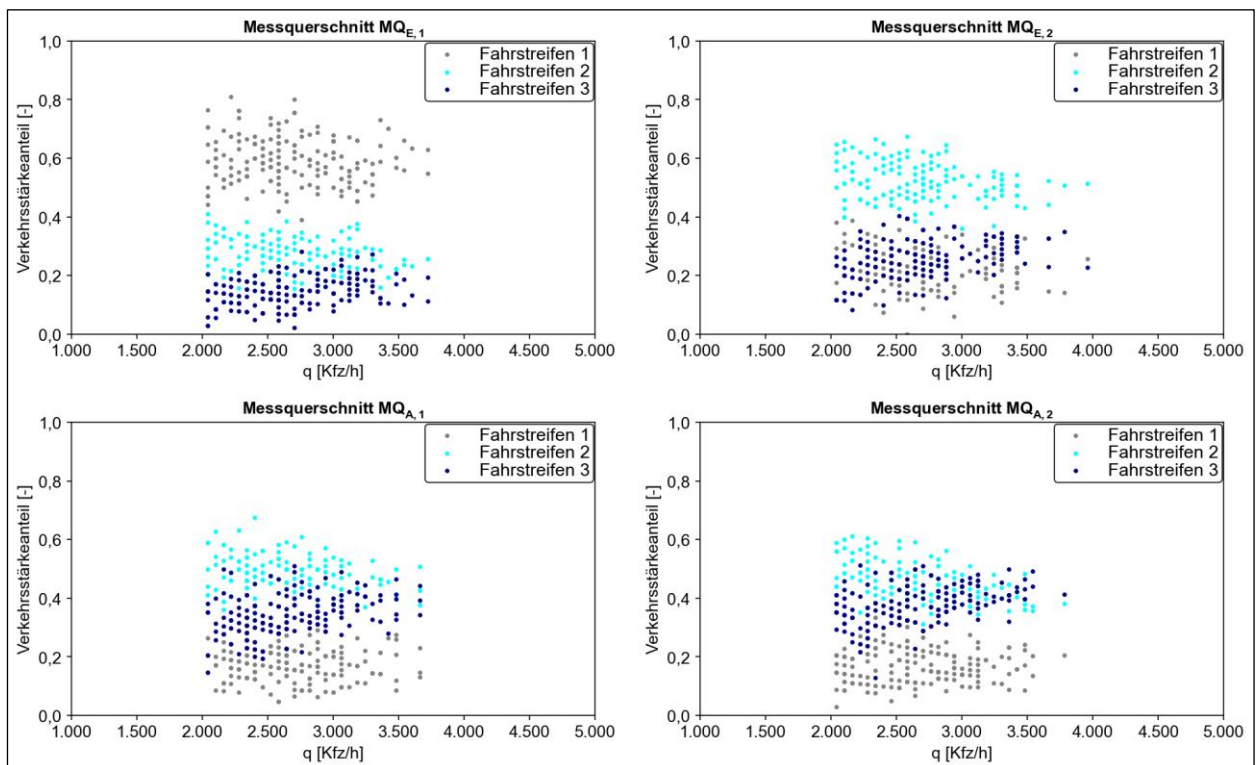


Bild B-4: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 648 zwischen dem Westkreuz Frankfurt a. M. und der AS Frankfurt a. M.-Rödelheim

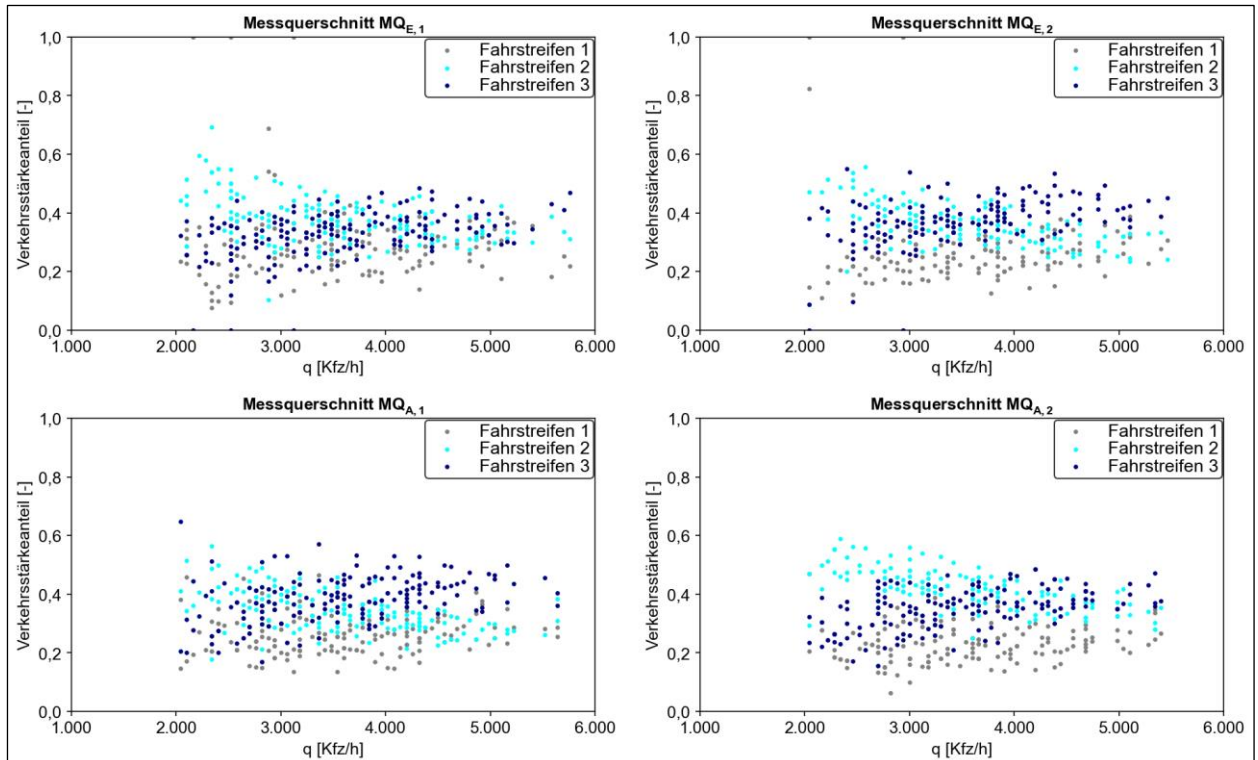


Bild B-5: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim

Weitere symmetrische Verflechtungsbereichtstypen

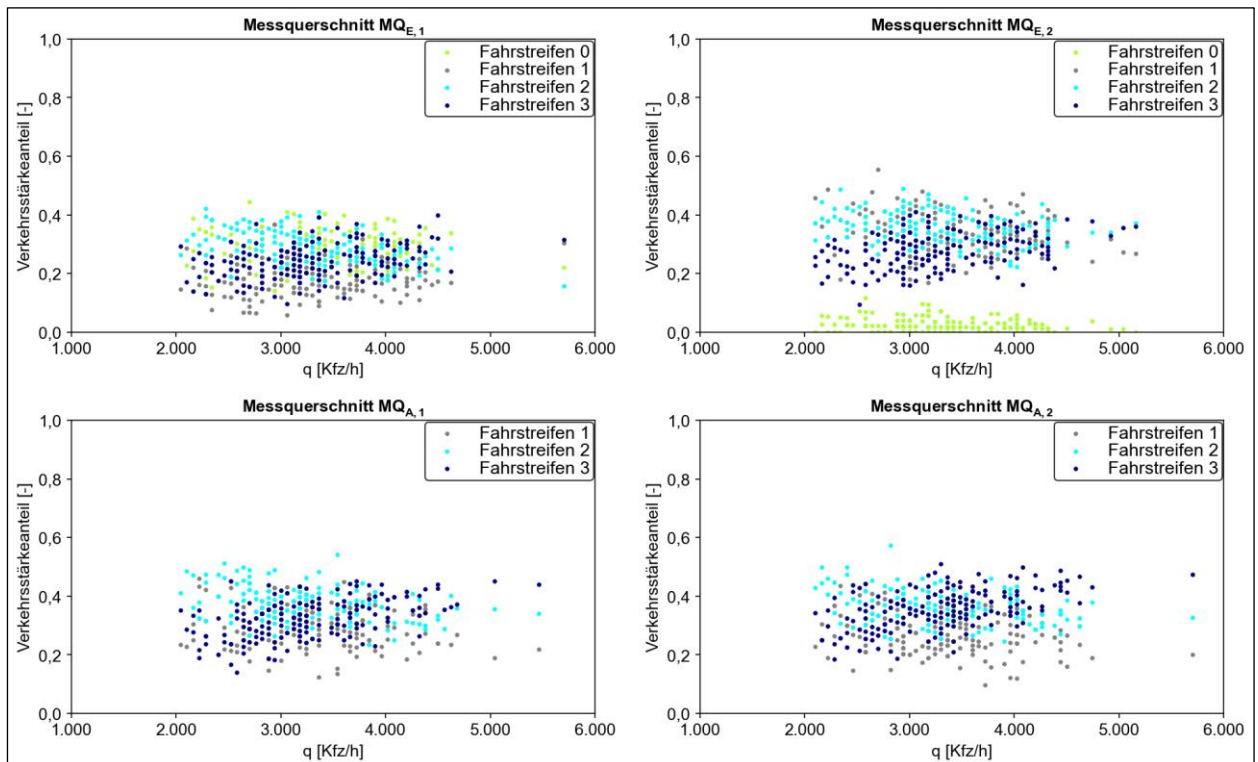


Bild B-6: Räumliche Veränderung der Fahrstreifenaufteilung in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke in 1-Minuten-Intervallen an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AK Bad Homburg und der AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach

Zeitlückenverteilungen

Verflechtungsbereichstyp V 1

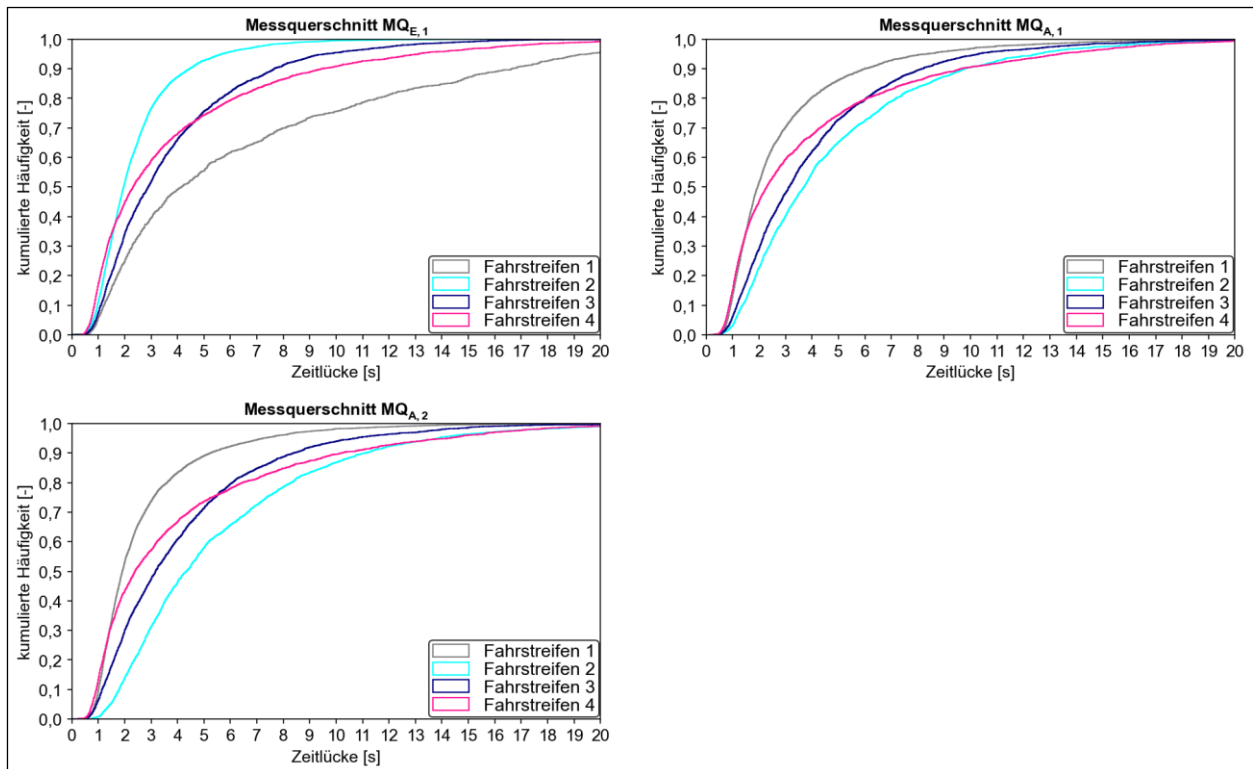


Bild B-7: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 2 zwischen der AS Gladbeck-Ellinghorst und der AS Essen/Gladbeck

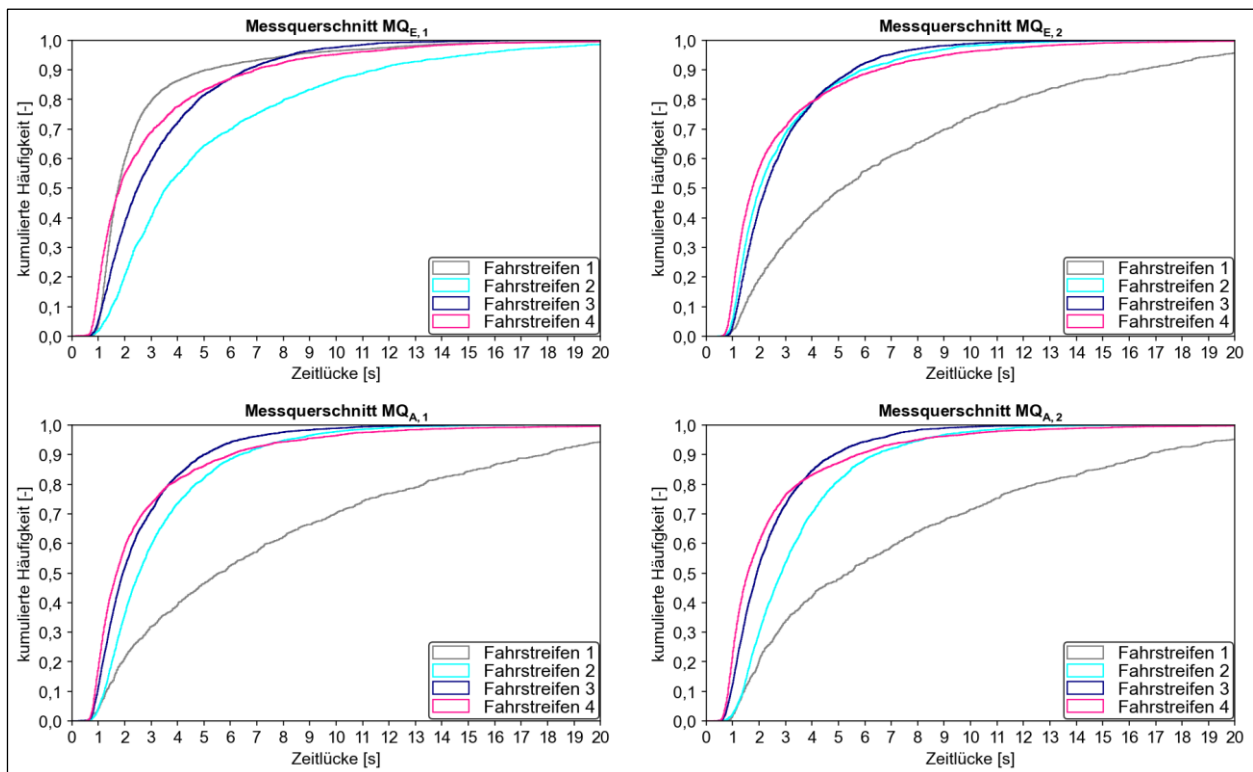


Bild B-8: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 2 zwischen der AS Essen/Gladbeck und der AS Gladbeck-Ellinghorst

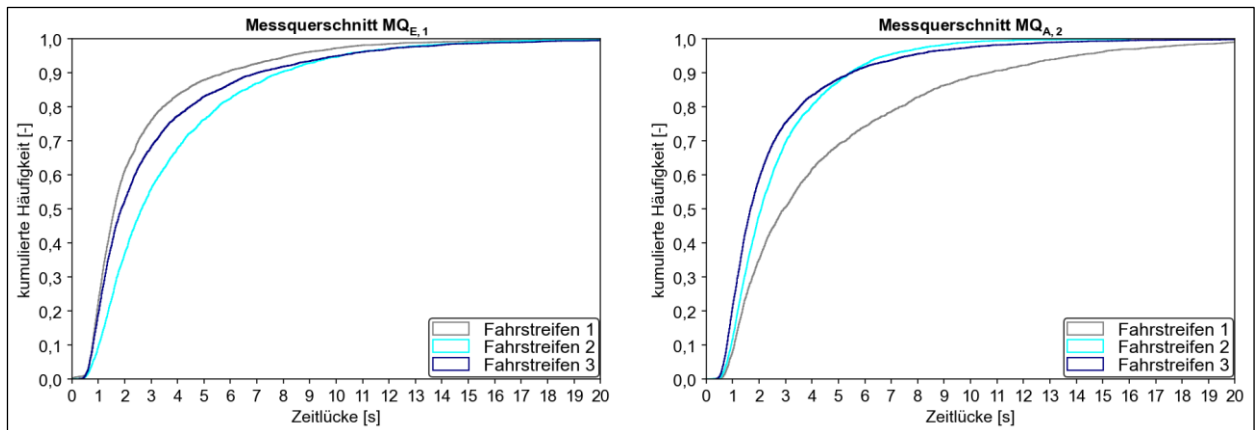


Bild B-9: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Bochum und der AS Bochum-Werne

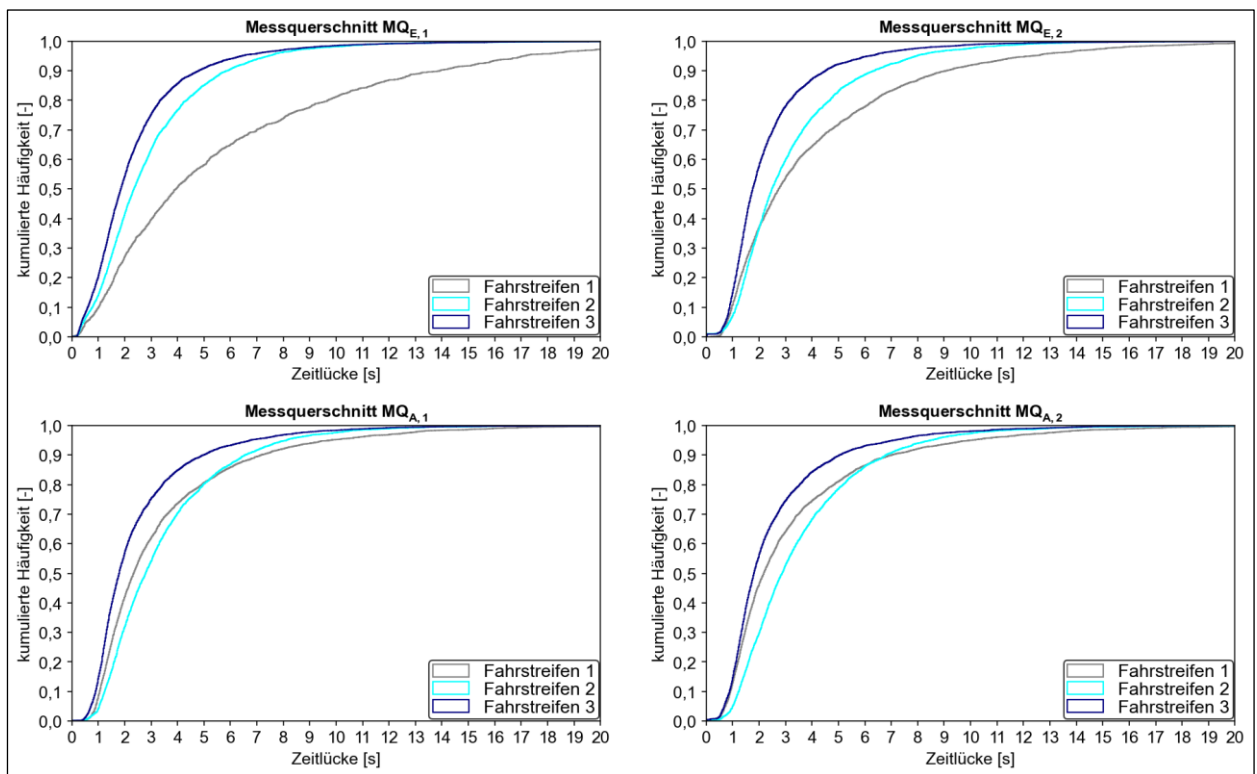


Bild B-10: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen der AS Bochum-Werne und dem AK Bochum

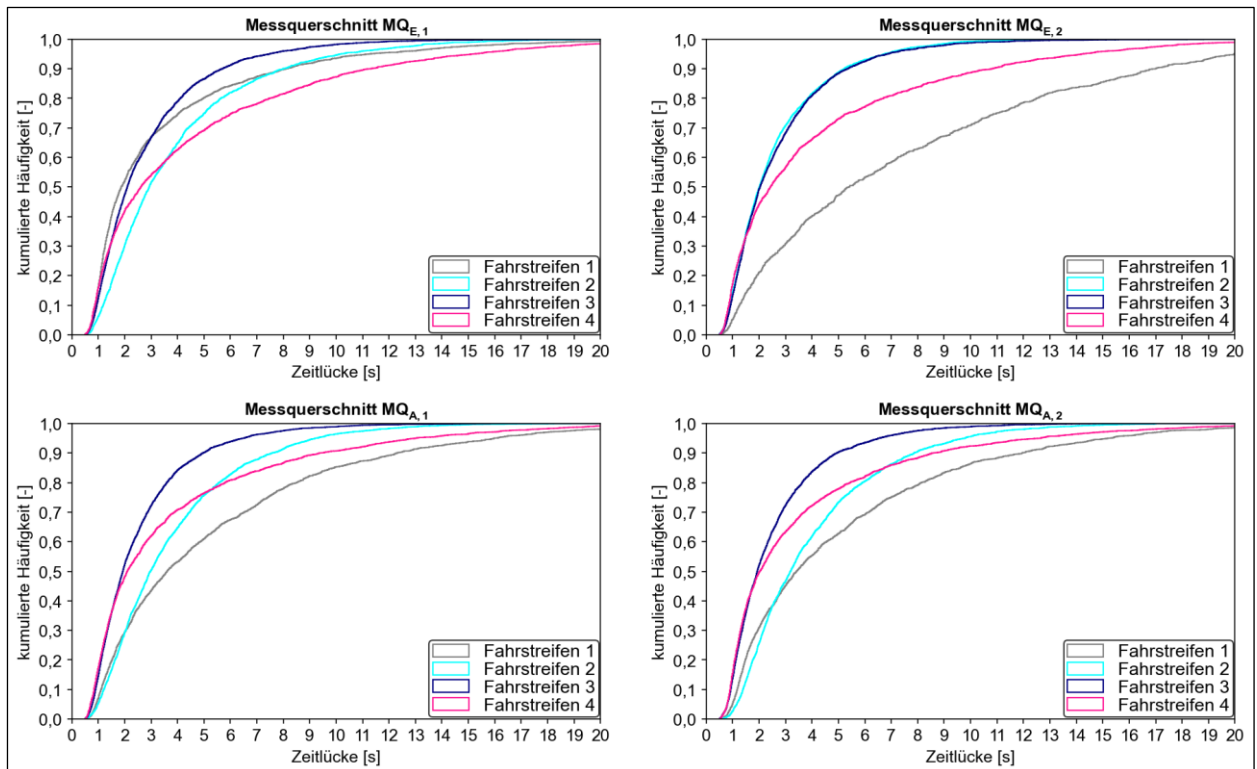


Bild B-11: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath

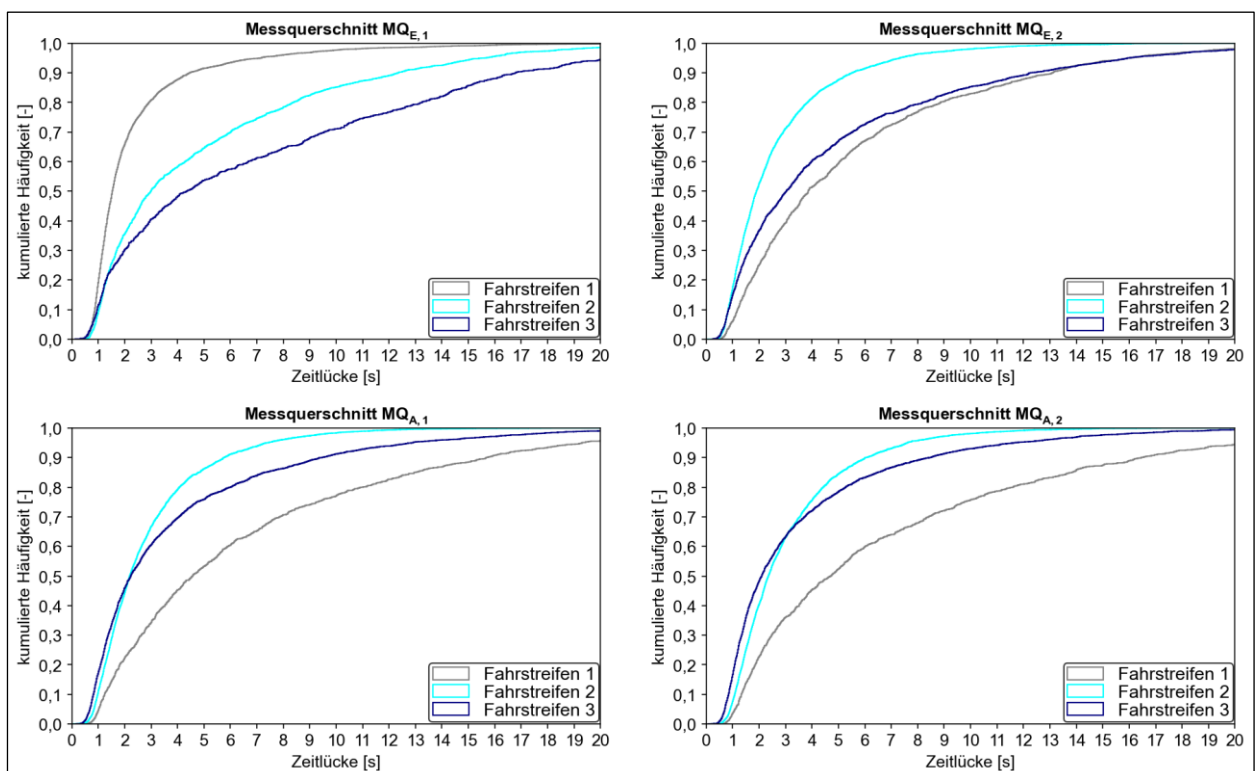


Bild B-12: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 648 zwischen dem Westkreuz Frankfurt a. M. und der AS Frankfurt a. M.-Rödelheim

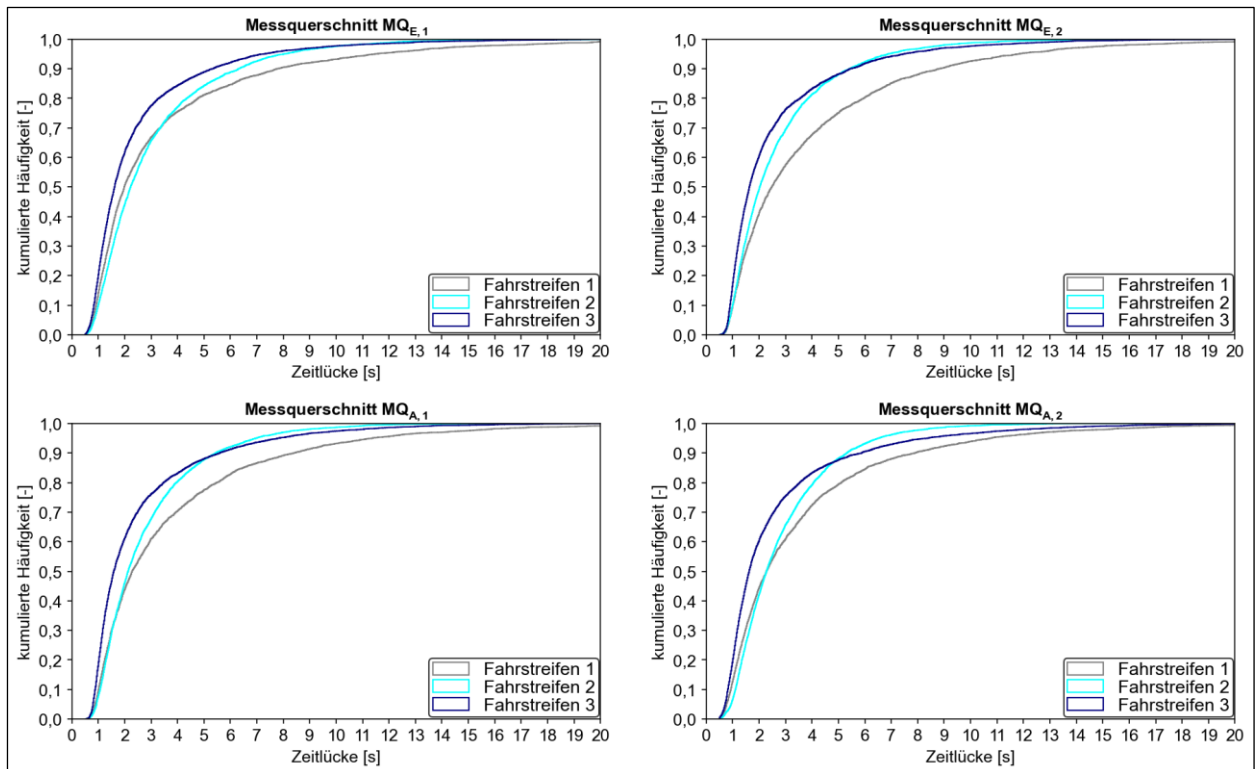


Bild B-13: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim und dem AD Preungesheim

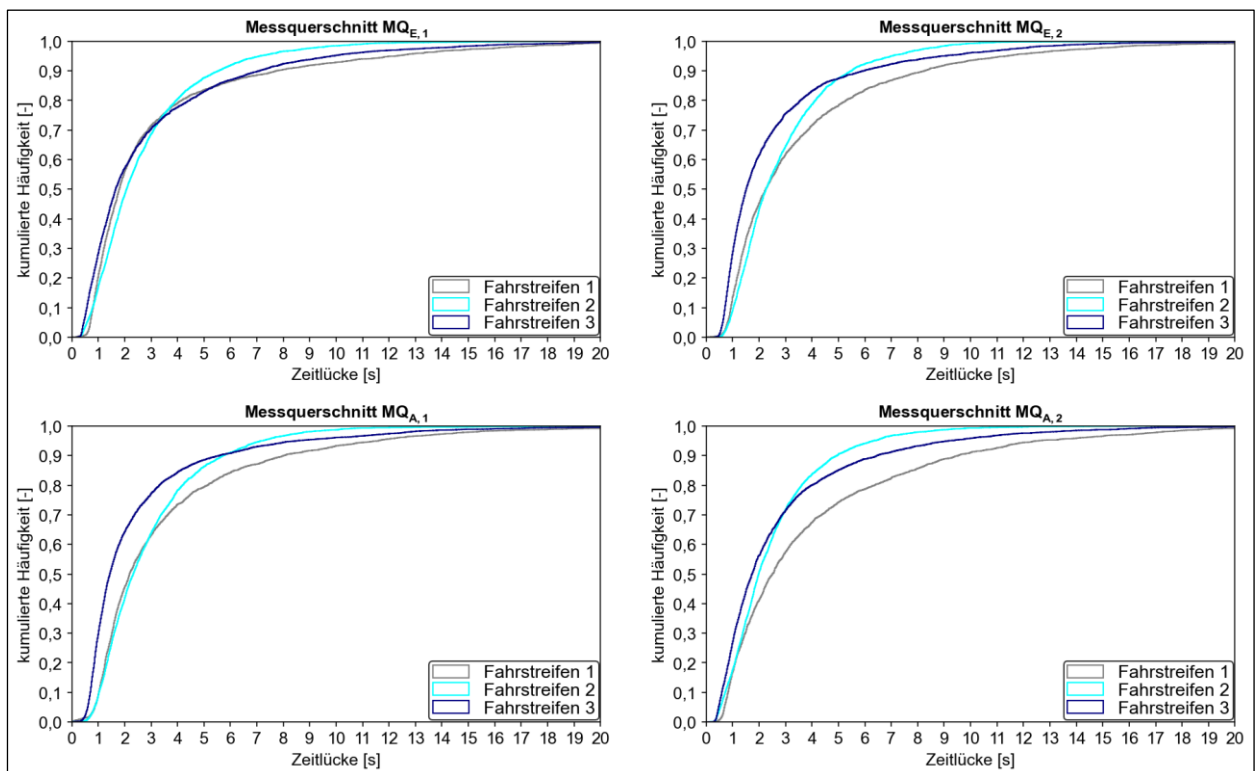


Bild B-14: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AD Preungesheim und der AS Frankfurt a. M.-Eckenheim

Weitere symmetrische Verflechtungsbereichstypen

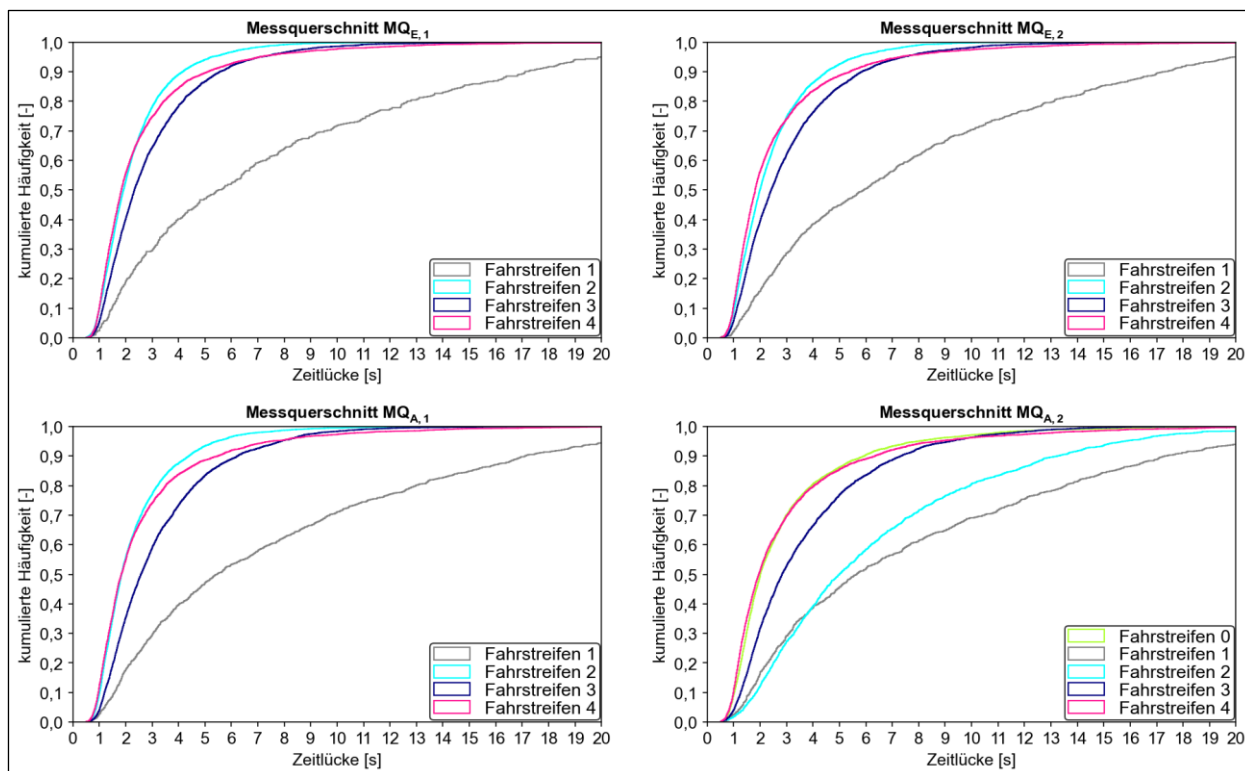


Bild B-15: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 46 zwischen dem AK Hilden und der AS Erkrath

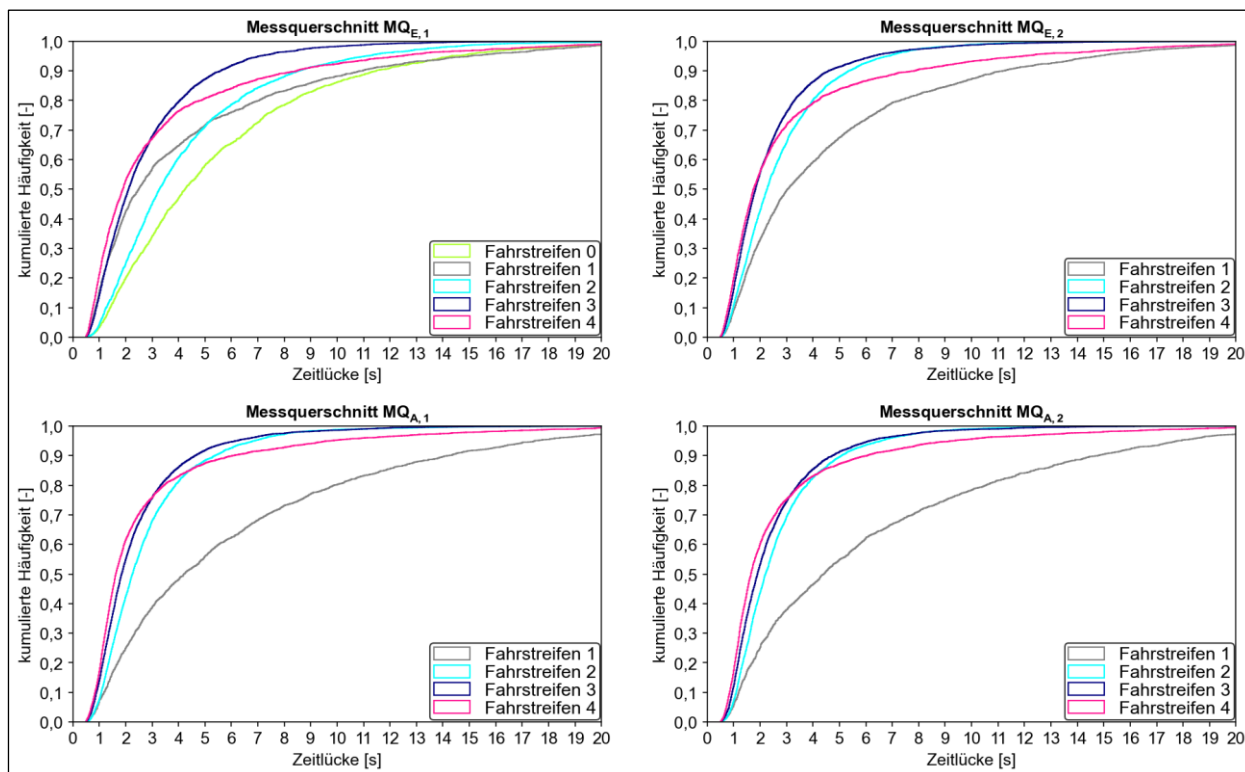


Bild B-16: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 57 zwischen der AS Neuss-Hafen und der AS Neuss-Reuschenberg

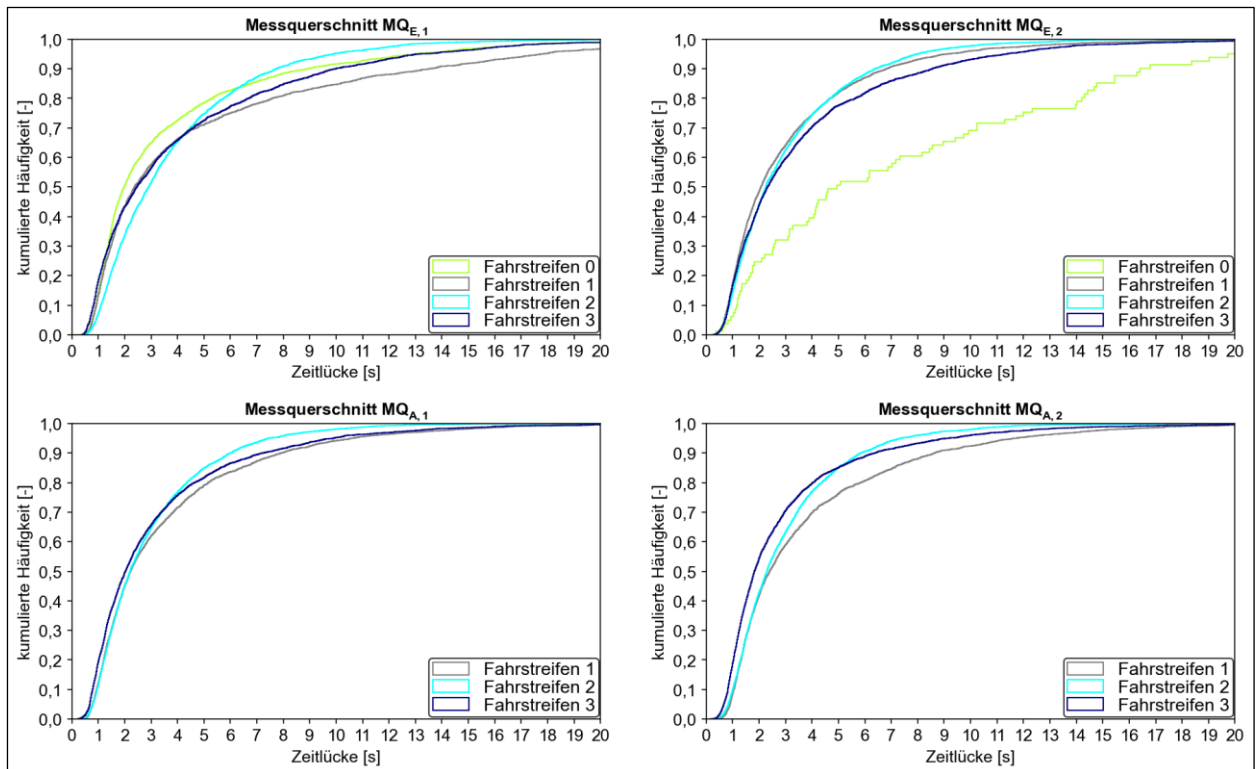


Bild B-17: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im dreistreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 661 zwischen dem AK Bad Homburg und der AS Frankfurt a. M.-Nieder-Eschbach

Verflechtungsbereichstyp V 3

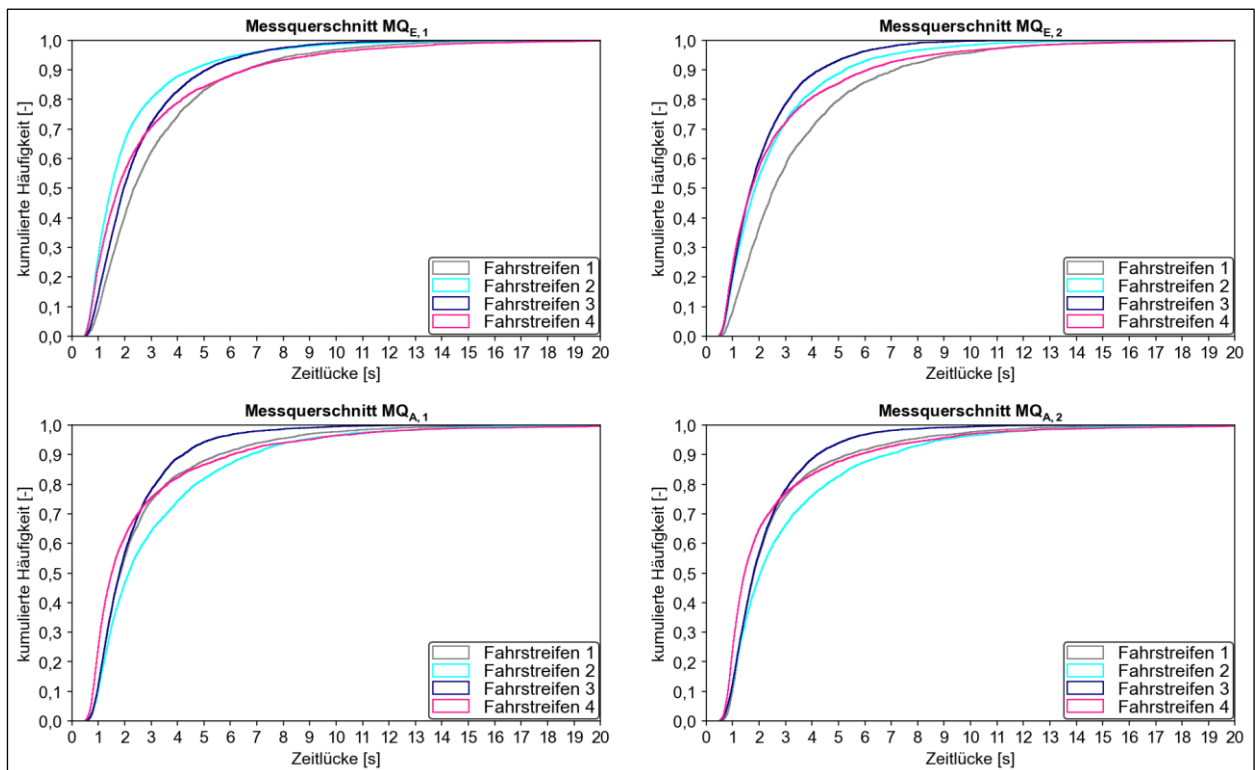


Bild B-18: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 66 zwischen dem AD Eschborn und der AS Frankfurt a. M.-Höchst

Verflechtungsbereichstyp V 4

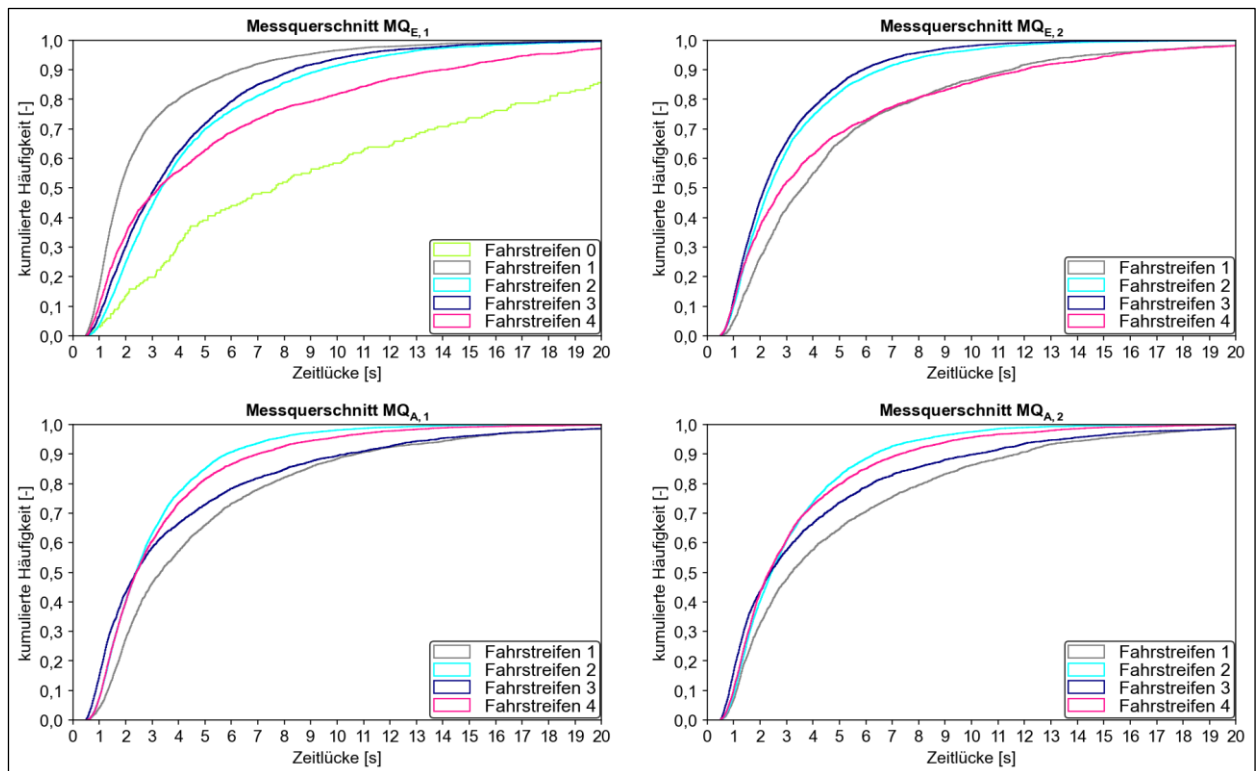


Bild B-19: Räumliche Veränderung der Zeitlückenverteilung an vier Querschnitten im vierstreifigen Verflechtungsbereich der Autobahn A 40 zwischen dem AK Duisburg und dem AK Kaiserberg

Anhang C: Einflussgrößen auf das Unfallgeschehen

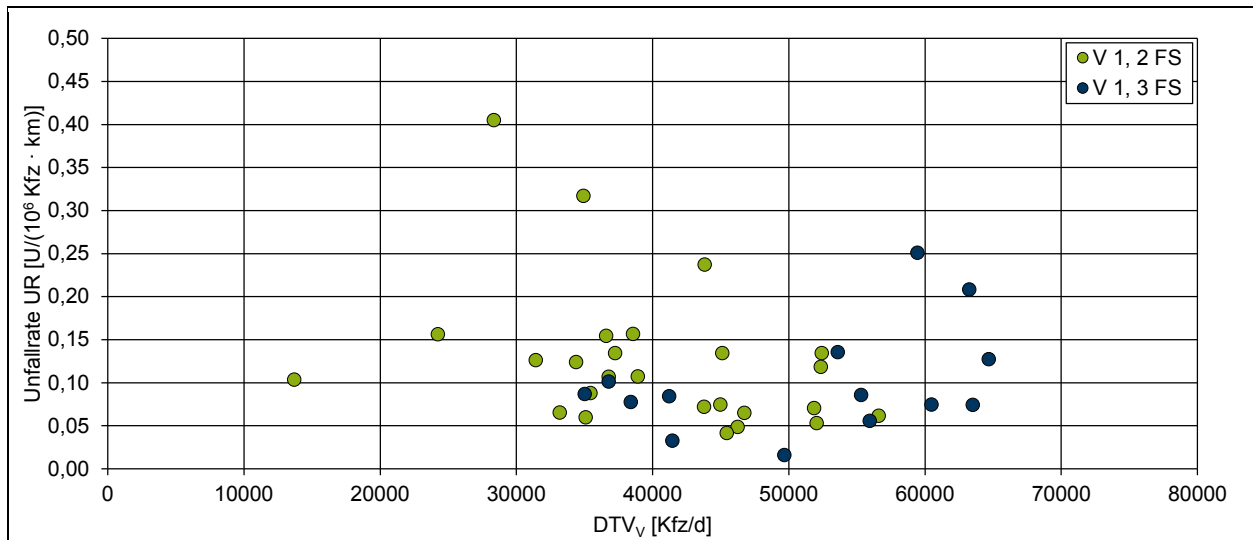


Bild C-1: Unfallrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom richtungsbezogenen DTV des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

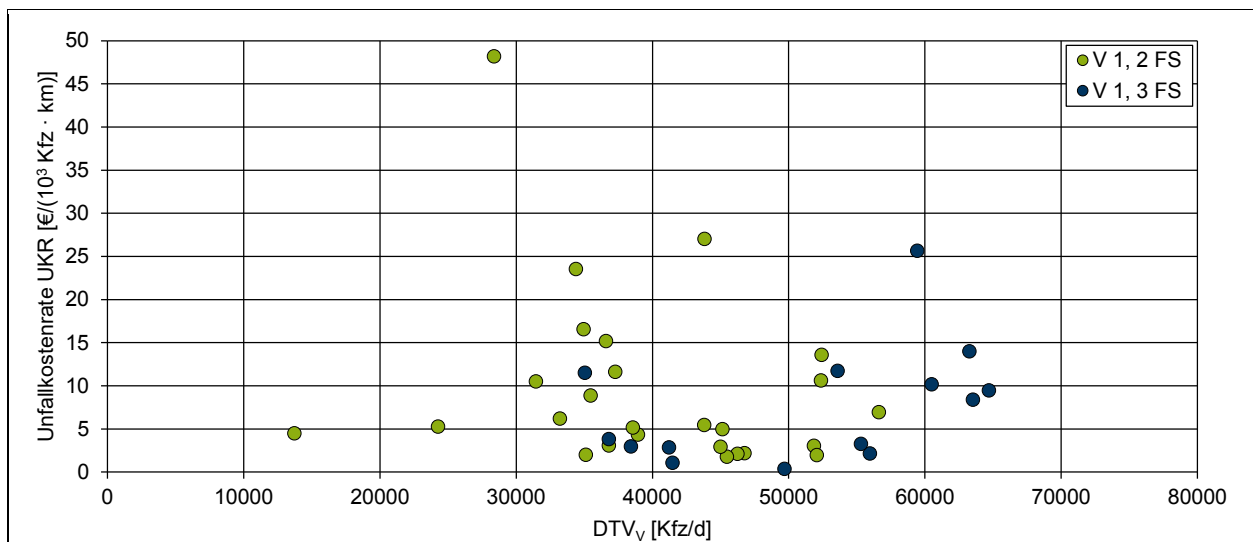


Bild C-2: Unfallkostenrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom richtungsbezogenen DTV des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]
linear	0,124	0,078	0,055	0,247	0,164	0,151	0,193	0,116
logarithmisch	0,084	0,151	0,032	0,379	0,147	0,176	0,172	0,140
exponentiell	0,159	0,044	0,057	0,241	0,106	0,255	0,167	0,147

Tab. C-1: Bestimmtheitsmaße (R²) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 für den richtungsbezogenen DTV des Verflechtungsbereichs als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

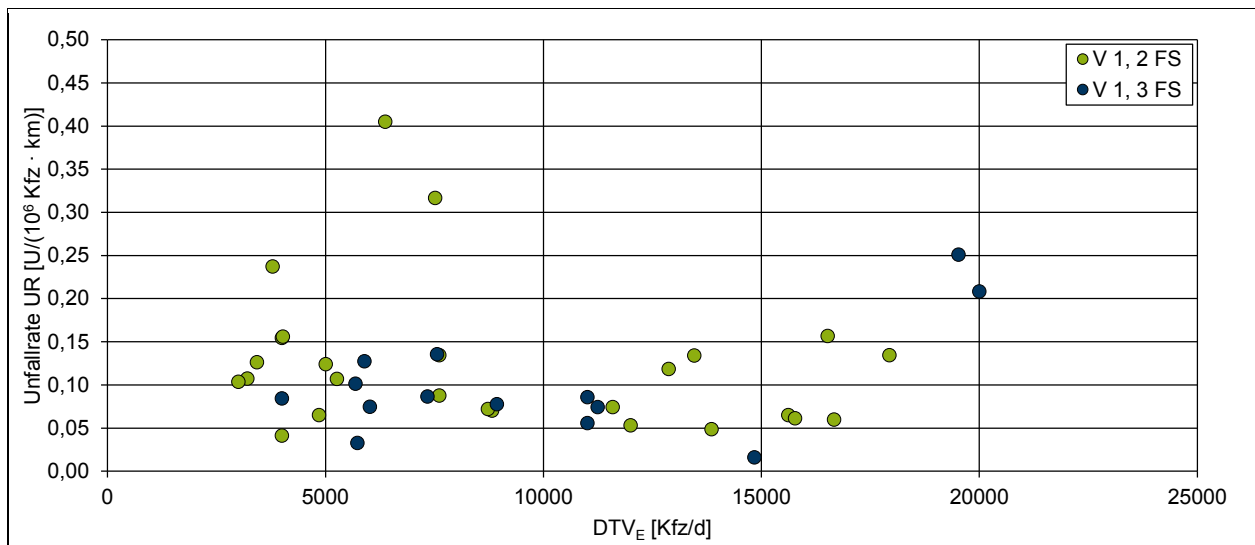


Bild C-3: Unfallrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom DTV der Einfahrrampe am Beginn des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

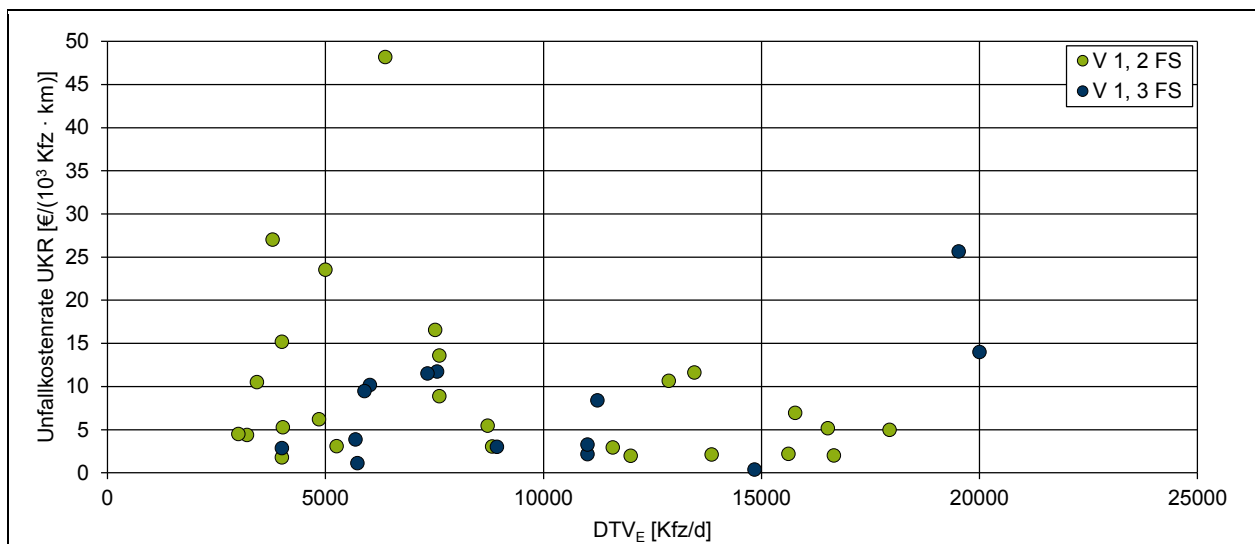


Bild C-4: Unfallkostenrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom DTV der Einfahrrampe am Beginn des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]
linear	0,061	0,222	0,095	0,125	0,315	0,037	0,259	0,063
logarithmisch	0,046	0,293	0,066	0,205	0,203	0,106	0,189	0,121
exponentiell	0,077	0,170	0,122	0,080	0,065	0,379	0,038	0,507

Tab. C-2: Bestimmtheitsmaße (R²) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungstrecken des Typs V 1 für den DTV der Einfahrrampe als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

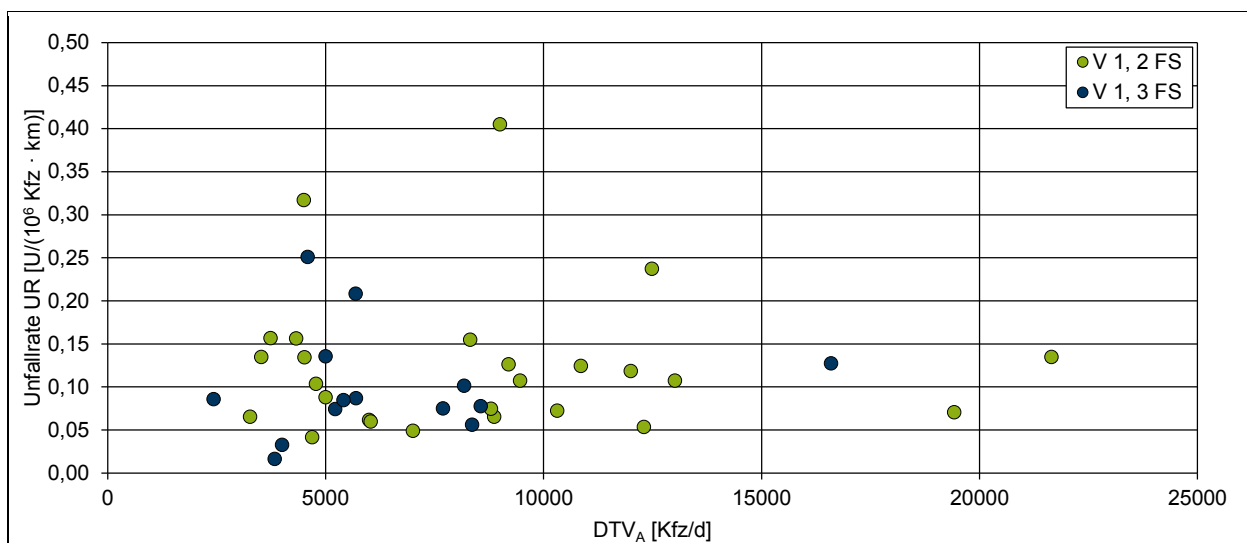


Bild C-5: Unfallrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom DTV der Ausfahrrampe am Ende des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

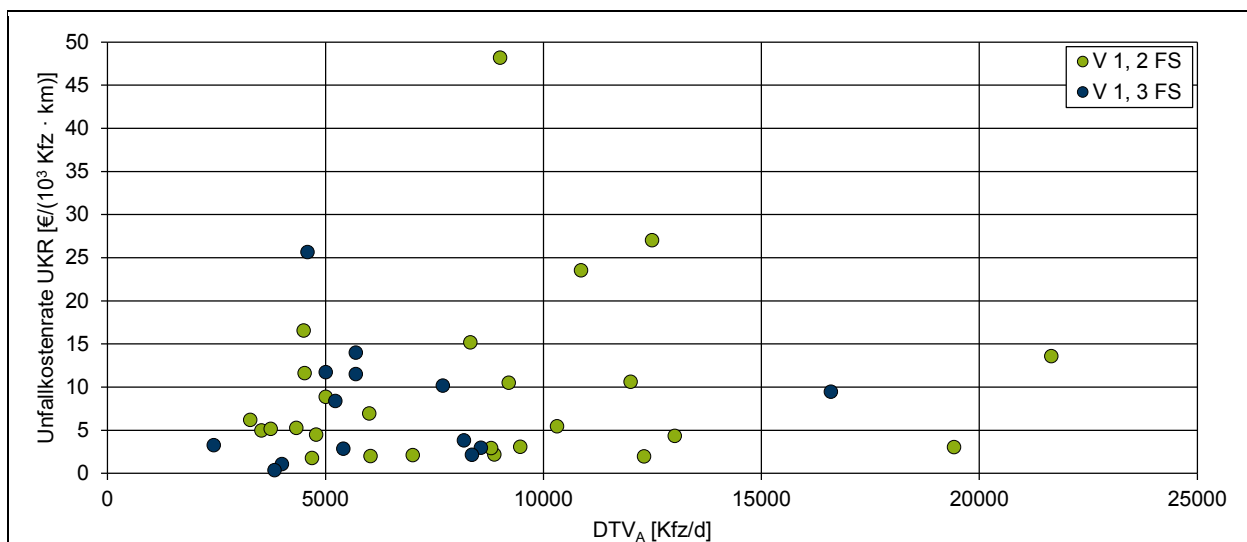


Bild C-6: Unfallkostenrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom DTV der Ausfahrrampe am Ende des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]
linear	0,001	0,893	0,019	0,499	0,005	0,811	0,000	0,962
logarithmisch	0,000	0,930	0,034	0,365	0,006	0,785	0,002	0,869
exponentiell	0,000	0,960	0,014	0,567	0,047	0,459	0,044	0,473

Tab. C-3: Bestimmtheitsmaße (R²) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungstrecken des Typs V 1 für den DTV der Ausfahrrampe als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

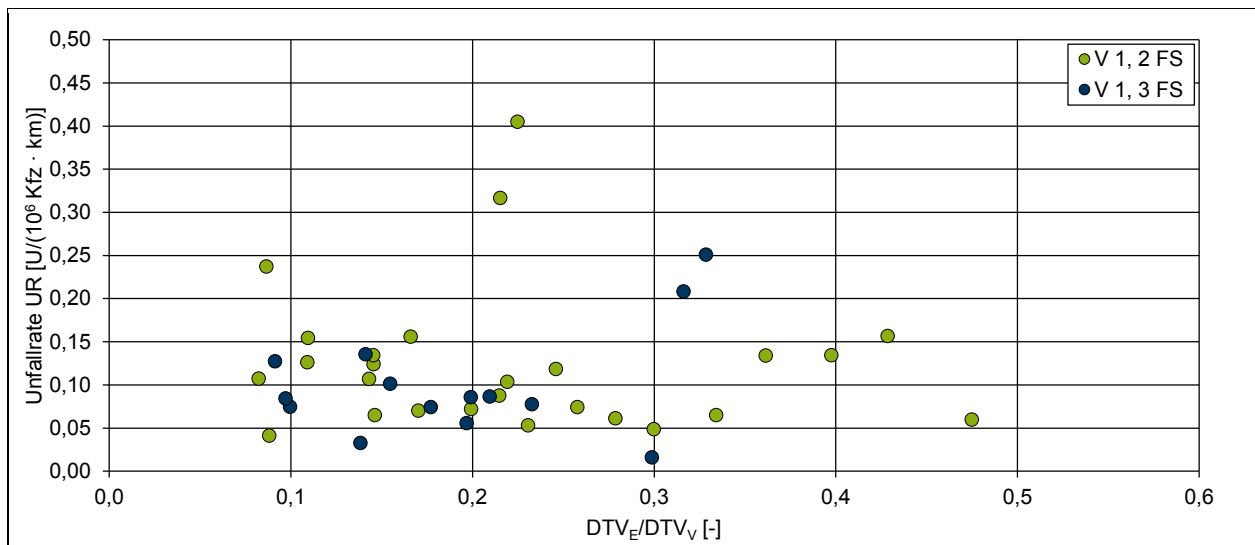


Bild C-7: Unfallrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_V nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

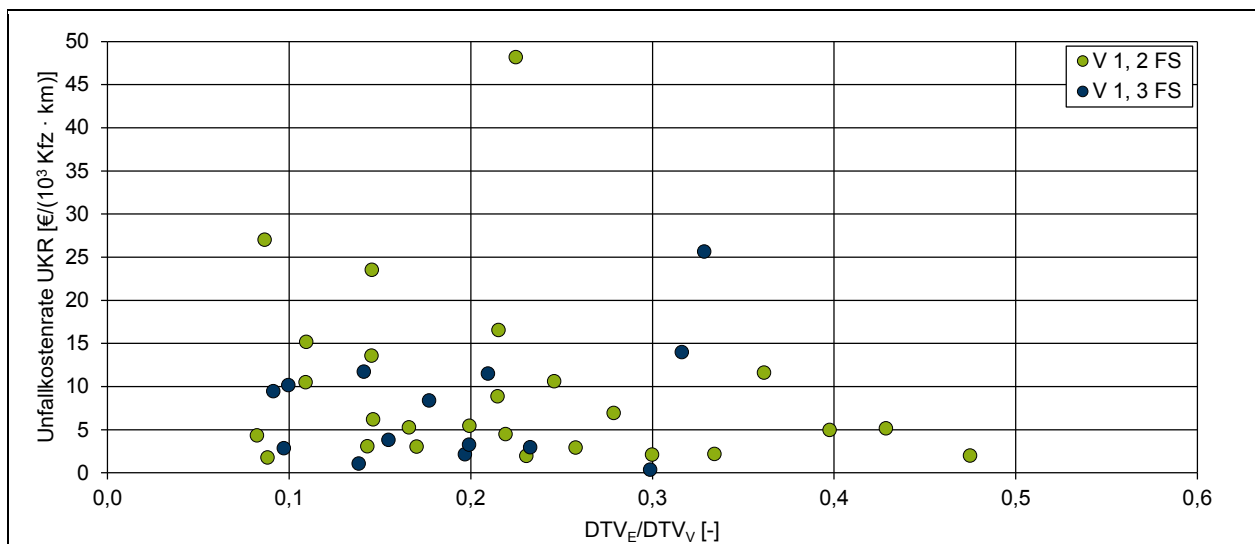


Bild C-8: Unfallkostenrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_V nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]
linear	0,011	0,613	0,052	0,260	0,165	0,149	0,133	0,200
logarithmisch	0,007	0,678	0,041	0,324	0,099	0,273	0,078	0,335
exponentiell	0,015	0,546	0,084	0,151	0,009	0,742	0,000	0,943

Tab. C-4: Bestimmtheitsmaße (R^2) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 für das Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_V als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

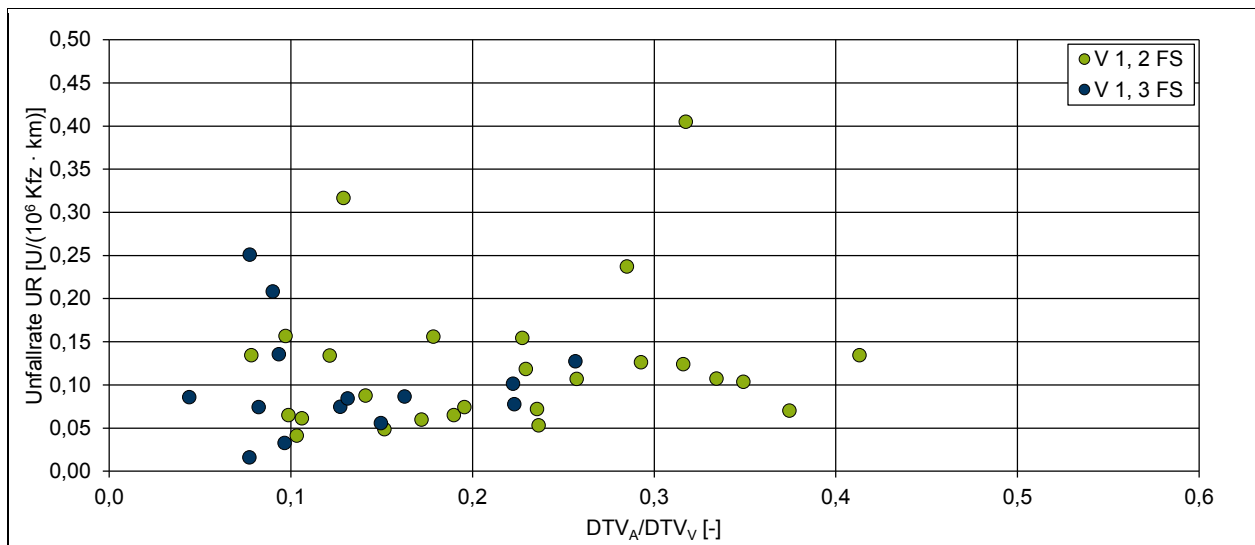


Bild C-9: Unfallrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_A/DTV_V nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

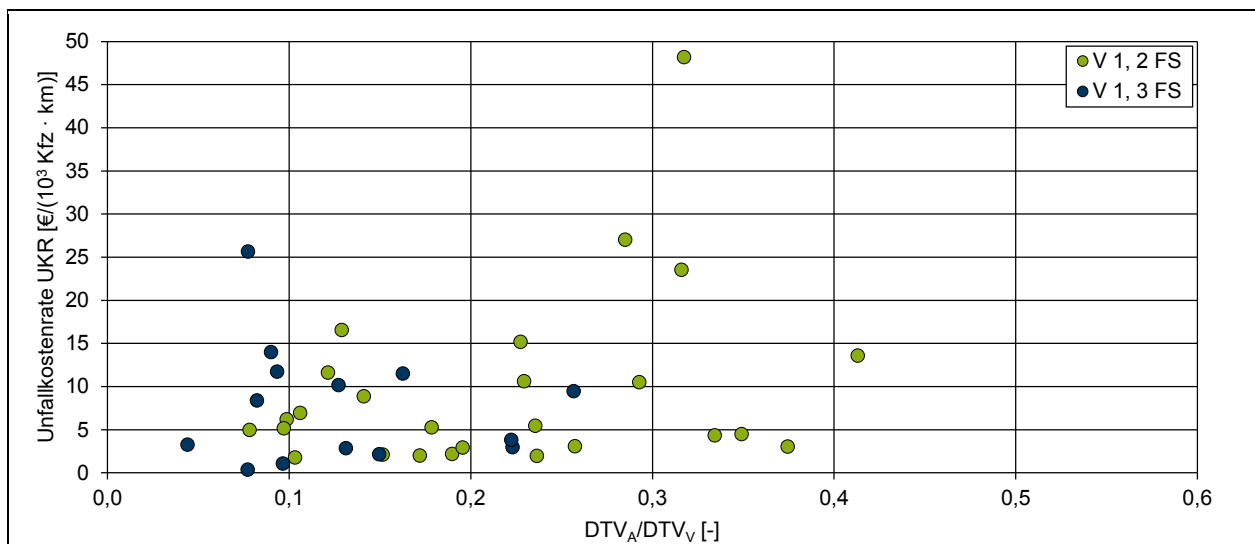


Bild C-10: Unfallkostenrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_A/DTV_V nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]
linear	0,029	0,407	0,102	0,113	0,006	0,790	0,027	0,572
logarithmisch	0,025	0,437	0,097	0,122	0,009	0,745	0,019	0,636
exponentiell	0,052	0,264	0,073	0,182	0,014	0,691	0,004	0,837

Tab. C-5: Bestimmtheitsmaße (R^2) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 für das Belastungsverhältnis DTV_A/DTV_V als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

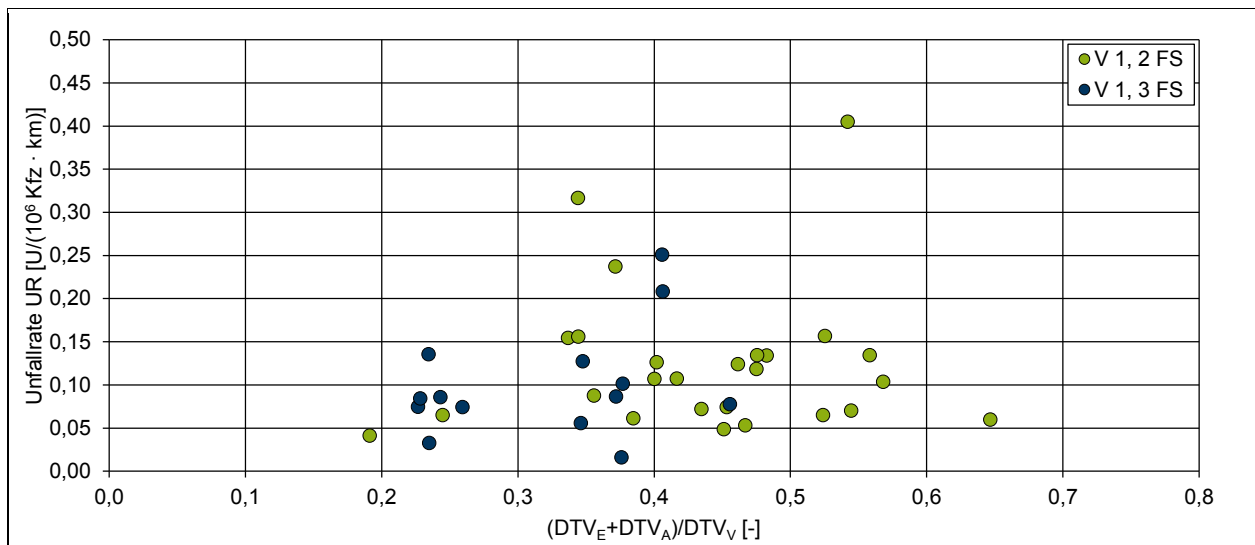


Bild C-11: Unfallrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis $(DTV_E+DTV_A) / DTV_V$ nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

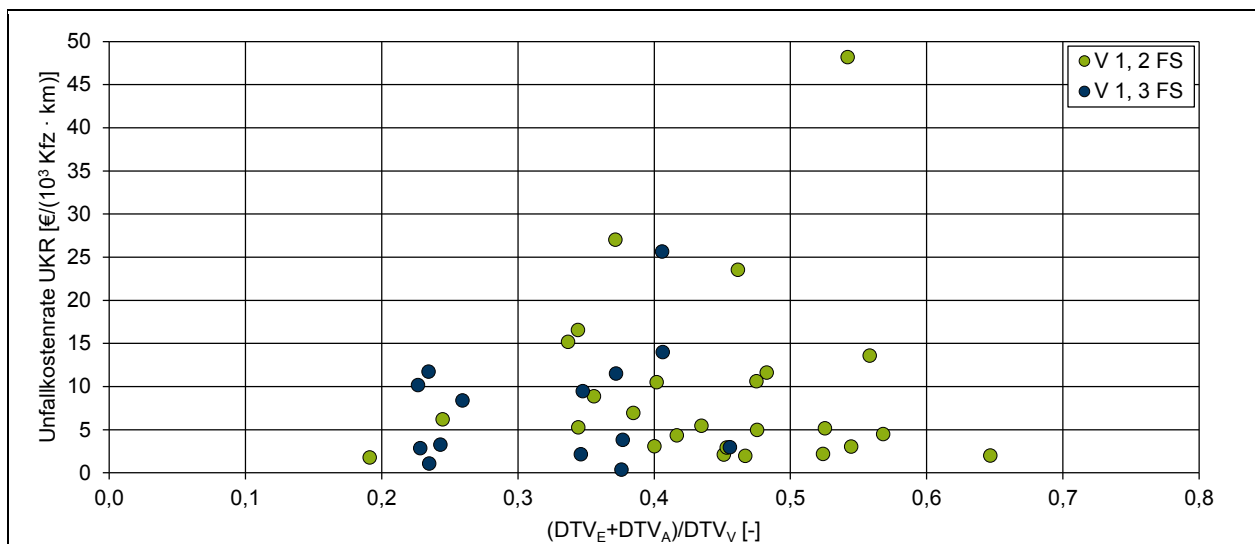


Bild C-12: Unfallkostenrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis $(DTV_E+DTV_A) / DTV_V$ nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]
linear	0,002	0,810	0,003	0,780	0,114	0,237	0,052	0,431
logarithmisch	0,008	0,674	0,007	0,685	0,109	0,248	0,051	0,435
exponentiell	0,007	0,688	0,003	0,801	0,036	0,519	0,005	0,812

Tab. C-6: Bestimmtheitsmaße (R²) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungstrecken des Typs V 1 für das Belastungsverhältnis $(DTV_E+DTV_A) / DTV_V$ als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

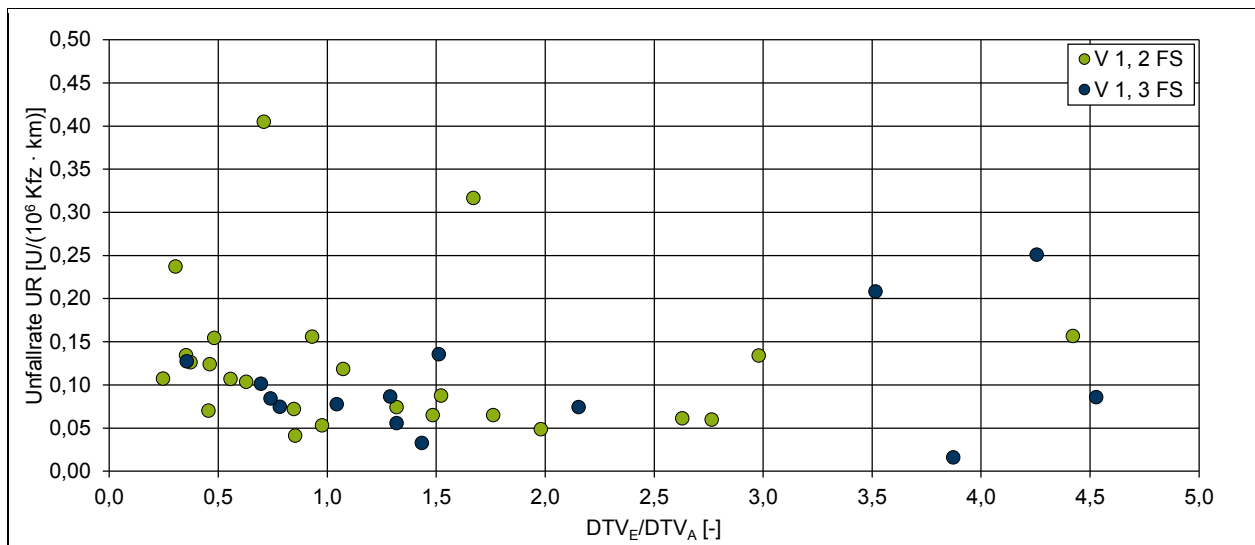


Bild C-13: Unfallrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_A nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

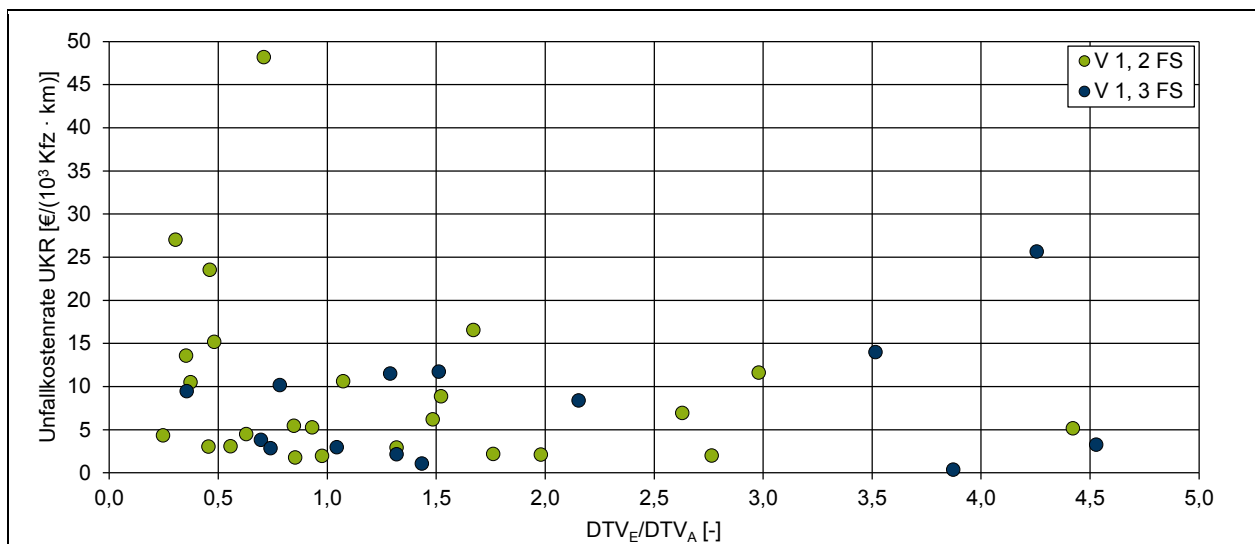


Bild C-14: Unfallkostenrate der Verflechtungsstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit vom Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_A nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]	R^2 [-]	Sig. [-]
linear	0,006	0,714	0,064	0,212	0,108	0,250	0,086	0,309
logarithmisch	0,020	0,489	0,089	0,138	0,056	0,417	0,060	0,400
exponentiell	0,003	0,798	0,044	0,306	0,002	0,872	0,001	0,936

Tab. C-7: Bestimmtheitsmaße (R^2) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungsstrecken des Typs V 1 für das Belastungsverhältnis DTV_E/DTV_A als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

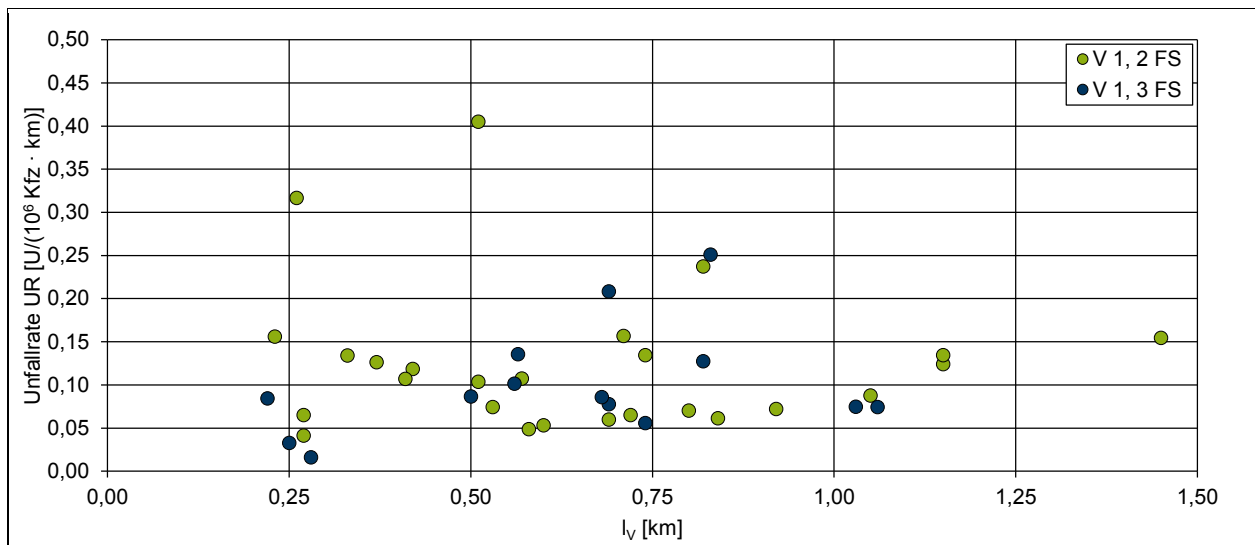


Bild C-15: Unfallrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit von der Länge des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

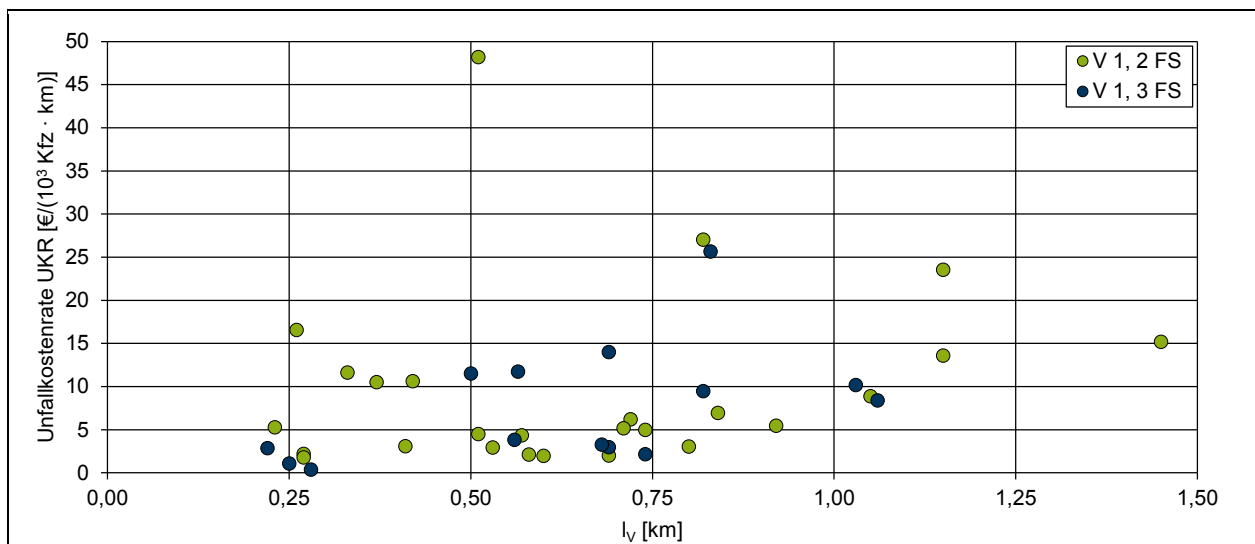


Bild C-16: Unfallkostenrate der Verflechtungstrecken des Typs V 1 in Abhängigkeit von der Länge des Verflechtungsbereichs nach Fahrstreifenanzahl auf der Hauptfahrbahn (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Überprüfter Zusammenhang	Zweistreifige Hauptfahrbahn				Dreistreifige Hauptfahrbahn			
	UR		UKR		UR		UKR	
	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]	R ² [-]	Sig. [-]
linear	0,008	0,672	0,035	0,363	0,117	0,232	0,221	0,090
logarithmisch	0,016	0,544	0,025	0,442	0,166	0,148	0,244	0,072
exponentiell	0,000	0,977	0,102	0,112	0,210	0,100	0,391	0,017

Tab. C-8: Bestimmtheitsmaße (R²) und Signifikanzen (Sig.) für die durchgeführten Regressionsrechnungen an Verflechtungstrecken des Typs V 1 für die Länge des Verflechtungsbereichs als unabhängige Variable und die Unfallrate und Unfallkostenrate als abhängige Variable (Unfallkategorien 1 bis 4 und 6)

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen Unterreihe „Verkehrstechnik“

2024

V 380: Maßnahmen zum Umgang mit japanischem Staudenknöterich

Molder, Gaar, Münch, Alberternst

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

V 381: Akustische Wirksamkeit abknickender und gekrümmter Lärmschirme

Lindner, Ruhnau, Schulze

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

V 382: Potenziale für Photovoltaik an Bundesfernstraßen

Ludwig, Tegeler, Schmedes, Tomhave, Hensel, Forster, Kleinhans, Heinrich, John, Schill

€ 19,50

V 383: Analyse und Entwicklung leistungsfähiger Einfahrtstypen ohne Fahrstreifenaddition für Autobahnen

Geistefeldt, Brandenburg, Sauer

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

V 384: Wirksamkeit von Verkehrsbeeinflussungsanlagen – Methoden zur Untersuchung und Metaanalyse

Maier, Leonhardt, Ehm

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

V 385: HBS-konforme Simulation des Verkehrsablaufs auf einbahnigen Landstraßen

Geistefeldt, Hohmann, Finkbeiner, Sauer, Vortisch, Buck, Weyland, Weiser, Giuliani

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

2025

V 386: Pilothafte Anwendung des Bridge-WIM Verfahrens zur Ergänzung des Achslastmessstellennetzes

Firus, Petschacher

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

V 387: Akustische Wirksamkeit von Vegetation

Lindner, Schulze

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

V 388: Hochaufgelöste multisensorielle Verkehrsdaten in der Streckenbeeinflussung

Schwietering, Löbbeling, Weinreis, Maier, Feldges

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

V 389: Lärmwetter in der Praxis – Erprobung und Weiterentwicklung der Methodik zur Anwendung meteorologischer Korrekturen auf die Schallausbreitung

Skowronek, Liepert, Müller, Schady, Elsen

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

V 390: Wirkung von Fahrstreifenbegrenzungen an Einfahrten von Autobahnen auf das Fahrverhalten und auf die Verkehrssicherheit

Geistefeldt, Sauer, Brandenburg

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

V 391: Erprobung psychoakustischer Parameter für innovative Lärminderungsstrategien

Oehme, Böhm, Horn, Pourpart, Schweidler, Weinzierl, Fiebig, Schuck

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

V 392: Evaluierung der Wirksamkeit bestehender Überflughilfen für Fledermäuse an Straßen
Albrecht, Reers, Scharf, Grimm, Radford, Namyslo, Günther, Martin, Behr

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

V 393: Optimierung der Abstände von Anzeigequerschnitten und Messquerschnitten in Streckenbeeinflussungsanlagen

Schwietering, Löbbbering, Abarghooie, Geistefeldt, Marnach

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

V 394: Optimierte Steuerungsstrategien für Lichtsignalanlagen durch die Berücksichtigung der Fahrzeug-Infrastruktur-Kommunikation (C2X)

Schendzielorz, Schneider, Künzelmann, Sautter, Höger

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

V 395: Empfehlungen zur Breite von hochfrequentierten Radverkehrsanlagen unter Berücksichtigung der Verkehrsqualität

Geistefeldt, Brandenburg, Vortisch, Buck, Zeidler, Baier

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

V 396: Wirkung von Behandlungsanlagen der Straßenentwässerung im Hinblick auf AFS63

Rüter, Grotehusmann, Lambert

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

V 397: Gestaltung innerörtlicher Verkehrswegenetze

Friedrich, Wohnsdorf, Gerike, Koszowski, Baier, Wothge

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

V 398: Verfahren für die Engpass- und Mängelanalyse im städtischen Hauptverkehrsstraßennetz

Vortisch, Buck, Fuchs, Grau, Friedrich, Hoffmann, Lelke, Baier

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

V 399: Detektion von Radfahrern im signalgeregelten Bereich von Knotenpunkten in Verbindung mit Absetzung einer Warnmeldung für Kraftfahrzeuge

Kaiser, Schade, Czogalla, Abboud, Mischke

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

V 400: Aktualisierung der Verfahren zur Bewertung der Verkehrsqualität an Knotenpunkten mit LSA

Geistefeldt, Wu, Schmitz, Vieten, Stephan

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

V 401: Verflechtungsstrecken zwischen Knotenpunkten an Autobahnen

Geistefeldt, Brandenburg, Sauer, Vortisch, Buck, Baumann, Grau

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

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG

Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen

Telefon (04 21) 3 69 03 - 0 · E-Mail: kontakt@schuenemann-verlag.de

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

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.



ISSN 0943-9331
ISBN 978-3-95606-862-1
<https://doi.org/10.60850/bericht-v401>

www.bast.de