

Master-Thesis zum Thema

Analyse der Verkehrsqualität im Autobahnnetz von NRW mit Floating Car Data

Lehr- und Forschungsgebiet
Güterverkehrsplanung und Transportlogistik
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Leerkamp

vorgelegt von

Marius Radde, B. Sc.

Studiengang: Verkehrswirtschaftsingenieurwesen

im

Februar 2016



**BERGISCHE
UNIVERSITÄT
WUPPERTAL**

Eidesstattliche Erklärung

„Ich erkläre hiermit, dass ich die vorliegende Arbeit selbständig und ohne Benutzung anderer als der angegebenen Hilfsmittel angefertigt habe. Die aus fremden Quellen direkt oder indirekt übernommenen Gedanken sind als solche kenntlich gemacht. Die Arbeit wurde bisher in gleicher oder ähnlicher Form keiner anderen Prüfungsbehörde vorgelegt und auch nicht veröffentlicht.“

Wuppertal, den 22.02.2016

(Unterschrift)

Aufgabenstellung

Thema:	Analyse der Verkehrsqualität im Autobahnnetz von NRW mit Floating Car Data
Bearbeiter:	Marius Radde
Betreuer:	Bert Leerkamp, Thomas Klemmer
Erstprüfer:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. Bert Leerkamp
Zweitprüfer:	Dipl.-Med.Sys.wiss. Thomas Klemmer

Problemstellung und Zielsetzung:

Das Autobahnnetz in NRW ist in großen Abschnitten hoch belastet, die Zuverlässigkeit der Reiseplanung wird zudem durch zahlreiche Baustellen beeinträchtigt. Für den Lkw-Verkehr bedeutet dies Unsicherheiten in der Fahrzeugdisposition und zusätzliche verspätungsbedingte Kosten. Mittels der Auswertung von Floating Car Data kann die Qualität aus Nutzersicht kontinuierlich beobachtet werden. Ziel der Master-Arbeit ist es, hierfür methodische Grundlagen zu schaffen. Dabei sind die Verfahren zur Analyse der Angebotsqualität nach RIN 2008 und HBS 2015 zu berücksichtigen, die sich bislang jedoch nur auf den Pkw-Verkehr beziehen.

Empfohlene Arbeitsschritte:

- Gewinnung eines FCD-Datensatzes für die NRW-Autobahnen aus dem am Lehrstuhl vorhandenen Datenbeständen mittels Programmierung entsprechender Datenbankabfragen in Python, einschließlich der Validierung der extrahierten Daten (Fahrzeugtyp, Plausibilität gemeldeter Geschwindigkeiten, ...)
- Bildung von Streckenabschnitten in Anlehnung an RAL, HBS und RIN.
- Aufbau einer projektbezogenen Datenbank, die neben den FCD auch Attribute der Netzstrecken umfasst.
- Berechnung von aussagekräftigen Kennziffern der Geschwindigkeitsverteilungen (Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient, ...) von Lkw je Streckenabschnitt und für das Gesamtnetz
- Literaturrecherche und Auswahl von Kennziffern für die Verkehrsqualität, insb. zur Zuverlässigkeit
- Identifizierung der Strecken mit stark wechselnder Qualität des Verkehrsflusses
- Erarbeitung eines Konzeptes für Qualitätsstufen der Fahrgeschwindigkeit von Lkw auf BAB in Anlehnung an RIN und HBS
- Berechnung von Reisezeiten bei der Durchfahrung von ausgewählten BAB-Kreuzen und – Dreiecken (auf Grundlage der zuvor identifizierten Strecken mit hohem Störungsniveau) auf Grundlage der FCD
- Erarbeitung einer geeigneten Kennziffer oder einer typischen Verteilungsfunktion der Fahrgeschwindigkeiten von Lkw für Strecken, die durch stark schwankende Fahrgeschwindigkeiten auffallen und Ableitung einer Qualitätsstufeneinteilung.
- Aufzeigen der neuralgischen Abschnitte und Knotenpunkte im NRW-Autobahnnetz auf Grundlage der eigenen Untersuchungen.
- Zusammenfassung und Empfehlungen für weitere Forschungsarbeiten.

Die empfohlenen Arbeitsschritte können im Laufe der Arbeit nicht alle vollständig bearbeitet werden. Dies würde den Rahmen einer Masterarbeit wesentlich überschreiten. Sie sind als mögliche Herangehensweise zu verstehen, innerhalb derer der Bearbeiter Schwerpunkte setzt.

Mehrfache Rücksprache mit dem Betreuer ist erwünscht. Die Masterarbeit ist in dreifacher Ausfertigung spätestens am Tag der Abgabe beim Prüfungsamt einzureichen. Im Übrigen wird auf den Leitfaden zur Anfertigung studentischer Arbeiten des Lehr- und Forschungsgebiets Güterverkehrsplanung und Transportlogistik verwiesen.

Die Masterarbeit ist im Rahmen eines fachbereichsöffentlichen Kolloquiums zu präsentieren und wissenschaftlich zu diskutieren. Das Kolloquium wird benotet und fließt zu einem Drittel in die Gesamtnote der Masterarbeit ein. Die weiteren zwei Drittel der Gesamtnote resultieren aus der doppelten Gewichtung der Note für die schriftliche Ausfertigung.

Die Masterarbeit oder Teile davon dürfen nur im Rahmen der schriftlichen Vereinbarung zwischen dem Verfasser und dem Lehr- und Forschungsgebiet Güterverkehrsplanung und Transportlogistik veröffentlicht und/oder verwertet werden.

Tag der Ausgabe:	23.09.2015
Tag der Abgabe:	23.02.2016
Tag der Vorstellung:	n.n. (wird noch in Absprache mit dem Bearbeiter festgelegt)

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis.....	I
Abbildungsverzeichnis	3
Tabellenverzeichnis.....	5
Abkürzungsverzeichnis	6
1 Einleitung	7
1.1 Motivation und Zielsetzung.....	7
1.2 Vorgehen	8
2 Floating Car Data	9
3 Vorbereitende Maßnahmen zur Datenauswertung	13
3.1 Informationen zur Netz-Geometrie	13
3.2 Festlegung einer räumlichen Bezugseinheit für die Datenauswertung.....	14
3.3 Bearbeitung der Netz-Geometrie.....	19
3.4 Justierung von räumlichen Parametern für Datenbankabfragen.....	21
4 Grundausswertungen und Verteilungsanalyse	25
4.1 Grundausswertungen – Darstellung der Ergebnisse	28
4.1.1 Stichprobengröße.....	28
4.1.2 Lageparameter	29
4.1.3 Streuungsparameter	31
4.1.4 Schiefe	33
4.2 Grundausswertungen – Differenzen zwischen Abschnittskategorien.....	34
4.3 Verteilungsanalyse – Beziehung zwischen Lage, Streuung und Symmetrie.....	35
4.4 Verteilungsanalyse – Lkw-Geschwindigkeiten bei freiem Verkehr.....	41
5 Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs	51
5.1 Wissenschaftlicher Kenntnisstand.....	52
5.2 Vorgehen	54
5.3 Vorwort	56
5.3.1 Begrifflichkeiten.....	56
5.3.2 Auswertungsergebnisse	57
5.4 Kennziffern zur Bewertung der Nutzerzuverlässigkeit	57
5.4.1 Kumulierte Differenzen – Teil 1	57
5.4.2 Kumulierte Differenzen – Teil 2	60
5.4.3 Anwendung Exponentieller Glättung zur Zuverlässigkeitsanalyse.....	63
5.4.4 Häufigkeit nicht erwartbarer Ereignisse	69
5.4.5 Angepasster Pufferzeit-Index	73
5.4.6 Streuungsparameter als Kennziffern zur Zuverlässigkeitsbewertung	77
5.5 Kennziffern zur Bewertung der Anbieterzuverlässigkeit	79

5.5.1	Differenz zwischen Haupt- und Nebenverkehrszeit	79
5.5.2	Fahrzeitindex	81
5.5.3	Häufigkeit von Schwellwertunterschreitungen	83
5.6	Diskussion und Auswahl geeigneter Kennziffern	87
5.6.1	Nutzerzuverlässigkeit	87
5.6.2	Anbieterzuverlässigkeit	94
5.7	Erarbeitung einer Qualitätseinstufung für ausgewählte Kennziffern	96
5.8	Sonderauswertungen	99
6	Fazit	103
6.1	Kurzdarstellung und Einordnung der Ergebnisse	103
6.2	Ausblick	104
	Literaturverzeichnis	106
	Online-Quellen	111
	Anhang	112

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Zusammenhang zwischen FCD-Menge und tatsächlicher SV-Belastung	10
Abbildung 2: Fundamentale Beziehung zwischen Verkehrsstärke und Geschwindigkeit	11
Abbildung 3: Vergleich zwischen Lkw- und Pkw-Geschwindigkeit	11
Abbildung 4: Beispielhafte Darstellung eines Linestrings	13
Abbildung 5: Beispielhafte Darstellung eines Netzabschnitts nach RIN	15
Abbildung 6: Effektiver Knotenpunkt Abstand e	17
Abbildung 7: Über einen Verknüpfungspunkt hinausgehender Linestring	19
Abbildung 8: Datenmenge bei verschiedenen Pufferabständen	22
Abbildung 9: Geschwindigkeiten auf durchgehender Fahrbahn und der Verteilerfahrbahn	24
Abbildung 10: Normierte Tagesganglinien aus FCD und BAST-Daten	27
Abbildung 11: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Fahrzeugmenge"	29
Abbildung 12: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Mittelwert"	29
Abbildung 13: Durchschnittsgeschwindigkeit im Autobahnnetz NRW	30
Abbildung 14: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Standardabweichung" ..	31
Abbildung 15: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Variationskoeffizient" ..	32
Abbildung 16: Variationskoeffizient der Geschwindigkeit im Autobahnnetz NRW	32
Abbildung 17: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Schiefe"	33
Abbildung 18: Verteilungsanalyse – theoretische Beziehung zwischen Mittelwert und Standardabweichung	36
Abbildung 19: Mittelwert vs. Standardabweichung und VK	37
Abbildung 20: Quadratischer Zusammenhang zwischen Mittelwert und Standardabweichung	38
Abbildung 21: Verteilungsanalyse – theoretische Beziehung zwischen Mittelwert und Schiefe	39
Abbildung 22: Mittelwert vs. Schiefe	40
Abbildung 23: Linearer und quadratischer Zusammenhang zwischen Mittelwert und Schiefe	40
Abbildung 24: Standardabweichung vs. Schiefe	41
Abbildung 25: Verteilung von Lkw-Geschwindigkeiten bei freiem Verkehr: $N(86, 4)$	45
Abbildung 26: SAQ-Kurven für den Lkw-Verkehr	46
Abbildung 27: Qualitätsstufen der mittleren Lkw-Geschwindigkeit im Autobahnnetz NRW	49
Abbildung 28: Vorschlag zur Qualitätsgewichtung nach Mittelwert und Standardabweichung	50
Abbildung 29: Priorisierung unterschiedlicher Einflussgrößen auf die Verkehrsmittelwahl	51
Abbildung 30: Prinzip des Begriffs "Basis-Aggregationslevel"	55
Abbildung 31: Mittlere Geschwindigkeit im Zeitverlauf	59
Abbildung 32: Häufigkeitsverteilung KDI_1	60
Abbildung 33: Tageszeitabhängige, mittlere Geschwindigkeiten an typischen Wochentagen	61
Abbildung 34: Häufigkeitsverteilung KDI_2	63
Abbildung 35: KDI_2 -Werte im Autobahnnetz	63
Abbildung 36: FCD-Messung und Prognose mittels Exponentieller Glättung im Vergleich	65
Abbildung 37: Funktionsweise des Algorithmus zur Identifizierung von Strukturbrüchen	67
Abbildung 38: Häufigkeitsverteilung MAE_{NE}	68
Abbildung 39: MAE_{NE} im Autobahnnetz NRW	69
Abbildung 40: Gleitender Erwartungsbereich zur Messung von HNE	71
Abbildung 41: Häufigkeitsverteilung HNE	72
Abbildung 42: HNE im Autobahnnetz NRW	73
Abbildung 43: Häufigkeitsverteilung BTI ($f_{95} - f_{50}$)	76
Abbildung 44: BTI ($f_{95} - f_{50}$) im Autobahnnetz NRW	76
Abbildung 45: Häufigkeitsverteilung IQA	79

Abbildung 46: Häufigkeitsverteilung $\Delta N - H$	80
Abbildung 47: $\Delta N - H$ im Autobahnnetz NRW.....	81
Abbildung 48: Häufigkeitsverteilung FZI	83
Abbildung 49: Prinzip zur HSU-Auswertung	84
Abbildung 50: Durchschnittliche HSU-Werte bei verschiedenen Schwellwerten	85
Abbildung 51: Häufigkeitsverteilung HSU	86
Abbildung 52: HSU im Autobahnnetz NRW	87
Abbildung 53: Zusammenhang zwischen mittlerer Breite des Erwartungsbereiches und HNE	89
Abbildung 54: Mittlere Geschwindigkeit im Zeitverlauf auf Abschnitt 1854.....	91
Abbildung 55: Zusammenhang zwischen MAE_{NE} und KDI_2	93
Abbildung 56: Hohe und geringe Zuverlässigkeit nach KDI_2	98
Abbildung 57: Hohe und geringe Zuverlässigkeit nach HSU	99
Abbildung 58: KDI_2 -Qualitätsstufen im Autobahnnetz NRW	100
Abbildung 59: HSU-Qualitätsstufen im Autobahnnetz NRW	100
Abbildung 60: Mittlere KDI_2 - und HSU-Werte nach BAB	102
Abbildung 61: Geschwindigkeiten im Autobahnkreuz Leverkusen.....	105

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: FCD aus der GUT-Datenbank (Beispiel)	9
Tabelle 2: Verbindungsfunktionsstufen	15
Tabelle 3: Merkmale des fertigen OSM-Netzes	20
Tabelle 4: Prinzipieller Aufbau des fertigen OSM-Netzes	21
Tabelle 5: Auswertungsergebnisse bei unterschiedlichem Pufferabstand	23
Tabelle 6: Im Rahmen der Grundausswertungen berechnete Verteilungskennziffern	25
Tabelle 7: Abfrageergebnisse bei unterschiedlichen Aggregationsmethoden	26
Tabelle 8: Auswertungsergebnisse verschiedener Abschnittskategorien	34
Tabelle 9: Verteilungskennziffern in Abhängigkeit vom stromabwärts gelegenen Abschnitt	35
Tabelle 10: Ergebnisse linearer Regressionen zwischen Mittelwert und Streuungsmerkmalen	37
Tabelle 11: Erhebungsergebnisse von PUMBERGER ET AL. 2011	42
Tabelle 12: Vorläufige Ergebnisse zur Geschwindigkeitsverteilung bei freiem Verkehr	43
Tabelle 13: Wertebereich der Normalverteilung	44
Tabelle 14: Endgültige Ergebnisse zur Geschwindigkeitsverteilung bei freiem Verkehr	44
Tabelle 15: Vorschlag zur Qualitätseinstufung von Lkw-Fahrgeschwindigkeiten	47
Tabelle 16: Qualitätsbeurteilung der Lkw-Geschwindigkeiten im Netz	48
Tabelle 17: Mustertabelle zur Darstellung von Methodik und Datenbasis	54
Tabelle 18: Auswertungsergebnisse KDI_1	59
Tabelle 19: Auswertungsergebnisse KDI_2	62
Tabelle 20: Auswertungsergebnisse MAE_{NE}	68
Tabelle 21: Auswertungsergebnisse HNE	71
Tabelle 22: Auswertungsergebnisse BTI ($f_{95} - f_{50}$)	75
Tabelle 23: Auswertungsergebnisse IQA	78
Tabelle 24: Auswertungsergebnisse $\Delta N - H$	80
Tabelle 25: Auswertungsergebnisse FZI	82
Tabelle 26: Auswertungsergebnisse HSU	85
Tabelle 27: Auswertungsergebnisse für den Abschnitt 1854	91
Tabelle 28: Vorschlag zur Qualitätseinstufung für KDI_2	98
Tabelle 29: Vorschlag zur Qualitätseinstufung für HSU	99
Tabelle 30: KDI_2 und HSU in Abhängigkeit der Abschnittskategorie	101
Tabelle 31: KDI_2 und HSU in Abhängigkeit vom stromabwärts gelegenen Abschnitt	101
Tabelle 32: Beispieldaten für die Berechnung von time-mean-speed und space-mean-speed	15

Abkürzungsverzeichnis

Abkürzung	Bedeutung
AVZ	Allgemeine Verkehrszeit
AD	Autobahndreieck
AK	Autobahnkreuz
AS	Autobahnanschlussstelle
BASt	Bundesanstalt für Straßenwesen
BMVI	Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
BTI	Buffertime Index
ERB	Elementare, räumliche Bezugseinheit
FCD	Floating Car Data
FS	freie Strecke
FZI	Fahrzeit-Index
GUT	Lehr- und Forschungsgebiet Güterverkehrsplanung und Transportlogistik der Bergischen Universität Wuppertal
HCM	Highway Capacity Manual
HBS	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen
HNE	Häufigkeit nicht erwartbarer Ereignisse
HSU	Häufigkeit von Schwellwertunterschreitungen
HVZ	Hauptverkehrszeit
IQA	Interquartilsabstand
KP	Knotenpunktbereich
KDI	Kumulierte-Differenzen-Index
MAD	Mean absolute deviation
MAE	Mean absolute Error
MAPE	Mean absolute percentage Error
MSE	Mean squared error
NVZ	Nebenverkehrszeit
OSM	OpenStreetMaps
RIN	Richtlinien für integrierte Netzgestaltung
SAQ	Service-Angebots-Qualität
Straßen.NRW	Landesbetrieb Straßenbau Nordrhein-Westfalen
SV	Schwerverkehr (Fahrzeuge ab zGG > 3,5 t)
VFS	Verbindungsfunktionsstufe
VK	Variationskoeffizient
zGG	zulässiges Gesamtgewicht

1 Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung

Flächendeckende Analysen der Verkehrsqualität im deutschen Autobahnnetz kommen typischerweise im Rahmen der Verkehrswegeplanung auf Bundesebene zum Einsatz und werden somit relativ selten, d.h. im Abstand mehrerer Jahre durchgeführt. Sie beruhen gewöhnlich auf der Gegenüberstellung lokaler Belastung und Leistungsfähigkeit der Infrastruktur und beziehen sich einerseits auf den Ist-Zustand und andererseits auf den Zustand zum Zeitpunkt des Prognosehorizonts. Die Verkehrsbelastung wird dabei in der Regel modelliert, die Leistungsfähigkeit wird nach dem im Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen beschriebenen Verfahren berechnet.

Neben der Verkehrswegeplanung werden Analysen der Verkehrsqualität auf Autobahnen überwiegend im Rahmen einzelner Forschungsvorhaben durchgeführt. Hierbei ist es meistens ausreichend, eine begrenzte Anzahl von Untersuchungsstrecken zu wählen, um repräsentative Ergebnisse zu erhalten. Unter diesen Umständen erübrigt sich die Betrachtung des gesamten Netzes.

Eine kontinuierliche und flächendeckende Beobachtung und Evaluierung der Verkehrsqualität im Autobahnnetz auf der Basis *empirischer* Daten findet derzeit also weder zum Zweck der Verkehrswegeplanung noch im Rahmen von Forschungsvorhaben statt. Gerade für die Verkehrswegeplanung erscheint ein solcher „Monitoring“-Prozess jedoch sinnvoll zu sein, zumal dadurch die Identifizierung durchzuführender bzw. die Bewertung durchgeführter Infrastrukturmaßnahmen unterstützt und transparenter gestaltet werden kann. In der *Grundkonzeption für den Bundesverkehrswegeplan 2015* werden die „falsche Priorisierung“ von Projekten und die „Intransparenz“ als häufige Kritik am bestehenden Verfahren genannt. [BVMi 2014, Seite 20 f.] Weiterhin wird kritisiert, dass die Verkehrswegeplanung dem Aspekt der *Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs* bis dato zu wenig Aufmerksamkeit gewidmet hat. Dieser Qualitätsaspekt, der dem Stand der verkehrswissenschaftlichen Diskussion nach zu urteilen möglicherweise höher einzuschätzen ist als die Realisierung hoher Fahrgeschwindigkeiten – dies gilt insbesondere bei der Priorisierung von Aus- und Neubaumaßnahmen –, wurde erstmals im Rahmen der Neuaufstellung des Bundesverkehrswegeplans 2015 aufgegriffen und blieb vorher unberücksichtigt. Ein zeitgemäßes Monitoring der Verkehrsqualität sollte die Zuverlässigkeitsperspektive also unbedingt integrieren.

Durch den zunehmenden Einsatz technischer Hilfsmittel in Fahrzeugen wird der beschriebene Monitoring-Prozesses bereits ermöglicht. Konnten Verkehrsbelastungen und die daraus resultierende Verkehrsqualität früher nur mithilfe von lokalen Dauerzähleinrichtungen und damit nur für bestimmte Orte im Autobahnnetz empirisch ermittelt werden, ist eine flächendeckende Verfügbarkeit von geeigneten Daten heutzutage durch die starke Verbreitung von Navigationsgeräten oder Smartphones gewährleistet. Aus solchen Geräten werden kontinuierlich sog. Floating Car Daten (FCD) bzw. Floating Phone Daten generiert. Diese Daten können einerseits als Echt-Zeit-Informationen verwendet werden und dem Infrastrukturnutzer praktisch zu jeder Zeit Informationen über die aktuelle Verkehrslage liefern (Bsp. Google). Andererseits können die Daten auch gesammelt und später als *historische Daten* ausgewertet werden. Am Lehr- und Forschungsgebiet für Güterverkehrsplanung und Transportlogistik (GUT) der Bergischen Universität Wuppertal werden FCD der Jahre 2010 und 2012 vorgehalten. Auf der Grundlage dieser Daten können umfangreiche und vielfältige Analysen zur Verkehrsqualität auf Autobahnen durchgeführt werden.

Mit eben solchen Analysen beschäftigt sich die vorliegende Arbeit. Dabei wird vorrangig das Ziel verfolgt, sowohl bestehende als auch neuartige Verfahren zur Beurteilung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs auf die spezielle Datengrundlage FCD anzuwenden, um letztendlich eine FCD-Auswertungsmethode identifizieren zu können, die sich für ein kontinuierliches und flächendeckendes Zuverlässigkeitsmonitoring besonders gut eignet. Da die am GUT vorgehaltenen FCD überwiegend

Einleitung

von Lkw stammen, werden ausschließlich Lkw-FCD verwendet. Alle Auswertungsmethoden zur Zuverlässigkeit müssen sich deshalb an Lkw-Geschwindigkeiten orientieren.

Dies setzt auch eine Beschäftigung mit Geschwindigkeitsverteilungen von Lkw voraus. Das sekundäre Ziel der Arbeit ist es daher, die Zusammenhänge zwischen Verteilungsparametern von Lkw-Geschwindigkeiten zu analysieren und einen Ansatz zur Qualitätseinstufung für Lkw-Geschwindigkeiten auf Autobahnen herzuleiten.

1.2 Vorgehen

Zum Verständnis der Arbeit ist es notwendig, sich zuerst mit den Eigenschaften von FCD und den sich daraus ergebenden Besonderheiten im Hinblick auf Verkehrsanalysen zu beschäftigen. Dies erfolgt in Kapitel 2.

FCD besitzen sog. Geometrieinformationen und werden deshalb in geospazialen Datenbanken vorgehalten. Sie werden einzelnen Elementen des Straßennetzes durch Abgleich mit den Geometrieinformationen des Netzes zugeordnet. In Kapitel 3 wird beschrieben, wie die Geometrieinformationen des Autobahnnetzes für abschnittsweise Analysen der Verkehrsqualität und der Zuverlässigkeit aufbereitet werden und auf welche Weise der Abgleich mit den Geometrieinformationen der FCD erfolgt.

Anschließend soll aufgezeigt werden, dass sich die am GUT vorgehaltenen Lkw-FCD prinzipiell zur flächendeckenden Analyse der Verkehrsqualität im Autobahnnetz eignen. Zu diesem Zweck werden im Rahmen der sog. Grundausswertungen für jeden Abschnitt¹ des Autobahnnetzes Verteilungskennziffern der Lkw-Geschwindigkeiten berechnet. Auf welche Weise die Berechnung der Kennziffern erfolgt, welche Annahmen ihr zugrunde liegen und welche Ergebnisse sie liefert, wird in Kapitel 4 beschrieben. Aufgrund der Vielzahl der Abschnitte müssen die Ergebnisse in aggregierter Form dargestellt werden. Sie beziehen sich somit auf das gesamte Autobahnnetz NRW. Die Ergebnisse zu einzelnen Abschnitten können der beigelegten CD-ROM entnommen werden.

Des Weiteren werden in Kapitel 4 kausale und statistische Zusammenhänge zwischen ausgewählten Verteilungsparametern von Lkw-Geschwindigkeitsverteilungen untersucht. Zuletzt wird eine typische Geschwindigkeitsverteilung von Lkw unter freien Verkehrsbedingungen hergeleitet. Darauf aufbauend wird ein Ansatz entwickelt, um die im Netz gefahrenen Geschwindigkeiten qualitativ einstuft zu können.

Die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs wird in Kapitel 5 behandelt. Dazu werden Ergebnisse einer Literaturrecherche vorgestellt, die den Stand der verkehrswissenschaftlichen Diskussion zum Thema wiedergeben. Im Anschluss werden verschiedene Methoden vorgestellt, auf deren Grundlage die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs auf einzelnen Autobahnabschnitten mittels FCD beurteilt werden kann. Hierbei kommen sowohl bestehende Methoden als auch solche, die im Rahmen der vorliegenden Arbeit entwickelt werden, zum Einsatz. Am Ende des Kapitels wird diskutiert, welche der vorgestellten Auswertungsmethoden für ein Zuverlässigkeitsmonitoring am ehesten zu verwenden ist.

¹ Begriffsdefinition erfolgt in 3.2 (Kapitelverweise werden nachfolgend nur über die Kapitelnummer erfolgen)

2 Floating Car Data

Der Begriff *Floating Car Data* (FCD) bezieht sich auf Daten, die von *floating cars*, d.h. „im Verkehr mitschwimmenden Fahrzeugen“ [BREITENBERGER ET AL. 2004, Seite 1], generiert werden. Mit FC-Technik ausgestattete Fahrzeuge zeichnen in einer bestimmten Frequenz Informationen über ihre aktuelle Bewegung auf und übermitteln diese an eine Datensammelstelle. Die Informationen bestehen mindestens aus einem Zeitstempel, der zu diesem Zeitpunkt aktuellen Position und einer Fahrzeugkennung, sodass eine Zeit-Weg-Trajektorie des sendenden Fahrzeugs nachempfunden werden kann. Für die vorliegende Arbeit werden die historischen FCD des GUT verwendet, deren Informationsgehalt deutlich detailliertere Analysen als lediglich die Erstellung von Zeit-Weg-Trajektorien erlaubt.

Tabelle 1 zeigt beispielhaft drei FC-Datensätze aus der GUT-Datenbank. Um die Übersichtlichkeit zu wahren, werden hier jeweils nur fünf Attribute dargestellt. In der ersten Spalte ist die jeweilige Position abgetragen. Hierzu werden GPS-Koordinaten verwendet. Die Umklammerung der Koordinaten durch die Notation „POINT(...)“ ist notwendig, um die FCD in geospatialen Datenbanken und Geoinformationssystemen verarbeiten zu können (siehe hierzu 3.1). Das Attribut *direction* referenziert die aktuelle Fahrtrichtung mit Angaben zwischen 0° und 360°. Die Geschwindigkeit wird in der Spalte *velocity* in km/h angegeben. Der Zeitstempel (*timestamputc*) enthält eine sekundengenaue Zeitangabe und die Zusatzinformation, wie viele Stunden zur Umrechnung von UTC-Zeit in Mitteleuropäische (Winter-)Zeit hinzuaddiert werden müssen. Die Asset-ID referenziert ein bestimmtes Fahrzeug eindeutig und ermöglicht es somit, dieses Fahrzeug über einen längeren Zeitraum zu verfolgen. Jeder FC-Datensatz verfügt außerdem über das Attribut *vehicle type* (hier nicht dargestellt), mit dem zwischen Lkw- und anderen Fahrzeugtypen unterschieden wird. Da die überwiegende Mehrheit der Daten von Fahrzeugen des Schwerverkehrs mit einem zulässigen Gesamtgewicht von mehr als 3,5t stammt, wird in dieser Arbeit ausschließlich mit Lkw-FCD gearbeitet.

Tabelle 1: FCD aus der GUT-Datenbank (Beispiel)

fcd_position	direction	velocity	timestamputc	assetid
POINT(6.68465 50.480192)	144	84	2012-11-01 16:57:08+1	X\WXwfJrY`
POINT(6.68494 50.479888)	142	90	2012-11-02 03:39:00+1	joUSzhhHqY]Y
POINT(6.68474 50.480112)	144	80	2012-11-02 04:01:01+1	X\Qte_Fq\

Am GUT werden FCD der Jahre 2010 und 2012 vorgehalten. Allein für die in 4 beschriebenen Grundausswertungen, die sich – wie alle darauf folgenden Auswertungen ebenfalls – nur auf die Autobahnen NRWs beziehen, wurden mehr als 50 Millionen Lkw-FCD des Jahres 2012 ausgewertet.

Die Eignung von FCD zur Darstellung und Analyse der Verkehrsqualität variiert je nach spezifischem Auswertungszweck und natürlich in Abhängigkeit des verwendeten Datensatzes. Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass im Umgang mit FCD allgemein und im Umgang mit den Lkw-FCD der GUT-Datenbank im Besonderen u.a. die nachfolgend genannten Schwierigkeiten bestehen.

Zeitliche und räumliche Abdeckung des Autobahnnetzes durch FCD

Die Abdeckung des Autobahnnetzes durch FCD, d.h. die Anzahl an FCD je Raumeinheit, variiert. An Orten des Autobahnnetzes, an denen eine geringe Abdeckung durch FCD gegeben ist, kann die Verkehrssituation tendenziell weniger zuverlässig ermittelt werden als an Orten mit hoher Abdeckung. Bei einer nach Zeit differenzierten Betrachtung stellt sich diese Schwierigkeit ebenfalls ein. Die Überlagerung von örtlicher und zeitlicher Differenzierung verschärft das Problem. [KRAMPE ET AL. 2014]

Durchdringung

Die Durchdringung – darunter ist die FCD-Menge in Bezug auf die tatsächliche Verkehrsmenge je Zeitintervall zu verstehen – ist i.d.R. sehr gering und nicht ohne weiteres zu bestimmen. Es besteht demnach kein direkt quantifizierbarer Zusammenhang zwischen der FCD-Menge und der tatsächlichen Verkehrsmenge. [LEERKAMP & KLEMMER 2014]

Die „Durchdringungsproblematik“ wird in Abbildung 1 verdeutlicht. Hier wird die FCD-Menge je Stunde der tatsächlichen Schwerverkehrsmenge (SV-Menge) je Stunde exemplarisch gegenübergestellt (die tatsächliche Verkehrsmenge wird aus stundengenauen Zählstellendaten der Bundesanstalt für Straßenwesen [BAST 02/2016] gewonnen). Tendenziell steigt die tatsächliche SV-Menge mit zunehmender FCD-Menge. Eine lineare Regression zeigt jedoch, dass nur 36 % der Streuung der tatsächlichen SV-Menge durch die FCD-Menge erklärt werden können. Ein *einfacher* Rückschluss von einer Größe auf die andere erscheint somit nicht empfehlenswert. LEERKAMP & KLEMMER 2014 konnten allerdings zeigen, dass normalisierte Ganglinien der Verkehrsmenge unter bestimmten Voraussetzungen durch FCD nachgestellt werden können. Ein Beispiel dazu findet sich in 4.

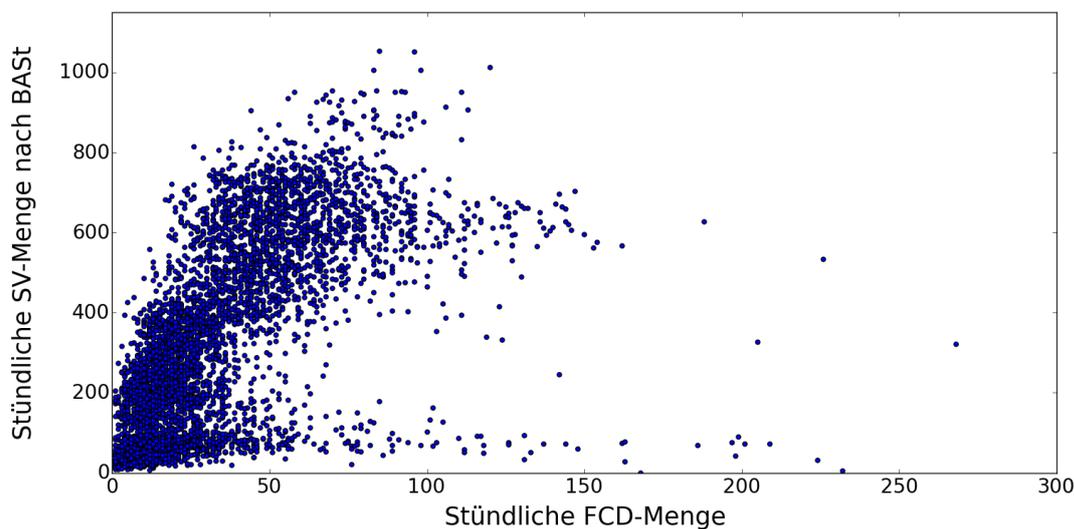


Abbildung 1: Zusammenhang zwischen FCD-Menge und tatsächlicher SV-Belastung (BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim, n = 4.994 Stunden, Jahr 2012)

Lkw-Stau

Im Rahmen dieser Arbeit wird mit den Geschwindigkeitsinformationen der FCD gearbeitet. Bei ausreichend hoher Abdeckung können Stausituationen damit unabhängig von der jeweiligen Durchdringung zuverlässig identifiziert werden. Als deutlicher Hinweis hierfür kann Abbildung 2 verstanden werden. Im rechten Bild wird die stündliche Kfz-Verkehrsmenge nach BAST-Dauerzählstellendaten den korrespondierenden Durchschnittsgeschwindigkeiten der FCD gegenübergestellt. Die fundamentale Beziehung zwischen Verkehrsstärke und Geschwindigkeit², die im linken Bild schematisch dargestellt ist, kann für den hoch belasteten Abschnitt durch Kombination aus BAST-Zählstellendaten und FCD-Geschwindigkeitswerten sehr deutlich nachgestellt werden. Dabei stellt der untere Bereich der Parabel den Zustand des instabilen Verkehrs dar, in dem die Verkehrsdichte so hoch ist, dass Stau entsteht. Der obere Bereich stellt den stabilen Zustand dar und ist im rechten Bild abgeflacht, weil Lkw-Geschwindigkeiten nach oben hin begrenzt sind.

² Für weitere Informationen zu fundamentalen Beziehungen zwischen makroskopischen Verkehrsgrößen vgl. u.a. MAY 1990, Seite 116 ff.

Floating Car Data

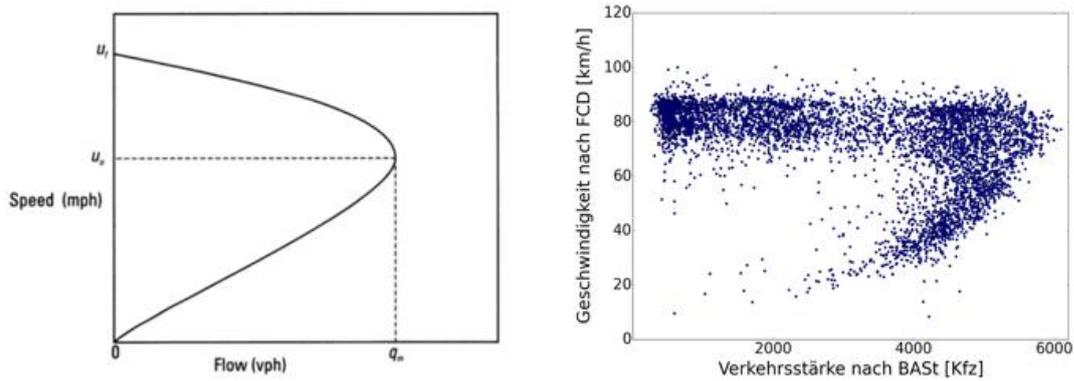


Abbildung 2: Fundamentale Beziehung zwischen Verkehrsstärke und Geschwindigkeit
(Quelle links: CHOWDHURY & SADEK 2003, Seite 10; rechts: BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim, n = 4.994 Stunden)

Dabei muss jedoch beachtet werden, dass von Lkw-FCD abgeleitete Aussagen über die Verkehrsqualität nicht immer repräsentativ sein müssen. Wird zu einer gegebenen Zeit eine besonders niedrige Durchschnittsgeschwindigkeit ermittelt, so kann es sich bspw. um einen „Lkw-Stau“ gehandelt haben. Dieser Begriff beschreibt einen Stau auf dem rechten Fahrstreifen, „wenn in der Mitte und links noch zumindest teilgebundener Verkehr möglich ist. Dies führt zu einer deutlichen Unterschätzung der Geschwindigkeiten bezogen auf den Gesamtverkehr“. [KRAMPE ET AL. 2014, Seite 503]

Dieser Einwand ist grundsätzlich plausibel, wird durch Abbildung 3 allerdings nicht unterstützt. Hier werden die durchschnittlichen, stündlichen Lkw-Geschwindigkeiten gegen die korrespondierenden Pkw-Geschwindigkeiten abgetragen. Berücksichtigt wurden nur Stunden, für die mindestens fünf Lkw- und mindestens fünf Pkw-FCD vorlagen und in denen die Lkw-Geschwindigkeit bei weniger als 80 km/h lag. Es besteht offenbar ein deutlicher, linearer Zusammenhang zwischen beiden Merkmalen ($R^2 \approx 0,89$). Das spricht dafür, dass die Lkw-FCD die Gesamtverkehrssituation zumindest in diesem Fall zuverlässig wiedergeben. Ein Beweis für die grundsätzliche Eignung von Lkw-FCD zur Darstellung der Gesamtverkehrssituation ist mit Abbildung 3 dennoch nicht gegeben.

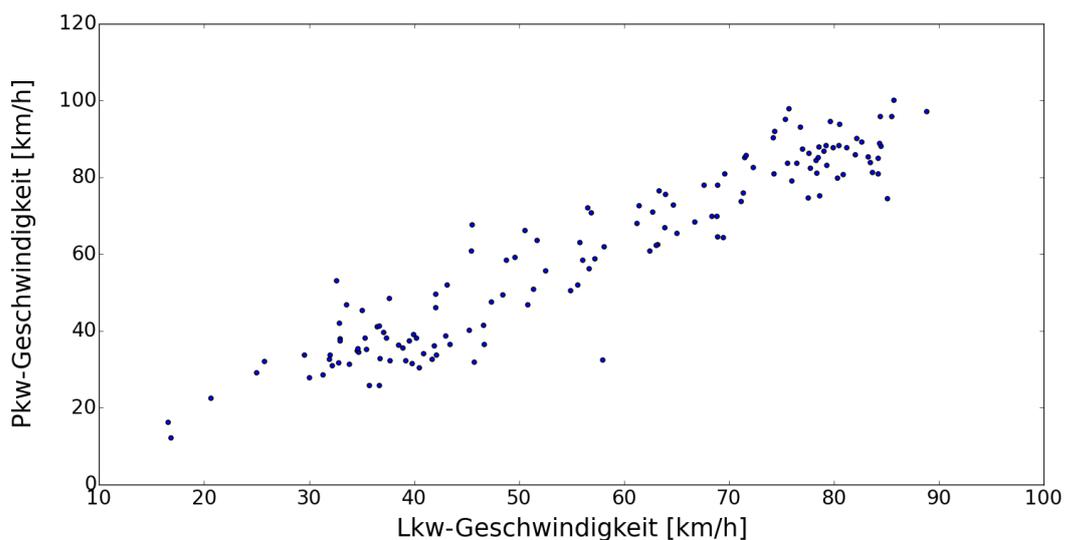


Abbildung 3: Vergleich zwischen Lkw- und Pkw-Geschwindigkeit
(BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim, n = 149 Stunden)

Geschwindigkeitsunterschied zwischen Lkw und Pkw

Zudem ist zu beachten, dass Lkw-Geschwindigkeiten durch gesetzliche Bestimmungen und technische Restriktionen „gedeckelt“ werden. Wird eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 80 km/h ermittelt, ist damit keine Aussage über die Durchschnittsgeschwindigkeit von Pkw getroffen. Diese kann deutlich über 80 km/h liegen, sofern freier Verkehr herrscht.

Anonymisierung der Daten

Im GUT-Datensatz von 2012 wurden die FCD stärker anonymisiert als im Datensatz von 2010; so wurden bspw. Asset-IDs im Rhythmus von 24 Stunden geändert, um die Verfolgung bestimmter Fahrzeuge über einen längeren Zeitraum zu verhindern. Ebenso wurden Daten mit einer Geschwindigkeit von 0 km/h aus dem Datensatz entfernt, damit die Halte einzelner Fahrzeuge nicht direkt ermittelt werden können. Trotz der damit einhergehenden Informationsverluste wird im Verlauf der vorliegenden Arbeit überwiegend auf den 2012er-Datensatz zurückgegriffen. Dies ist damit zu begründen, dass der 2010er-Datensatz insgesamt deutlich weniger Daten enthält und für die meisten Auswertungen daher auch weniger geeignet ist. Im Rahmen der Grundausswertungen (siehe 4) wurde ermittelt, dass der 2012er-Datensatz im Mittel über alle Abschnitte fünf Mal mehr auswertbare Daten enthält als der 2010er-Datensatz.

„Herkömmliche“ Stausituationen können ebenso gut detektiert werden, wenn – wie im 2012er-Datensatz – keine Daten mit einer Geschwindigkeit von 0 km/h zur Verfügung stehen. Problematisch ist hingegen die Identifizierung von seltenen Extremereignissen wie Autobahnsperren. Da zentraler Untersuchungsgegenstand dieser Arbeit jedoch die *allgemeine* Bewertung der Verkehrsqualität und der Zuverlässigkeit von Autobahnen und *nicht* die Analyse von Extremereignissen ist, sollte der 2012er-Datensatz ausreichend zweckdienlich sein.

Die genannten Schwierigkeiten treten auch bei den im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Auswertungen auf. Da jede einzelne von den insgesamt mehr als zehn automatisierten Auswertungen aus der Evaluierung von rund 2.500 Autobahnabschnitten besteht, ist eine nachträgliche Überprüfung der Datenplausibilität nicht in jedem Fall möglich. Was die FCD-Abdeckung betrifft, werden i.d.R. Mindestanforderungen gesetzt, bei deren Nicht-Erfüllung die betroffene Zeitscheibe bzw. der betroffene Abschnitt unberücksichtigt bleibt.

Im Hinblick auf den Geschwindigkeitsunterschied zwischen Lkw und Pkw ist *erneut* zu betonen, dass sämtliche Auswertungsergebnisse im Sinne des Güterverkehrs zu interpretieren sind. Das bedeutet, dass nach der Ermittlung einer Referenzgeschwindigkeit für Lkw bei freiem Verkehr (siehe 4.4) die Verkehrssituation als „frei“ eingestuft wird, wenn diese Geschwindigkeit erreicht wird. Wird diese Geschwindigkeit nicht erreicht, kann im Einzelfall nicht nachgehalten werden, ob dies für den Verkehr im Gesamtquerschnitt zutreffend ist oder ob ein „Lkw-Stau“ vorliegt.

3 Vorbereitende Maßnahmen zur Datenauswertung

3.1 Informationen zur Netz-Geometrie

Die FCD werden in einer geospatialen Datenbank vorgehalten. „The term *Geo-spatial* refers to information that is located on the Earth’s surface using coordinates.“ [WESTRA 2010, Seite 9] Solche mit Koordinaten versehenen Informationen können sich auf Punkte, Linien oder Flächen auf der Erdoberfläche beziehen. Die Informationen können in simpler tabellarischer Form (bspw. als Text- oder CSV-Datei) vorgehalten werden. Geospatiale Datenbank- und Geoinformationssysteme können die benötigten Geometrieinformationen erkennen und verarbeiten.

Wie oben bereits erwähnt, ist einzelnen FCD stets eine *Punkt*koordinate zugeordnet. Um jene FCD aus der Datenbank extrahieren zu können, die durch Fahrzeuge auf nordrhein-westfälischen Autobahnen generiert wurden, ist ein räumlicher Abgleich zwischen den FCD und den relevanten Autobahnen notwendig. Dieser kann nur dann erfolgen, wenn die räumlichen Informationen bzgl. der Autobahnen ebenfalls in Form von Koordinaten vorliegen.

Zu diesem Zweck wird das Straßennetz von *OpenStreetMap*³ (OSM) verwendet, das mit den zugehörigen Geometrie-Informationen im Internet frei verfügbar ist. Für den gesamten bundesdeutschen Raum wird dieses Netz am GUT in einer geospatialen Datenbank vorgehalten. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurde es auf die als Autobahn klassifizierten Straßen NRW reduziert. Das so entstandene Netz wird im Folgenden der Einfachheit halber als „OSM-Netz“ bezeichnet.

Das OSM-Netz beinhaltet die Geometrie-Informationen der Autobahnen in Form von sog. *Linestrings*. Ein Linestring (übersetzt etwa „Linien-Kette“) reiht mehrere Geraden, d.h. direkte Verbindungslinien zwischen zwei Punkten bzw. Koordinaten, hintereinander auf und kann damit den Verlauf von Straßen auf der Erdoberfläche annähern. [WESTRA 2012, Seite 36] Abbildung 4 veranschaulicht diese Funktionsweise. Die rosafarbenen Punkte stellen jene Koordinaten dar, zwischen denen die einzelnen Geraden des Linestrings aufgespannt werden.



Abbildung 4: Beispielhafte Darstellung eines Linestrings
(Kartengrundlage: Google Maps)

Theoretisch wäre es möglich, eine ganze Autobahn durch einen einzigen Linestring (je Richtung) darzustellen. Dieses Vorgehen ist allerdings nicht sinnvoll, da somit nur *eine* zusammenhängende Geometrie-Information vorläge und bspw. Brücken, Tunnel oder Bereiche mit einer bestimmten Höchstgeschwindigkeit nicht als einzelne Strecken ausgewiesen werden könnten. Das nordrhein-

³ OPENSTREETMAP 02/2016

westfälische Autobahnnetz wird daher durch mehr als 11.000 Linestrings dargestellt, die eine durchschnittliche Länge von 400 m aufweisen. Diesen Linestrings können nun Attribute wie eine eigene ID, eine Geschwindigkeitsbegrenzung o.ä. zugewiesen werden. Sie werden untereinander verbunden und zu durchgehenden Autobahnen verknüpft, indem die letzte Punktkoordinate des Vorgängers gleich der ersten Punktkoordinate des Nachfolgers ist. Das OSM-Netz bietet den Vorteil, dass es einerseits vergleichsweise lagegetreu ist und andererseits für jede Fahrtrichtung separate Linestrings vorliegen.

3.2 Festlegung einer räumlichen Bezugseinheit für die Datenauswertung

Ziel der vorliegenden Arbeit ist es, Kennziffern zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf dem nordrheinwestfälischen Autobahnnetz zu berechnen. Die Berechnung soll räumlich differenziert erfolgen, um Unterschiede zwischen verschiedenen Lagen in Bezug auf das Netz identifizieren und darstellen zu können. Hierzu ist es notwendig, das OSM-Netz in räumliche Segmente zu unterteilen, für die dann jeweils Kennziffern berechnet werden. Die Bildung der Segmente soll auf nachvollziehbare Art und Weise erfolgen, sodass eine plausible Interpretation der Kennziffern im räumlichen Kontext möglich ist.

Nachfolgend wird deshalb eine elementare räumliche Bezugseinheit (ERB) gesucht. Die technisch einfachste Lösung bestünde darin, die Linestrings als ERB zu verwenden, zumal das Netz bereits in dieser Form vorliegt und keine weiteren Bearbeitungsschritte notwendig wären. ERB würde in diesem Fall bedeuten, dass sich die räumliche Aggregation der FCD an den Linestrings orientiert und für jeden Linestring eine Kennziffer (wie bspw. die mittlere Geschwindigkeit) berechnet würde.

Der Vorschlag, Linestrings als ERB zu verwenden, muss allerdings verworfen werden, da Anfang und Ende der Linestrings häufig willkürlich gesetzt sind und dem Ziel einer „plausiblen“ Netzstruktur damit nicht gedient wäre. Es muss also eine alternative ERB bestimmt werden. Im Folgenden wird überprüft, ob sich eine sinnvolle und technisch umsetzbare ERB aus den relevanten verkehrswissenschaftlichen Regelwerken ableiten lässt.

Netzabschnitte auf Autobahnen werden gemäß dem Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen definiert als Abschnitte, die zwischen Autobahnkreuzen oder -dreiecken liegen, an denen Verknüpfungen zu Autobahnen mit gleich- oder höherrangiger Verbindungsfunktionsstufe bestehen. [FGSV 2015, Seite A5-6 (Quelle wird nachfolgend als HBS referenziert)]

Die Verbindungsfunktionsstufe (VFS) einer Autobahn ist dabei abhängig von der Zentralität der Orte, die durch die Autobahn verbunden werden. Tabelle 2 zeigt beispielhaft drei von sechs Verbindungsfunktionsstufen, die in den Richtlinien für integrierte Netzgestaltung festgelegt werden. [FGSV 2008a (Quelle wird nachfolgend als RIN referenziert)] Demnach wäre bspw. die BAB 3 eine Autobahn mit kontinentaler Verbindungsfunktion, weil sie die Metropolregionen Rhein-Main und Rhein-Ruhr verbindet.

Tabelle 2: Verbindungsfunktionsstufen (nach RIN, Tab. 13)

Verbindungsfunktionsstufe		Einstufungskriterien		Beschreibung
Stufe	Bezeichnung	Versorgungsfunktion	Austauschfunktion	
0	kontinental	-	MR - MR	Verbindung zwischen Metropolregionen
I	großräumig	OZ - MR	OZ - OZ	Verbindung von Oberzentren zu Metropolregionen und zwischen Oberzentren
II	überregional	MZ - OZ	MZ - MZ	Verbindung von Mittelzentren zu Oberzentren und zwischen Mittelzentren

In Abbildung 5 ist ein Netzabschnitt beispielhaft dargestellt. Dieser liegt auf der BAB 40, die die Oberzentren des Ruhrgebiets miteinander verbindet und der daher die VFS I zugewiesen wird. Im Westen wird durch das Autobahnkreuz Bochum die BAB 43 angeschlossen. Diese Autobahn verbindet u.a. die Oberzentren Wuppertal und Münster und ist daher ebenfalls als Autobahn mit VFS I einzustufen. Im Osten wird am Autobahnkreuz Dortmund-West die BAB 45 angeschlossen, die u.a. die Metropolregionen Rhein-Main und Rhein-Ruhr verbindet und damit als Autobahn von kontinentaler VFS eingestuft wird.



Abbildung 5: Beispielhafte Darstellung eines Netzabschnitts nach RIN
Kartengrundlage: OpenStreetMap

Es stellt sich nun die Frage, inwiefern eine Einteilung des Autobahnnetzes in Netzabschnitte gemäß HBS im Rahmen der hier anstehenden Analyse sinnvoll bzw. machbar ist. Der in Abbildung 5 dargestellte Netzabschnitt hat zwar eine Länge von nur acht Kilometern. Zwischen den abgebildeten Autobahnkreuzen liegen jedoch drei Autobahnanschlussstellen, an denen sich die Verkehrsnachfrage und –zusammensetzung ändert. Eine über die gesamte Länge des Netzabschnitts aggregierte Kennziffer (bspw. der Median der gefahrenen Geschwindigkeiten) könnte mögliche Unterschiede der Verkehrsqualität auf Teilabschnitten nicht zum Ausdruck bringen. Zudem gibt es im nordrhein-westfälischen Autobahnnetz Netzabschnitte, deren Länge um ein vielfaches höher liegt als die des Abschnitts von Abbildung 5. So liegen die auf der BAB 31 benachbarten Autobahnknoten Schüttorf (Autobahnkreuz Schüttorf) und Bottrop (Autobahndreieck Bottrop) mehr als 90 km voneinander entfernt, was denn auch der Länge des sich ergebenden Netzabschnitts entspräche. Eine für diesen Netzabschnitt berechnete Kennziffer würde FCD von 90 km Autobahnstrecke aggregieren und deshalb in Bezug auf einzelne Teilabschnitte erheblich an Aussagekraft verlieren. Es erscheint daher sinnvoll, den gemäß HBS definierten Netzabschnitt nicht als ERB für die durchzuführenden FCD-Auswertungen zu verwenden.

Neben dem Netzabschnitt definiert das HBS auch den Begriff *Strecke*. „Strecken auf Autobahnen sind Teile von Richtungsfahrbahnen zwischen benachbarten Knotenpunkten.“ (Seite A2-4) Dazu heißt es im HBS weiter, dass sich bestimmte Einflussgrößen wie die Lage in Bezug zu Ballungsräumen, die Verkehrsstärke und der Schwerverkehrs-Anteil (SV-Anteil) auf Strecken nicht wesentlich ändern. (Seite A3-6) Das ist insbesondere für die beiden zuletzt genannten Kriterien augenfällig, da sich die Verkehrsstärke und damit der SV-Anteil aufgrund des begrenzten Zugangs zu Autobahnen nur im Bereich von Knotenpunkten ändern können. Zwischen Knotenpunkten, d.h. auf Strecken gemäß obiger Definition, müssen Verkehrsstärke und SV-Anteil demnach konstant sein.

Aufgrund der Konstanz der (SV-)Verkehrsstärke zwischen Knotenpunkten erscheint es zweckmäßig, Strecken nach HBS-Definition als ERB für die durchzuführenden Auswertungen zu wählen. Dies ist auch damit zu begründen, dass Knotenpunkte im OSM-Netz als solche hinterlegt sind und deshalb mit vertretbarem Aufwand als Trennelemente zwischen Abschnitten verwendet werden können. Die Methode entspricht zudem der Vorgehensweise in vergleichbaren Untersuchungen (vgl. bspw. LISTL ET AL. 2007, OBER-SUNDERMEIER 2003 oder ROOS ET AL. 2012).

Gemäß HBS (Ziffer A3.3.3) erfolgt nach der Festlegung von Strecken ggf. eine sukzessive Bildung von Teilstrecken. Strecken werden zuerst dort in Teilstrecken unterteilt, wo sich die Fahrstreifenanzahl ändert. Im Anschluss daran wird überprüft, ob die entstandenen Teilstrecken unterschiedliche Längsneigungen aufweisen. Ist dies der Fall, wird die Teilstrecke wiederum in Teilstrecken aufgespalten, für die jeweils untersucht wird, ob verschiedene Steuerungsbedingungen (bspw. zugelassene Höchstgeschwindigkeit, Führung durch einen Tunnel) vorliegen. Ggf. erfolgt dann eine letzte Aufspaltung.

Das OSM-Netz liefert keine Attribute, mit deren Hilfe auf Fahrstreifenanzahl oder Längsneigung des Netzelements geschlossen werden kann. Das Einholen der Daten aus anderen Quellen und die anschließende Zuweisung zu OSM-Netzelementen ist technisch möglich, würde jedoch einen unverhältnismäßig hohen Aufwand erfordern. Die sukzessive Unterteilung von Strecken in Teilstrecken analog zum HBS-Verfahren ist deshalb nicht pragmatisch.

Demnach bilden die Strecken, d.h. Richtungsfahrbahnen zwischen Knotenpunkten (siehe oben), weiterhin die ERB für die anstehenden Auswertungen. Um die Streckenbildung auf das OSM-Netz zu übertragen und anwenden zu können, muss der Begriff „zwischen“ genauer erörtert werden. Hierzu wird auf den „effektiven Knotenpunktabstand“ verwiesen, der in den Richtlinien für die Anlage von Autobahnen [FGSV 2008b, Seite 42 (Quelle wird nachfolgend als RAA referenziert)] definiert ist. Gemeint ist damit die Distanz „zwischen dem Ende der letzten Einfahrtöffnung des Knotenpunktes 1 und dem Anfang der ersten Ausfahrtöffnung des Knotenpunktes 2“. (RAA, Seite 43) Die Knotenpunkte 1 und 2 stellen hier aufeinanderfolgende Knotenpunkte in Fahrtrichtung einer Richtungsfahrbahn dar. Abbildung 6 verdeutlicht den Sachverhalt.

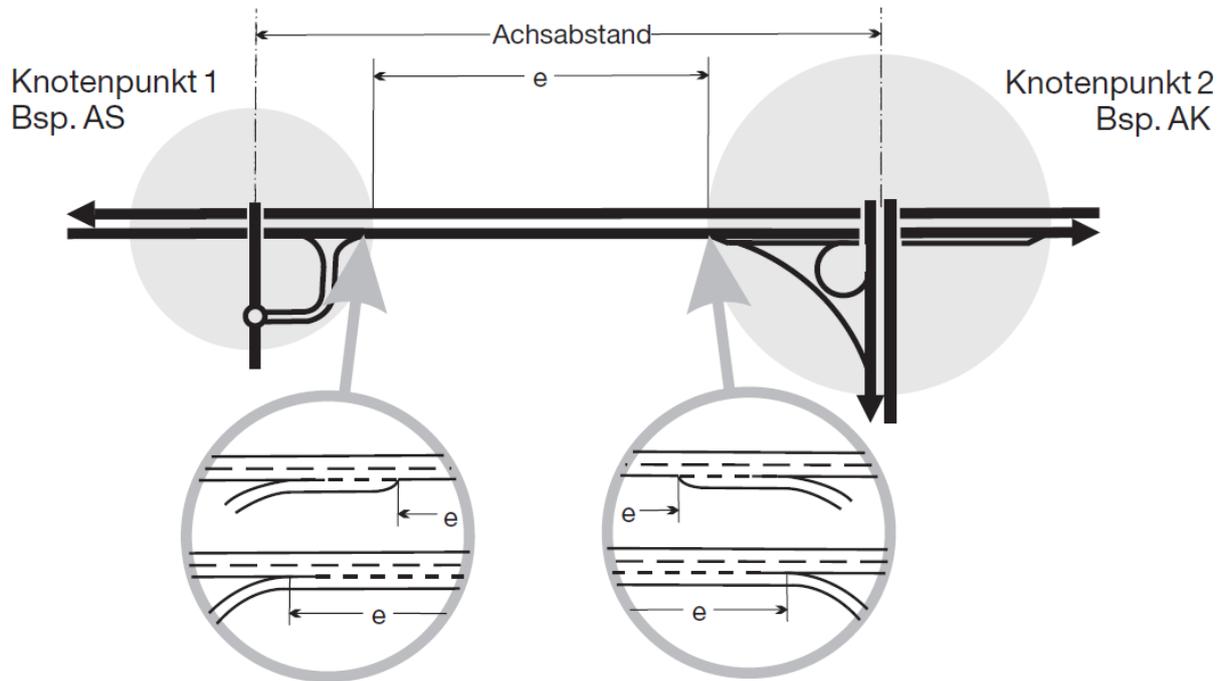


Abbildung 6: Effektiver Knotenpunktabstand e (RAA, Seite 42)

Das Konzept des effektiven Knotenpunktabstands lässt sich im OSM-Netz komfortabel zur Unterteilung von Fahrbahnen in Strecken anwenden, da Ein- und Ausfahrten als separate Linestrings abgebildet werden und jeweils einen Verknüpfungspunkt mit dem Linestring der durchgehenden Fahrbahn besitzen, an dem das Ende bzw. der Anfang einer Strecke gesetzt werden kann. Die Menge der Linestrings zwischen zwei Knotenpunkten werden im Rahmen der FCD-Auswertungen also als ERB behandelt. Es stellt sich dabei jedoch die Frage, wie mit Linestrings zu verfahren ist, die zwischen den Verknüpfungselementen (Ein- und Ausfahrten) eines Knotenpunkts, d.h. im Knotenpunkt selber liegen. Die korrespondierenden Fahrbahnen sind nach HBS nicht als Strecken definiert und stellen nach RAA die Hauptfahrbahnen in einem Knotenpunktsystem dar. (Seite 42)

Da im Rahmen der vorliegenden Arbeit die FCD für das *gesamte* Autobahnnetz ausgewertet werden sollen, können Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereichen nicht von der Analyse ausgeschlossen werden. Neben den Strecken zwischen Knotenpunkten werden deshalb die Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereichen als ERB festgelegt. Diese Kategorien sollten bei der zu planenden Netzstruktur unterschieden werden, da es aus wissenschaftlicher Sicht wünschenswert ist, Unterschiede zwischen beiden untersuchen zu können.

Das OSM-Netz muss entsprechend modifiziert werden. Aufeinanderfolgende Linestrings müssen zu Strecken zwischen Knotenpunkten oder zu Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereichen zusammengefügt werden. Dies geschieht nicht, indem mehrere Linestrings zu *einem* Linestring zusammengefasst werden, sondern indem alle Linestrings ein zusätzliches Attribut erhalten, das ihnen eine Nummer zuweist. Zusammengehörige Linestrings weisen in diesem Attribut dann *dieselbe* Nummer auf. Ebenso wird ein zusätzliches Attribut benötigt, das den Linestrings entweder die Kategorie „Strecken zwischen Knotenpunkten“ oder die Kategorie „Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereich“ zuweist. Die Zuweisung der Nummern und Kategorien wird mit einem entsprechenden Algorithmus durchgeführt werden (die genaue Funktionsweise wird in 3.3 beschrieben).

Die automatisierte Einteilung des OSM-Netzes in „Strecken zwischen Knotenpunkten“ und „Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereichen“ ist aufgrund der fehlenden Einheitlichkeit der Knotenpunkte allerdings problematisch. Dies wird nachfolgend erläutert.

Beispiel Anschlussstelle: Eine Fahrbahn automatisiert als „Hauptfahrbahn in Knotenpunktbereich“ zu identifizieren ist simpel, wenn auf eine Einfahrt in jedem Fall eine Ausfahrt folgt und diese in einer bestimmten, maximalen Distanz zur Einfahrt liegt. In diesem Falle könnte der verwendete Algorithmus darauf ausgerichtet sein, einer Strecke *zwischen* Knotenpunktbereichen solange zu „folgen“, bis der Verknüpfungspunkt mit einer Ausfahrt erreicht ist. Hier beginnt ein Knotenpunktbereich und es folgt ein Segment, das als „Hauptfahrbahn in Knotenpunktbereich“ markiert wird. Es endet beim Verknüpfungspunkt mit der stromabwärts gelegenen Einfahrt. Der Algorithmus würde problemlos funktionieren, wenn sämtliche Anschlussstellen so wie Knotenpunkt 1 in Abbildung 6 oder gemäß den vorgeschlagenen Anschlussstellensystemen der RAA ausgebaut wären. Dies ist in der Realität jedoch nicht gegeben. Es kommt ebenso vor, dass eine Ausfahrt von der durchgehenden Fahrbahn abgeht und die nächste Einfahrt erst nach mehreren Kilometern folgt, sodass gar kein Knotenpunktbereich entsteht. Dementsprechend dürfte auch keine Kategorisierung als „Hauptfahrbahn in Knotenpunktbereich“ erfolgen.

Beispiel Autobahnkreuz/-dreieck: Autobahnkreuze und -dreiecke könnten nur dann automatisiert als Knotenpunktbereiche identifiziert werden, wenn sie eine regelmäßige Form aufweisen. Für Autobahnkreuze in „Kleeblatt“-Form (vgl. RAA, Seite 47) müsste dann bspw. gelten, dass zunächst immer zwei Ausfahrten folgen und im Anschluss daran zwei Einfahrten. In diesem Fall wäre ein simpler Algorithmus dazu in der Lage, den Bereich zwischen erster Ausfahrt und letzter Einfahrt als „Hauptfahrbahn in Knotenpunktbereich“ zu kategorisieren. Tatsächlich gibt es zwischen den Autobahnkreuzen und -dreiecken aber deutliche Unterschiede in der konkreten Ausgestaltung. Die Reihenfolge und Anzahl von Ein- und Ausfahrten im Kreuzungsbereich fallen von Mal zu Mal unterschiedlich aus. Auch zwischen zwei als Kleeblatt ausgestalteten Autobahnkreuzen hängt die Reihenfolge und Anzahl von Aus- und Einfahrten von den konkreten räumlichen und verkehrlichen Gegebenheiten ab und kann daher variieren. Zudem werden Autobahnkreuze und -dreiecke nicht selten mit naheliegenden Anschlussstellen zu komplexen Knotenpunkten verschmolzen, für die keine Regelmäßigkeit mehr unterstellt werden kann.

Für einen Algorithmus, der (zusammenhängende) Knotenpunktbereiche mit Sicherheit als solche erkennt, müsste deshalb eine Vielzahl an Ausnahmen definiert werden, worauf im Rahmen dieser Arbeit verzichtet werden soll. Um dennoch mit einfachen Mitteln zwischen „Strecken zwischen Knotenpunkten“ und „Hauptfahrbahnen in Knotenpunktbereichen“ unterscheiden zu können, wird auf den „Mindestwert für isolierte Knotenpunktplanung“ zurückgegriffen, der mit 600 m zu beziffern ist. [RAA, Seite 43] Ist der effektive Knotenpunktabstand kleiner als dieser Wert, „so beeinflussen sich die Knotenpunkte sowohl hinsichtlich der baulichen und verkehrstechnischen Gestaltung als auch hinsichtlich des Verkehrsablaufes. Die Knotenpunkte können dann nicht mehr als isolierte, voneinander unabhängig funktionierende Systeme geplant werden.“ [RAA, Seite 43]

In *Anlehnung* an diese Feststellung wird zunächst jede Richtungsfahrbahn zwischen benachbarten Verknüpfungspunkten (Ein- und Ausfahrten) als ERB definiert. Diese Bezugseinheit wird nachfolgend und vereinfachend nur noch als „Abschnitt“ referenziert. Ein Abschnitt wird als „Hauptfahrbahn in Knotenpunktbereich“ (nachfolgend nur noch „Knotenpunktbereich“ genannt) kategorisiert, falls der Abstand zwischen den ihn begrenzenden Verknüpfungselementen kleiner als 600 m ist. Andernfalls erfolgt die Kategorisierung als „Strecke zwischen Knotenpunkten“ (nachfolgend nur noch „freie Strecke“ genannt). Bei dieser Vorgehensweise erweist es sich als Nachteil, dass sich Knotenpunktbereiche wie Autobahnkreuze teilweise über mehrere Kilometer erstrecken und deshalb nicht ausgeschlossen werden kann, dass die in ihnen liegenden Abschnitte fälschlicherweise als „freie Strecken“ kategorisiert werden.

Die theoretische Bildung der Netzstruktur ist damit abgeschlossen und wird nachfolgend in Kürze zusammengefasst (im nächsten Kapitel erfolgt die Beschreibung der praktischen Bildung der Netzstruktur):

1. Als elementare räumliche Bezugseinheiten des Autobahnnetzes, für die die Berechnung von Kennziffern erfolgt, werden Hauptfahrbahnen zwischen Verknüpfungspunkten verwendet. Auf diese Weise werden sowohl Strecken zwischen Knotenpunkten gemäß HBS als auch Hauptfahrbahnen in Knotenpunktsystemen gemäß RAA als Bezugseinheit definiert. Diese Bezugseinheiten werden nachfolgend als „Abschnitt“ bezeichnet.
2. Ob ein Abschnitt als „freie Strecke“ oder als „Knotenpunktbereich“ kategorisiert wird, hängt davon ab, wie weit die ihn begrenzenden Verknüpfungspunkte voneinander entfernt sind. Ist die Entfernung größer als 600 m, so handelt es sich um eine freie Strecke (et vice versa).
3. Die Linestrings des OSM-Netzes müssen mit weiteren Attributen versehen werden, die Auskunft über die Kategorie sowie die Abschnittsnummer geben.

3.3 Bearbeitung der Netz-Geometrie

Die rechnerbasierte Abschnittsbildung auf der Grundlage des OSM-Netzes soll die oben getroffene Definition von *Abschnitten* automatisiert anwenden und umsetzen. Der automatisierten Bildung von Abschnitten steht die folgende Einschränkung im Wege: Linestrings enden bzw. beginnen nicht in allen Fällen an Verknüpfungspunkten mit Ein- oder Ausfahrten. Es kann im Gegenteil vorkommen, dass Linestrings über Verknüpfungspunkte hinausgehen. Der in Abbildung 7 dargestellte Linestring (gelb gefärbt) endet nicht am Verknüpfungspunkt der durchgehenden Fahrbahn mit der Ausfahrtrampe (orange gefärbt), sondern erst am Verknüpfungspunkt mit der Einfahrtrampe. Gemäß der oben festgelegten Definition stellt jedoch jeder Verknüpfungspunkt die Grenze eines Abschnitts dar. Situationen, in denen Verknüpfungspunkte „übergangen“ werden, treten im OSM-Netz mehr als 450 Mal auf. Zur sauberen Abschnittsbildung müssen solche Situationen vermieden werden.

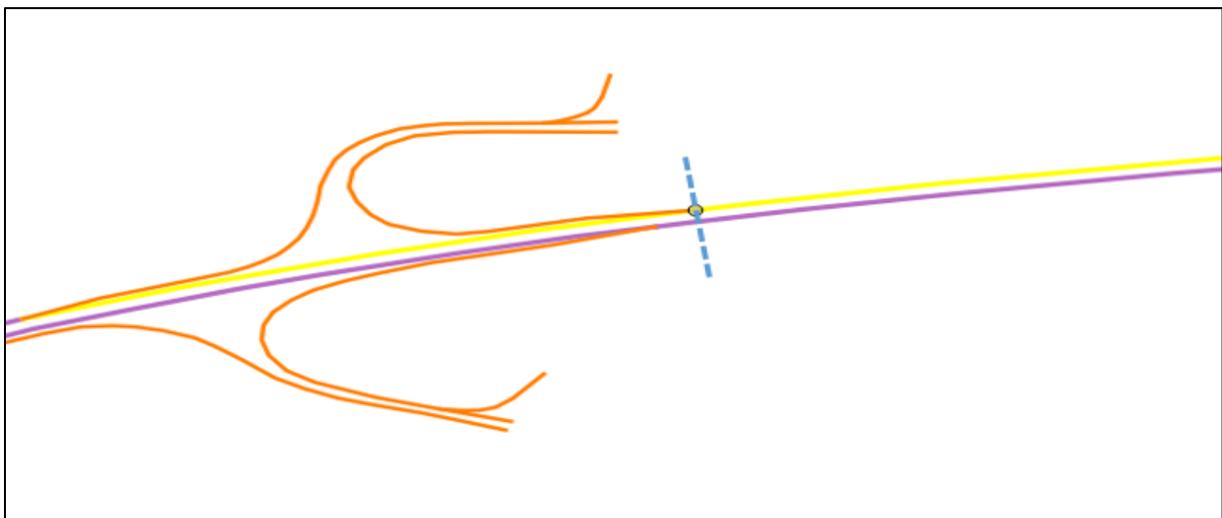


Abbildung 7: Über einen Verknüpfungspunkt hinausgehender Linestring

Um zu gewährleisten, dass alle Verknüpfungspunkte das Ende bzw. den Anfang eines Linestrings darstellen und Situationen wie in Abbildung 7 nicht mehr auftreten, wurde durch den Verfasser ein Algorithmus⁴ entwickelt, der Linestrings, die über Verknüpfungspunkte hinausgehen, automatisch trennt. In der in Abbildung 7 dargestellten Situation spaltet der Algorithmus den Linestring am Verknüpfungspunkt in zwei Linestrings auf. Bis auf die einzigartigen Attribute *gid* und *osm_id* (sog. Primärschlüsselattribute, mit denen ein Linestring eindeutig referenziert werden kann) erhalten beide

⁴ Für die rechnerbasierte Netzbearbeitung wird die Software *Python(x,y)* verwendet. [PYTHON 02/2016]

Linestrings die Attributausprägungen des Ursprungslinestrings. Der Algorithmus ist darauf ausgelegt, einen Linestring erforderlichenfalls in bis zu fünf neue aufzuspalten.⁵

Nach der Anwendung des Algorithmus steht ein verändertes OSM-Netz zur Verfügung, in dem der in Abbildung 7 dargestellte Fall nicht mehr auftritt. Dieses Netz besteht nicht mehr länger aus ca. 11.000, sondern aus mehr als 11.500 Linestrings. Das Netz ist genau um die Anzahl an Linestrings gewachsen, in der der Fall aus Abbildung 7 auftritt.

Anschließend wurde ein Algorithmus entwickelt, der die Startpunkte der einzelnen Autobahnen findet und die zu der Autobahn gehörigen Linestrings - ausgehend vom Startpunkt - in der richtigen Reihenfolge hintereinander aufreihet. Startpunkte bzw. Startkoordinaten sind dadurch gekennzeichnet, dass sie jeweils am Beginn eines Linestrings liegen und gleichzeitig nur einmal im gesamten OSM-Netz vorkommen. In allen anderen Fällen stellt der Startpunkt eines Linestrings den Endpunkt des vorangegangenen dar und kommt damit mindestens zwei Mal vor.

Das OSM-Netz liegt – dargestellt in Tabellenform – nun also geordnet vor. Ausgehend vom ersten Startpunkt werden die einzelnen Autobahnen im nächsten Algorithmus abgearbeitet: der erste Linestring erhält die Abschnittsnummer „0“; sobald ein Verknüpfungspunkt am Ende eines Linestrings liegt oder die Autobahn endet, erhöht sich die Abschnittsnummer.⁶ Das Ende einer Autobahn kann u.a. durch die Veränderung der Ausprägung des Attributs „ref“ (Autobahnnummer) erkannt werden.

Auf diese Weise werden im OSM-Netz 2.450 Abschnitte gebildet. Basierend auf deren Länge wird entschieden, ob es sich um „freie Strecken“ oder „Knotenpunktbereiche“ handelt. Insgesamt werden 1.473 Abschnitte als „freie Strecken“ kategorisiert. Die restlichen 977 Abschnitte werden der Kategorie „Knotenpunktbereiche“ zugeordnet.

Zuletzt erhält jeder Linestring das zusätzliche Attribut „AK“. Liegt der betroffene Linestring im Bereich eines von 39 ausgewählten Autobahnkreuzen, so nimmt AK die Ausprägung „1“ an (andernfalls „0“). Diese Maßnahme ermöglicht die Markierung von Abschnitten in Autobahnkreuzen und damit die gezielte Analyse des Verkehrsablaufs in diesen Bereichen.

Tabelle 3 zeigt die grundlegenden Merkmale des entstandenen Netzes, auf dessen Grundlage alle im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Auswertungen erfolgen. Dabei ist wichtig, dass Autobahnkreuze keine eigene Abschnittskategorie darstellen, sondern entweder zu freien Strecken oder Knotenpunktbereichen gezählt werden. Im Bereich der 39 ausgewählten Autobahnkreuze befinden sich 247 Abschnitte. Die Abschnittslänge unterliegt einer starken Streuung. Insgesamt gilt aber, dass 90 % der Abschnitte eine Länge von weniger als 5 km aufweisen.

Tabelle 3: Merkmale des fertigen OSM-Netzes

Kategorie	Anzahl	Spannweite der Länge [m]	Mittlere Länge [m]	Variationskoeffizient [%]
Freie Strecken	1.473	600 – 14.573	2.816	89
Knotenpunktbereiche	977	15 - 599	307	38
Autobahnkreuze	247	96 – 2.206	718	61
Alle	2.450	15 – 14.573	1.816	127

⁵ Der Fall, dass auf einem Linestring bis zu vier Verknüpfungspunkte liegen, tritt im OSM-Netz ebenfalls mehrfach auf. Hierbei handelt es sich um Bereiche in Autobahnkreuzen, an denen viele Verknüpfungspunkte in kurzer räumlicher Abfolge auf die durchgehende Fahrbahn treffen.

⁶ Verknüpfungspunkte mit Ein- und Ausfahrten von Rastanlagen und Parkplätzen wurden manuell aussortiert, da die Veränderung der Verkehrsnachfrage und –zusammensetzung an diesen Punkten als nicht stark genug eingeschätzt wird, um einen Abschnittswechsel rechtfertigen zu können.

Die Tabelle 4 zeigt den prinzipiellen Aufbau des fertigen OSM-Netzes in tabellarischer Form.⁷ Jeder Linestring wird durch eine Zeile repräsentiert. In der ersten Spalte wird angegeben, ob der Linestring zu einem Knotenpunktbereich (KP) oder zu einer freien Strecke (FS) gehört. In der zweiten Spalte wird angegeben, ob er zusätzlich als Autobahnkreuz (AK) gekennzeichnet ist. Der dritten Spalte ist die Abschnittsnummer zu entnehmen. Da ein Abschnitt i.d.R. aus mehreren Linestrings besteht, haben die betroffenen Linestrings dieselbe Abschnittsnummer. In der vierten Spalte wird die einmalige *gid* angegeben, die den jeweiligen Linestring eindeutig referenziert. Unter „ref“ wird die Autobahn angegeben, die durch den Linestring dargestellt wird. In der Spalte „geometry“ werden die Geometrie-Informationen hinterlegt, die für den räumlichen Abgleich mit FCD und für die Darstellung in Geo-Informationssystemen unerlässlich sind.

Tabelle 4: Prinzipieller Aufbau des fertigen OSM-Netzes

Kat	AK	Abs-Nr	gid	ref	geometry
FS	0	125	456	A 3	LINestring(x1y1, x2y2, ...)
FS	0	125	458	A 3	LINestring(x1y1, x2y2, ...)
KP	1	126	516	A 3	LINestring(x1y1, x2y2, ...)

3.4 Justierung von räumlichen Parametern für Datenbankabfragen

In der geospatialen Datenbank liegen – wie oben bereits dargelegt – sowohl die FCD als auch die Autobahnen mit ihren zugehörigen Geometrie-Informationen vor. Die Autobahnen wurden zuvor (siehe 3.3) in Abschnitte eingeteilt, die jeweils mehrere Linestrings umfassen. Um die zu einem Abschnitt gehörenden FCD zu extrahieren, wird die Geometrie der Linestrings mit der Geometrie der FCD verglichen. Der Abgleich erfolgt anhand der folgenden zwei Kriterien:

- Richtung
- Abstand

Mit „Richtung“ ist gemeint, dass sowohl Linestrings als auch FCD über eine Richtungsangabe verfügen. Bei den Linestrings wird damit angegeben, in welche Kompassrichtung (Angaben in 0° - 360°) die Straße führt. Bei FCD wird angegeben, in welche Richtung das Fahrzeug zum Zeitpunkt der Erstellung des Datentupels gefahren ist. FCD, deren Richtung zu stark von der Richtung des Linestrings abweicht, als dass dies durch einen Fahrstreifenwechsel o.ä. zu erklären wäre, werden ausgeschlossen. Als maximale Abweichung (Differenz zwischen Linestring-Richtung und FCD-Richtung) und damit als Filterparameter wird 40° verwendet. Der Wert wurde deshalb so hoch angesetzt, weil die Fahrbahn nicht immer genau in die Richtung führt, die als Linestring-Richtung angegeben wird.⁸ Daher sollte eine entsprechende Toleranz gewährt werden.

Der „Abstand“ zwischen Linestrings und FCD ist als wichtigstes Filterungsmerkmal zu berücksichtigen. In Worten ausgedrückt erfolgt die Datenbankabfrage, indem dazu aufgefordert wird, alle FCD zu extrahieren, die in einem bestimmten Pufferbereich um den Linestring herum zu finden sind. Diese Vorgehensweise lässt sich anhand zweier Argumente rechtfertigen: Erstens unterliegen Positionserfassungen mittels GPS einer gewissen Ungenauigkeit. Werden FCD mit einem großzügigen Pufferabstand um einen Linestring extrahiert und ihre Position anschließend in einer geeigneten Software relativ zur Fahrbahn dargestellt, so wird es immer FCD geben, die neben der Fahrbahn liegen, obwohl dort kein Fahrzeug gefahren sein kann. Diese FCD sollten dann der Fahrbahn

⁷ Die Form der in der Datenbank hinterlegten Relation unterscheidet sich von der hier dargestellten.

⁸ Die Linestring-Richtung wird berechnet als Kompassrichtung zwischen erster und letzter Koordinate des Linestrings in Fahrtrichtung. Die Fahrbahn führt allerdings nicht immer auf gerader Strecke von erstem zu letztem Punkt. Daher muss die Richtung der FCD nicht genau der Linestring-Richtung entsprechen. Zusätzlich ist eine Toleranz für Fahrstreifenwechsel zu berücksichtigen.

zugeordnet werden und in die entsprechenden Auswertungen mit einfließen. Zweitens ist ein Linestring, wie oben erwähnt, eine Linie zwischen Punkten und stellt damit keine Fläche dar. Die Fahrbahn, die durch den Linestring repräsentiert wird, stellt jedoch sehr wohl eine Fläche dar. Ein Pufferabstand um den Linestring ist demnach notwendig, um dem Flächencharakter der Fahrbahn gerecht zu werden.

Werden die Daten eines Autobahnabschnitts extrahiert, wird der Gegenverkehr bereits durch den Abgleich der Richtung (siehe oben) von der Abfrage ausgeschlossen. Da Autobahnen zudem i.d.R. in einiger Entfernung zu anderen Straßen liegen, kann der Pufferbereich normalerweise großzügig gewählt werden, sodass möglichst viele Daten extrahiert werden und in die Auswertung einfließen. Es kann allerdings vorkommen, dass Autobahnen streckenweise von parallel verlaufenden Straßen flankiert werden, sodass FCD, die eigentlich der Straße und nicht der Autobahn zugeordnet werden müssten, in die Abfrage mit einfließen. In diesem Fall bestünde die Gefahr, dass Kennziffern wie bspw. die Durchschnittsgeschwindigkeit auf dem betrachteten Abschnitt verzerrt werden.

Um einen Pufferabstand zu bestimmen, der solche Verzerrungen weitestgehend ausschließt, wurden Datenbankabfragen mit verschiedenen Abständen durchgeführt. Abbildung 8 zeigt die BAB 40 an der AS Mülheim-Winkhausen. Alle FCD, die bei einem vorgegebenen Pufferabstand von 0.0001° extrahiert wurden, sind in blauer Farbe dargestellt. Die Pfeilrichtung entspricht der im Datentupel angegebenen Fahrtrichtung. Bei einer Vergrößerung des Pufferabstands werden zusätzliche Daten extrahiert, die in größerer Entfernung vom Linestring liegen. Die Abbildung zeigt deutlich, dass bei einem Abstand von 0.0003° auch die auf den Aus- und Einfahrtsrampen liegenden FCD extrahiert werden. Da die Geschwindigkeiten dort i.d.R. niedriger sein dürften als auf der durchgehenden Fahrbahn, würden Kennziffern bei einem Pufferabstand von 0.0003° verzerrt werden. Gleichwohl werden auch bei einem Pufferabstand von 0.0002° FCD extrahiert, bei denen keine Aussage darüber getroffen werden kann, ob sie zur durchgehenden Fahrbahn gehören oder zur Rampe. Ein in dieser Hinsicht zufriedenstellendes Ergebnis liefert offenbar erst der Abstand von 0.0001° .

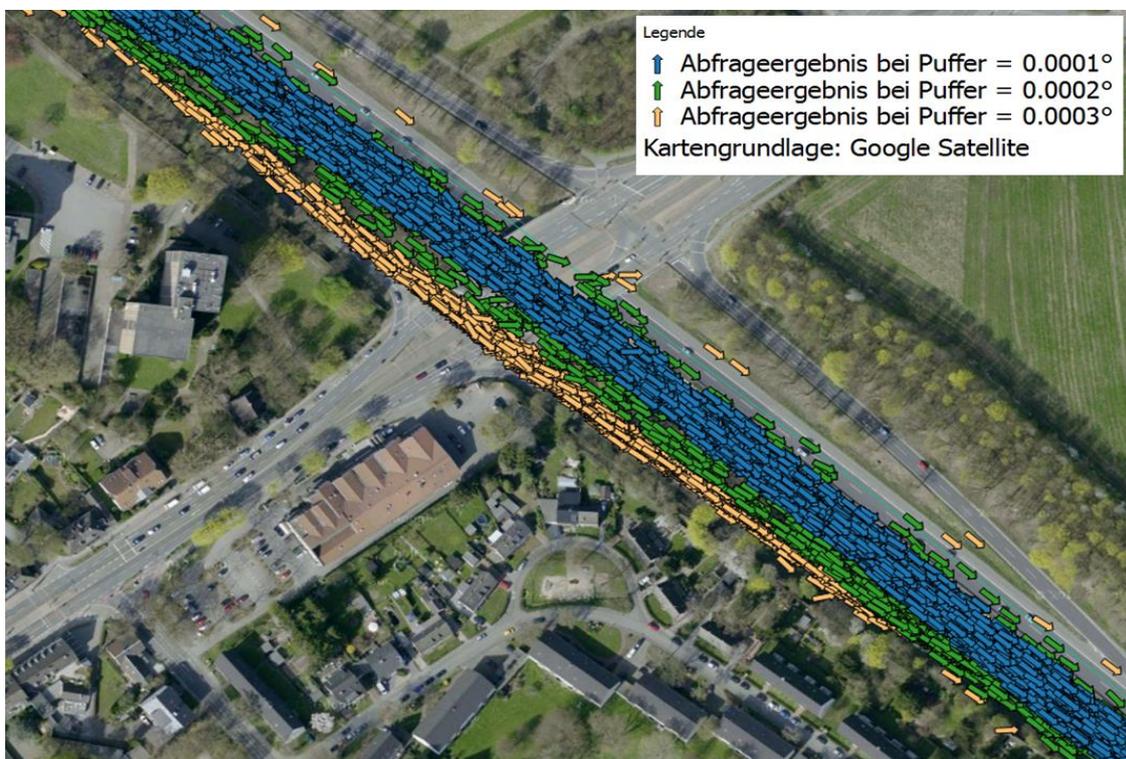


Abbildung 8: Datenmenge bei verschiedenen Pufferabständen
(Kartengrundlage: Google Maps)

Eine Reduzierung des Pufferabstandes auf 0.0001° hat jedoch nicht nur eine „genauere“ Datenextraktion bei räumlichen Gegebenheiten wie in Abbildung 8 dargestellt zur Folge, sondern verringert allgemein auch die Datenmenge, die für die Auswertung zur Verfügung steht. Die Mehrheit der Abschnitte weist keine in nächster Nähe parallel verlaufenden Straßen oder Rampen auf, weswegen es dort zu einer *unnötigen* Datenmengenreduzierung käme.

Um nun den geeigneten Pufferabstand zu bestimmen, wurden Datenauswertungen für 200 nach dem Zufallsprinzip ausgewählte Abschnitte durchgeführt. Zunächst wurde ein Pufferabstand von 0.0002° verwendet, anschließend ein Abstand von 0.0001° . Neben der Menge an jeweils extrahierten FCD wurde auch die Durchschnittsgeschwindigkeit bestimmt. Die Auswertungsergebnisse sind in Tabelle 5 dargestellt.

Tabelle 5: Auswertungsergebnisse bei unterschiedlichem Pufferabstand

Merkmal	Mittlere Veränderung bei Pufferreduzierung	
	absolut	%
Datenmenge	4.570	15,6
Geschwindigkeit [km/h]	1,09	1,4

Die Inhalte der Tabelle 5 müssen unter der folgenden Prämisse betrachtet werden:

Einerseits gilt, dass die Datenmenge bei reduziertem Pufferabstand kleiner oder gleich der Menge bei nicht-reduziertem Abstand ist. Im Mittel muss also von einer kleineren Datenmenge ausgegangen werden, was sich mit Blick auf Tabelle 5 bestätigt. Die Datenmenge verringert sich durchschnittlich um 15,6 %. Andererseits ist zu erwarten, dass die ermittelte Durchschnittsgeschwindigkeit auf einem Autobahnabschnitt steigt, wenn durch die Reduzierung des Pufferabstands FCD ausgeschlossen werden, die eigentlich parallel zur Autobahn verlaufenden Straßen zuzuordnen sind (weil dort geringere Geschwindigkeiten gefahren werden). Auch diese Erwartung bestätigt sich mit Blick auf Tabelle 5. Die mittlere Abweichung zwischen beiden Auswertungsergebnissen liegt allerdings bei 1,4 % und ist damit sehr gering. Nur auf jedem zweiten Abschnitt beträgt die Geschwindigkeitsdifferenz mehr als 0,6 % bzw. 0,5 km/h. Die Ergebnisse zeigen, dass ein Pufferabstand von 0.0002° *i.d.R.* nicht zu einer Verzerrung des Mittelwerts führt.

Die größten Unterschiede bzgl. der Durchschnittsgeschwindigkeit (20 % der Unterschiede sind größer als 3,4 km/h, der maximale Unterschied liegt bei 8,3 km/h) finden sich nahezu ausschließlich im Bereich von Autobahnkreuzen. Diese Besonderheit lässt sich unter Verweis auf Abbildung 9 erklären. Dargestellt wird der Kreuzungsbereich der BAB 3 (Nord-Süd-Richtung) und der BAB 1 (Ost-West-Richtung) im Leverkusener Kreuz sowie die der Fahrtrichtung Osten zuzuordnenden FCD. Es ist gut zu erkennen, dass zwischen den FCD systematische Geschwindigkeitsunterschiede bestehen: die obere Hälfte der FCD-„Spur“ ist überwiegend dunkelgrün gefärbt und weist damit Geschwindigkeiten von mehr als 80 km/h auf. Die untere Hälfte ist überwiegend hellgrün bis gelblich gefärbt und weist damit geringere Geschwindigkeiten auf. Zu erklären ist dieses Phänomen damit, dass die oberen FCD zur durchgehenden Fahrbahn gehören, während die unteren FCD der Verteilerfahrbahn zuzuordnen sind. Auf Verteilerfahrbahnen finden Brems- und Beschleunigungsvorgänge aufgrund von Verflechtungsverkehren statt, sodass dort im Mittel geringere Geschwindigkeiten gefahren werden.

In Autobahnkreuzen führt ein Pufferabstand von 0.0002° daher mit hoher Wahrscheinlichkeit zu verzerrten Kennziffern. Für die als Autobahnkreuze gekennzeichneten Abschnitte wird daher ein Pufferabstand von 0.0001° gewählt. Die Auswertungsergebnisse für freie Strecken oder Knotenpunktbereiche, die in Autobahnkreuzen liegen, aber nicht als solche markiert wurden, können dann ggf. mit einem Korrekturfaktor, der für jede der ausstehenden Auswertungen berechnet wird, angepasst werden. Zur Berechnung des Korrekturfaktors wird die betreffende Auswertung für Autobahnkreuze jeweils zweimal (mit den zwei verschiedenen Abständen) durchgeführt. Der

Korrekturfaktor wird mittels linearer Regression ermittelt. Korrekturfaktoren sind dem Anhang 1.1 zu entnehmen.

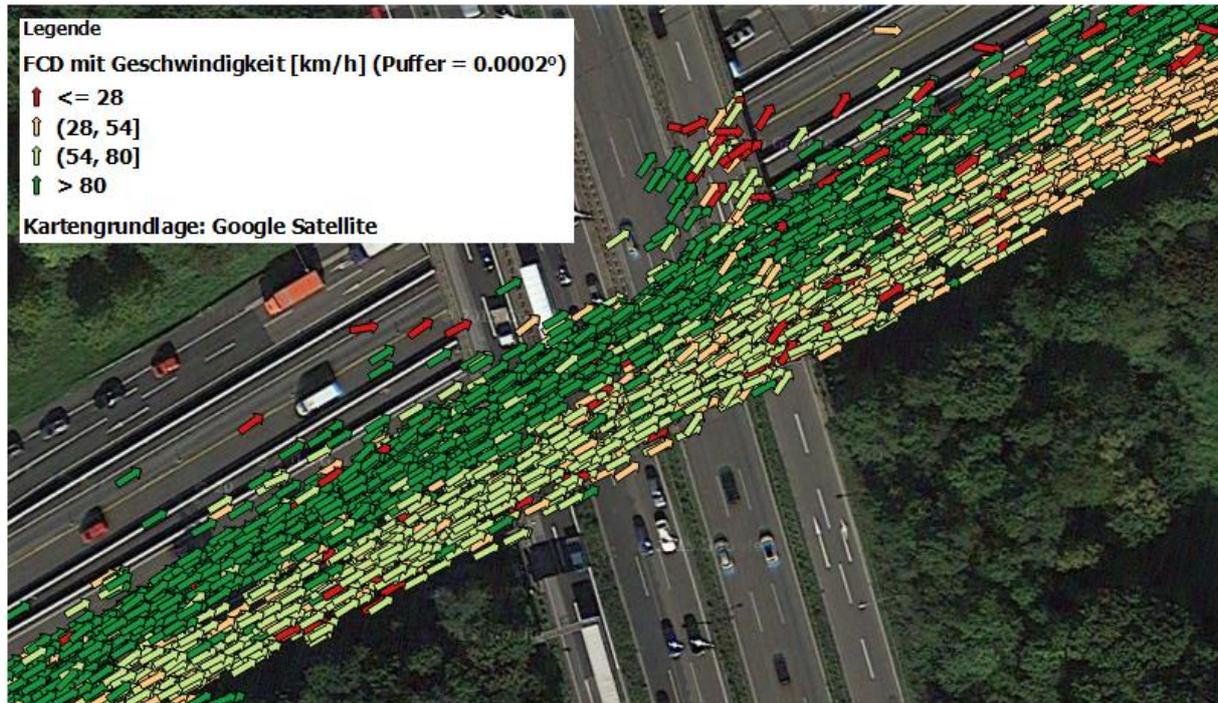


Abbildung 9: Geschwindigkeiten auf durchgehender Fahrbahn und der Verteilerfahrbahn
(Kartengrundlage: Google Maps)

Die letztlich verwendete SQL-Abfrage, mit der die FCD aus der Datenbank⁹ extrahiert wurden, lässt sich in Worten folgendermaßen ausdrücken:

„Extrahiert werden sollen alle FCD, deren Richtung von der Richtung des betroffenen Linestrings nicht um mehr als 40° abweicht, und die in einem Pufferabstand von maximal 0.0002° vom betroffenen Linestring liegen.“

Für als „Autobahnkreuz“ markierte Abschnitte wird – wie oben erwähnt – ein Pufferabstand von 0.0001° verwendet. Besteht ein Abschnitt aus mehreren Linestrings, was i.d.R. der Fall ist, werden die FCD der einzelnen Linestrings gesammelt und im Anschluss zusammen ausgewertet.

⁹ Verwendetes Datenbankmanagementsystem: PostgreSQL [POSTGRESQL 02/2016]

4 Grundausswertungen und Verteilungsanalyse

Nach der Vorbereitung des OSM-Netzes und der Einstellung der Parameter zur räumlichen Abfrage wurden für jeden Abschnitt die in Tabelle 6 aufgeführten statistischen Verteilungskennziffern berechnet. Die Kennziffern wurden ausschließlich für das Merkmal *velocity* – also Geschwindigkeit – berechnet. Der Begriff „Grundausswertung“ bedeutet hierbei, dass die FCD der einzelnen Abschnitte über das gesamte Jahr 2012 aggregiert werden. Zwar werden dabei die Daten von Ferien- und Feiertagen ausgeschlossen, um möglichst repräsentative Kennziffern berechnen zu können. Es findet insgesamt aber keine Einteilung der FCD in Monate, Tage oder sonstige Zeiträume statt.

Tabelle 6: Im Rahmen der Grundausswertungen berechnete Verteilungskennziffern

Verteilungskennziffer
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte
Median der Geschwindigkeitswerte
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte
V_{85} der Geschwindigkeitswerte

Zur Berechnung der Verteilungskennziffern stehen verschiedene Methoden zur Verfügung. So besteht zunächst einmal die Möglichkeit, jedes FCD-Tupel und damit jeden Geschwindigkeitswert mit der gleichen Gewichtung in die Auswertung einfließen zu lassen. Gegen diese Methode kann eingewendet werden, dass das Sende- und Fahrverhalten der Fahrzeuge nicht berücksichtigt wird. So hinterlassen Fahrzeuge, die eine hohe FCD-Sendefrequenz aufweisen oder vergleichsweise langsam fahren *ceteris paribus* mehr Daten auf einem Abschnitt als Fahrzeuge mit niedriger Sendefrequenz oder hoher Geschwindigkeit. Sie haben damit auch einen stärkeren Einfluss auf die Verteilungskennziffern.¹⁰

Deswegen empfiehlt es sich, die in jedem FCD-Tupel enthaltene Asset-ID (siehe 2) zu verwenden, um Fahrzeuge auf jeweils *einen* Wert zu reduzieren. Hierzu wird folgendermaßen verfahren: Alle FCD-Tupel mit identischer Asset-ID werden gesammelt. Anschließend wird der Durchschnitt der zugehörigen Geschwindigkeitswerte berechnet. Diese Durchschnittswerte werden im Folgenden als *Fahrzeuggeschwindigkeiten* bezeichnet und als Grundlage für die Berechnung von Verteilungskennziffern verwendet. An dieser Stelle ist nochmal daran zu erinnern, dass sich Asset-IDs im 2012er-Datensatz täglich verändern. Hinterlässt ein einzelnes Fahrzeug auf einem Abschnitt also an verschiedenen Tagen FCD, wird es mit mehreren Fahrzeuggeschwindigkeiten und damit weiterhin mit mehr als nur einem Wert in die Auswertung eingehen. Da dieses Problem den FCD aufgrund der Anonymisierung inhärent ist und im Rahmen dieser Arbeit auch nicht gelöst werden kann, wird der Einfachheit halber unterstellt, dass Asset-IDs in jedem Fall ein *einziges* Fahrzeug referenzieren.

Nun besteht noch das Problem, dass einzelne Zeitscheiben stärkeren Einfluss auf die Verteilungskennziffern nehmen als andere. Bspw. ist die Verkehrsmenge in der Hauptverkehrszeit höher, Stau und damit niedrige Geschwindigkeiten treten gehäuft auf. Infolgedessen werden auch mehr FCD generiert, sodass auf der Grundlage von Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnete Verteilungskennziffern eher diejenigen Zeiten repräsentieren, in denen viel Verkehr oder Stau herrscht. Das Problem ist zu lösen, indem die einzelnen Zeitscheiben mit gleichem Gewicht in die

¹⁰ Zwar liegt die mittlere Anzahl von FCD, die ein Fahrzeug auf einem Abschnitt hinterlässt, im FC-Datensatz 2012 bei lediglich 1,5. In Einzelfällen kann diese Zahl aber deutlich höher liegen. Der geringe Mittelwert von 1,5 erklärt sich dadurch, dass Asset-IDs täglich wechseln. Im 2010er-Datensatz liegt die mittlere Anzahl an FCD je Asset-ID und Abschnitt bei 3,8. Der Maximalwert beträgt 23 FCD je Asset-ID. Dies ergab eine Untersuchung von jeweils 100 Abschnitten. Im Rahmen der Grundausswertungen wurden lediglich einzigartige Asset-IDs gezählt, nicht aber die Menge zugehöriger FC-Daten.

Auswertung einfließen. Dazu kann jede Stunde des Jahres 2012, für die FCD vorliegen, mit ihrem Geschwindigkeitsdurchschnitt in die Auswertung einfließen. Die Berechnung des Stundendurchschnittswertes kann sowohl auf der Grundlage von Fahrzeuggeschwindigkeiten als auch auf nicht-gruppierter FCD erfolgen.

Um beurteilen zu können, inwiefern sich die Ergebnisse der jeweiligen Aggregationsmethoden voneinander unterscheiden, wurde die Durchschnittsgeschwindigkeit für 250 zufällig ausgewählte Linestrings, deren Länge mindestens 500 m beträgt, mit jeder der drei Methoden ermittelt. Bei der Gruppierung nach Jahresstunde wurde keine zusätzliche Gruppierung nach Fahrzeugen innerhalb der jeweiligen Jahresstunde vorgenommen. Die Resultate sind der Tabelle 7 zu entnehmen.

Tabelle 7: Abfrageergebnisse bei unterschiedlichen Aggregationsmethoden

Mittlere FCD-Menge	Durchschnittsgeschwindigkeit [km/h]		
	Methode 1 Grundlage: nicht gruppierte FCD	Methode 2 Grundlage: Fahrzeuggeschwindigkeit	Methode 3 Grundlage: gruppiert nach Jahresstunde
25.669	79,87	80,89	81,69

Es zeigt sich, dass Methode 2 eine im Mittel um 1,02 km/h höhere Durchschnittsgeschwindigkeit ergibt als Methode 1. Der mittlere Unterschied zwischen der Methode 1 und Methode 3 beträgt 1,82 km/h. Die Unterschiede erscheinen auf den ersten Blick gering, können in Einzelfällen jedoch sehr deutlich ausfallen. So beträgt der maximale Unterschied zwischen Methode 1 und Methode 3 mehr als 22 km/h. Eine genaue Untersuchung des betroffenen Linestrings, der auf der A 57 auf Höhe des Autobahnkreuzes Neuss-West liegt, ergab, dass der Unterschied zwischen Neben- und Hauptverkehrszeiten dort besonders hoch ist.

Wird auf dem betroffenen *Abschnitt* eine Auswertung nach Methode 1 für die Nebenverkehrszeit (also außerhalb der Zeiträume 6h-10h und 15h-19h) durchgeführt, so liegt die Geschwindigkeit im Mittel bei 61 km/h. Eine entsprechende Auswertung für die Hauptverkehrszeit ergibt eine mittlere Geschwindigkeit von 34 km/h. Zwar liegen mehr als 15.000 Werte für die Hauptverkehrszeit vor und nur ca. 11.200 für die Nebenverkehrszeit. Gleichzeitig verteilen sich die Werte der Nebenverkehrszeit jedoch auf 2.333 Jahresstunden, während die Werte der Hauptverkehrszeit durch 1.503 Jahresstunden repräsentiert werden. Bei einer Auswertung nach Methode 3 fließen die Werte der Nebenverkehrszeit daher deutlich stärker ein als die der Hauptverkehrszeit.

Es erscheint mithin nicht sinnvoll, eine Gruppierung nach Jahresstunde anzuwenden. Zwar nimmt die NVZ zwei Drittel der gesamten Tageszeit ein, was eine stärkere Repräsentierung im Auswertungsergebnis rechtfertigen könnte. Es handelt sich bei der NVZ – das gilt insbesondere für die Nachtstunden – jedoch nicht um die für die Verkehrsnachfrager relevante Zeit, weswegen die Verkehrsmenge und damit die Wahrscheinlichkeit von Stau – und Engpassereignissen wesentlich geringer ist als zur HVZ. Gerade aus der Perspektive des Infrastrukturnutzers ist es daher nicht zweckmäßig, die Nebenverkehrszeit derart stark in die Auswertung einfließen zu lassen.

Die anstehenden Auswertungen werden folglich auf der Grundlage von Methode 2 durchgeführt. Dadurch wird – wie oben bereits geschildert – verhindert, dass das Sende- und Fahrverhalten der Fahrzeuge einen Einfluss auf die Auswertung hat. Zudem wird eine automatische Zeitgewichtung im Sinne des Infrastrukturnutzers gewährleistet, da die FCD i.d.R. gut dazu geeignet sind, die tägliche Schwankung der Verkehrsnachfrage nachzustellen. Hierzu sei auf Abbildung 10 verwiesen, die aus FCD und aus Dauerzählstellendaten abgeleitete Verkehrsmengen gegenüberstellt.

Dazu wurden sämtliche FCD, die an einem beliebigen Wochentag (Montag – Freitag) erfasst wurden, der ihrem Zeitstempel entsprechenden Tagesstunde zugeordnet. Anschließend wurde die Anzahl einzigartiger Asset-IDs für jede Tagesstunde bestimmt. Diese Anzahl entspricht somit der über das Jahr 2012 kumulierten Menge an Fahrzeugen, die auf dem betreffenden Abschnitt wochentags zu einer bestimmten Stunde erfasst wurden.

Auf Basis der Stundenzählwerte der auf diesem Abschnitt liegenden Dauerzählstelle [BAST 02/2016] konnten die *durchschnittlichen* Schwerverkehrsmengen berechnet werden, die im Jahr 2012 wochentags zur jeweiligen Uhrzeit auftraten. Während es sich bei der FCD-Verkehrsmenge also um eine über das Jahr 2012 aufsummierte Menge an Asset-IDs handelt, stellt die aus Dauerzählstellendaten abgeleitete Verkehrsmenge einen gemittelten Wert je Stunde dar. Dieses Vorgehen ist notwendig, weil die FCD eine so geringe Durchdringung aufweisen, dass ein aussagekräftiger Vergleich nur durch Kumulation angestellt werden kann. [LEERKAMP & KLEMMER 2014] Aus Gründen der Übersichtlichkeit und der besseren Vergleichbarkeit wurden beide Zahlenreihen auf den Bereich [0 - 1] normiert.

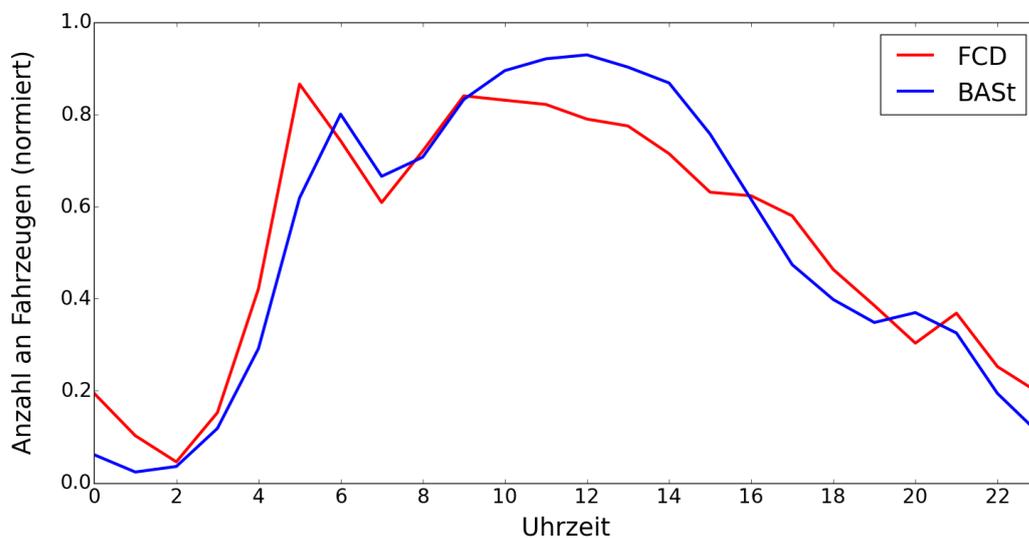


Abbildung 10: Normierte Tagesganglinien aus FCD und BAST-Daten
(BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim, Jahr 2012)

Es zeigt sich, dass die mit Asset-IDs erstellte Ganglinie einen ganz ähnlichen Tagesverlauf wie die aus Dauerzählstellendaten ermittelte Ganglinie aufweist und die Werte aus beiden Datenquellen stark korrelieren. Für die anstehenden Grundausswertungen, in denen FCD über das gesamte Jahr 2012 aggregiert werden, bedeutet das, dass die Gruppierung nach Asset-IDs (Methode 2, Tabelle 7) gut dazu geeignet ist, die Berechnung der Verteilungskennziffern im Sinne des Infrastrukturnutzers zu gewichten, zumal diejenigen Tageszeiten besonders stark ins Gewicht fallen, in denen tatsächlich die höchsten Schwerverkehrsmengen und damit die meisten „relevanten“ Nutzer verzeichnet werden.

Zusammenfassend funktioniert die Berechnung der Verteilungskennziffern für einen Abschnitt also folgendermaßen: Alle FCD, die dem Abschnitt durch die räumliche Filterung zugeordnet werden, werden nach Asset-IDs (Fahrzeugen) gruppiert. Für jede Asset-ID wird der Mittelwert der zugehörigen Geschwindigkeitsmessungen, d.h. die Fahrzeuggeschwindigkeit, bestimmt. Aus den Fahrzeuggeschwindigkeiten werden dann die Verteilungskennziffern des Autobahnabschnitts berechnet. Wird für einen Abschnitt der Mittelwert 80 km/h berechnet, so bedeutet das also, dass die darauf erfassten Fahrzeuge (Asset-ID) im Mittel eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 80 km/h aufwiesen.

4.1 Grundausswertungen – Darstellung der Ergebnisse

Für die Grundausswertungen wurden grundsätzlich nur FCD verwendet, die nicht an Feier- oder Schulfertagen generiert wurden. Um Unterschiede zwischen HVZ und NVZ analysieren zu können, wurden gesonderte Auswertungen durchgeführt, bei denen FCD der jeweils anderen Verkehrszeit unberücksichtigt blieben. Um bspw. die Verteilungskennziffern für die HVZ des Jahres 2012 zu berechnen, wurden sämtliche FCD, deren Zeitstempel *nicht* dem Zeitraum zwischen 06:00 Uhr und 10:00 Uhr sowie zwischen 15:00 Uhr und 19:00 Uhr zuzuordnen ist, ausgeschlossen. Auf die so ermittelten Unterschiede zwischen HVZ und NVZ wird im Rahmen der Zuverlässigkeitsanalysen in 5.5.1 eingegangen.

Insgesamt wurden im Rahmen der Grundausswertungen sechs Kennziffern in jeweils zwei Datensätzen (2010 und 2012) zu jeweils drei verschiedenen Verkehrszeiten (HVZ, NVZ, Allgemeine Verkehrszeit) für 2.450 Abschnitte berechnet. Die Grundausswertungen liefern somit 88.200 einzelne Resultate. Diese sind in aggregierter Form, sortiert nach Datensatz und Verkehrszeit, im Anhang 4.1 tabellarisch dargestellt. Der beigefügten CR-ROM sind alle Einzelergebnisse zu entnehmen. Zur exemplarischen Beschreibung und Analyse der Auswertungsergebnisse wird der Fokus in diesem Kapitel auf die allgemeine Verkehrszeit (AVZ) für den Datensatz des Jahres 2012 gelegt.

Die sowohl in diesem als auch im 5. Kapitel dargestellten Auswertungsergebnisse können nicht anhand anderer Untersuchungen auf ihre Plausibilität überprüft werden, zumal eine Analyse von Lkw-Geschwindigkeiten im gesamten nordrhein-westfälischen Autobahnnetz weder für die Jahre 2010 und 2012 noch für einen anderen Zeitraum vorliegt. Nach dem Gesetz der großen Zahlen¹¹ können Verteilungskennziffern jedoch zuverlässig abgeschätzt werden, wenn eine ausreichend große Stichprobe vorliegt. Bevor die Auswertungsergebnisse präsentiert werden, ist daher ein Blick auf die je Abschnitt zur Verfügung stehende Datenmenge geboten.

4.1.1 Stichprobengröße

Die Fahrzeugmenge je Abschnitt, d.h. die Menge an einzigartigen Asset-IDs und damit die eigentliche Stichprobengröße, ermöglicht ein Urteil über die Aussagekraft der Auswertungsergebnisse. Die Fahrzeugmenge nimmt mit steigender Abschnittslänge tendenziell zu. Dieser Zusammenhang ist offensichtlich, zumal auf längeren Abschnitten *ceteris paribus* mehr Daten liegen. Die Abschnittslänge kann allerdings nur 47 % der Mengestreueung erklären, wie eine lineare Regression zwischen beiden Größen zeigt. Demnach hängt die konkrete Ausprägung der Fahrzeugmenge von zusätzlichen Merkmalen ab. Auch diese Erkenntnis ist nicht überraschend, zumal in verschiedenen Bereichen des Autobahnnetzes bspw. verschiedene (Schwer-)Verkehrsstärken vorherrschen und sich somit auf die Datenmenge auswirken dürften.

Um zu vergleichbaren Aussagen bzgl. der Fahrzeugmenge je Abschnitt zu gelangen, wird die Fahrzeugmenge auf Basis der Abschnittslänge normiert. Die Abbildung 11 stellt die Ausprägungen des Merkmals *Fahrzeugmenge je Meter* in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Es konnten die Daten von 2.441 Abschnitten berücksichtigt werden.¹²

Im Mittel beträgt die Fahrzeugmenge je Meter 11,1. Auf einem Abschnitt von durchschnittlicher Länge (1.816 m, siehe Tabelle 3) sind daher rund 20.000 Fahrzeuge und damit auch 20.000 Fahrzeuggeschwindigkeiten zu erwarten. Die Stichprobengröße für einen durchschnittlichen Abschnitt

¹¹ vgl. u.a. LEINER 2004, Seite 192

¹² Die im OSM-Netz hinterlegte BAB 4 zwischen den Anschlussstellen Düren und Kerpen wurde erst im Jahr 2014 dem Verkehr übergeben. [STRASSEN.NRW 2016] Die dort extrahierten FCD des Jahres 2012 stammen deswegen vom Baustellenverkehr. Die betroffenen neun Abschnitte werden aus sämtlichen Auswertungen ausgeschlossen.

ist dementsprechend groß und sollte ein verlässliches Bild der Verkehrsqualität im betrachteten Zeitraum liefern können. Die Wertespanne der Fahrzeugmenge liegt zwischen 0,2 und 66,1 Fahrzeugen je Meter. Nur ein Zehntel der Abschnitte weist Werte über 23,3 auf. Hierbei handelt es sich ganz überwiegend um Abschnitte, die als Knotenpunktbereiche klassifiziert wurden.

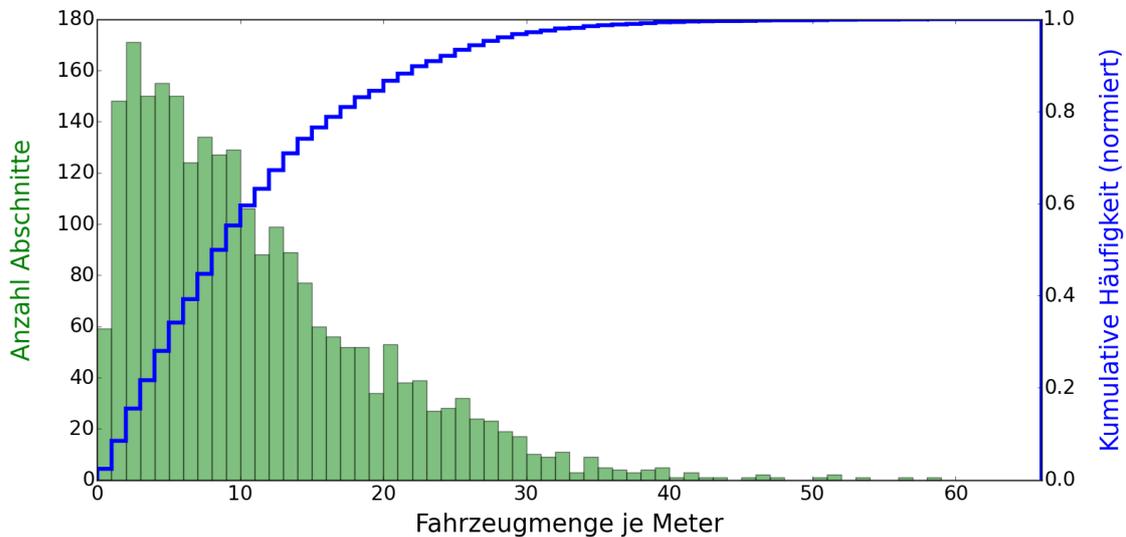


Abbildung 11: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Fahrzeugmenge" (n = 2.441 Abschnitte)

4.1.2 Lageparameter

Die Abbildung 12 stellt die Ausprägungen des Merkmals *Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte* in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar.

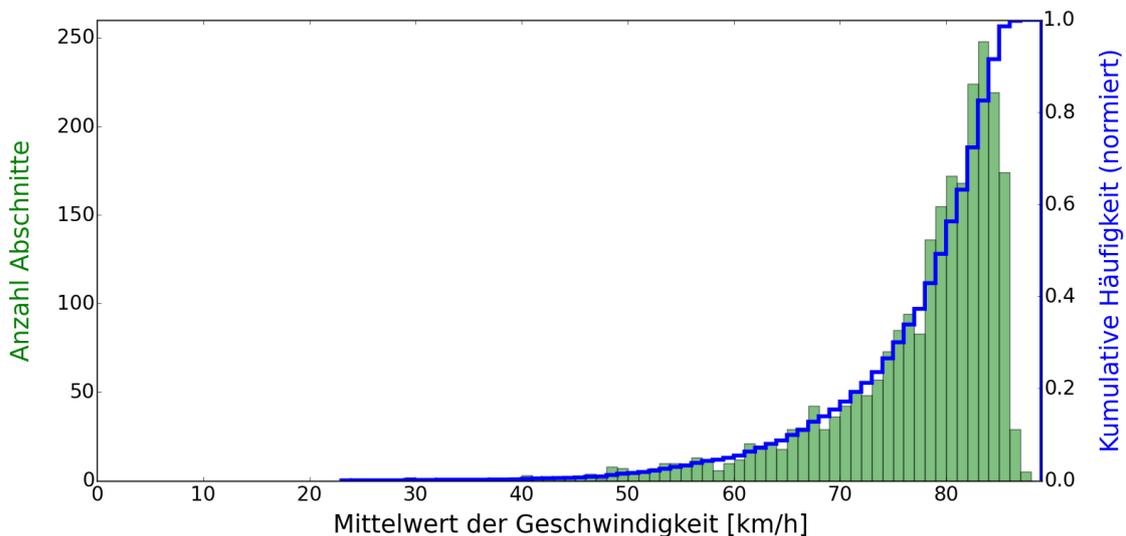


Abbildung 12: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Mittelwert" (n = 2.441 Abschnitte)

Zunächst ist nochmal daran zu erinnern, dass nur Fahrzeuge des Schwerverkehrs berücksichtigt wurden. Der Abschnitt mit der höchsten Durchschnittsgeschwindigkeit weist daher einen Wert von 89,4 km/h auf. Insgesamt zeigt sich, dass die überwiegende Mehrheit der Durchschnittsgeschwindigkeiten, nämlich 73 %, im Bereich über 75 km/h liegt. 65 % der Werte fallen in den Bereich von 75 km/h bis 85 km/h. Der Mittelwert für alle untersuchten Abschnitte liegt bei 77

km/h. In Anbetracht der gesetzlichen Höchstgeschwindigkeit für Schwerverkehrsfahrzeuge von 80 km/h kann konstatiert werden, dass diese auf der absoluten Mehrheit der Abschnitte realisiert werden kann. Wird diese Geschwindigkeit als *angestrebte* Geschwindigkeit angesehen, herrscht im Autobahnnetz aus Sicht des Güterverkehrs eine überwiegend zufriedenstellende Qualität.

Die Abbildung 13 zeigt die räumliche Verteilung der Durchschnittsgeschwindigkeit im Autobahnnetz, wobei die Abschnitte in Abhängigkeit des jeweiligen Geschwindigkeitswerts farblich differenziert wurden. Da sich die große Mehrheit der Werte auf einen vergleichsweise kleinen Geschwindigkeitsbereich beschränkt, würde eine gleichmäßige Einteilung der Spannweite dazu führen, dass nahezu alle Abschnitte in derselben Farbe dargestellt werden. Eine farbliche Unterscheidung ist dann nicht mehr sinnvoll. Daher wurde eine Darstellung gewählt, in der alle Abschnitte, auf denen die gesetzlich vorgeschriebene Höchstgeschwindigkeit im Mittel erreicht oder übertroffen wird, grün gefärbt sind. Die restlichen Abschnitte werden zusätzlich unterschieden in solche, die eine Geschwindigkeit zwischen 70 km/h und 79 km/h erreichen und solche, die weniger als 70 km/h erreichen. Letzterer Kategorie sind insgesamt rund 15 % der Abschnitte zuzuordnen.

Um die Orientierung zu erleichtern, werden die größten Städte NRWs dargestellt und mit ihren jeweiligen Kfz-Kennzeichen-Abkürzungen beschriftet. Zu beachten ist, dass Fahrbahn und Gegenfahrbahn hier aufgrund des gewählten Maßstabs nicht zu unterscheiden sind. Ebenso wenig kann sicher zwischen einzelnen Abschnitten differenziert werden. Die Abbildung kann deswegen nur aufzeigen, in welchen Bereichen die Geschwindigkeit *tendenziell* hoch bzw. niedrig ist (der Anhang 4.2 enthält eine tabellarische Übersicht der zehn freien Strecken, Knotenpunktbereiche und Autobahnkreuze mit den geringsten Geschwindigkeitswerten). Hinzuweisen ist zusätzlich auf den mehr als zehn Kilometer langen Abschnitt der BAB 4 zwischen den Anschlussstellen Düren und Kerpen (rot umkreist). Die zugehörigen FCD stammen von Baustellenfahrzeugen (siehe Fußnote 12). Sämtliche berechnete Verteilungskennziffern haben hier keine Aussagekraft.

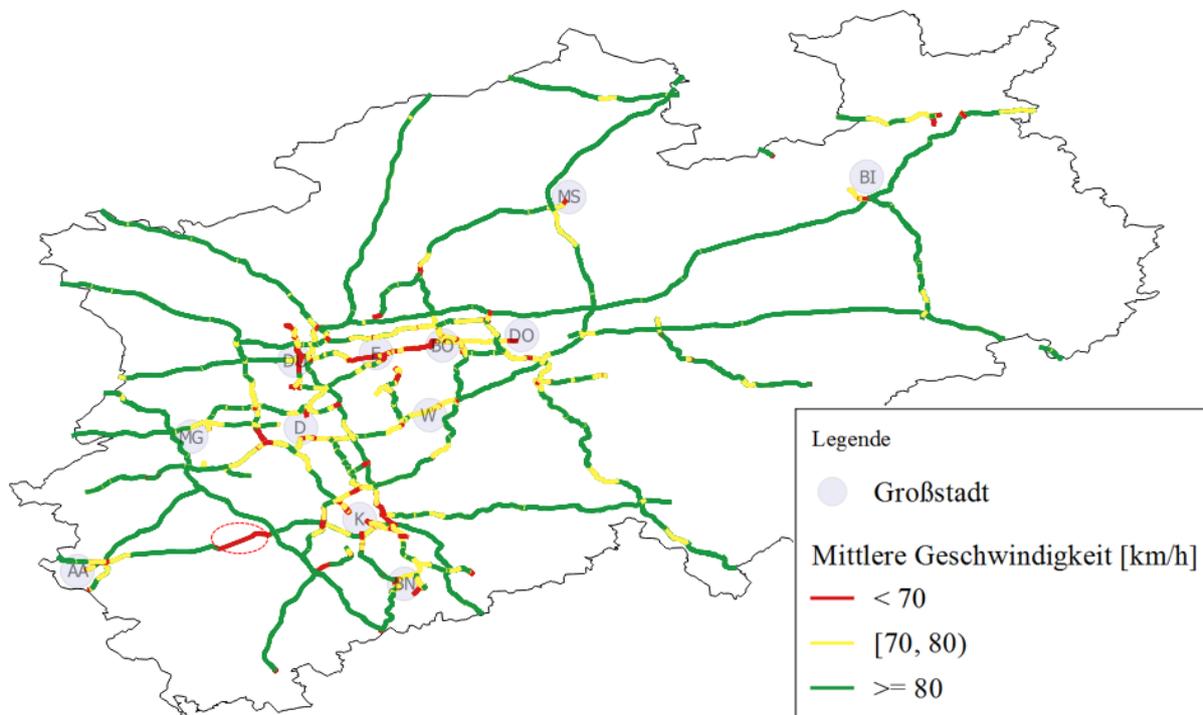


Abbildung 13: Durchschnittsgeschwindigkeit im Autobahnnetz NRW

Die Durchschnittsgeschwindigkeit der Lkw unterschreitet den Schwellwert von 80 km/h überwiegend im Bereich der Ballungsräume, wo sie dann meistens zwischen 70 km/h und 79 km/h liegt. Häufungen von Abschnitten mit einer mittleren Geschwindigkeit von weniger als 70 km/h liegen u.a. auf der

BAB 40¹³ im Bereich Essen und Bochum, auf der BAB 57 im Bereich Neuss bei Düsseldorf sowie auf dem Kölner Autobahnring. BOLIK 2010 stellt hierzu fest, dass „Verkehrsgeschwindigkeiten von unter 70 km/h (für Pkw + Lkw gemischt) [...] als kritisch angesehen und die betroffenen Abschnitte als Engpassstellen eingestuft“ werden müssen. (Seite 16) In diesem Sinne bestätigen die Auswertungsergebnisse die Erwartungshaltung, dass Engpässe und somit Stauhäufungen überwiegend auf den hoch belasteten Autobahnen der Ballungsräume auftreten. Dies ist nicht überraschend, zeigt jedoch, dass Verkehrsanalysen unter Verwendung der GUT- FCD zu plausiblen Ergebnissen führen.

Neben dem arithmetischen Mittel wurden als für die Verteilung repräsentative Geschwindigkeiten der Median und die V_{85} bestimmt. Auf eine diesbezügliche Darstellung der Häufigkeitsverteilung bzw. der räumlichen Verteilung im Autobahnnetz wird an dieser Stelle jedoch verzichtet, zumal Median und V_{85} stark mit der oben behandelten Durchschnittsgeschwindigkeit korrelieren und deswegen eine vergleichbare Verteilung aufweisen. Die Auswertungsergebnisse sind dem Anhang 4.1 zu entnehmen.

4.1.3 Streuungsparameter

Die Abbildung 14 stellt die Ausprägungen des Merkmals *Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte* in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Die Merkmalswerte wurden als Quadratwurzel der unkorrigierten Stichprobenvarianz berechnet. Auf eine Bessel-Korrektur¹⁴ wurde verzichtet, da die Stichprobenlänge (Menge an Asset-IDs) im Mittel sehr hoch und der Unterschied zwischen korrigierter und nicht korrigierter Stichprobenvarianz daher vernachlässigbar ist. Es konnten die Auswertungsergebnisse von 2.441 Abschnitten berücksichtigt werden.

Die Standardabweichung liegt im Mittel bei 13,5 km/h. Die Wertespanne reicht von 3,6 km/h bis 32,3 km/h, wobei lediglich ein Zehntel aller Werte über 20,5 km/h liegt. Die Verteilung weist eine leichte Rechtsschiefe (0,66) auf, zumal die Mehrheit der Werte links des Mittelwerts liegt.

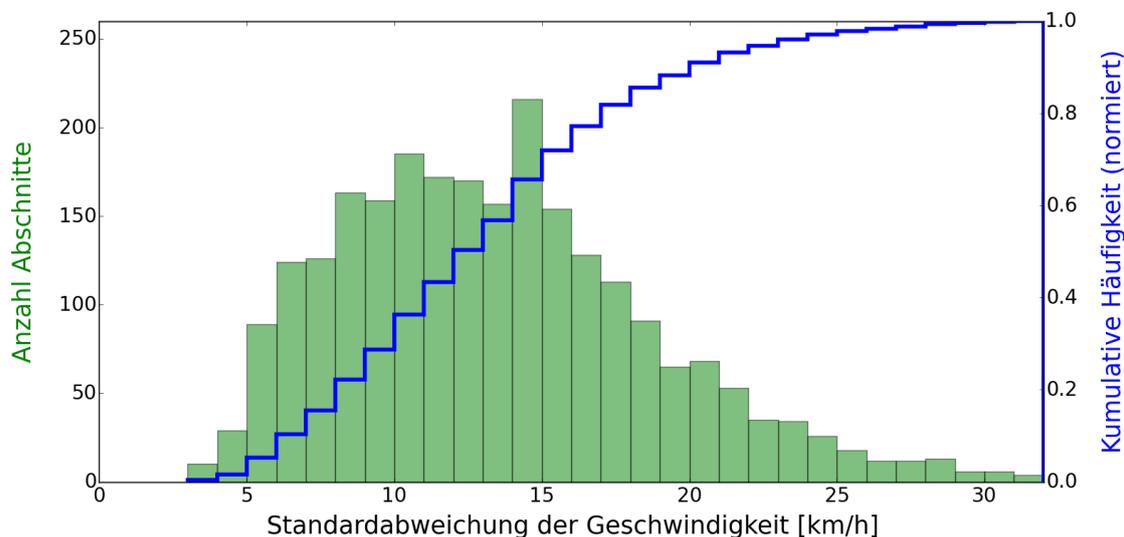


Abbildung 14: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Standardabweichung" (n = 2.441 Abschnitte)

Die Abbildung 15 stellt die Ausprägungen des Merkmals *Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte* in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Der Variationskoeffizient (VK) berechnet sich als

¹³ Autobahnen werden nachfolgend häufig mit ihrer jeweiligen Nummer referenziert. Im Anhang 4.3 ist zur Orientierung eine Übersicht des Autobahnnetzes zu finden.

¹⁴ vgl. hierzu u.a. BÜCKER 2003, Seite 174

Quotient aus Standardabweichung und Mittelwert. Er kann somit als „Normierung der Standardabweichung“ [MAY 1990, Seite 126] angesehen werden. Der VK liegt im Mittel bei 18,3 % und nimmt Werte im Bereich von 4,1 % bis 76,5 % an. Es übersteigt allerdings nur ein Zehntel der Werte 30,3 %. Die Verteilung ist rechtsschief mit einer Schiefe von 1,5.

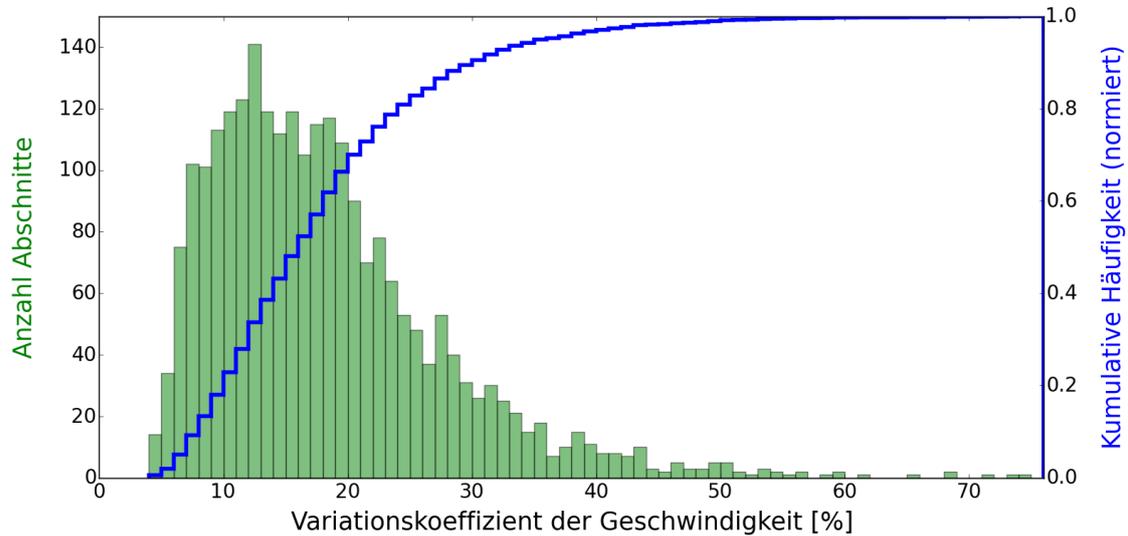


Abbildung 15: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Variationskoeffizient" (n = 2.441 Abschnitte)

Die Abbildung 16 zeigt die *räumliche* Verteilung des VK im Autobahnnetz, wobei die Abschnitte in Abhängigkeit vom Wert des VK farblich unterschieden werden. Werte, die jenseits des 95 %-Perzentils (36 %) liegen, wurden jeweils derselben Kategorie zugeordnet. Die Werte darunter wurden in zwei Klassen gleicher Breite eingeteilt.

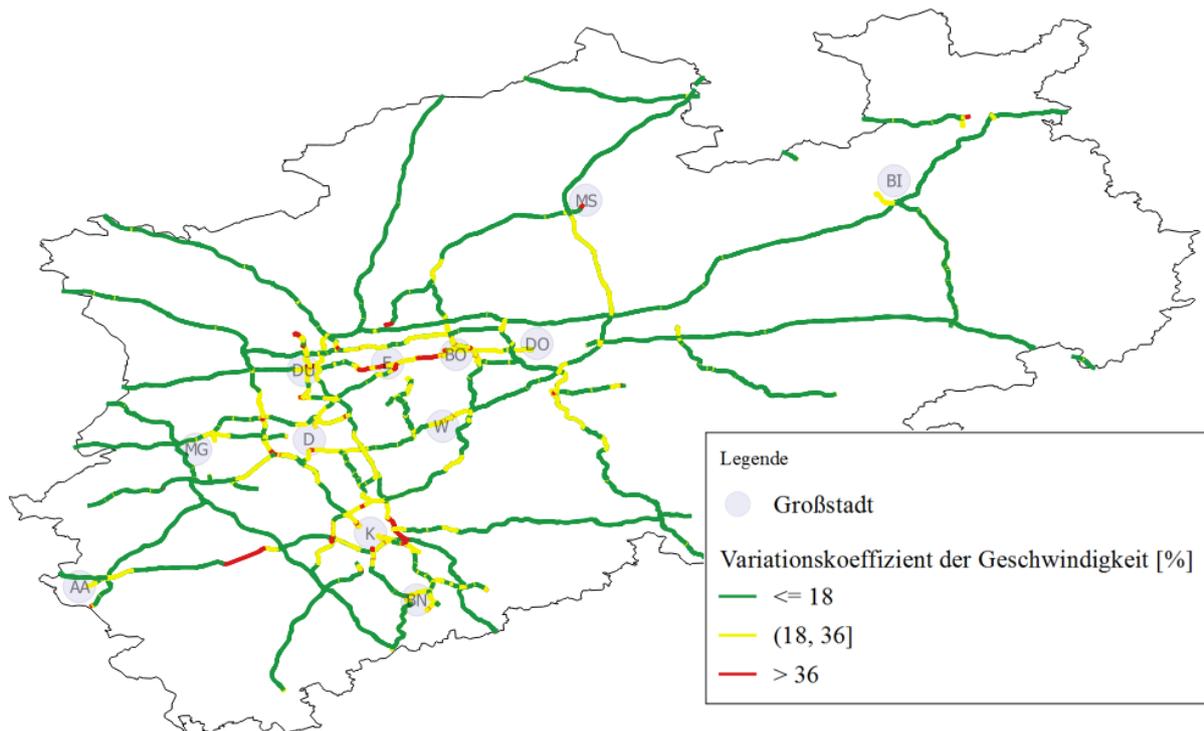


Abbildung 16: Variationskoeffizient der Geschwindigkeit im Autobahnnetz NRW

Demnach sind überwiegend die Autobahnen im Bereich der Großstädte von hohen VKs betroffen. Das gilt vor allem für den Kölner Ring sowie für die BAB 40 zwischen Essen und Bochum, wo VKs von mehr als 40 % regelmäßig auftreten. Die Analyse führt insgesamt zu plausiblen Ergebnissen, die die Erwartungshaltung bestätigen, dass relativ große Streuungen der Geschwindigkeit dort auftreten, wo sich hohe Geschwindigkeiten (im Sinne des Güterverkehrs) zur Nebenverkehrszeit mit niedrigen Geschwindigkeiten zur Hauptverkehrszeit abwechseln (der Kölner Raum und das Ruhrgebiet zählen pendlerbedingt zu den stauanfälligsten Ballungsräumen Deutschlands¹⁵). Niedrige VKs von weniger als 20 % treten umso eher auf, je weiter der Abschnitt von den Ballungsräumen entfernt ist. Im Zulauf auf die peripher gelegenen Großstädte steigt der VK dann häufig wieder an (bspw. in Münster, Bielefeld und Aachen).

4.1.4 Schiefe

Die Schiefe einer Häufigkeitsverteilung gibt Auskunft über deren Symmetrie. „Ist bei einer Häufigkeitsverteilung die Verteilung stärker auf der linken Verteilungsseite konzentriert, so bezeichnet man diese Verteilung als linkssteil bzw. rechtsschief. Konzentriert sich im umgekehrten Fall die Verteilung stärker auf der rechten Seite, so ist die Verteilung rechtssteil oder linksschief. [...] Viele biologische und wirtschaftliche Merkmale sind rechtsschief. Das hat seine Ursache darin, dass eine untere Schranke existiert, die die Variation des Merkmals in dieser Richtung begrenzt.“ [OSTERMANN & OSTERMANN 2005, Seite 67 ff.]

Sind biologische oder wirtschaftliche Merkmale nach unten hin begrenzt, so gilt für das Merkmal *Lkw-Geschwindigkeit*, dass sowohl eine untere als auch eine obere Grenze existiert. Die langsamste Geschwindigkeit ist 0 km/h, die schnellste liegt häufig im Bereich zwischen 80 km/h und 90 km/h. Wie die Auswertung der Durchschnittsgeschwindigkeit bereits gezeigt hat, sammeln sich die Geschwindigkeitswerte mehrheitlich in den oberen Geschwindigkeitsbereichen jenseits von 80 km/h und stoßen dort an ihre natürliche Grenze, weswegen für den durchschnittlichen Abschnitt mit einer linksschiefen Verteilung der zugehörigen Fahrzeuggeschwindigkeiten zu rechnen ist. Der Schiefewert ist dann negativ. Die Abbildung 17 stellt die Ausprägungen des Merkmals *Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte* in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar.

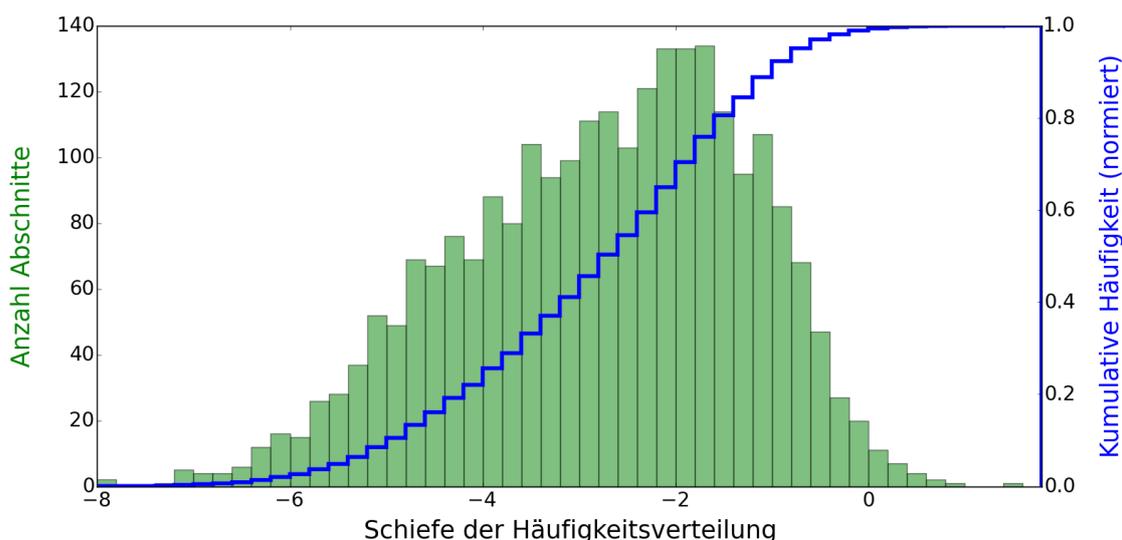


Abbildung 17: Häufigkeitsdichte und kumulative Verteilungsfunktion des Merkmals "Schiefe" (n = 2.441 Abschnitte)

¹⁵ vgl. STATISTA 02/2016

Die Abbildung bestätigt die Vermutung, dass überwiegend negative Schiefen auftreten. Genauer gesagt weisen über 95 % aller Abschnitte eine linksschiefe Häufigkeitsverteilung der Fahrzeuggeschwindigkeiten auf. Im Mittel liegt der Wert der Schiefe bei -2,8. Wird das Autobahnnetz farblich nach dem Wert der Schiefe differenziert (auf eine entsprechende Darstellung soll an dieser Stelle verzichtet werden), fällt auf, dass näherungsweise *symmetrische* Verteilungen und damit Schiefen im Intervall 0 ± 1 mehrheitlich im Bereich der Ballungsräume auftreten. Bei der Betrachtung des Merkmals *Mittlere Geschwindigkeit* (siehe Abbildung 12) wurde festgestellt, dass „niedrige“ Durchschnittsgeschwindigkeiten ebenfalls mehrheitlich in diesen Räumen zu finden sind. Der Zusammenhang zwischen Schiefe und Durchschnittsgeschwindigkeit, der hier offenbar vorliegt, sowie Beziehungen zwischen den anderen untersuchten Kennziffern werden in 4.3 ausführlicher behandelt.

4.2 Grundausswertungen – Differenzen zwischen Abschnittskategorien

In diesem Kapitel sollen in Kürze die im Rahmen der Grundausswertungen festgestellten Unterschiede zwischen den Abschnittskategorien „freie Strecken“, „Knotenpunktbereiche“ und „Autobahnkreuze“ herausgestellt werden. Die Auswertungsergebnisse der einzelnen Kategorien in Bezug auf verschiedene Kennziffern sind in Tabelle 8 dargestellt.

Tabelle 8: Auswertungsergebnisse verschiedener Abschnittskategorien

Merkmal	Freie Strecken (n = 1.338)	Knotenpunktbereiche (n = 856)	Autobahnkreuze (n = 247)
Mittlere Geschwindigkeit [km/h]	79,4	75,3	74,0
Standardabweichung [km/h]	12,0	15,2	15,6
Variationskoeffizient [%]	15,7	21,1	22,5
Schiefe	-3,2	-2,3	-2,3

Die Auswertungen zeigen, dass sich die Werte der freien Strecken *vergleichsweise* deutlich von denen der anderen Kategorien unterscheiden, während zwischen Knotenpunktbereichen und Autobahnkreuzen nur geringe Unterschiede bestehen. So liegt die Durchschnittsgeschwindigkeit in freien Strecken bei mehr als 79 km/h, während sie auf Abschnitten der anderen Kategorien im Mittel um wenigsten vier km/h niedriger ist. Die (relative) Streuung der Geschwindigkeiten ist in Knotenpunktbereichen und Autobahnkreuzen *höher* als auf freien Strecken. Sowohl in Bezug auf die Durchschnittsgeschwindigkeit als auch in Bezug auf Standardabweichung und VK weisen Autobahnkreuze die „schlechtesten“ Werte auf. Die Ergebnisse in Bezug auf die Schiefe zeigen, dass eine vergleichsweise geringe Durchschnittsgeschwindigkeit bzw. hohe Streuungsmaße tendenziell mit höherer Symmetrie der Häufigkeitsverteilung einhergehen. Alle berechneten Mittelwertunterschiede sind statistisch signifikant.

Des Weiteren wurde getestet, ob die Verteilungskennziffern negativ beeinflusst werden, wenn stromabwärts des betrachteten Abschnitts ein als Autobahnkreuz markierter Abschnitt folgt. Dies ist sinnvoll, zumal die Verkehrsqualität auf Autobahnen nicht unwesentlich durch Knotenpunkte wie Autobahnkreuze beeinflusst wird. Dort auftretende Engpasssituationen in Form von Rückstauungen können sich auf die stromaufwärts gelegenen Abschnitte ausweiten. [RUB 2016] Zu diesem Zweck wurden die Kennziffern von freien Strecken, die vor Autobahnkreuzen liegen, mit den Kennziffern von freien Strecken, die nicht vor Autobahnkreuzen liegen, verglichen. Tabelle 9 zeigt die Ergebnisse der Untersuchung. Auf Abschnitten vor Autobahnkreuzen zeigt sich ein minimaler Rückgang der mittleren Geschwindigkeit und eine Erhöhung der Streuungsparameter. Zudem ist die Schiefe der Geschwindigkeitsverteilung etwas weniger linksschief, falls der betrachtete Abschnitt vor einem

Autobahnkreuz liegt. Zu beachten ist jedoch, dass die p-Werte¹⁶ in allen Fällen – abgesehen von der Standardabweichung – vergleichsweise groß sind. Bei einem üblichen Signifikanzniveau von 99 %, 97,5 % oder auch 95 % ist ein Einfluss von Autobahnkreuzen auf die Verteilungskennziffern stromaufwärts gelegener Abschnitte im statistischen Sinne also nicht nachweisbar.

Tabelle 9: Verteilungskennziffern in Abhängigkeit vom stromabwärts gelegenen Abschnitt

Merkmal	Vor AK (n = 134)	Nicht vor AK (n = 1121)	p-Wert (H₀ : kein Einfluss)
Mittlere Geschwindigkeit [km/h]	79,3	79,6	0,655
Standardabweichung [km/h]	12,5	11,8	0,09
Variationskoeffizient [%]	16,2	15,4	0,272
Schiefe	-3,1	-3,2	0,631

4.3 Verteilungsanalyse – Beziehung zwischen Lage, Streuung und Symmetrie

In 4.1 wurden die Verteilungen der berechneten Kennziffern einzeln und unabhängig voneinander vorgestellt. In diesem Kapitel sollen Zusammenhänge zwischen ihnen untersucht werden. Eine Untersuchung solcher Zusammenhänge ist sinnvoll, um die Plausibilität der mit FCD-Auswertungen erzielten Ergebnisse zu überprüfen; werden Zusammenhänge gefunden, die sich mit den vorhandenen Kenntnissen über den Verkehrsablauf auf Autobahnen nicht erklären lassen oder werden im Gegenteil Zusammenhänge *nicht* gefunden, die grundsätzlich bestehen sollten, kann dies ein Hinweis auf Fehler in den FCD selbst oder auf Schwächen der Auswertungsmethodik sein. Zudem kann die Untersuchung kausaler und statistischer Zusammenhänge zwischen den Kennziffern die Kenntnisse über die Verteilungseigenschaften von Lkw-Geschwindigkeiten auf Autobahnen erweitern. Diese Kenntnisse sind nützlich, wenn – wie im Falle der GUT-Datenbank – überwiegend mit *Lkw*-Geschwindigkeitsdaten gearbeitet werden muss, um Informationen über den Verkehrsablauf zu erhalten.

Nur wenige Forschungsarbeiten haben sich bisher mit den Geschwindigkeitsverteilungen von Lkw auf Autobahnen beschäftigt. Hierzu zählen die Arbeiten von PUMBERGER ET AL. 2011 sowie von KÜHLWEIN & FRIEDRICH 2002. Beide untersuchten die Geschwindigkeiten von Lkw unter freien Verkehrsbedingungen, wobei lediglich die *Werte* der Verteilungsparameter (also Mittelwert und Standardabweichung), nicht aber Zusammenhänge zwischen ihnen Berücksichtigung fanden.

Im Folgenden werden die Zusammenhänge zwischen Lage-, Streuungs- und Symmetriemaßen von Lkw-Geschwindigkeitsverteilungen untersucht. Dazu wird zunächst jeweils eine Hypothese formuliert, die im Anschluss auf ihre Gültigkeit überprüft werden soll.

Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Geschwindigkeitsstreuung

Wird Abbildung 15 mit Abbildung 12 verglichen, fällt auf, dass sowohl hohe Variationskoeffizienten als auch niedrige Durchschnittsgeschwindigkeiten überwiegend in Ballungsräumen auftreten. Hierzu wird die Hypothese aufgestellt, dass die Streuung mit zunehmender Durchschnittsgeschwindigkeit *abnimmt*. Die Begründung hierfür kann mit Verweis auf Abbildung 18 gegeben werden:

Zunächst wird angenommen, dass eine obere Geschwindigkeitsbarriere existiert, die von Lkw aufgrund der gesetzlichen und technischen Restriktionen nicht überschritten wird. Diese Barriere wird hier auf 90 km/h gesetzt. Ob sie in der Realität etwas höher oder niedriger liegt, ist für die folgende Argumentation irrelevant, weil sie lediglich zur Verdeutlichung der Theorie benötigt wird. Die Barriere wird durch die rote, senkrechte Linie markiert. Zudem sind vier hypothetische Lkw-

¹⁶ vgl. hierzu u.a. HACKL 2005, Seite 78 f.

Geschwindigkeitsverteilungen abgebildet. Diese unterscheiden sich bzgl. Mittelwert (μ) und Standardabweichung (σ). Da die Schiefe (ν) bei 0 liegt, handelt es sich um Normalverteilungen, die nachfolgend mit $N(\mu, \sigma)$ referenziert werden.

Für $N(50, 12)$ gilt, dass eine Verschiebung des Mittelwerts um 40 km/h nach rechts in $N(90, 12)$ resultieren würde. Dabei würde sich lediglich die Lage, nicht aber die Form der Verteilung verändern. Dies würde bedeuten, dass die Hälfte der Geschwindigkeiten im Bereich über 90 km/h liegt. Da Lkw diese Geschwindigkeiten annahmegemäß jedoch nicht erreichen, darf sich die Verteilung nicht von $N(50, 12)$ auf $N(90, 12)$ verschieben, ohne dass die Streuung geringer wird. Je mehr sich die Durchschnittsgeschwindigkeit also der Geschwindigkeitsbarriere annähert, desto geringer sollte die Standardabweichung (bei konstanter Schiefe!) ausfallen. Die abgebildeten Verteilungen mit $\mu > 50$ demonstrieren das Prinzip.

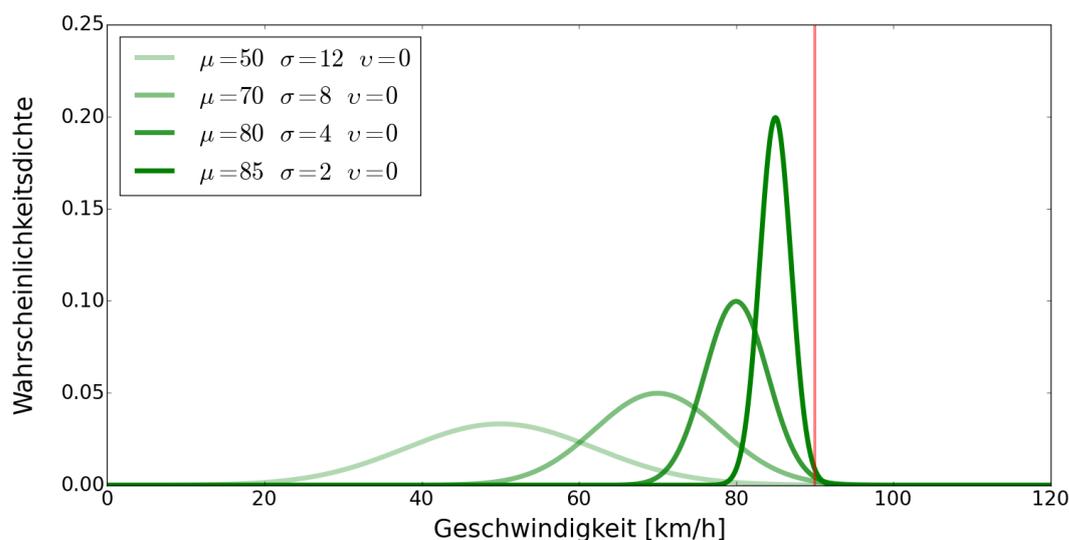


Abbildung 18: Verteilungsanalyse – theoretische Beziehung zwischen Mittelwert und Standardabweichung

In Abbildung 19 sind zwei Streudiagramme dargestellt. Im linken wird die Durchschnittsgeschwindigkeit je Abschnitt gegen die korrespondierende Standardabweichung abgetragen. Im rechten Bild wird gegen den VK abgetragen. Beide Diagramme zeigen, dass die Streuung mit zunehmender Durchschnittsgeschwindigkeit abnimmt und der vermutete Zusammenhang tatsächlich besteht. Zudem wird klar, dass die Streuung der Datenpunkte (nicht die Streuung der Geschwindigkeiten!) mit zunehmenden Geschwindigkeitswerten immer geringer wird. Im Bereich hoher Durchschnittsgeschwindigkeiten ist die Wertespanne der Standardabweichung bzw. des Variationskoeffizienten demnach wesentlich geringer als im Bereich niedrigerer Durchschnittsgeschwindigkeiten – die Punktwolken nehmen dadurch eine Art Trichterform an. Dieses Phänomen wird in der Statistik als Heteroskedastizität¹⁷ bezeichnet und kann mit erneutem Verweis auf Abbildung 18 erklärt werden. Dort wurde veranschaulicht, dass sich bei hohen Durchschnittsgeschwindigkeiten eine *geringe* Standardabweichung aufdrängt (bspw. bei $N(85, 2)$) und diese auch nicht nennenswert variieren kann. Das gilt jedoch nicht für niedrigere Geschwindigkeitsbereiche. Die Verteilung $N(50, 12)$ könnte anstelle einer Standardabweichung von $\sigma = 12$ km/h ebenso gut eine sehr geringe Standardabweichung von $\sigma = 2$ km/h oder eine sehr hohe von $\sigma = 25$ km/h aufweisen. Da die Geschwindigkeitsbarriere von 90 km/h weit entfernt ist und keinen Einfluss auf die Form der Verteilung nimmt, ist der Variationsbereich der Standardabweichung und somit des Variationskoeffizienten sehr viel größer als bei hohen Durchschnittsgeschwindigkeiten. In der Realität würde $N(50, 25)$ bspw. bedeuten, dass sich hohe Geschwindigkeiten von rund 75 km/h

¹⁷ vgl. hierzu u.a. HACKL 2005, Seite 174 ff.

mit niedrigen von rund 25 km/h abwechseln und dass es absolut gesehen unwahrscheinlich ist, annähernd¹⁸ den sich ergebenden Mittelwert von 50 km/h zu realisieren. Die Verteilung fällt somit relativ flach aus. Bei $\sigma = 2$ km/h wäre die Wahrscheinlichkeit, den Mittelwert annähernd zu realisieren, hingegen deutlich höher, da kaum Schwankungen der Geschwindigkeitswerte stattfinden.

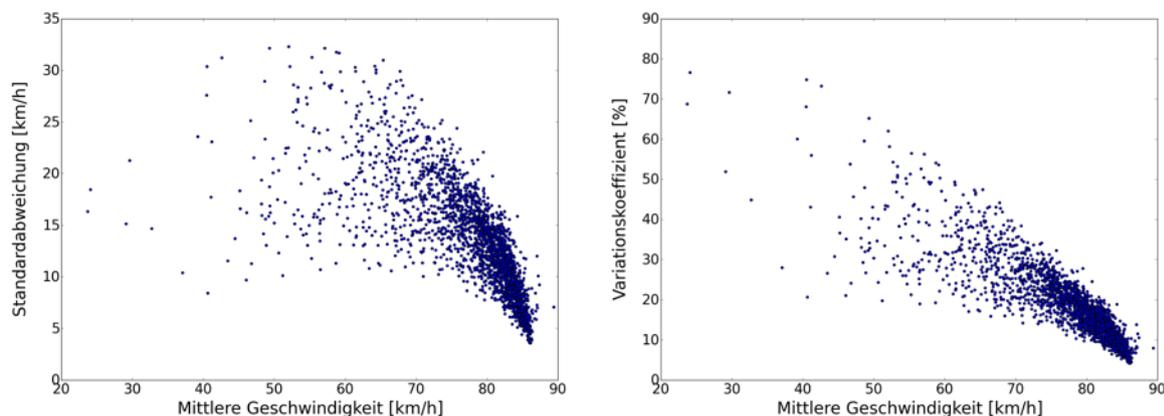


Abbildung 19: Mittelwert vs. Standardabweichung und VK
(n = 2.441 Abschnitte)

In Tabelle 10 werden die Kennwerte von linearen Regressionen zwischen den betrachteten Merkmalen dargestellt. Der p-Wert der Koeffizientenschätzer ist in beiden Fällen Null, sodass die sog. Nullhypothese, es bestehe *kein* Zusammenhang, verworfen werden kann. Die entsprechende lineare Funktionsvorschrift ist jeweils in der ersten Zeile vermerkt. Auffällig ist, dass das Bestimmtheitsmaß (R^2) der Regression Nr. 2 deutlich höher ist als das der Regression Nr. 1. Zusammenhang Nr. 2 kann deswegen besser durch eine lineare Funktion beschrieben werden als Zusammenhang Nr. 1.

Tabelle 10: Ergebnisse linearer Regressionen zwischen Mittelwert und Streuungsmerkmalen

(n = 2.441 Abschnitte)	Durchschnittsgeschwindigkeit [km/h] vs.	
	1 Standardabweichung [km/h]	2 Variationskoeffizient [%]
Regressionsgerade ($\alpha + \beta * x$)	$47,85 - 0,44 * x$	$0,94 - 0,98 * x$
p-Wert des Schätzers	0,0	0,0
R^2	0,5	0,75

Aufgrund des schwachen Bestimmtheitsmaßes der Regression Nr. 1 sollte – wie oben bereits angedeutet – nicht von einem linearen Zusammenhang ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass der Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und VK (Nr. 2) im Gegensatz dazu aber sehr wohl linear ist, kann ein quadratischer Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Standardabweichung hergeleitet werden, denn folgendes gilt:

$$\begin{aligned} \sigma * \mu^{-1} &= \text{VK} \\ \Leftrightarrow \sigma &= \mu * \text{VK} \\ \Leftrightarrow \sigma &= \mu * (\alpha + \beta \mu) \\ \sigma &= \alpha \mu + \beta \mu^2 \end{aligned}$$

mit $\mu =$ Durchschnittsgeschwindigkeit und $\sigma =$ Standardabweichung.

¹⁸ Im Falle stetiger Wahrscheinlichkeitsdichtefunktionen liegt die Wahrscheinlichkeit, einen beliebigen Wert *exakt* zu realisieren, bei 0 %. Daher wird hier der Begriff „annähernd“ verwendet.

Für die unterstellte Funktion wurden die zugehörigen Parameter mithilfe der Kleinste-Quadrate-Methode für nichtlineare Zusammenhänge¹⁹ geschätzt. Die Fehlerquadratsumme verringert sich im Vergleich zur linearen Schätzung aus Tabelle 10 um ca. 34 %. Die berechnete quadratische Funktion wird in Abbildung 20 über das bereits bekannte Streudiagramm gelegt. Sie sagt eine abnehmende Standardabweichung nicht nur im oberen, sondern auch im unteren Geschwindigkeitsbereich voraus. Diese Aussage ist einleuchtend, zumal bei 0 km/h ebenso wie bei 90 km/h eine Grenze besteht, die nicht überschritten werden kann und sich daher „links“ und „rechts“ derselbe Effekt einer schrumpfenden Streuung – es sei nochmals auf Abbildung 18 verwiesen – einstellen sollte. Dementsprechend sind die größten Werte der Standardabweichung im mittleren Geschwindigkeitsbereich zwischen 50 km/h und 60 km/h zu erwarten. Für Durchschnittsgeschwindigkeiten unter 20 km/h, die zwar sehr selten auftreten, theoretisch jedoch möglich sind, sagt die Funktion eine negative und damit unrealistische Standardabweichung voraus. Aus diesem Grund sollte ausdrücklich betont werden, dass der berechnete quadratische Zusammenhang nur als tendenzielle Aussage über die Beziehung zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Standardabweichung zu verstehen ist.

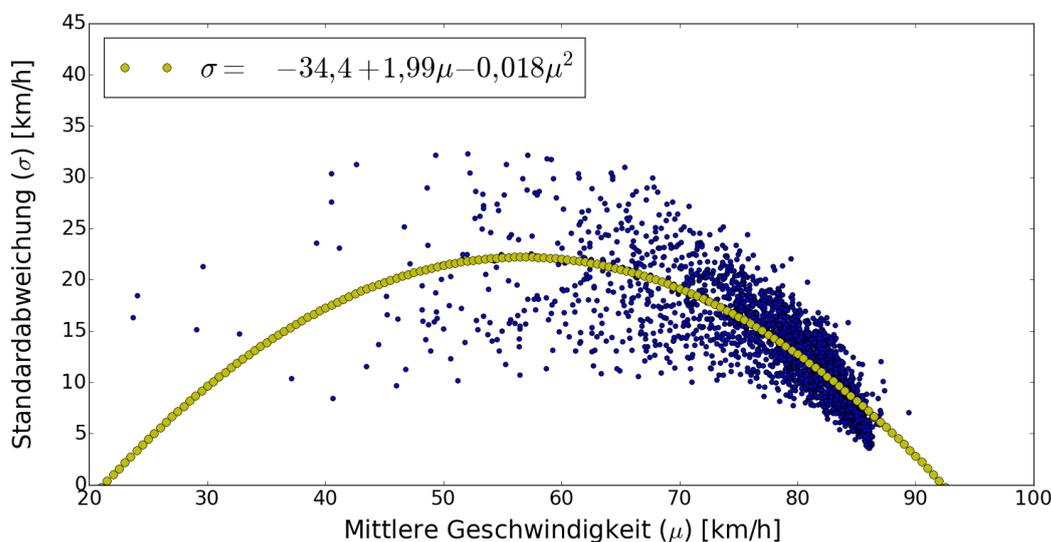


Abbildung 20: Quadratischer Zusammenhang zwischen Mittelwert und Standardabweichung (n = 2.441 Abschnitte)

Die Anpassung im Sinne der Fehlerquadratsumme kann im Übrigen auch für den Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Variationskoeffizient verbessert werden, wenn die lineare Funktion zugunsten einer quadratischen aufgegeben wird. In diesem Fall lässt sich eine quadratische Beziehung allerdings nicht logisch erklären, denn dann würde wiederum gelten, dass im Bereich mittlerer Geschwindigkeiten die höchsten Werte auftreten, während sie an den Rändern jeweils kleiner werden. Da die Standardabweichung zur Berechnung des VK jedoch durch den Mittelwert geteilt wird, führen im Falle niedriger Durchschnittsgeschwindigkeiten bereits geringe Standardabweichungen zu hohen Variationskoeffizienten. Herrscht an den Rändern bspw. sowohl bei 80 km/h als auch bei 10 km/h eine Standardabweichung von 10 km/h, so liegt der VK im ersten Fall bei 12,5 %, während er im zweiten Fall bei 100 % liegt. Demnach sollte die lineare Funktion aus Tabelle 10 in diesem Fall den Vorzug erhalten.

Insgesamt konnte gezeigt werden, dass der Variationskoeffizient, d.h. die normierte Standardabweichung, mit zunehmenden Durchschnittsgeschwindigkeiten abnimmt. Dieser

¹⁹ Verwendet wurde die Software *Python(x,y)* mit dem Modul *Scipy Optimize*, das den Zusammenhang auf der Grundlage des Levenberg-Marquardt Algorithmus schätzt. Weitere Informationen hierzu unter http://docs.scipy.org/doc/scipy-0.16.0/reference/generated/scipy.optimize.curve_fit.html, Stand: Januar 2016

Zusammenhang kann mit einem Bestimmtheitsmaß von 0,75 relativ zuverlässig mittels linearer Regression erklärt werden. Die Beziehung zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und *nicht* normierter Standardabweichung kann mathematisch und logisch besser durch einen quadratischen Zusammenhang erklärt werden. Das bedeutet, dass die Standardabweichung in niedrigen und hohen Bereichen der Durchschnittsgeschwindigkeit gering ist, während sie bei mittleren Durchschnittsgeschwindigkeiten zwischen 50 km/h und 60 km/h am höchsten ist.

Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Schiefe

In 4.1.4 wurde die Aussage getroffen, dass sowohl niedrige Werte der Schiefe als auch niedrige Durchschnittsgeschwindigkeiten überwiegend in Ballungsräumen auftreten. Deshalb wird die Hypothese aufgestellt, dass die Schiefe mit zunehmender Durchschnittsgeschwindigkeit abnimmt, d.h. die Verteilungen der Fahrzeuggeschwindigkeiten symmetrischer werden. Die Begründung hierfür kann mit Verweis auf Abbildung 21 gegeben werden:

Abgebildet sind vier hypothetische Verteilungen von Lkw-Geschwindigkeiten. Zunächst sei – wie schon in Abbildung 18 – unterstellt, dass bei ca. 90 km/h eine Barriere für Lkw-Geschwindigkeiten besteht, die nicht überschritten wird. $N(50, 12)$ ist wie auch in Abbildung 18 symmetrisch. Wird nun abweichend von Abbildung 18 nicht die Schiefe sondern die Standardabweichung (σ) als konstant angenommen, so muss die Verteilung an Symmetrie verlieren, wenn sich der Mittelwert der Geschwindigkeitsbarriere von 90 km/h annähert. Während in Abbildung 18 also die Reduzierung der Standardabweichung dafür gesorgt hat, dass Geschwindigkeiten im Bereich über 90 km/h verhindert werden, wird der gleiche Effekt nun mit der Variation der Schiefe erzielt. Genauer gesagt muss die Verteilung dazu linksschiefer bzw. rechtssteiler werden, der Wert der Schiefe also abnehmen. In Abbildung 21 ist dargestellt, wie Verteilungen mit zunehmendem Mittelwert und konstanter Standardabweichung ihre Schiefe anpassen, um Geschwindigkeiten im Bereich von über 90 km/h zu unterbinden.

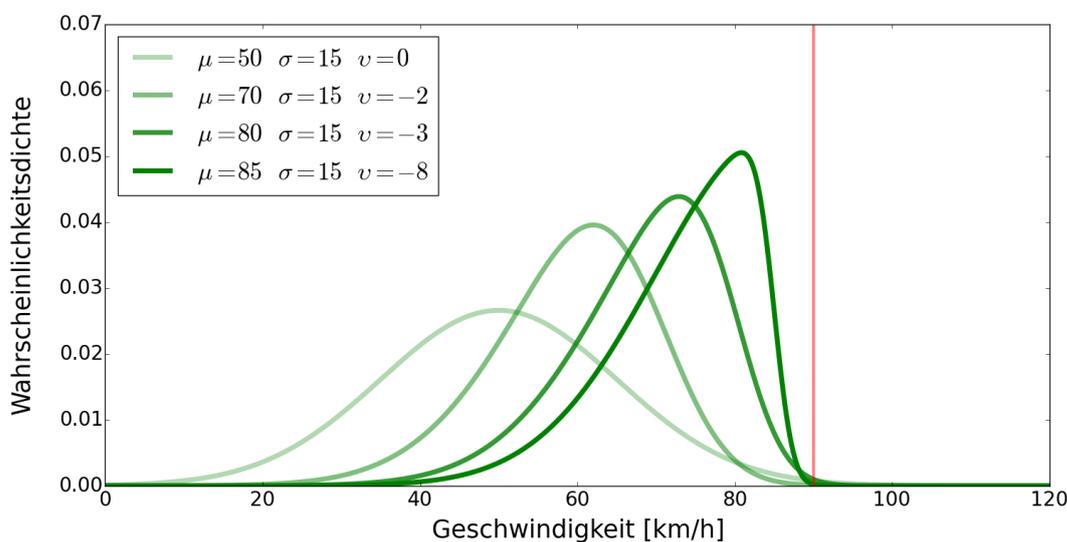


Abbildung 21: Verteilungsanalyse – theoretische Beziehung zwischen Mittelwert und Schiefe

Abbildung 22 zeigt ein Streudiagramm, in dem die Durchschnittsgeschwindigkeit gegen die Schiefe abgetragen wird. Es wird bestätigt, dass ein negativer Zusammenhang zwischen beiden Größen besteht. Der Zusammenhang muss als nichtlinear betrachtet werden, da die Schiefe mit zunehmender Durchschnittsgeschwindigkeit immer stärker abnimmt. Dementsprechend liegt der Korrelationskoeffizient nach Pearson, der zur Beurteilung linearer Zusammenhänge verwendet wird, bei -0,8, während der Spearman-Koeffizient zur Beurteilung nichtlinearer Zusammenhänge bei -0,93

liegt. Der p-Wert liegt bei 0,0, sodass die Hypothese, es bestünde *kein* Zusammenhang zwischen beiden Größen, zu jedem Signifikanzniveau verworfen werden kann.

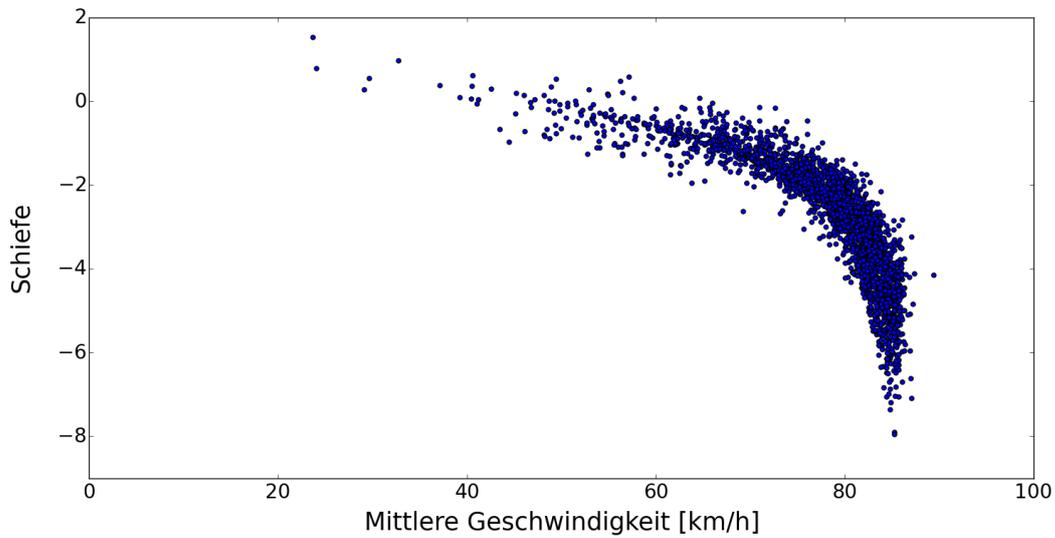


Abbildung 22: Mittelwert vs. Schiefe
(n = 2.441 Abschnitte)

Im Gegensatz zur quadratischen Beziehung zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Standardabweichung, die aus dem funktionalen Zusammenhang zwischen Variationskoeffizient und der Durchschnittsgeschwindigkeit hergeleitet werden konnte, besteht für den Zusammenhang zwischen Durchschnittsgeschwindigkeit und Schiefe nicht die Möglichkeit, eine konkrete Funktion zur Optimierung der Fehlerquadratsumme vorzugeben. Die Daten legen nahe, dass die Schiefe ab einer Durchschnittsgeschwindigkeit von ca. 70 km/h immer schneller abnimmt, während sie im Bereich von Durchschnittsgeschwindigkeiten zwischen 20 km/h und 70 km/h linear zu sinken scheint. Daher könnte bis 70 km/h ein linearer und bei Durchschnittsgeschwindigkeiten darüber hinaus ein quadratischer Zusammenhang postuliert werden. In der Tat führt die Kombination aus linearem und quadratischem Zusammenhang zum besten Ergebnis, wenn die entstehende Fehlerquadratsumme mit den Fehlerquadratsummen einer komplett linearen bzw. einer komplett quadratischen Anpassung verglichen wird. Das Prinzip wird in Abbildung 23 verdeutlicht. An dieser Stelle muss abermals betont werden, dass die abgebildeten Funktionen lediglich als beispielhafte Ansätze zu verstehen sind.

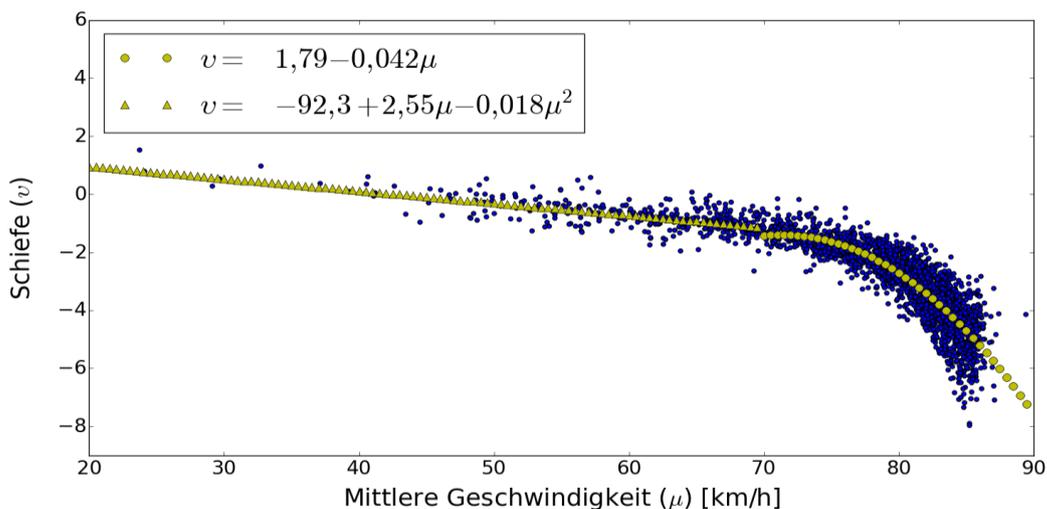


Abbildung 23: Linearer und quadratischer Zusammenhang zwischen Mittelwert und Schiefe
(n = 2.441 Abschnitte)

Die bisherigen Untersuchungen zeigen, dass sowohl Schiefe als auch Streuung mit zunehmendem Mittelwert einer Lkw-Geschwindigkeitsverteilung abnehmen. Im Umkehrschluss liegt offenbar auch ein Zusammenhang zwischen Schiefe und Streuung vor. Dieser ist in Abbildung 24 dargestellt und besagt, dass die Schiefe mit zunehmender Streuung steigt. Da eine zunehmende Streuung abnehmende Geschwindigkeiten impliziert und abnehmende Geschwindigkeiten wiederum zunehmende Schiefen implizieren, ist der dargestellte Zusammenhang die logische Konsequenz aus dem bisher gezeigten.

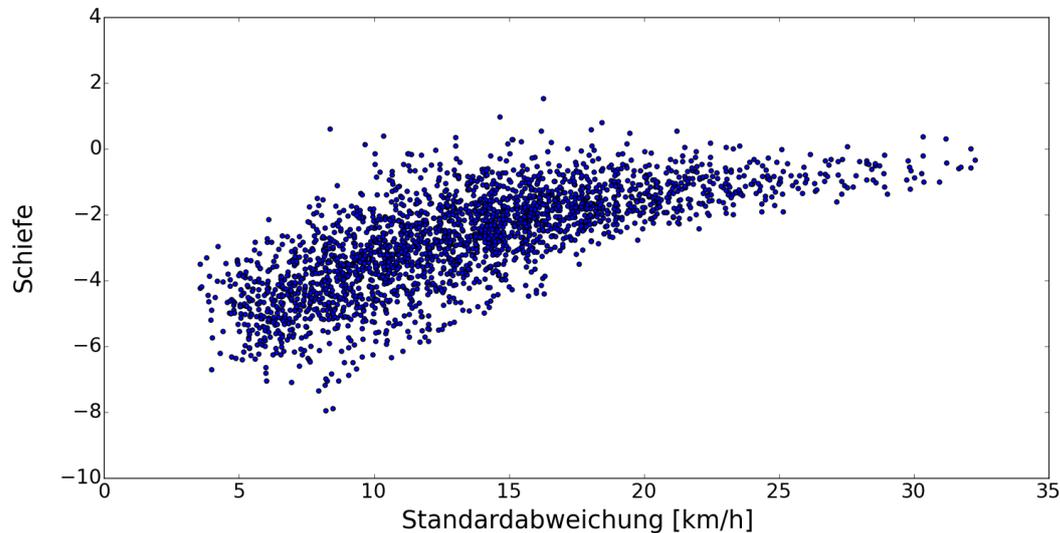


Abbildung 24: Standardabweichung vs. Schiefe
(n = 2.441 Abschnitte)

Insgesamt konnte gezeigt werden, dass Zusammenhänge zwischen den Größen Mittelwert, Streuung und Schiefe von Lkw-Geschwindigkeitsverteilungen bestehen. Der Umstand, dass Lkw-Geschwindigkeiten durch technische und gesetzliche Restriktionen nach oben hin begrenzt sind, erlaubte es, die Existenz dieser Zusammenhänge bereits im Vorhinein zu postulieren.

Die Zusammenhänge sind in Streudiagrammen eindeutig erkennbar und qualitativ gut zu beschreiben, womit ein weiteres Argument für den Einsatz der GUT-FCD im Rahmen von Verkehrsanalysen gegeben ist. Ihre mathematische Quantifizierung wurde beispielhaft durchgeführt, sollte aufgrund verbleibender Unsicherheiten aber nicht direkt übernommen werden. Es wurde zudem überprüft und bestätigt, dass die Zusammenhänge in vergleichbarer Form unter Verwendung des 2010er-Datensatzes hergeleitet werden können. Daten hierzu finden sich im Anhang 4.4. Im nächsten Kapitel wird die Untersuchung von Lkw-Geschwindigkeitsverteilungen weitergeführt.

4.4 Verteilungsanalyse – Lkw-Geschwindigkeiten bei freiem Verkehr

In diesem Kapitel sollen Parameter einer Verteilung bestimmt werden, die das Geschwindigkeitsverhalten von Lkw bei freiem Verkehr repräsentiert. Freier Verkehr wird im HBS folgendermaßen definiert: „Die Kraftfahrer werden äußerst selten von anderen beeinflusst. Der Auslastungsgrad ist gering. Die Fahrer können Fahrstreifen und Geschwindigkeit in dem Rahmen frei wählen, den die streckencharakteristischen Randbedingungen und die verkehrsrechtlichen Vorgaben zulassen.“ (Seite A3-4) Durch die Parameter der gesuchten Verteilung lassen sich Aussagen über die Nutzeransprüche an die Verkehrsqualität ableiten. Die ermittelte Durchschnittsgeschwindigkeit könnte bspw. als eine aus Nutzersicht optimale Qualität des Verkehrsablaufs betrachtet werden.

Lkw-Geschwindigkeiten auf Autobahnen unter freiem Verkehr wurden von PUMBERGER ET AL. 2011 untersucht. Hierzu wurden an fünf Zählstellen in Österreich (die gesetzlich vorgeschriebene Höchstgeschwindigkeit für Lkw liegt ebenfalls bei 80 km/h) insgesamt 5.603

Geschwindigkeitsmessungen bei frei fahrenden Lkw mit einem zulässigen Gesamtgewicht (zGG) von mindestens 3,5 t durchgeführt. „Frei fahrend“ wurde analog zur HBS-Definition des freien Verkehrs folgendermaßen spezifiziert: „Das [...] Fahrzeug kann seine Geschwindigkeit, im Rahmen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit und in Abhängigkeit der vorherrschenden Straßenbedingungen, frei wählen.“ (Seite 9) Die Ergebnisse der Erhebungen sind in Tabelle 11 dargestellt und liefern erste Informationen über den Lageparameter der gesuchten Verteilung.

Tabelle 11: Erhebungsergebnisse von PUMBERGER ET AL. 2011

Höchst zulässiges Gesamtgewicht [t]	Anzahl	Mittlere Geschwindigkeit [km/h]	V ₈₅ [km/h]
18 (2-achsig)	1.010	91,2	99,9
26 (3-achsig)	461	85,4	88,0
32 (4-achsig)	152	85,6	89,0
32 (5-achsig)	249	85,1	89,0
40 (Sattelzug mit Anhänger)	2.760	85,5	88,0
- (Sattelzug ohne Anhänger)	13	86,0	89,4
40 (Lastzug mit Anhänger)	958	85,0	88,0
Ohne Klassen	5.603	86,4	90,2

Im Mittel über alle Gewichtsklassen liegt die gewählte Geschwindigkeit bei rund 86,4 km/h. PUMBERGER ET AL. 2011 geben an, dass etwa 90 % aller registrierten Lkw (zGG > 3,5t) die gesetzlich vorgeschriebene Höchstgeschwindigkeit überschreiten. Dieser Sachverhalt war insofern erwartbar, als dass Lkw mit vergleichsweise hohen Geschwindigkeiten wirtschaftlich effizienter sind, weil Spediteure dadurch ihre Frachtraten senken und gegenüber der Konkurrenz Vorteile realisieren können. Elektronische Lkw-Geschwindigkeitsregulierer sind daher häufig bei 85 km/h eingestellt, sodass die maximal erlaubte Geschwindigkeit um gerade so viel km/h überschritten wird, dass bei Geschwindigkeitskontrollen noch keine Bußgelder anfallen. [BVU 2015]

Im Weiteren soll überprüft werden, ob eine Analyse von Lkw-FCD zu ähnlichen Ergebnissen bzgl. der Durchschnittsgeschwindigkeit bei freiem Verkehr führt und ob Streuungsmaße der Geschwindigkeitsverteilung bestimmt werden können, die durch PUMBERGER ET AL. 2011 nicht angegeben wurden. In eine solche Analyse werden nur Autobahnabschnitte einbezogen, auf denen im Jahr 2012 mit hoher Wahrscheinlichkeit *überwiegend* freier Verkehr herrschte. Abschnitte, auf die das zutrifft, weisen annahmegemäß die folgenden Eigenschaften auf:

- Die DTV-Werte sind so niedrig, dass auch zur Stoßzeit nicht mit regelmäßigen kapazitätsbedingten Engpässen gerechnet werden kann.
- Es gibt keine Geschwindigkeitsbeschränkung.
- Während des betrachteten Zeitraums gab es keine Baustellen, die den Verkehrsfluss beeinflusst haben könnten.

Um überschlägig zu überprüfen, ob mit kapazitätsbedingten Engpässen gerechnet werden muss, ist die Leistungsfähigkeit der Fahrbahn mit den lokal gemessenen DTV-Werten gemäß HBS (Ziffer A3.2) zu vergleichen. DTV-Werte an Dauerzählstellen werden online durch die BASt zur Verfügung gestellt. Die Fahrstreifenanzahl kann mithilfe von Online-Luftbildern ermittelt werden.

Die Existenz von Geschwindigkeitsbegrenzungen kann einerseits durch die Ausprägung des Attributs *speed* im OSM-Netz, andererseits aber auch durch die Angaben des Online-Autobahnatlas²⁰ festgestellt werden.

²⁰ [ONLINE-AUTOBAHNATLAS 02/2016]

Mithilfe einer von Straßen.NRW zur Verfügung gestellten Baustellenübersicht für das Jahr 2012 lässt sich schließlich prüfen, ob der Verkehr möglicherweise durch Baustellen gestört wurde.

Nach jeweiliger Prüfung der oben genannten Bedingungen unter Verwendung der angegebenen Informationsquellen wurden acht Autobahnabschnitte als Datengrundlage ausgewählt. Diese liegen überwiegend im Norden und Westen NRWs und somit außerhalb der Ballungsräume. Für den einzigen in der Eifel gelegenen Abschnitt wurde mit topografischen Karten des Online-Dienstes Tim-Online²¹ überprüft, ob starke Längsneigungen vorliegen, sodass Lkw-Geschwindigkeiten möglicherweise beeinflusst werden. Dies ist nicht der Fall. Details zur Abschnittswahl können dem Anhang 4.5 entnommen werden.

Da bereits im Vorhinein angenommen wurde, dass die Abschnitte vergleichbare, d.h. freie Verkehrsbedingungen aufweisen, wird nachfolgend nicht mehr zwischen ihnen unterschieden. Sie werden im Gegenteil als ein einziger Abschnitt betrachtet, auf dem sich der freie Verkehrszustand repräsentativ untersuchen lässt. Es wurden ausschließlich FCD extrahiert, die während der Ferienzeit, an Feiertagen oder an Wochenenden in den Stunden zwischen 19:00 Uhr und 06:00 Uhr generiert wurden. Durch die Betrachtung dieser Tageszeit sollen sowohl Pendlerverkehre als auch Ferienverkehre, die sich negativ auf die Auslastung auswirken können, weitestgehend ausgeschlossen werden. Insgesamt bleiben rund 250.000 FCD zur Auswertung übrig. Tabelle 12 zeigt die auf dieser Datengrundlage berechneten Kennziffern der Verteilung der Fahrzeuggeschwindigkeiten.

Tabelle 12: Vorläufige Ergebnisse zur Geschwindigkeitsverteilung bei freiem Verkehr
(n = 245.495 FCD)

Merkmal	Ausprägung
Mittelwert [km/h]	85,5
Standardabweichung [km/h]	7,7
Schiefe	-7,0
Spannweite [km/h]	1 - 110

Die Fahrzeugzusammensetzung des verwendeten FC-Datensatzes, d.h. der Anteil verschiedener Gewichtsklassen an der Menge der FCD, ist nicht bekannt. Der Vergleich der berechneten Durchschnittsgeschwindigkeit von 85,5 km/h mit den durch PUMBERGER ET AL. 2011 berechneten Mittelwerten je Gewichtsklasse legt jedoch nahe, dass überwiegend FCD von Lkw mit zGG ≥ 26 t enthalten sind, da zur mittleren Geschwindigkeit der Lkw mit zGG = 18 t ein relativ großer Unterschied besteht.

Die Schiefe der Fahrzeuggeschwindigkeitsverteilung deutet daraufhin, dass keine symmetrische und damit keine Normalverteilung vorliegt. Dabei ist zu beachten, dass der Wert der Schiefe durch besonders niedrige Geschwindigkeiten (siehe Spannweite) und damit hohe negative Abweichungen vom Mittelwert nach unten „gezerrt“ wird. Schon der „gesunde Menschenverstand“ legt allerdings nahe, dass Geschwindigkeiten von 1 km/h nicht dem freien Verkehr zugeordnet werden dürfen. Sie kommen entweder im stockenden Verkehr bzw. im Stau vor, oder werden durch Fahrzeugpannen oder Messfehler verursacht. Geschwindigkeiten, die mit hoher Wahrscheinlichkeit nicht unter freien Verkehrsbedingungen gefahren worden sind, müssen daher aussortiert werden. Hierbei stellt sich die Frage nach einem konkreten Geschwindigkeitswert als Grenze zwischen freiem und nicht freiem Verkehr. Der gesuchte Wert wird folgendermaßen hergeleitet:

Im Falle einer normalverteilten Zufallsvariablen gelten die in Tabelle 13 dargestellten Zusammenhänge, wobei Mittelwert und Median deckungsgleich sind.

²¹ TIM-ONLINE 02/2016

Tabelle 13: Wertebereich der Normalverteilung (QUELLE: BUCHER ET AL. 2003, Seite 46)

Intervalle	Umschließungsbereiche
zwischen $\mu - 1\sigma$ und $\mu + 1\sigma$	liegen 68.3 % der Messwerte
zwischen $\mu - 2\sigma$ und $\mu + 2\sigma$	liegen 95.4 % der Messwerte
zwischen $\mu - 3\sigma$ und $\mu + 3\sigma$	liegen 99.7 % der Messwerte

Wird daher für die bei PUMBERGER ET AL. 2011 erhobenen Geschwindigkeitsmessungen eine Normalverteilung unterstellt, so stellt der Unterschied zwischen Mittelwert (V_{50}) und V_{85} *annähernd* die Standardabweichung dar, denn zwischen diesen Perzentilen liegen 35 % aller Werte und es gilt: $\mu + 1\sigma \approx 35\%$. Im Mittel über alle Gewichtsklassen läge die Standardabweichung demnach bei 3,8 km/h. Sofern also die Normalverteilung die *wahre* Verteilung der Messwerte ist, liegen nahezu alle Geschwindigkeiten (99,7 %, siehe Tabelle 13), die unter freien Verkehrsbedingungen gefahren werden, im Intervall $\mu \pm 3\sigma$, also zwischen 73,2 km/h und 96 km/h.

Im Folgenden werden die Intervallgrenzen auf 70 km/h und 100 km/h gerundet und als Filter für die FCD-Geschwindigkeitsmessungen verwendet. FCD, deren Geschwindigkeit außerhalb der Grenzen liegt, werden ausgeschlossen. Die unter diesen veränderten Voraussetzungen erzielten Auswertungsergebnisse sind der Tabelle 14 zu entnehmen. Dabei zeigt sich, dass die mittlere Geschwindigkeit nun exakt mit den von PUMBERGER ET AL. 2011 ermittelten 86,4 km/h übereinstimmt. Die Standardabweichung beträgt 3,5 km/h. Die Schiefe liegt bei 0,47 und damit in einer Größenordnung, die nach MILES & SHEVLIN 2001 die Annahme einer Normalverteilung rechtfertigt. Passend dazu liegt die V_{85} einer Normalverteilung $N(84.6, 3.5)$ bei rund 90,03 km/h und weicht somit nur um 0,01 km/h von der V_{85} ab, die in Tabelle 11 stellvertretend für alle Gewichtsklassen angegeben wird. Vieles spricht daher dafür, dass die Verteilung von Lkw-Geschwindigkeiten im freien Verkehr näherungsweise durch eine Normalverteilung mit den (gerundeten) Parametern $\mu = 86$ km/h und $\sigma = 4$ km/h dargestellt werden kann (siehe Abbildung 25).

Tabelle 14: Endgültige Ergebnisse zur Geschwindigkeitsverteilung bei freiem Verkehr
(n = 240.649 FCD)

Merkmal	Ausprägung
Mittelwert [km/h]	86,4
Standardabweichung [km/h]	3,5
Schiefe	-0,47
Spannweite [km/h]	1 - 110

Damit ist nachgewiesen, dass Lkw – gemessen an der zulässigen Höchstgeschwindigkeit – im Mittel sehr schnell fahren und die Geschwindigkeit nur in geringem Maße variiert, sofern sie frei gewählt werden kann (das wurde in 4.3, Abbildung 18 bereits vorhergesagt). Diese Feststellung ist hilfreich, zumal sie die Unterscheidung zwischen freiem und nicht freiem Verkehr im Rahmen von FCD-Analysen vereinfacht: Liegen zur Analyse eines bestimmten Abschnitts für eine bestimmte Zeit nur wenige FCD vor, die eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 65 km/h anzeigen, kann trotz geringer Datenmenge geschlussfolgert werden, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit *kein* freier Verkehr herrschte, zumal eine Geschwindigkeit von 65 km/h weit außerhalb des zu erwartenden Streubereichs der Geschwindigkeiten unter freiem Verkehr liegt.

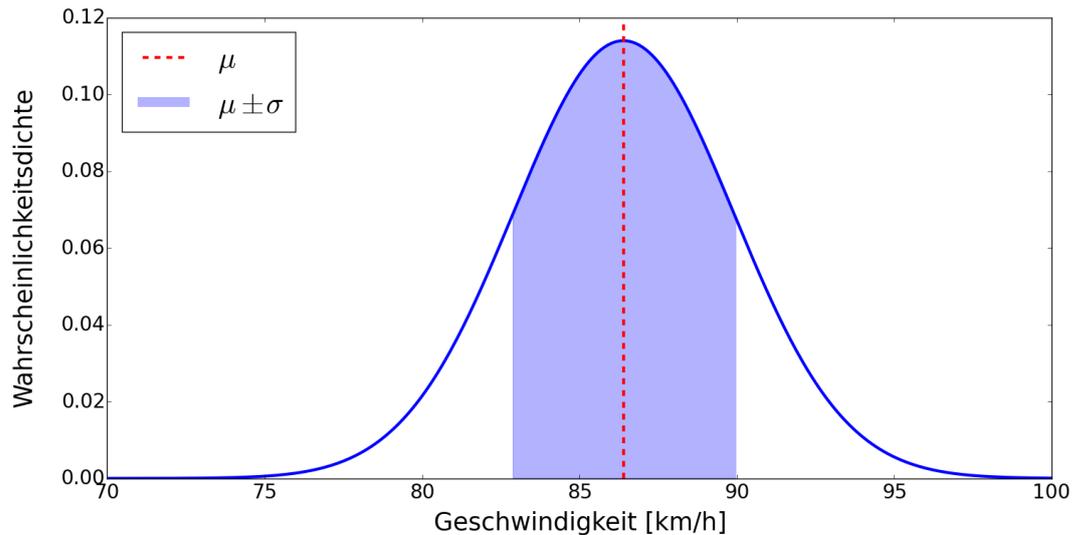


Abbildung 25: Verteilung von Lkw-Geschwindigkeiten bei freiem Verkehr: $N(86, 4)$

Es wäre wünschenswert, die im Netz vorgefundenen Fahrzeuggeschwindigkeiten analog zu den Beurteilungsmethoden in RIN und HBS in sechs Qualitätsstufen (A – F) beurteilen zu können. Während in der RIN die Verbindungsqualität von Relationen im Pkw-Verkehr betrachtet wird, wird im HBS die auf einem Netzabschnitt herrschende Angebotsqualität auf der Grundlage mittlerer Pkw-Geschwindigkeiten bewertet. Die Angebotsqualität hängt dabei maßgeblich von der angestrebten mittleren Pkw-Geschwindigkeit ab, die sich aus der Verbindungsfunktionsstufe des Netzabschnitts gemäß RIN und somit letztendlich aus den raumordnerischen Zielen der Netzplanung ergibt. Soll ein Qualitätsmaßstab für die auf einem Abschnitt gefahrene, mittlere *Lkw*-Geschwindigkeit entwickelt werden, müssen also zunächst Ansprüche an die Verbindungsqualität im Lkw-Verkehr untersucht werden. Zu diesem Zweck wird nachfolgend ein Konzept der BVU²² 2015 vorgestellt und modifiziert. Dieses Konzept ermöglicht die qualitative Beurteilung von Verbindungen im Straßengüterverkehr mit Lkw.

Dazu wird die Transportgeschwindigkeit, die sich durch das Verhältnis aus benötigter Reisezeit und der zurückgelegten Entfernung (nicht nach Luftlinie!) ergibt, als Bewertungskriterium verwendet. Eine von BVU unter Spediteuren durchgeführte Umfrage ergab, dass im Fernverkehr (Entfernung > 200 km) mit einer Transportgeschwindigkeit zwischen 65 km/h und 70 km/h kalkuliert wird. Unter der Annahme, dass Lkw im Fernverkehr aus Kostengründen sehr schnell die Autobahn suchen, die mittlere Entfernung zwischen Güterverkehrsquellen bzw. -zielen und der nächsten Autobahnanschlussstelle 10 km beträgt und mit einer mittleren Geschwindigkeit von 30 km/h zurückgelegt wird, wurden die in Abbildung 26 dargestellten Service-Angebots-Qualitäts-Kurven (SAQ-Kurven) abgeleitet. Die SAQ-A (sehr gute Qualität) orientiert sich an den einkalkulierten Geschwindigkeiten der Transportunternehmen, weshalb sie im Fernverkehr nur erreicht werden kann, wenn die Transportgeschwindigkeit zwischen 65 km/h und 70 km/h liegt.

Die SAQ-Einteilung nach BVU 2015 bietet den Vorteil, dass sie sich an den tatsächlichen Anforderungen der Nutzer orientiert. Nachteilig ist, dass aus diesen Anforderungen die SAQ A abgeleitet wird. BVU 2015 bezeichnet die Geschwindigkeit von 65 km/h bis 70 km/h im Fernverkehr als diejenige Transportgeschwindigkeit, „die dann aus Pünktlichkeits- und Zuverlässigkeitsgründen auch eingehalten werden muss.“ (Seite 77) Diese Formulierung impliziert, dass die aus der geforderten Transportgeschwindigkeit abgeleitete Qualitätsstufe nicht die SAQ A, sondern die SAQ D sein sollte. Dies gilt umso mehr, als dass die Pünktlichkeit nach BVU 2015 das wichtigste Kriterium bei der

²² Beratergruppe Umwelt + Verkehr

Verkehrsmittelwahl von Transportunternehmen ist. Wird also mit einer Geschwindigkeit zwischen 65 km/h und 70 km/h kalkuliert, ist dabei bereits ein auf Erfahrung basierender Puffer enthalten, der mögliche Minderqualitäten des Verkehrsablaufs berücksichtigt und die Wahrscheinlichkeit einer pünktlichen Ankunft erhöht. Sollte die Transportgeschwindigkeit dann trotzdem nicht realisiert werden, ist die Verbindung aus Sicht der Transportunternehmen wohl kaum als gut, befriedigend oder ausreichend zu bezeichnen, was durch die SAQ-Kurven in Abbildung 26 aber durchaus ermöglicht wird: Bei einer Entfernung von 200 km liegt die *geforderte* Transportgeschwindigkeit zum Erreichen der SAQ A bei ca. 68 km/h. Liegt die *tatsächliche* Transportgeschwindigkeit dann jedoch bei ca. 42 km/h, wird die Verbindungsqualität immer noch als ausreichend beurteilt. Dies dürfte nicht die Ansicht der Nutzer, d.h. der Transportunternehmen widerspiegeln.

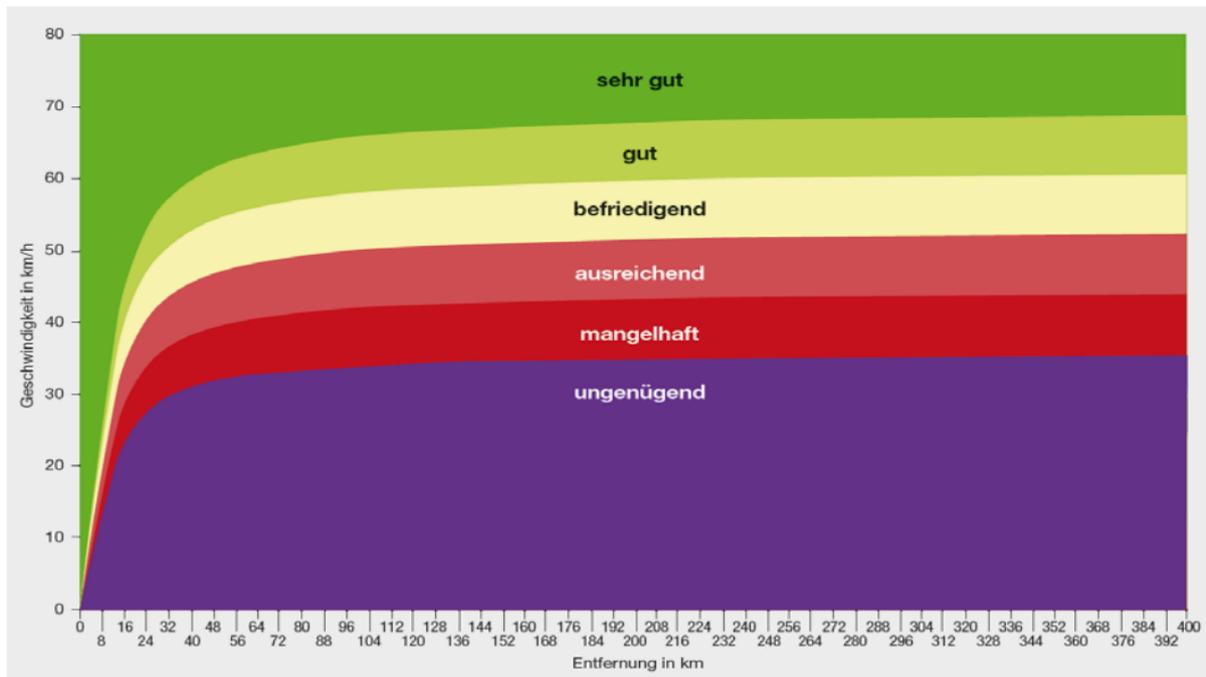


Abbildung 26: SAQ-Kurven für den Lkw-Verkehr (Quelle: BVU 2015, Seite 78)

Das Verfahren soll nachfolgend so angepasst werden, dass Lkw-Geschwindigkeiten auf Autobahnabschnitten qualitativ beurteilt werden können (bisher kann das nur im Hinblick auf die allgemeine Transportgeschwindigkeit auf der Verbindung gemacht werden) und die Anforderungen der Infrastrukturnutzer an die Verbindungsqualität aus den oben genannten Gründen nicht länger als SAQ A interpretiert werden. Die Transportgeschwindigkeit v_T im Fernverkehr berechnet sich folgendermaßen:

$$v_T = \frac{s}{\frac{s_h}{\bar{v}_h} + \frac{s_v}{\bar{v}_v} + \frac{s_{BAB}}{\bar{v}_{BAB}}}$$

mit

- s = Entfernung von Quelle zum Ziel,
- s_h = Distanz von der Quelle zur Autobahn (h = hin),
- \bar{v}_h = mittlere Geschwindigkeit zwischen Quelle und Autobahn,
- s_v = Distanz von der Autobahn zum Ziel (v = von),
- \bar{v}_v = mittlere Geschwindigkeit zwischen Autobahn und Ziel,
- s_{BAB} = auf Autobahn zurückgelegte Entfernung,
- \bar{v}_{BAB} = auf Autobahn im Mittel gefahrene Geschwindigkeit.

Durch Äquivalenzumformungen kann die notwendige Durchschnittsgeschwindigkeit \bar{v}_{BAB} auf der Autobahn zum Erreichen einer Transportgeschwindigkeit von 65 km/h folgendermaßen berechnet werden:

$$\bar{v}_{BAB} = \frac{S_{BAB}}{\frac{s}{65} - \left(\frac{S_h}{\bar{v}_h} + \frac{S_v}{\bar{v}_v}\right)}$$

Da $v_T = 65$ km/h die tatsächlich einkalkulierte Transportgeschwindigkeit der Transportunternehmen repräsentiert, kann \bar{v}_{BAB} auch als die tatsächlich einkalkulierte Durchschnittsgeschwindigkeit auf der Autobahn interpretiert werden. Für jeden Entfernungswert im Fernverkehr kann die von den Spediteuren einkalkulierte \bar{v}_{BAB} berechnet werden, sofern die anderen Größen bekannt sind.

Nach Angaben von BVU 2015 ist die Forderung nach einer Transportgeschwindigkeit von 65 km/h bis 70 km/h nur für Verkehre mit Entfernungen von mehr als 200 km gültig. Für die Ermittlung der SAQ-Kurven der RIN zur Beurteilung der Verbindungsqualität im Pkw-Verkehr, die für die SAQ-Kurven aus Abbildung 26 als Vorbild verwendet wurden, wurden Verbindungen mit Luftlinienentfernungen von bis zu 500 km einbezogen, was dem Standardentfernungsbereich einer Fernautobahn entspricht. (RIN, Tab. 13) Wird nun für jeden Entfernungswert des Intervalls (200 km, 500 km] die zum Einhalten einer geforderten Transportgeschwindigkeit von mindestens 65 km/h notwendige Geschwindigkeit auf der Autobahn berechnet und dabei weiterhin angenommen, dass die Entfernungen im untergeordneten Netz 10 km betragen und mit einer Geschwindigkeit von 30 km/h zurückgelegt werden, ergibt sich die im Mittel über alle Entfernungswerte geforderte \bar{v}_{BAB} zu:

$$n^{-1} * \sum_{s=201}^{500} \frac{S_{BAB}}{\frac{s}{65} - \left(\frac{10}{30} + \frac{10}{30}\right)} \approx 70 \text{ km/h}$$

Um also im Fernverkehr zwischen 201 km und 500 km Transportweite eine Transportgeschwindigkeit von 65 km/h zu ermöglichen, muss die Fahrt auf der Autobahn mit einer mittleren Geschwindigkeit von 70 km/h zurückgelegt werden können. Diese Geschwindigkeit wird nun als die von Transportunternehmen geforderte Verkehrsqualität auf Autobahnen definiert. Analog dazu wird festgelegt, dass die Betrachtung von Lkw-Geschwindigkeiten auf einem bestimmten Abschnitt zu einer Beurteilung mit der Qualitätsstufe D führt, sobald die mittlere Geschwindigkeit 70 km/h beträgt oder übersteigt. Bei Geschwindigkeiten von weniger als 70 km/h ist keine ausreichende Qualität mehr gewährleistet, weil angenommen wird, dass sich daraus Verspätungen ergeben. In der Realität ist diese Konsequenz zwar nicht zwingend, zumal die auf Abschnitt A verursachte Verspätung theoretisch durch eine umso höhere Geschwindigkeit auf Abschnitt B ausgeglichen werden könnte. Für eine vom Netz unabhängige und damit absolute Beurteilung einzelner Autobahnabschnitte ist die Annahme aber erforderlich. Es wird daher die in Tabelle 15 dargestellte Qualitätseinstufung von Lkw-Fahrgeschwindigkeiten vorgeschlagen.

Tabelle 15: Vorschlag zur Qualitätseinstufung von Lkw-Fahrgeschwindigkeiten

Qualitätsstufe	Anforderung [km/h]
A	≥ 82
B	≥ 78
C	≥ 74
D	≥ 70
E	≥ 60
F	< 60

Während BVU 2015 die Anforderungen der Transportunternehmen als Grenze zur Qualitätsstufe A definierte, werden sie hier – wie oben bereits erwähnt – als Grenze zur Qualitätsstufe D definiert. Diese Regelung erscheint im Vergleich zum BVU-Ansatz sehr streng. Sie orientiert sich jedoch an den Mindestanforderungen der Nutzer und müsste eigentlich noch strenger sein, zumal die geforderte Transportgeschwindigkeit mit zunehmender Entfernung steigt. Um im Vergleich zum BVU-Ansatz nicht *zu* streng zu bewerten, wurde hier aber ein konstanter Wert von 65 km/h festgelegt.

Die Grenze zum Erreichen der Qualitätsstufe A orientiert sich an der oben berechneten Lkw-Geschwindigkeitsverteilung unter freiem Verkehr. Der Mittelwert beträgt 86 km/h, die Standardabweichung rund 4 km/h. Ab Geschwindigkeiten von 82 km/h wird daher davon ausgegangen, dass freier Verkehr herrscht, unter dem Lkw eine besonders hohe Geschwindigkeit realisieren können. „Umso schneller ein Lkw unterwegs ist, umso günstiger ist dies für den Spediteur“ [BVU 2015, Seite 77], weshalb Abschnitte mit freiem Verkehr als Optimalfall – Qualitätsstufe A – betrachtet werden. Die Grenzen der Stufen B und C werden so gewählt, dass von A bis D in gleichmäßigen Abständen abgestuft wird. Die Einteilung der SAQ-Stufen im nicht ausreichenden Geschwindigkeitsbereich ist problematisch, da keine Anhaltspunkte vorliegen, die eine konkrete Differenzierung zwischen mangelhafter und ungenügender Qualität rechtfertigen. Zur Beurteilung der Angebotsqualität auf Netzabschnitten gemäß HBS wird die Grenze zwischen E und F beim 0,85-fachen Wert der anzustrebenden Pkw-Geschwindigkeit gesetzt. (Seite A5-4) Der Einfachheit halber soll hier analog verfahren werden.

Die vorgeschlagene Qualitätseinstufung von Lkw-Geschwindigkeiten ist, wie oben bereits erwähnt wurde, lediglich als ein *Ansatz* zur qualitativen Beurteilung von Lkw-Geschwindigkeiten zu verstehen. Er basiert auf den Umfrageergebnissen von BVU 2015, aus denen sich eine Anforderung von Spediteuren an die Durchschnittsgeschwindigkeit auf Autobahnen ableiten lässt. Diese Geschwindigkeit gilt allerdings nur für den Fernverkehr, d.h. ab einer Transportweite von 200 km. Anforderungen bei Fahrten mit geringerer Transportweite konnten nicht abgeleitet werden, weil hierzu keine Nutzeranforderungen genannt wurden und auch aus anderen Quellen nicht zu beziehen sind. Die Qualitätsstufe A liegt bei 82 km/h und ergo in einem Bereich, der über der zulässigen Höchstgeschwindigkeit liegt. Damit Qualitätsstufe A erreicht wird, sind die Nutzer demnach gezwungen, Ordnungswidrigkeiten zu begehen. Diese Bewertungspraxis kann nur mit Verweis auf die berechnete Lkw-Geschwindigkeitsverteilung unter freiem Verkehr gerechtfertigt werden, die deutlich unter Beweis stellt, dass Lkw-Geschwindigkeiten mit hoher Wahrscheinlichkeit über der zulässigen Höchstgeschwindigkeit liegen, sofern die Geschwindigkeiten selbst bestimmt werden können. Die hier vorgeschlagene Qualitätseinstufung der Lkw-Geschwindigkeiten ist daher in jedem Fall aus Nutzersicht zu interpretieren.

Die Tabelle 16 zeigt, wie viele Abschnitte im Autobahnnetz NRW den jeweiligen Qualitätsstufen zugeordnet werden. Die Ergebnisse der Grundausswertungen für die AVZ 2012 bilden dabei die Grundlage für die Zuteilung. Es zeigt sich, dass rund 85 % der Abschnitte eine ausreichende Qualität im Hinblick auf die ermittelten Lkw-Durchschnittsgeschwindigkeiten aufweisen. Mehr als 60 % werden sogar mit B oder A beurteilt. Jeder zehnte Abschnitt weist eine mangelnde Qualität auf, jeder zwanzigste eine ungenügende. Abbildung 27 zeigt das nach Qualitätsstufen farblich differenzierte Autobahnnetz NRW.

Tabelle 16: Qualitätsbeurteilung der Lkw-Geschwindigkeiten im Netz (n = 2.441 Abschnitte)

Qualitätsstufe	A	B	C	D	E	F
Anzahl Abschnitte	900	631	335	198	256	121
Anteil (%)	37	26	14	8	10	5

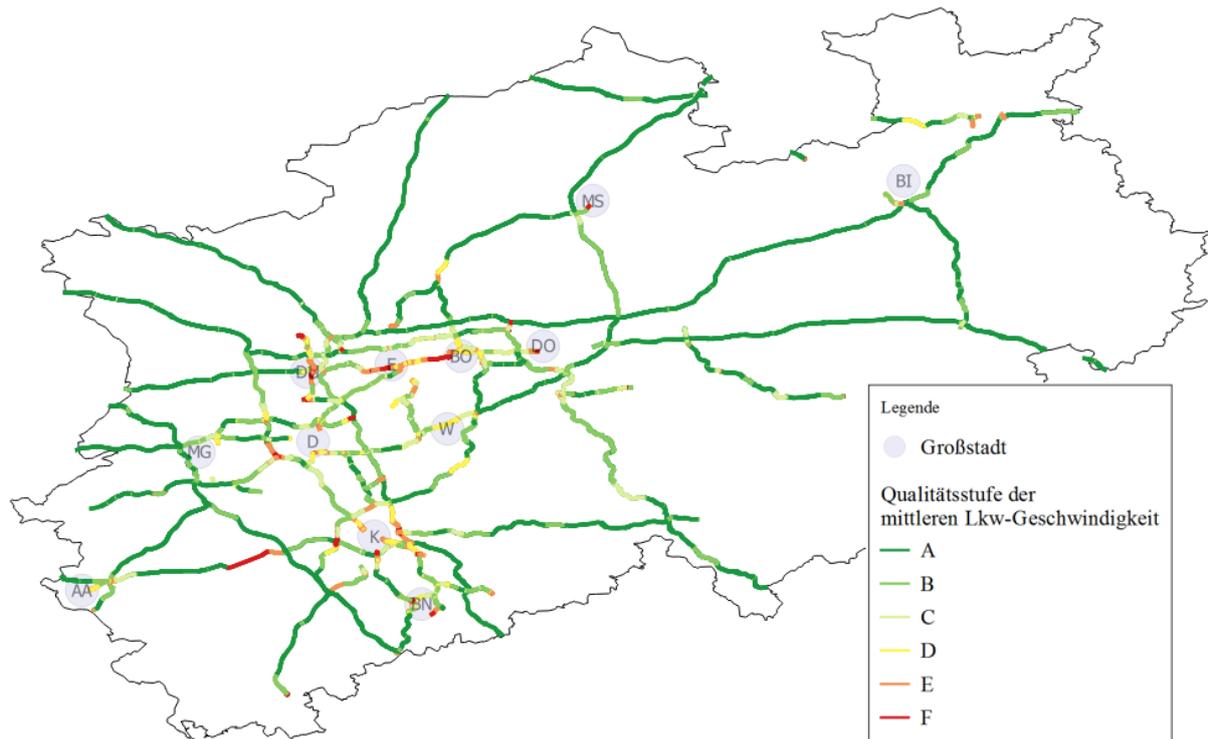


Abbildung 27: Qualitätsstufen der mittleren Lkw-Geschwindigkeit im Autobahnnetz NRW

Nachfolgend wird zusätzlich ein Ansatz präsentiert, mit dem Mittelwert und Standardabweichung einer Lkw-Geschwindigkeitsverteilung in Bezug zu den entsprechenden Parametern unter freiem Verkehr gesetzt werden können. Daraus kann möglicherweise eine umfassendere Beurteilung der Verkehrsqualität abgeleitet werden, als wenn nur der Mittelwert Berücksichtigung findet. Ein Bewertungskonzept in sechs Qualitätsstufen wird für diesen Ansatz jedoch nicht erarbeitet.

In 4.1 wurden die Häufigkeitsverteilungen der Merkmale Durchschnittsgeschwindigkeit und Standardabweichung in Bezug auf die 2.450 Abschnitte des Autobahnnetzes diskutiert. Beide Merkmale können als Bewertungskriterium für die Verkehrsqualität herangezogen werden. Die Durchschnittsgeschwindigkeit gibt Auskunft darüber, welche Geschwindigkeit im Mittel realisiert werden kann. Hier gilt offenbar, je höher desto besser. Die Standardabweichung gibt Auskunft darüber, wie stark die realisierbaren Geschwindigkeiten auf einem Abschnitt streuen. Eine starke Streuung ist generell als negativ zu beurteilen, weil Fahrten dadurch schlechter geplant werden können und somit Verspätungen und Verfrühungen entstehen, was insbesondere im Güterverkehr problematisch ist (siehe 5).

Für jeden Abschnitt werden folgende Differenzwerte Δ ermittelt:

$$\Delta_v = \mu_f - \mu_A$$

$$\Delta_\sigma = \sigma_A - \sigma_f$$

mit μ_f = Durchschnittsgeschwindigkeit bei freiem Verkehr,
 μ_A = Durchschnittsgeschwindigkeit des Abschnitts A,
 σ_f = Standardabweichung der Geschwindigkeiten bei freiem Verkehr,
 σ_A = Standardabweichung der Geschwindigkeiten auf Abschnitt A.

Werden für jeden einzelnen Abschnitt Δ_v und Δ_σ als Wertepaar in einem Achsenkreuz abgetragen, ergibt sich Abbildung 28. Die Größe und Farbe der als Punkte dargestellten Wertepaare richtet sich

hierbei nach dem Produkt aus Δ_v und Δ_σ . Beträgt Δ_v 30 km/h und Δ_σ 15 km/h, so wird der Punkt mit dem Wert $(30 * 15)$ 450 gewichtet. Je höher das Gewicht, desto schlechter ist die allgemeine Verkehrsqualität, die sich aus Durchschnittsgeschwindigkeit und Standardabweichung zusammensetzt und desto röter und größer wird der Punkt abgebildet. Der Punkt (0,0) entspricht dem Wertepaar (μ_f, σ_f) .

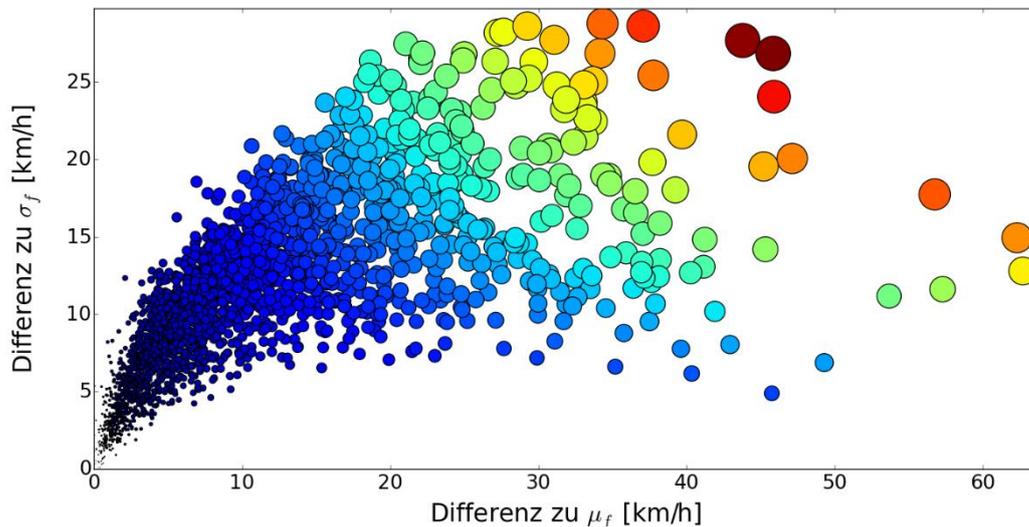


Abbildung 28: Vorschlag zur Qualitätsgewichtung nach Mittelwert und Standardabweichung
(n = 2.441 Abschnitte)

Auf diese Weise werden Punkte mit hohem Gewicht, die also in beiden Kategorien stark von der Verteilung unter freiem Verkehr abweichen, am höchsten gewichtet und damit am schlechtesten beurteilt. Das sind jene Punkte, die dem Punkt (0,0) gegenüber im oberen rechten Bildbereich liegen. Gleichzeitig können Abschnitte mit geringer Durchschnittsgeschwindigkeit noch vergleichsweise gut beurteilt werden, wenn ihre Standardabweichung gering ist, denn dann kann die Fahrt immerhin zuverlässig geplant werden. Insgesamt erhält allerdings Δ_v ein höheres Gewicht in der Beurteilung, weil hier die Differenzen aufgrund der vergleichsweise hohen Spannweite der Durchschnittsgeschwindigkeiten deutlich höher ausfallen können als bei Δ_σ . Deswegen gilt, dass Abschnitte mit hoher Δ_v und geringer Δ_σ tendenziell ein höheres Gewicht erhalten als Abschnitte mit hoher Δ_σ und geringer Δ_v .

Analog zum Konzept der Level-of-Service-Stufen aus dem US-amerikanischen *Highway Capacity Manual* (HCM, TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 2010), HBS und RIN wäre es wünschenswert, die Gewichte der Punkte festgelegten Stufen zuteilen zu können und damit ein vergleichbares Konzept zu schaffen. Dafür muss insbesondere die Frage geklärt werden, ob Standardabweichung und Durchschnittsgeschwindigkeit überhaupt zu einer Kennziffer zusammengefasst werden sollten oder ob sie als einzelne Kennziffern aussagekräftiger sind. Zudem ist zu prüfen, ob Δ_v und Δ_σ so wie im vorliegenden Fall gewichtet werden sollen oder der Standardabweichung zusätzliches Gewicht verschafft werden muss. Hier sollten u.a. die Präferenzen der Güterverkehrsunternehmen eine Rolle spielen, die eine zuverlässige Fahrt oftmals einer schnellen Fahrt vorziehen. [BVU 2014]

5 Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

Neben der Sicherheit orientiert sich der Straßenverkehr mit seinen Entwurfs- und Technikregelwerken überwiegend an dem Ziel, möglichst hohe Geschwindigkeiten zu ermöglichen, damit Fahrtzeiten reduziert werden. Bei der Nutzen-Kosten-Analyse, auf deren Grundlage Infrastrukturprojekte für den Bundesverkehrswegeplan priorisiert werden, stellt die eingesparte Fahrtzeit die größte Nutzenkomponente dar. Vielerorts sind die Verkehrswege jedoch so stark belastet, dass höhere Geschwindigkeiten nicht über längere Zeit beibehalten werden können und die realisierten Fahrtzeiterparnisse so gering sind, dass kein wirklicher Nutzen daraus entsteht. Daher rückt die *Zuverlässigkeit* als Qualitätskriterium von Verkehrswegen und -netzen zunehmend in den Vordergrund. [BRILON 2010]

Abbildung 29 zeigt das Ergebnis einer Umfrage, in der Verlader aufgefordert wurden, verschiedene Einflussgrößen auf ihre Verkehrsmittelwahl zu priorisieren. Die Zuverlässigkeit wird dabei am besten durch die Einflussgrößen *Pünktlichkeit* und *Verspätung* beschrieben (wenngleich die Begriffe nicht deckungsgleich sind). Der Pünktlichkeit wird demnach eine besonders hohe Bedeutung beigemessen. 72 % der befragten Verlader beurteilen sie als *sehr wichtig*. Demgegenüber schätzen nur 48 % die Transportdauer als sehr wichtige Einflussgröße ein.

Im Rahmen einer Umfrage, die während eines Projektseminars im Jahr 2014 am GUT durchgeführt wurde, wurden Logistikfirmen aufgefordert, Einflussgrößen auf die Gestaltung ihrer Tourenplanung auf einer Skala von 1 (unwichtig) bis 5 (sehr wichtig) zu priorisieren. Auch hier gaben 60 % der Unternehmen an, dass die Planungssicherheit *sehr wichtig* oder *wichtig* ist. Diese Einschätzung ist aufschlussreich, allerdings nicht überraschend, denn „noch immer ist zu beobachten, dass Lieferketten nicht robuster, sondern fragiler geplant werden.“ [LEERKAMP 2014, Seite 263]

Position	sehr wichtig	wichtig	weniger wichtig	unbedeutend
Transportpreis/-kosten	67,5%	31,1%	1,3%	
Transportdauer	47,7%	45,7%	5,3%	1,3%
Pünktlichkeit	72,2%	26,5%	1,3%	
Verspätung	52,3%	43,7%	4,0%	
Schadenshäufigkeit	48,3%	33,8%	13,9%	4,0%
Verfügbarkeit	62,3%	36,4%	0,7%	0,7%

Abbildung 29: Priorisierung unterschiedlicher Einflussgrößen auf die Verkehrsmittelwahl
(Quelle: BVU 2014, Seite 19)

Insgesamt ist also festzustellen, dass die vom Infrastrukturnutzer wahrgenommene Qualität der Verkehrswege und -netze – insbesondere aus Sicht des Güterverkehrs – entscheidend von ihrer Zuverlässigkeit abhängt. In diesem Kapitel wird daher diskutiert, inwiefern sich FCD dazu eignen, die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs zu beurteilen. Ergo muss zunächst definiert werden, was unter „Zuverlässigkeit“ in diesem Zusammenhang genau zu verstehen ist. Dazu werden Ergebnisse einer Literaturrecherche vorgestellt, die den Stand der verkehrswissenschaftlichen Diskussion kompakt wiedergeben. Im Anschluss werden verschiedene Bewertungsmethoden vorgestellt, die jeweils darauf ausgerichtet sind, die Zuverlässigkeit eines einzelnen Autobahnabschnitts auf der Grundlage von FCD zu quantifizieren. Diese Methoden wurden in entsprechende Algorithmen übersetzt und auf das Autobahnnetz NRW angewendet. Die Ergebnisse, die jeweils auf Basis des FC-Datensatzes 2012 berechnet wurden, werden im Verlauf des Kapitels in aggregierter Form dargestellt. Eine abschließende Diskussion soll dazu führen, diejenigen Bewertungsmethoden zu identifizieren, die die Zuverlässigkeit am besten wiedergeben und daher am ehesten für die regelmäßige Analyse und Bewertung (Monitoring) der Zuverlässigkeit geeignet sind.

5.1 Wissenschaftlicher Kenntnisstand

Zunächst ist festzustellen, dass „Zuverlässigkeit“ kein exklusives Merkmal von Verkehrssystemen ist. Im Gegenteil wird Zuverlässigkeit im verkehrswissenschaftlichen Kontext erst seit einigen Jahren untersucht und spielte in politischen Entscheidungsprozessen bis dato keine nennenswerte Rolle. Durch das Bundesverkehrsministerium wurden Forschungsaufträge zum Thema „Zuverlässigkeit“ erstmals im Rahmen der Neuaufstellung des Bundesverkehrswegeplans 2015 erteilt. [WALTHER 2015]

Im technischen Bereich ist der Begriff „Zuverlässigkeit“ hingegen seit langem in Gebrauch und referenziert i.d.R. „die Eigenschaft einer Betrachtungseinheit, eine festgelegte Funktion unter vorgegebenen Bedingungen während einer festgelegten Zeitdauer mit vorgegebener Wahrscheinlichkeit zu erfüllen. [...] Oft wird die Zuverlässigkeit definiert als Komplement zur Versagenswahrscheinlichkeit.“ [SCHNEIDER 2007, Seite 7]

Diese Definition wird auch in den entsprechenden DIN-Normen und VDI-Richtlinien angewendet. Nach KOHLAS 1987 führt sie zur „klassischen Zuverlässigkeitstheorie binärer Systeme“. (Seite 9) Binär bedeutet in diesem Fall, dass nur die Zustände „funktionsfähig“ und „nicht-funktionsfähig“ unterschieden werden. Gleichwohl ist auch der Fall denkbar, „wo eine weitergehende Klassifizierung der Systemzustände nützlich ist, etwa dort, wo ein System unterschiedlich leistungsfähig sein kann.“ [KOHLAS 1987, Seite 9]

Nach FRIEDRICH & BENNECKE 2015 ist eine weitergehende Klassifizierung bei der Anwendung des Zuverlässigkeitsbegriffs auf den Straßenverkehr notwendig. Sie postulieren, dass die geforderte Funktion des Straßennetzes eine angemessene Fahrzeit ist und diese Funktion in unterschiedlichem Ausmaß, d.h. mehr oder weniger gut erfüllt werden kann.

LOMAX ET AL. 2003 stellen fest: „Typically, reliability is viewed by travelers in relation to their experience.“ (Seite 1) In diesem Sinne definiert BRILON 2010 Zuverlässigkeit im Straßenverkehr als Wahrscheinlichkeit dafür, dass die erwartbare Reisezeit tatsächlich eingehalten wird. GEISTEFELDT ET AL. 2014 bezeichnen die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs nach allgemeinem Verständnis als „die Übereinstimmung der tatsächlichen Verkehrsqualität mit den Erwartungen des Verkehrsteilnehmers“. (Seite 3)

Die drei zuletzt vorgestellten Definitionen zeigen deutlich, dass die Auffassung von Zuverlässigkeit im verkehrlichen Sinne stark von jener im technischen Sinne abweichen kann. Während technische Zuverlässigkeit im Sinne einer Ja-/Nein-Frage (das System/Produkt funktioniert oder funktioniert nicht) absolut beurteilt werden kann, hängt die verkehrliche Zuverlässigkeit von einer bestimmten Erwartungshaltung ab und kann somit nur relativ dazu beurteilt werden. Dies gilt vor allem, wenn die Zuverlässigkeit aus Sicht des Nutzers und nicht aus Sicht des Infrastrukturanbieters beurteilt werden soll. Hierzu gibt WALTHER 2015 ein anschauliches Beispiel: „Eher umgangssprachlich wird eine Fahrt von A nach B als unzuverlässig bewertet, wenn der Reisende dabei in einen Stau gerät bzw. sein Zug oder Flieger Verspätung hat. Betrachtet man jedoch einen Berufspendler, der jeden Morgen in „demselben“ Stau steht, so ist dieser Stau sehr zuverlässig.“ (Seite 802)

Nach dieser kurzen Betrachtung der Zuverlässigkeit im verkehrlichen Kontext deutet sich bereits an, dass die Suche nach einer einzigen, universal gültigen Auffassung des Begriffs möglicherweise erfolglos bleiben muss, zumal die Beantwortung der Frage, ob Zuverlässigkeit gegeben ist oder nicht, vom jeweiligen Betrachter abhängen kann.

Das Speditionsunternehmen, das jeden Vormittag die Autobahn X zwischen der Anschlussstelle Y und der Anschlussstelle Z benutzt und dabei immer fünf Minuten Zeit aufgrund von gestautem Verkehr verliert, ist in der „glücklichen“ Position, diese fünf Minuten sicher in seine Planung einkalkulieren zu

können. Seine Erwartung wird dementsprechend mit der tatsächlichen Erfahrung übereinstimmen. Die Zuverlässigkeit aus Nutzersicht ist somit gegeben.

Gleichwohl kann sich der Infrastrukturanbieter, d.h. der Straßenbaulastträger der Autobahn X, schon aus politischen Gründen kaum damit zufrieden geben, dass auf seiner Autobahn jeden Morgen Stau herrscht, selbst wenn die Nutzer ihre Fahrt zuverlässig planen können. Er wird Zuverlässigkeit deshalb eher im technischen Sinne definieren, indem er bspw. Soll-Fahrzeiten, d.h. eine festgelegte Funktion vorgibt, die Wahrscheinlichkeit bestimmt, mit der diese Funktion erfüllt wird und ggf. Maßnahmen zur Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit durchführt.

Dahingehend stellt SIGNIFICANCE ET AL. 2012 fest, „dass es zum einen Nutzer gibt, die bestimmte Erwartungen haben, zum anderen, dass es eine Angebotsseite gibt, die den Transport von einer bestimmten Service Qualität anbietet [...]“ (Seite 12) LOMAX 2003 unterscheidet deshalb zwischen den Begriffen *reliability* und *variability*: „Reliability [...] is viewed by travelers in relation to their experience. [...] Variability [...] takes more of a facility perspective and, therefore, relates to the concerns of transportation agencies.“ (Seite 1) Die Zuverlässigkeit aus Nutzersicht wird im Folgenden *Nutzerzuverlässigkeit* genannt. Die Zuverlässigkeit aus Anbietersicht wird *Anbieterzuverlässigkeit* genannt.

Die Nutzerzuverlässigkeit ist gemäß der oben vorgestellten Definitionen umso höher, je eher die Erwartungen der Verkehrsteilnehmer durch ihre Erfahrungen bestätigt werden. Geringe Durchschnittsgeschwindigkeiten sind demnach kein Anzeichen für Unzuverlässigkeit, solange sie regelmäßig und damit erwartbar auftreten.

Die Anbieterzuverlässigkeit leitet sich aus der technischen Definition von Zuverlässigkeit ab und geht auf das Bestreben des Anbieters zurück, den Nachfragern mit einer hohen Zuverlässigkeit eine gute Verkehrsqualität zu bieten. Die Anbieterzuverlässigkeit wird daher nicht an den Erwartungen der Nutzer gemessen, sondern an den Ansprüchen, die der Anbieter an sich selber richtet. Das soll aber nicht bedeuten, die Nutzerzuverlässigkeit für das Infrastrukturmanagements des Anbieters grundsätzlich nicht relevant ist.

Herkömmlicherweise wird die Zuverlässigkeit – unabhängig davon, ob Nutzer- oder Anbieterzuverlässigkeit gemeint ist – stets für eine Relation, d.h. für eine Fahrt von A nach B gemessen. [WALTHER 2015] Die dabei verwendete Messgröße ist die Reisezeit. [DE JONG ET AL 2004] Im Rahmen dieser Arbeit werden allerdings abschnittsbezogene Zuverlässigkeitsanalysen auf der Grundlage von FCD-Geschwindigkeitswerten durchgeführt, weswegen einige Abweichungen von der „herkömmlichen“ Zuverlässigkeitsmessung auftreten werden. Denn erstens stellen Autobahnabschnitte keine Relationen dar, zumal Relationen als „gerichtete Verbindungen zweier Orte bzw. Netzzellen“ [RIN, Seite 45] definiert sind. Anfangs- und Endpunkt eines Autobahnabschnitts sind genau genommen jedoch weder Orte noch Netzzellen, sondern einfache Knotenpunkte, an denen die Autobahn mit dem untergeordneten Netz verbunden wird. Zweitens wird in den meisten der folgenden Auswertungen nicht die Reise- oder Fahrzeit als Betrachtungsgröße verwendet, sondern die gefahrenen Geschwindigkeiten auf einem Abschnitt.

Zum zweiten Punkt ist zu sagen, dass die Geschwindigkeit die Reisezeit direkt bedingt. Hohe Geschwindigkeiten resultieren in niedrigen Reisezeiten und umgekehrt. Die Geschwindigkeit ist mithin ein probates Mittel, um die Zuverlässigkeit zu untersuchen. Doch wie lässt sich die abschnittsweise Zuverlässigkeitsbeurteilung anstelle der relationsbezogenen rechtfertigen?

Zunächst ist zu bedenken, dass Relationen i.d.R. nicht nur auf einer, sondern auf mehreren Routen befahren werden können. Dies gilt insbesondere für Relationen im untergeordneten Straßennetz, das im Vergleich zum Netz der übergeordneten Straßen sehr fein ist. Die Zuverlässigkeit einer Relation beschreibt somit auch die Zuverlässigkeit des gesamten Straßennetzes (FRIEDRICH & BENNECKE 2015). Bedeutet dies im Umkehrschluss, dass die Zuverlässigkeit *immer* eine Eigenschaft des Netzes

und nicht der einzelnen Netzelemente ist? Nein, denn Zuverlässigkeit bedeutet konstante Reisezeiten auf einer Relation. Die Reisezeit leitet sich aus der Fahrzeit ab, die zum Passieren der einzelnen Netzelemente benötigt wird. Sind die Reisezeiten *nicht* konstant, so ist es unwahrscheinlich, dass alle Netzelemente in gleicher Weise dazu beitragen. Vielmehr wird sich die Reisezeitvarianz der Relation auf die Fahrzeitvarianz bestimmter Netzelemente zurückführen lassen. In diesem Sinne sollte es auch möglich sein, die Zuverlässigkeit des Netzes von der Zuverlässigkeit einzelner Elemente zu unterscheiden, womit die Zuverlässigkeitsanalyse einzelner Autobahnabschnitte gerechtfertigt werden kann. GEISTEFELDT 2014 führte dementsprechend Zuverlässigkeitsanalysen durch, die sich auf 50 Untersuchungsstrecken zwischen Knotenpunkten, d.h. zwischen Anschlussstellen, Autobahndreiecken und –kreuzen, auf Autobahnen beziehen. FRIEDRICH & BENNECKE 2015 bezogen ihre Analysen auf Netzabschnitte auf Autobahnen. In beiden Fällen wurden also keine *Relationen* untersucht.

5.2 Vorgehen

Im Verlauf dieses Kapitels werden verschiedene FCD-Auswertungsmethoden vorgestellt, die die Zuverlässigkeit entweder aus Nutzersicht oder aus Anbietersicht beurteilen sollen. Dabei werden sowohl bestehende Berechnungskonzepte auf die spezielle Datengrundlage „FCD“ übertragen als auch neuartige Vorschläge für Zuverlässigkeitskennziffern unterbreitet. Die in 5.1 begonnene Literaturrecherche wird dabei vertieft. Die vorgestellten Methoden werden am Ende des Kapitels diskutiert. Das – nun konkretisierte - Ziel ist es, letztendlich sowohl für die Nutzer- als auch für die Anbieterzuverlässigkeit *eine* geeignete Kennziffer zu nennen.

Die Beschreibung der nachfolgend behandelten Kennziffern besteht aus jeweils zwei Teilen. Im ersten Teil wird das Konzept der Kennziffer erläutert. Konkret wird dabei diesen Fragen nachgegangen: Welcher Zusammenhang besteht zwischen der Kennziffer und der Definition von Zuverlässigkeit im Verkehrswesen? Nach welcher Vorschrift ist die Kennziffer zu berechnen? Im zweiten Teil werden die Auswertungsergebnisse vorgestellt, die sich durch die abschnittsweise Anwendung der Berechnungsvorschrift ergeben. Für die Darstellung der Auswertungsergebnisse werden in jedem Fall eine tabellarische Übersicht und eine grafische Darstellung der Häufigkeitsverteilung verwendet. Die tabellarische Übersicht enthält dabei die in Tabelle 17 dargestellten Angaben zur Auswertungsmethodik und Datenmenge.

Tabelle 17: Mustertabelle zur Darstellung von Methodik und Datenbasis

Betrachteter Zeitraum	-
Inkl. Feier- und Ferientage?	-
Basis-Aggregationslevel	-
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	-
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	-
Anzahl auswertbarer Abschnitte	-

Die genannten Kriterien werden nachfolgend in Kürze erläutert:

Betrachteter Zeitraum: Hier wird angegeben, ob sich die Auswertung auf FCD beschränkt, die an bestimmten Wochentagen oder zu bestimmten Uhrzeiten generiert wurden. Ist dies nicht der Fall, so wird „keine Spezifikation“ eingetragen.

Inkl. Feier- und Ferientage?: Hier wird angegeben, ob Daten von Feier- oder Ferientagen mit berücksichtigt wurden.

Basis-Aggregationslevel: Hier wird entweder „keine Spezifikation“ oder „Jahresstunde“ angegeben. Der Unterschied wird in Abbildung 30 verdeutlicht. „Keine Spezifikation“ bedeutet demnach, dass die FCD nach der Extraktion aus der Datenbank sofort zu Fahrzeuggeschwindigkeiten (siehe 4) „verarbeitet“ werden, auf deren Grundlage dann die Zuverlässigkeitskennziffer berechnet wird. „Jahresstunde“ bedeutet hingegen, dass die FCD zunächst derjenigen Jahresstunde (es gab 8.784 Stunden im Jahr 2012) zugeordnet werden, auf die ihr Zeitstempel datiert. Anschließend werden Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet, auf deren Grundlage ein Referenzwert (häufig ist das der Mittelwert) für die jeweilige Jahresstunde berechnet wird. Die Zuverlässigkeitskennziffer wird dann auf Basis der Referenzwerte der Jahresstunden berechnet. Das Basis-Aggregationslevel gibt demnach an, ob Fahrzeuggeschwindigkeiten erstmalig zur Berechnung der Zuverlässigkeitskennziffer selbst oder zur Berechnung der Referenzwerte von Jahresstunden aggregiert werden.

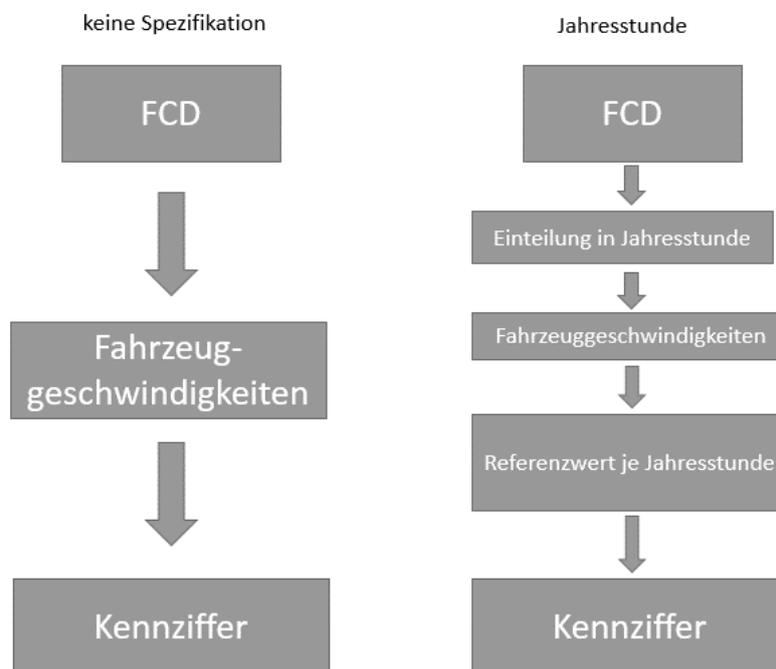


Abbildung 30: Prinzip des Begriffs "Basis-Aggregationslevel"

Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset): Ist das Basis-Aggregationslevel nicht spezifiziert, wird "-" angegeben. Ist das Basis-Aggregationslevel „Jahresstunde“, so wird die Anzahl jener Jahresstunden angegeben, die durch eine hinreichend große Menge an FCD abgedeckt sind und deswegen mit einem Referenzwert in die Berechnung der Zuverlässigkeitskennziffer einfließen.

FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset): Ist das Basis-Aggregationslevel nicht spezifiziert, wird hier einfach die Menge extrahierter Daten angegeben. Ist das Basis-Aggregationslevel „Jahresstunde“, so wird angegeben, wie viele Daten zur Berechnung des Referenzwerts einer Jahresstunde *durchschnittlich* zur Verfügung stehen.

Anzahl auswertbarer Abschnitte: Hier wird angegeben, für wie viele Abschnitte die jeweilige Zuverlässigkeitskennziffer berechnet werden konnte.

5.3 Vorwort

Bevor die Auswertungsmethoden und ihre jeweiligen Ergebnisse vorgestellt werden, sollen noch einige Hinweise auf im folgenden Text verwendete Begrifflichkeiten sowie auf die Interpretierbarkeit der Ergebnisse gegeben werden.

5.3.1 Begrifflichkeiten

Zuverlässigkeit und Unzuverlässigkeit: Wird nachfolgend der Begriff Unzuverlässigkeit verwendet, ist damit genau das Komplement zur Zuverlässigkeit gemeint. Demnach macht es keinen Unterschied, ob ein Abschnitt als besonders unzuverlässig oder als besonders wenig zuverlässig bezeichnet wird.

Verkehrsablaufsqualität: Wenn nachfolgend die Begriffe *Verkehrsqualität* oder *Verkehrsablaufsqualität* verwendet werden, besteht kein direkter Bezug zu dem im HBS geregelten Konzept zur Beurteilung der Verkehrsqualität. Die Begriffe referenzieren hier lediglich einen Verkehrszustand, der sich über die gemessenen Geschwindigkeiten definiert. Eine hohe Verkehrs(ablaufs-)qualität wird demnach erreicht, wenn auch die mittels FCD gemessenen Geschwindigkeiten hoch sind.

Realisierbare Geschwindigkeit: In 4.4 wurde gezeigt, dass Lkw quasi immer mit einer höheren Geschwindigkeit als 80 km/h fahren, sofern ihre Geschwindigkeit frei gewählt werden kann. Wird auf einem Abschnitt zu einer bestimmten Jahresstunde eine geringere Durchschnittsgeschwindigkeit ermittelt, so wird angenommen, dass diese die unter den gegebenen Verkehrsverhältnissen maximal realisierbare Geschwindigkeit gewesen ist und der Fahrzeugführer eigentlich eine höhere Geschwindigkeit bevorzugt hätte. Diese Annahme erscheint trivial, muss aufgrund der FCD-Abdeckungsproblematik allerdings erwähnt werden. So kommt es bspw. vor, dass zur Berechnung der Durchschnittsgeschwindigkeit während einer bestimmten Jahresstunde nur sehr wenige FCD vorliegen, die von sehr wenigen, also bspw. zwei Fahrzeugen hinterlassen wurden. Liegt die Durchschnittsgeschwindigkeit bei 65 km/h, bedeutet das nicht automatisch, dass die Fahrzeuge aufgrund der Verkehrsbedingungen nicht schneller fahren konnten. Möglicherweise waren sie extrem schwer beladen und fuhren deswegen sehr langsam, obwohl freier Verkehr herrschte. Bei derart geringer Stichprobengröße sind FCD deshalb nur bedingt geeignet, um Rückschlüsse auf den Verkehrszustand zu ziehen. Genau diese Eignung muss jedoch unterstellt werden, damit möglichst viele Abschnitte in die anstehenden, auf einzelnen Jahresstunden basierenden Auswertungen einbezogen werden können. Denn es kann im Einzelnen nicht geklärt werden, ob ein Fahrzeug schwer beladen war oder wegen den gegebenen Verkehrsverhältnissen langsam gefahren ist. Wenn also nicht alle Jahresstunden mit geringer Stichprobengröße²³ ausgeschlossen werden sollen, muss die einfachste Annahme getroffen werden: Eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 65 km/h zeigt, dass der Verkehr zur betrachteten Jahresstunde nicht frei war und dass 65 km/h damit die maximal realisierbare Geschwindigkeit war. Ein gutes Argument für diese Vorgehensweise liefert wiederum die Verteilung aus 4.4, die zeigt, dass nur 3,4 % der Lkw bei freiem Verkehr langsamer als 80 km/h fahren. Es ist also, wenngleich nicht unmöglich, äußerst unwahrscheinlich, dass bei einer Geschwindigkeit von 65 km/h freier Verkehr herrschte.

Abbildbare Stunden: Als abbildbare Stunden werden nachfolgend jene Stunden des Jahres 2012 bezeichnet, für die ausreichend FCD vorliegen, um einen Referenzwert für die Stunde zu berechnen. In der Regel sollten dazu mindestens zwei Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet werden können.

²³ In den folgenden Auswertungen wurden mehrmals die Jahresstunden untersucht, die dienstags, mittwochs und donnerstags in der Zeit zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr lagen. Dabei zeigte sich, dass auf ca. 50 % der Abschnitte nur sechs FCD pro Jahresstunde vorlagen. Ferien- und Feiertage wurden ausgeschlossen.

5.3.2 Auswertungsergebnisse

Nicht-Aktualität der Ergebnisse

Die Auswertungsergebnisse basieren auf FCD des Jahres 2012. Sie haben daher eine sehr bedingte Aussagekraft in Bezug auf die aktuellen und die zukünftigen Verhältnisse. So wird bspw. der Abschnitt der BAB 3 zwischen der AS Köln-Dellbrück und der AS Köln-Mülheim in den Auswertungsergebnissen stets durch hohe Unzuverlässigkeitswerte gekennzeichnet sein. Bis zum Juli 2012 wurde dieser Abschnitt jedoch achtstreifig ausgebaut. „Hier war die Autobahn am engsten; der Verkehr floss über drei verengte Fahrstreifen pro Fahrtrichtung.“ [STRASSEN.NRW 02/2016] Die ermittelten Zuverlässigkeitswerte geben mithin keine Auskunft über die heutige Situation, in der auf demselben Abschnitt acht Fahrstreifen in regulärer Breite zur Verfügung stehen. Der Fokus sollte deshalb auf den Auswertungsmethoden selbst und nicht auf den berechneten Ergebnissen liegen.

Aggregierte Darstellung der Ergebnisse

Zudem ist anzumerken, dass Auswertungsergebnisse für einzelne Abschnitte nicht überprüft werden. Jede Auswertung liefert im Idealfall 2.450 einzelne Kennwerte – für jeden Abschnitt des OSM-Netzes einen. Diese Kennwerte werden aggregiert, d.h. in Form von Häufigkeitsverteilungen und Verteilungskennziffern dargestellt, denn gemäß dem Gesetz der großen Zahlen können die Auswertungsergebnisse in Bezug auf das gesamte Netz verlässlich durch die Betrachtung der Masse aller Abschnitte beschrieben werden. Ggf. wird auch eine räumliche Verteilung abgebildet, bei der das gesamte Autobahnnetz NRW mit farblich nach dem Auswertungsergebnis differenzierten Abschnitten dargestellt wird. Bei insgesamt neun verschiedenen Auswertungsmethoden kann jedoch keine Detailanalyse zu sog. „Hot-Spots“, also Abschnitten, an denen die Auswertungsergebnisse besonders schlecht sind, geleistet werden.

Wahl des Betrachtungszeitraums

Bei vielen Auswertungen wird der betrachtete Zeitraum aus sämtlichen Jahresstunden bestehen, die dienstags, mittwochs oder donnerstags zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr lagen, wobei Ferien- und Feiertage i.d.R. nicht berücksichtigt werden. Dass genau der Zeitraum von 08:00 Uhr bis 09:00 Uhr und nicht der Zeitraum von 07:00 Uhr bis 08:00 Uhr oder der von 18:00 Uhr bis 19:00 Uhr gewählt wurde, hat dabei keinen bestimmten Grund. Wichtig war hier lediglich, dass der Zeitraum in der HVZ lag, da diese Verkehrszeit für die Nutzer besonders relevant ist (siehe Abbildung 10, 4).

Tunnel

Einige Autobahnabschnitte werden in Tunneln geführt. Verläuft eine überirdische Straße deckungsgleich mit diesen Tunneln, kann nicht zwischen FCD von Autobahnen und den FCD der einfachen Straße unterschieden werden. Tunnelsegmente, auf die das zutrifft, sind bei der Interpretation von Auswertungsergebnissen mit besonderer Vorsicht zu behandeln. Der Anhang 5.1 enthält eine Auflistung der betroffenen Abschnitte.

5.4 Kennziffern zur Bewertung der Nutzerzuverlässigkeit

5.4.1 Kumulierte Differenzen – Teil 1

Idee und Methodik

Die nachfolgend vorgestellte Kennziffer wird mit „Kumulierte Differenzen-Index“ oder kurz „KDI“ bezeichnet. In diesem Kapitel wird *einer von zwei* Ansätzen präsentiert, mit denen der KDI berechnet werden kann. Dieser Ansatz wird mit KDI_1 bezeichnet. In 5.4.2 wird der zweite Ansatz, der KDI_2 , vorgestellt.

Wie in 5.1 beschrieben wurde, ist die Nutzerzuverlässigkeit dann hoch, wenn die Differenzen zwischen Erwartung und tatsächlicher Ausprägung der realisierbaren Geschwindigkeit gering sind.

Eine maximale Zuverlässigkeit ist demnach gegeben, wenn die realisierbare Geschwindigkeit *exakt* der erwarteten Geschwindigkeit entspricht. In der Zukunft liegende Werte können aber nur dann exakt vorhergesagt werden, wenn sie im Zeitverlauf konstant sind, sich mit exakter Periodizität wiederholen, einem regelmäßigen Trend unterliegen oder eine exakt berechenbare Mischung aus Periodizität und Trend vorliegt.

Für die Berechnung des KDI_1 ist nur die erste Bedingung, d.h. die Wertekonstanz im Zeitverlauf relevant. Später, für die Berechnung des KDI_2 wird es die zweite Bedingung, d.h. die Periodizität sein. Zurück zum KDI_1 : Um das Konzept zu konkretisieren, sei beispielhaft angenommen, dass im Verlauf eines Jahres zu n verschiedenen Stunden die durchschnittlich gefahrenen Geschwindigkeiten \bar{v} auf einem Autobahnabschnitt gemessen wurden. Die erste Messung wurde zum Zeitpunkt 0 durchgeführt, die letzte zum Zeitpunkt n . Nach obiger Festlegung kann der Abschnitt als maximal zuverlässig bezeichnet werden, wenn folgendes gilt:

$$\sum_{t=1}^n |(\bar{v}_t - \bar{v}_{t-1})| = 0$$

mit $t \in [0, n]$.

Mit anderen Worten ist der Abschnitt also *uneingeschränkt* zuverlässig, wenn die Summierung der absoluten Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen den einzelnen Messzeitpunkten eine Nullsumme ergibt. Dies ist damit zu begründen, dass die Betrachtung der Vergangenheitswerte zu jedem Zeitpunkt $t > 0$ dazu verleitet, für den Zeitpunkt $t+1$ vernünftigerweise die Geschwindigkeit \bar{v} zu prognostizieren, da bis dato keine anderen Geschwindigkeitswerte beobachtet werden konnten. Da \bar{v} bei Gültigkeit der oben angegebenen Gleichung konstant ist, wird die Erwartung in der Periode $t+1$ erfüllt. Die Berechnungsmethode eignet sich vor allem deswegen zur Quantifizierung der Nutzerzuverlässigkeit, weil für \bar{v} kein Soll-Wert im Sinne der Anbieterzuverlässigkeit vorgegeben werden muss. Solange \bar{v} konstant ist, ist die Zuverlässigkeit unabhängig von der konkreten Ausprägung maximal.

Mit den zur Verfügung stehenden FCD können die im Mittel gefahrenen Geschwindigkeiten im Zeitverlauf abgebildet werden. Hierzu sei auf Abbildung 31 verwiesen, die die Entwicklung der stündlich gefahrenen Durchschnittsgeschwindigkeit auf der BAB 3 zwischen Köln und Leverkusen in Fahrtrichtung Köln zeigt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit wird nur der Zeitraum vom 01. bis zum 30. Juni 2012 dargestellt. Die einzelnen Stundenwerte werden durch die blaue Linie miteinander verbunden, um den Geschwindigkeitsverlauf zu verdeutlichen. Gemäß der oben vorgeschlagenen Methode können die Differenzbeträge der Geschwindigkeit im Zeitverlauf aufsummiert werden und so einen Eindruck von der Zuverlässigkeit des Abschnitts liefern. Diese Methode stellt den ersten von zwei Ansätzen zur Berechnung des KDI dar und wird im Gegensatz zur oben dargestellten Berechnungsvorschrift folgendermaßen ergänzt:

$$KDI_1 = (n - 1)^{-1} * \sum_{t=1}^n |(\bar{v}_t - \bar{v}_{t-1})|$$

Der KDI_1 stellt somit keine Summe mehr dar, sondern einen Mittelwert. Die Summe der absoluten Differenzbeträge wird durch die Anzahl an berechneten Differenzen normiert (bei n Messwerten können $n-1$ Differenzen gebildet werden), sodass eine Aussage über die mittlere Geschwindigkeitsveränderung von Stunde zu Stunde getroffen wird. Eine Normierung ist notwendig, weil die Anzahl abbildbarer Stunden wegen der unterschiedlichen räumlichen und zeitlichen FCD-Abdeckung von Abschnitt zu Abschnitt variiert (in Abbildung 31 können bspw. nur 514 von den 720 Stunden des Monats Juli abgebildet werden). Auf der einen Seite bedeutet das, dass die Bezeichnung „Kumulierte Differenzen“ ein wenig in die Irre führt, da es sich letztendlich um einen Mittelwert und

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

nicht um eine einfache Kumulation handelt. Auf der anderen Seite ist der Mittelwert deutlich einfacher zu interpretieren als die Summe und eignet sich somit eher als Kennziffer.

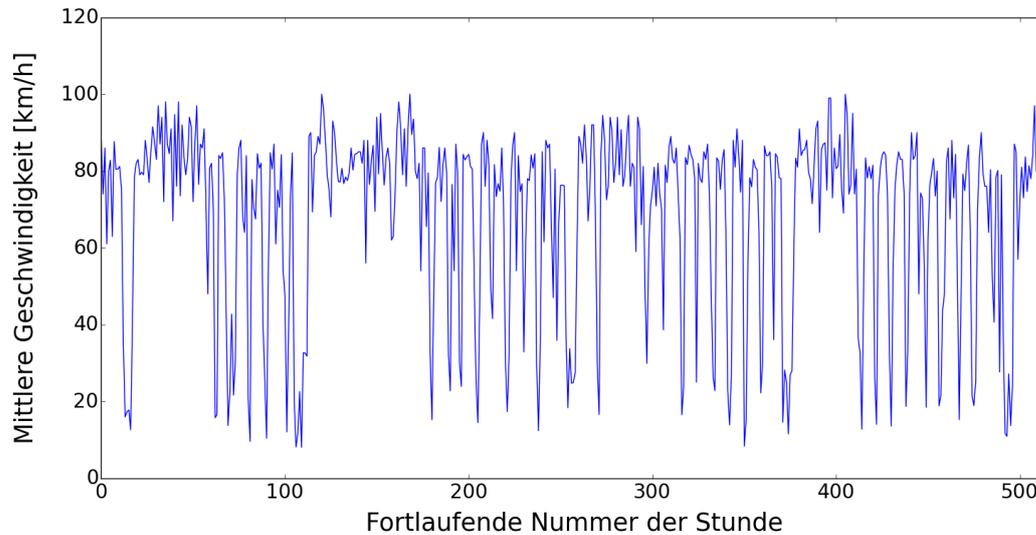


Abbildung 31: Mittlere Geschwindigkeit im Zeitverlauf
(BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim in Fahrtrichtung Köln)

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Zur Berechnung der KDI_1 -Werte wurden nur Stunden berücksichtigt, in denen mehr als zwei Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet werden konnten. Ferien- und Feiertage wurden *nicht* ausgeschlossen. Neben den neun Baustellenabschnitten zwischen AS Düren und AS Kerpen konnte für weitere 14 Abschnitte kein KDI_1 -Wert berechnet werden, da weniger als zwei Stundenwerte für zur Verfügung standen. Tabelle 18 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Daraus geht hervor, dass im Mittel über alle Abschnitte etwa 14 FCD pro Jahresstunde vorliegen. Der KDI_1 liegt im Durchschnitt bei 6,9 km/h.

Tabelle 18: Auswertungsergebnisse KDI_1

Betrachteter Zeitraum	keine Spezifikation
Inkl. Feier- und Ferientage?	ja
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	1.846
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,2
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.427
Mittelwert [km/h]	7,0
Median [km/h]	6,1
Standardabweichung [km/h]	4,1
Spannweite [km/h]	0,9 – 43,5
Interquartilsabstand [km/h]	3,9 – 9,0
95 %-Perzentil [km/h]	14,8

Die Abbildung 32 stellt die Ausprägungen des KDI_1 in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Aus der kumulativen Häufigkeit geht hervor, dass die überwiegende Mehrheit der KDI_1 -Werte im Bereich zwischen 0 km/h und 10 km/h liegt (mehr als 80 %). Der Maximalwert liegt bei annähernd dem dreifachen Wert des 95 %-Perzentils. Es gibt also eine geringe Anzahl von Abschnitten, die durch extrem hohe KDI_1 -

Werte auffallen. Der Mittelwert wird entsprechend nach oben „gezerrt“. Ein Mittelwert, bei dem die oberen 5 % der Werte ignoriert würden, läge bei 6,4 km/h.

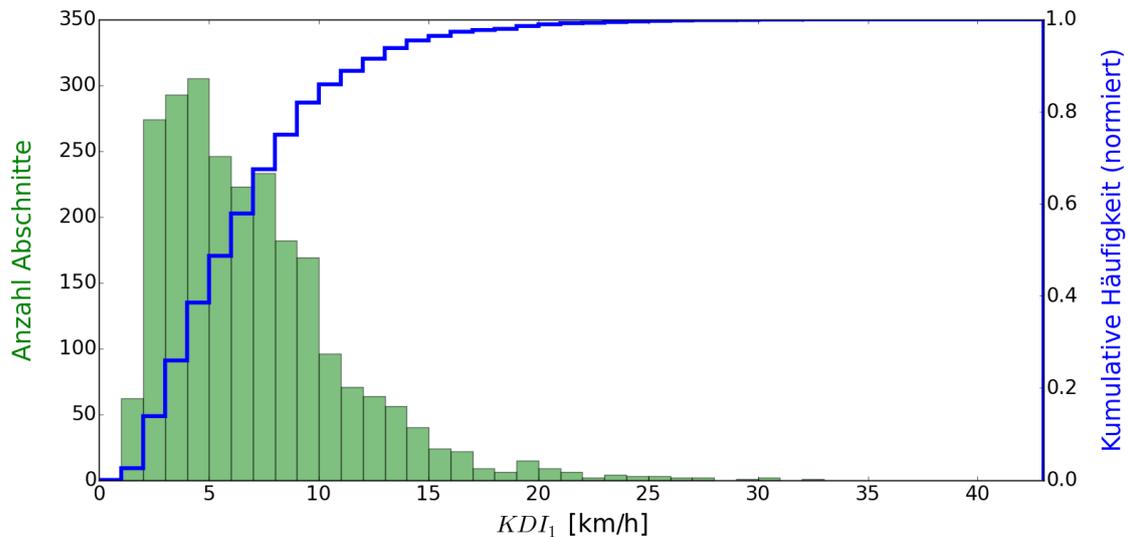


Abbildung 32: Häufigkeitsverteilung KDI_1 ($n = 2.427$ Abschnitte)

Eine nach KDI₁-Werten farblich differenzierte Darstellung des Autobahnnetzes kann dem Anhang 5.2 entnommen werden. Der KDI₁ kann zusätzlich berechnet werden, indem die zeitliche Differenz (Δ_t) zwischen zwei aufeinander folgenden, durch FCD abbildbaren Stunden als Gewichtungsfaktor $1/\Delta_t$ verwendet wird. Die Differenzen stellen somit die Steigung der in Abbildung 31 dargestellten Kurve dar (Δ_v/Δ_t). Die entsprechenden Auswertungsergebnisse sind dem Anhang 5.3 zu entnehmen.

5.4.2 Kumulierte Differenzen – Teil 2

Idee und Methodik

Die Berechnung des KDI₁ behandelt sämtliche Geschwindigkeitsdifferenzen als Beitrag zur Erhöhung der Unzuverlässigkeit. Dies führt zum folgenden Problem: Angenommen, für einen beliebigen Wochentag können nur die 3. Stunde (also die Zeit von 02:00 Uhr bis 03:00 Uhr) und die 9. Stunde (also die Zeit von 08:00 Uhr bis 09:00 Uhr) des Tages durch FCD abgebildet werden. Das Konzept des KDI₁ sieht vor, die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen beiden Stunden als „Beitrag“ zur Unzuverlässigkeit zu werten. Gleichwohl erscheint es im Hinblick auf die Erwartungen der Verkehrsteilnehmer jedoch einleuchtend, die Differenz zwischen der 3. und 9. Tagesstunde *nicht* als Beitrag zu berücksichtigen. Denn somit würde dem Umstand Rechnung getragen, dass die Verkehrsteilnehmer auf vielen Autobahnabschnitten gar nicht davon ausgehen, zu verschiedenen Tageszeiten dieselben Verkehrsbedingungen vorzufinden und daher auch nicht mit derselben realisierbaren Geschwindigkeit rechnen. Hierzu sei nochmals an den von WALTHER 2015 angesprochenen Berufspendler erinnert, der den morgendlichen Stau bereits *erwartet*. Die Unzuverlässigkeit erhöht sich demnach nicht, wenn zwischen der 3. und der 9. Tagesstunde eine Geschwindigkeitsdifferenz besteht, da dies den Erwartungen der Verkehrsteilnehmer entspricht. Als Konsequenz daraus wertet der im Folgenden vorgestellte KDI₂ nicht die Konstanz der Werte allgemein als Zuverlässigkeit, sondern die Periodizität. Zuverlässig ist ein Abschnitt demzufolge, wenn er zu wiederkehrenden, vergleichbaren Verkehrszeiten eine konstante Verkehrsqualität, d.h. in diesem Fall Durchschnittsgeschwindigkeit, aufweist. Diese Vorstellung von Zuverlässigkeit im Verkehrsablauf wird weitläufig akzeptiert. Zuverlässigkeitswerte sind daher i.d.R. für einen

bestimmten „TOD/DOW-Zeitraum“²⁴ zu berechnen. [SIGNIFICANCE ET AL 2012, Seite 16] Welcher Zeitraum sollte für die Berechnung von KDI_2 gewählt werden?

Dienstage, Mittwoch und Donnerstag werden in der Verkehrswissenschaft als Tage mit vergleichbarer Verkehrsbelastung im Tagesverlauf angesehen, weswegen ihnen (u.a. von PINKOFSKY 2005) ein gemeinsamer Tagesganglinientyp der Verkehrsbelastung zugeordnet wird. In diesem Zusammenhang sei auf die Abbildung 33 verwiesen, die die Tagesganglinie der mittleren stündlichen Geschwindigkeit an durchschnittlichen Wochentagen auf der BAB 3 zwischen Köln und Leverkusen in Fahrtrichtung Köln zeigt. Einbezogen wurden alle Nicht-Ferien- und Nicht-Feiertage. Die Stundenwerte wurden wiederum auf der Basis von Fahrzeuggeschwindigkeiten bestimmt. Zwischen den Dienstags-, Mittwochs- und Donnerstagswerten zeigt sich die angesprochene Korrelation sehr deutlich. Die Tagesganglinien weichen i.d.R. nur um wenige km/h voneinander ab. Rechnerisch ergibt sich bei jeder Zweierkombination der Tagesganglinien ein quadriertes Pearson-Korrelationskoeffizient von mindestens 0,98. Zum Vergleich wurde zusätzlich die Ganglinie des durchschnittlichen Samstags abgetragen, die sich vor allem tagsüber deutlich von den anderen Ganglinien abgrenzen lässt. Auf die Darstellung weiterer Tagesganglinien wurde aus Gründen der Übersichtlichkeit verzichtet.

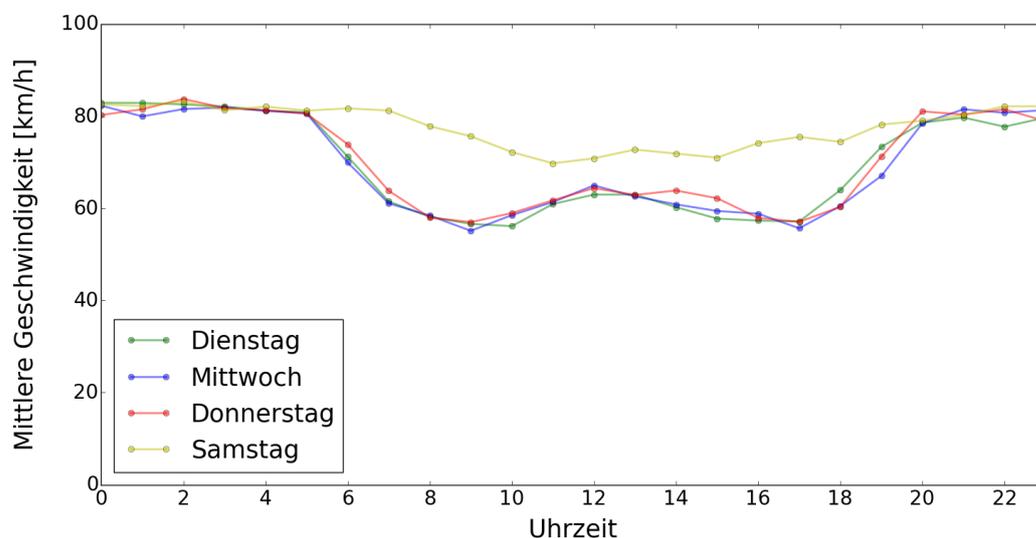


Abbildung 33: Tageszeitabhängige, mittlere Geschwindigkeiten an typischen Wochentagen (BAB 3 zwischen AS Leverkusen und AS Köln-Mülheim in Fahrtrichtung Köln)

Wurden im Falle des KDI_1 also *sämtliche* Jahresstunden verwendet, werden zur Berechnung des KDI_2 nur die Stunden dienstags, mittwochs und donnerstags in der Zeit von 08:00 Uhr bis 09:00 Uhr chronologisch geordnet. Diese eigentlich unterschiedlichen Zeiträume werden aus den oben genannten Gründen nun als vergleichbarer, wiederkehrender Zeitraum aufgefasst. Beträgt die Differenzensumme von Stunde zu Stunde 0, ist der Abschnitt uneingeschränkt zuverlässig. Ein wichtiger Vorteil dieser Methode liegt in der Vergrößerung der Datenmenge. Würde der KDI_2 lediglich für eine bestimmte Stunde eines bestimmten Wochentags, also bspw. für dienstags zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr berechnet, könnten im Idealfall 52 Werte zu Berechnung verwendet werden. Da die zur Verfügung stehenden FCD nicht das gesamte Jahr abdecken und zusätzlich Ferien- und Feiertage zu beachten sind, würden in jedem Fall deutlich weniger als 52 Werte zur Verfügung stehen. Dadurch, dass Dienstage, Mittwoch und Donnerstag aber als vergleichbare Tage behandelt werden (können!), steht theoretisch die dreifache Menge an Daten zur Verfügung. Diese Methodik wird im Verlauf der Arbeit mehrfach angewendet werden.

²⁴ TOD steht für *time of day*, DOW für *day of week*

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

Die Berechnungsvorschrift für den KDI_2 ergibt sich für einen einzelnen Abschnitt als:

$$KDI_2 = (n - 1)^{-1} * \sum_{t=1}^n |(\bar{v}_t - \bar{v}_{t-1})|$$

mit \bar{v}_i = mittlere Geschwindigkeit am Messtag i zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr.

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Zur Berechnung der KDI_2 -Werte wurden nur Stunden berücksichtigt, in denen mehr als zwei Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet werden konnten. Neben den neun Baustellenabschnitten zwischen AS Düren und AS Kerpen konnte für weitere 35 Abschnitte kein Wert berechnet werden, da weniger als zwei Stundenwerte zur Verfügung standen. Tabelle 19 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Pro Jahresstunde konnten durchschnittlich 15 FCD in die Analyse einbezogen werden. Der Wert des KDI_2 liegt im Mittel über alle Abschnitte bei 8,7 km/h und wird wiederum durch wenige Extremwerte jenseits des 95 %-Perzents nach oben gezerrt. Werden die höchsten 5 % der Werte ignoriert, ergibt sich ein Mittelwert von 7,8 km/h. Die Hälfte der Werte beschränkt sich auf den Bereich von 4,1 km/h bis 11,5 km/h.

Tabelle 19: Auswertungsergebnisse KDI_2

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Inkl. Feier- und Ferientage?	Ja
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	57,2
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,9
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.406
Mittelwert [km/h]	8,7
Median [km/h]	7,3
Standardabweichung [km/h]	5,9
Spannweite [km/h]	0,5 – 49,0
Interquartilsabstand [km/h]	4,1 – 11,5
95 %-Perzentil [km/h]	19,8

Die Abbildung 34 stellt die Ausprägungen des KDI_2 in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Aus der Verteilung geht hervor, dass die überwiegende Mehrheit der KDI_2 -Werte im Bereich zwischen 0 km/h und 10 km/h liegt (mehr als 66 %). Im Gegensatz zum Auswertungsergebnis des KDI_1 liegen Mittelwert, Median, Perzentile und der Maximalwert höher. Dieses Ergebnis ist im Hinblick auf Abbildung 33 überraschend, wurde dort doch gezeigt, wie nahe die gefahrenen Geschwindigkeiten beieinander liegen können (der dort beispielhaft verwendete Abschnitt weist im Übrigen einen unterdurchschnittlichen KDI_2 -Wert von 5,4 auf). Das Ergebnis zeigt, dass die realisierbaren Geschwindigkeiten auch zu vergleichbaren Verkehrszeiten mitunter deutlich schwanken. Für Verkehrsteilnehmer wie Pendler oder Speditionsunternehmen, die einen Autobahnabschnitt immer wieder zur selben Tageszeit befahren, ist es daher problematisch, die Verkehrsqualität während der nächsten Fahrt auf der Grundlage ihrer bisherigen Erfahrung richtig abzuschätzen.

Abbildung 35 stellt die KDI_2 -Werte farblich differenziert im Autobahnnetz NRW dar. Werte, die jenseits des 95 %-Perzents (19,8 km/h) liegen, wurden jeweils derselben Klasse zugeordnet. Die Werte darunter wurden in zwei Klassen gleicher Breite eingeteilt. Dabei fällt auf, dass hohe Werte (ab 11 km/h) überwiegend in Ballungsräumen auftreten. Betroffen sind auch klassische Pendlerstrecken wie jene, die von ländlichen Räumen in Ballungsräume hineinführen. Als Beispiele sind die BAB 4

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

zwischen Bergischem Land/Sauerland und Köln zu nennen sowie die BAB 46 zwischen dem Niederrhein und Neuss/Düsseldorf. Auf all diesen Abschnitten ist die Unzuverlässigkeit nach KDI_2 entsprechend hoch.

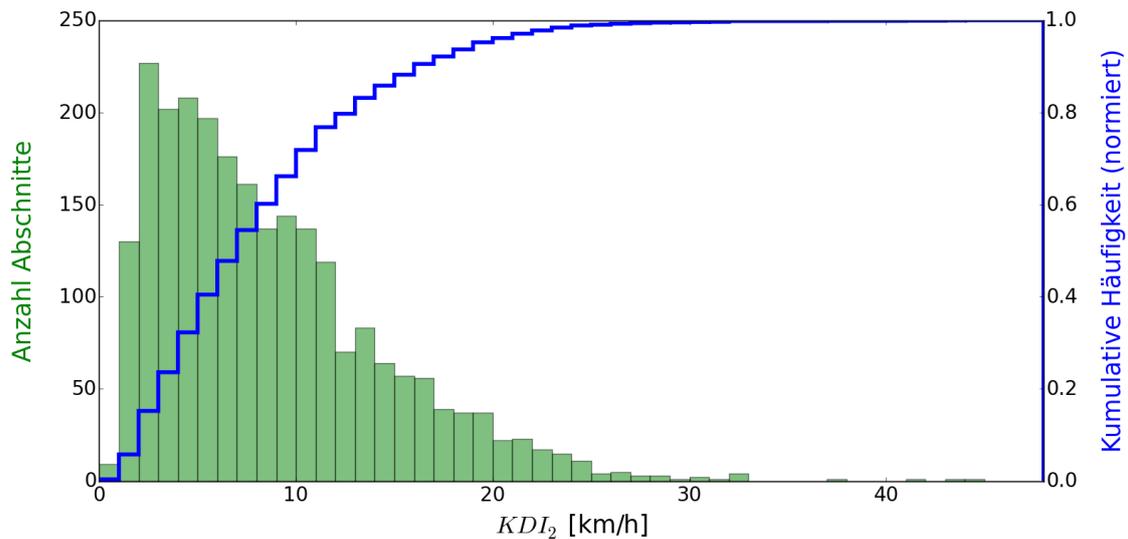


Abbildung 34: Häufigkeitsverteilung KDI_2 (n = 2.406 Abschnitte)



Abbildung 35: KDI_2 -Werte im Autobahnnetz

5.4.3 Anwendung Exponentieller Glättung zur Zuverlässigkeitsanalyse

Idee und Methodik

Die exponentielle Glättung ist ein Prognoseverfahren, das ursprünglich und überwiegend im Bestandsmanagement angewendet wird. Hierbei werden sämtliche Messwerte y einer Zeitreihe vom

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

Zeitpunkt 0 bis zum Zeitpunkt t verwendet, um eine Prognose \hat{y} für die Periode $t + 1$ zu erstellen. Die gemessene Größe ist häufig die je Periode nachgefragte Menge eines bestimmten Gutes. „Da aktuellere Nachfragen tendenziell bessere Informationen über das aktuelle Nachfrageniveau erhalten als ältere, kann es sinnvoll sein, aktuellere Nachfragen höher zu gewichten als ältere. [...] Die Exponentielle Glättung ist ein Verfahren, das eine solche Gewichtung vornimmt.“ [THONEMANN 2010, Seite 50]

Die Formel zur Berechnung eines Prognosewerts für die Periode y_{t+1} lautet:

$$\hat{y}_{t+1} = \alpha * y_t + \alpha(1 - \alpha) * y_{t-1} + \alpha(1 - \alpha)^2 * y_{t-2} + \dots + \alpha(1 - \alpha)^{t-1} * y_1 + (1 - \alpha)^t * \hat{y}_0$$

Dabei kann \hat{y}_{t+1} rekursiv aus dem Schätzwert für die aktuelle Periode \hat{y}_t und dem aktuellen Beobachtungswert y_t berechnet werden. Die vereinfachte Berechnungsvorschrift lautet dann:

$$\hat{y}_{t+1} = \alpha * y_t + (1 - \alpha) * \hat{y}_t$$

Da eine Zeitreihe nicht endlos in die Vergangenheit zurückreicht, gilt vereinfacht $y_0 = \hat{y}_0$. Der Schätzwert der ersten Periode wird also dem korrespondierenden Beobachtungswert gleichgesetzt. Aus diesen beiden Werten setzt sich dann der Schätzwert für die Periode $t + 1$ zusammen. α stellt den Glättungsparameter dar. Je höher dieser Wert gewählt wird, desto geringer ist der Glättungseffekt. Je kleiner er gewählt wird, desto eher werden Vergangenheitswerte berücksichtigt und desto stärker fällt die Glättung aus. Zumeist werden Glättungsparameter zwischen 0,1 und 0,3 verwendet. Grundsätzlich ist die Wahl des Parameters allerdings frei. [VOGEL 2015]

Die Exponentielle Glättung wird im Rahmen dieser Arbeit angesprochen, weil sie sich möglicherweise dazu eignet, die Erwartungen der Verkehrsteilnehmer an die „zukünftige“ Verkehrsqualität zu modellieren. Da sich die Nutzerzuverlässigkeit aus der Diskrepanz zwischen Erwartung und Realität herleitet, ist eine adäquate Modellierung der Nutzererwartungen für eine Beurteilung der Zuverlässigkeit hilfreich. Die Idee, dass sich Erwartungen von Verkehrsteilnehmern mittels Exponentieller Glättung modellieren lassen, soll am folgenden Beispiel verdeutlicht werden:

Ein Speditionsunternehmen beliefert Unternehmen in Nordrhein-Westfalen. Ein fixer Service zwischen Duisburg und Köln führt dazu, dass ein Lkw des Unternehmens an jedem Werktag zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr die BAB 3 zwischen den Anschlussstellen Leverkusen und Köln-Mülheim in Fahrtrichtung Köln abfährt. Montags und freitags ist Fahrer A zuständig, an den Tagen dazwischen Fahrer B.

Da sie für die Zeitplanung ihrer Tour selbst verantwortlich sind, müssen die Fahrer (nachfolgend Nutzer genannt) auf Basis ihrer eigenen Erfahrung abschätzen, mit welcher Geschwindigkeit (und damit in welcher Zeit) sie den Abschnitt befahren können. Die Nutzer werden ab dem Zeitpunkt, zu dem sie die Route das erste Mal abfahren, kontinuierlich Erfahrungswerte sammeln. Jede einzelne Erfahrung trägt dazu bei, einen Gesamteindruck der Verkehrsqualität auf dem betroffenen Abschnitt zu entwickeln. Je weiter die konkreten Erfahrungen aber in der Vergangenheit liegen, desto weniger werden sie die Prognose für die Zukunft beeinflussen. Es handelt sich hierbei nicht um eine einfache Annahme, sondern um das real beobachtbare Phänomen des Rezenzeffektes (engl.: recency effect).

Beim Auftreten des Rezenzeffektes beeinflussen später eingegangene Informationen die Erinnerungsleistung einer Person stärker als früher eingegangene. Das liegt vor allem daran, dass zuletzt eingegangene Informationen nicht überschrieben werden. Ihr Eindruck bleibt daher „frisch“ und ist besser erinnerbar. Der Rezenzeffekt macht sich bei nahezu *allen* menschlichen Beurteilungsprozessen bemerkbar und führt konkret dazu, dass sich der Beurteilungsprozess eher an später eingegangenen Informationen orientiert als an früher eingegangenen. [GRUBER 2011]

Die Exponentielle Glättung ist in der Lage, den Rezenzeffekt nachzustellen, denn unabhängig von der konkreten Wahl des Glättungsparameters α wird die neueste Information stets stärker gewichtet als

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

jede vorher eingegangene Information (nur die *Masse* der vorher eingegangenen Informationen kann stärker gewichtet werden als die neueste Information!).

Bezogen auf den Nutzer bedeutet das, dass die zuletzt erlebte Fahrt stets die am besten erinnerte Fahrt ist und damit im Vergleich zu allen anderen *Einzelfahrten* das höchste Gewicht bei der Einschätzung der nächsten Fahrt bekommt. Gleichwohl wird die Masse aller zuvor erlebten Fahrten mehr Gewicht als die neueste Fahrt haben, solange $\alpha < 0,5$ gilt.

Die Abbildung 36 zeigt die Exponentielle Glättung mit verschiedenen Glättungsparametern im Vergleich zur tatsächlichen Entwicklung. Hierzu wurde die Durchschnittsgeschwindigkeit der Fahrzeuge in der Zeit zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr an sämtlichen Dienstagen, Mittwochen und Donnerstagen des Jahres 2012 auf dem betroffenen Abschnitt zwischen Leverkusen und Köln berechnet. Feier- und Ferientage wurden ausgeschlossen. Die einzelnen Werte wurden anschließend chronologisch abgetragen. Insgesamt können 76 Stundenwerte abgebildet werden (blaue Kurve).

Wird die grüne mit der roten Kurve verglichen, zeigt sich, wieso es sich um ein *Glättungsverfahren* handelt. Je niedriger der Glättungsparameter gewählt wird, desto stärker werden Vergangenheitswerte gewichtet und desto „glatter“ ist die entstehende Kurve. Je höher er gewählt wird, desto eher werden aktuelle Entwicklungen nachempfunden. Besonders deutlich wird der Unterschied nach dem Strukturbruch im Bereich zwischen der 40. und 50. Stunde. Danach sind die gefahrenen Geschwindigkeiten deutlich höher als vorher. Die Kurve mit hohem Glättungsparameter passt sich der neuen Situation schnell an, während die Kurve mit niedrigem Glättungsparameter lange „hinterherhinkt“. Wird α gleich Eins gesetzt, so entsteht eine zur blauen Kurve identische Glättungskurve, die um eine Periode versetzt ist.

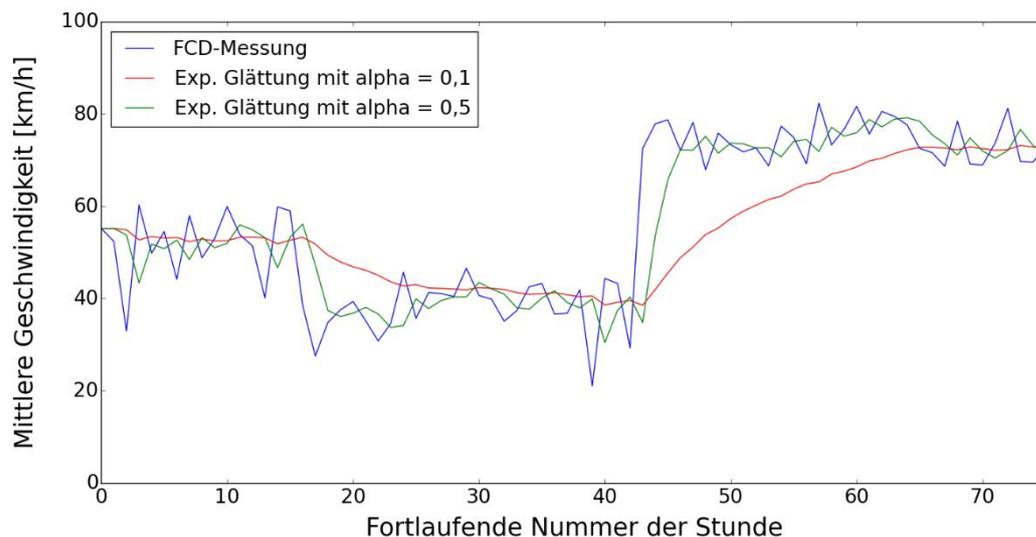


Abbildung 36: FCD-Messung und Prognose mittels Exponentieller Glättung im Vergleich

Die Exponentielle Glättung soll nun zur abschnittswisen Zuverlässigkeitsbewertung herangezogen werden. Da Nutzerzuverlässigkeit als Differenz zwischen Erwartung und Realität definiert wurde, werden die Abweichungen zwischen der Geschwindigkeitsprognose und der tatsächlichen Geschwindigkeit als Maß für (Un-)Zuverlässigkeit verwendet. Dabei ist der Glättungsparameter α von zentraler Bedeutung. Im Bestandsmanagement, dem ursprünglichen Anwendungsgebiet der Exponentiellen Glättung, wird er so gewählt, dass die Abweichungen zwischen Prognose und Realität, d.h. die Prognosefehler, möglichst klein sind, zumal der Bedarf so genau wie möglich abgeschätzt werden muss. Andernfalls entstehen Fehlmengen oder Lagerkosten. [THONEMANN 2010]

Anders als im Bestandsmanagement kommt es im vorliegenden Fall keineswegs darauf an, die Prognosefehler zu minimieren. Ebenso wenig sollen sie maximiert werden. Die Wahl des

Glättungsparameters erfolgt nur unter der Maßgabe, menschliches Verhalten möglichst gut abzubilden. Da bis dato keine Untersuchungen vorliegen, die einen in diesem Zusammenhang angemessenen Wert für α empfehlen, wird α für die anstehende Auswertung auf 0,25 gesetzt. Die Nutzer prognostizieren die Geschwindigkeit während der nächsten Fahrt also, indem sie sich zu 25 % auf die neueste Erfahrung und zu 75 % auf die Menge der davor gemachten Erfahrungen stützen.

Bevor die Exponentielle Glättung für die Zuverlässigkeitsbewertung durchgeführt wird, muss noch eine Schwachstelle im bisher vorgeschlagenen Verfahren beseitigt werden. Hierzu sei abermals auf den vermeintlichen Strukturbruch in Abbildung 36 verwiesen. Bisher passiert folgendes: Der Nutzer fährt seit vielen Tagen zur selben Zeit auf dem betroffenen Autobahnabschnitt. Plötzlich sind die realisierbaren Geschwindigkeiten wesentlich höher als bisher. Kann er sich diese Veränderung nicht erklären, so wird er der neuen Situation zunächst mit „Misstrauen“ begegnen. Er wird, wie es bei der roten Kurve der Fall ist, eine Zeitlang brauchen, um sich an die neuen Gegebenheiten zu gewöhnen.

Ein Blick auf die von Straßen.NRW zur Verfügung gestellte Baustellenübersicht für das Jahr 2012 zeigt, dass der Strukturbruch durch das Ende einer mehrmonatigen Baustelle, deren Beginn noch im Jahr 2011 lag, verursacht wurde. In diesem Fall ist nicht davon auszugehen, dass der Nutzer der neuen Situation misstraut. Er weiß schließlich, dass sich die Verkehrsqualität durch die Aufhebung der Baustelle bessern muss. Es macht nunmehr keinen Sinn, die *neue* Situation *ohne* Baustelle auf der Basis von Erfahrungen, die während der *alten* Situation *mit* Baustelle gesammelt wurden, zu prognostizieren. Für den Nutzer beginnt deshalb eine neue Zeitreihe. Die Exponentielle Glättung sollte zu diesem Zeitpunkt neu ansetzen.

Der notwendige Aufwand, um die Baustellenübersicht von Straßen.NRW automatisiert anwenden und damit auf jedem Abschnitt relevante Strukturbrüche im Zeitverlauf aufspüren zu können, ist hoch und kann hier nicht geleistet werden. Zudem sind nicht alle Strukturbrüche, d.h. deutliche, bleibende Veränderungen im Geschwindigkeitsniveau, mit Sicherheit auf Baustellen zurückzuführen. Es ist bspw. denkbar, dass ein Abschnitt eine Mehrbelastung im Sinne der Verkehrsstärke erfährt, weil eine Alternativroute gesperrt wird. Infolgedessen kann sich die Verkehrsqualität auf dem betroffenen Abschnitt verschlechtern, ohne dass eine Baustelle eingerichtet wird.

Aus diesem Grund sollen Strukturbrüche im Zeitverlauf durch einen gleitenden Vergleich des durchschnittlichen Geschwindigkeitsniveaus erkannt werden. Dazu wurde ein Algorithmus entwickelt, der zu jedem Zeitpunkt den Mittelwert der letzten zwölf berechneten Werte mit jenem der nächsten zwölf vergleicht. Beträgt der Unterschied mehr als 20 km/h, wird der untersuchte Zeitpunkt als Strukturbruch gewertet. Die Funktionsweise des Algorithmus soll an Abbildung 37 verdeutlicht werden:

Mittelwertunterschiede werden, wie oben erläutert, erst ab der 13. Stunde berechnet. In der vierzigsten Stunde (Index = 39) überschreitet der Mittelwertunterschied erstmalig den Schwellwert von 20 km/h. Hier liegt allerdings noch kein Strukturbruch vor (siehe blaue Linie). Die sichere Identifizierung des Strukturbruchs erfolgt, indem die Kurve der Mittelwertunterschiede als Funktion aufgefasst wird und nach lokalen Maxima gesucht wird. Der Mittelwertunterschied vor dem Strukturbruch muss also kleiner sein als der Mittelwertunterschied zum Zeitpunkt des Strukturbruchs. Der Mittelwertunterschied *danach* muss dementsprechend ebenfalls kleiner sein. Liegen zwei den Schwellwert überschreitende lokale Maxima in einem Abstand von weniger als ± 12 Stunden zu einander, so wird dasjenige Maximum als Strukturbruch gewählt, das den höheren Mittelwertunterschied aufweist. Wie in Abbildung 37 zu erkennen ist, liegt das einzige den Schwellwert überschreitende *Maximum* in der 44. Stunde. An dieser Stelle wird die exponentielle Glättung neu angesetzt. Der Prognosefehler beträgt hier – ebenso wie am Anfang der Zeitreihe – 0.

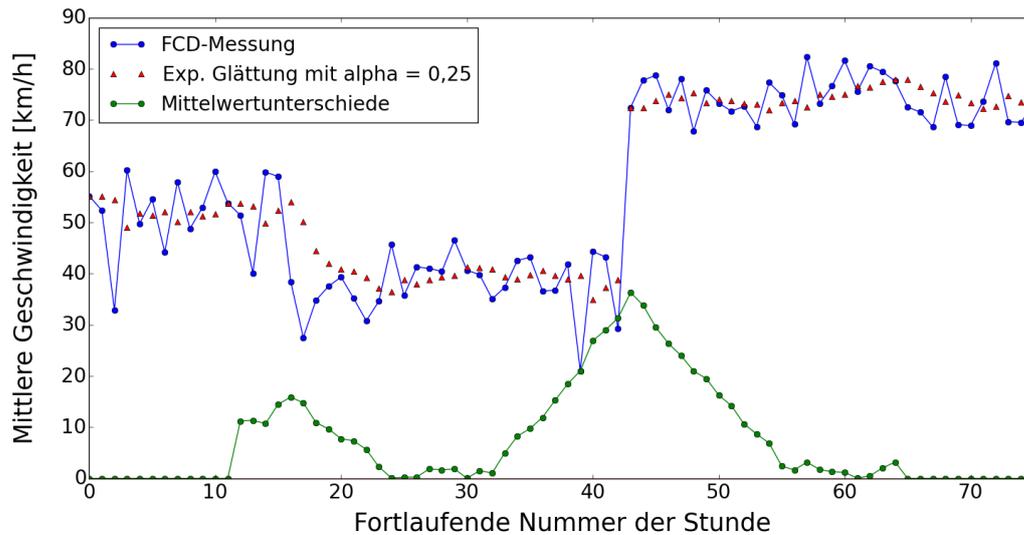


Abbildung 37: Funktionsweise des Algorithmus zur Identifizierung von Strukturbrüchen

Anzumerken ist, dass Strukturbrüche in Zeitreihen nicht immer so deutlich hervortreten wie in Abbildung 37. Da der Algorithmus auf einem simplen Mittelwertvergleich beruht, können unter besonders ungünstigen Umständen bspw. auch Ausreißer die Erkennung eines Strukturbruchs auslösen, obwohl kein Strukturbruch vorliegt. Eine Garantie dafür, dass Strukturbrüche erkannt und *genau* am richtigen Zeitpunkt gesetzt werden, gibt es also nicht.²⁵

Die Exponentielle Glättung kann nun zur abschnittswisen Zuverlässigkeitsbeurteilung verwendet werden. Mögliche Fehlermaße zur Quantifizierung der Unzuverlässigkeit und damit mögliche Berechnungsvorschriften sind nachfolgend dargestellt. *MAPE* steht dabei für *Mean Absolute Percentage Error*, *MAE* für *Mean Absolute Error* und *MSE* für *Mean Squared Error*. Der MAE bietet den Vorteil, dass er Fehler absolut misst und daher sehr gut interpretierbar ist. Der MAPE misst ebenfalls absolut, stellt die Abweichung jedoch relativ zum realisierten Wert dar. Der MSE gewichtet hohe Abweichung stärker als geringe, sodass unzuverlässige Abschnitte stärker aus der Masse herausragen.

$$MAPE = n^{-1} * \sum_{t=1}^n \frac{|\hat{v}_t - \bar{v}_t|}{\bar{v}_t}$$

$$MAE = n^{-1} * \sum_{t=1}^n |\hat{v}_t - \bar{v}_t|$$

$$MSE = n^{-1} * \sum_{t=1}^n (\hat{v}_t - \bar{v}_t)^2$$

mit \hat{v}_t = Prognosewert der mittleren Geschwindigkeit für Zeitpunkt t und \bar{v}_t = Realwert.

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Bei der Zuverlässigkeitsbewertung mittels Exponentieller Glättung wurde der Zeitraum von 08:00 Uhr bis 09:00 Uhr an Dienstag, Mittwoch und Donnerstag untersucht. Das Vorgehen entspricht

²⁵ Das Ausmaß, in dem sich Zuverlässigkeitswerte durch die Anwendung des Algorithmus ändern, ist gering. Dazu können die Ergebnisse des KDI_2 ohne (5.4.2) und mit Berücksichtigung von Strukturbrüchen verglichen werden (Anhang 5.14).

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

dann exakt demjenigen aus Abbildung 37. Dabei wurden nur Stunden berücksichtigt, in denen mehr als zwei Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet werden konnten. Neben den neun Baustellenabschnitten zwischen AS Düren und AS Kerpen konnte für weitere 35 Abschnitte kein Wert berechnet werden, da weniger als zwei Stundenwerte zur Verfügung standen. Tabelle 20 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse in Bezug auf den MAE, der nachfolgend als MAE der Nutzererwartung (MAE_{NE}) bezeichnet wird. Die entsprechenden Ergebnisse für $MAPE_{NE}$ und MSE_{NE} sind den Anhängen 5.4 und 5.5 zu entnehmen. Im Mittel konnten 15 FCD pro Jahresstunde in die Analyse einbezogen werden. Der MAE_{NE} liegt durchschnittlich bei 6,8 km/h. Der Median liegt mit 5,8 km/h deutlich niedriger. Wie bei allen zuvor ausgewerteten Kennziffern besteht auch hier ein großer Abstand zwischen 95 %-Perzentil und dem Maximalwert. Werden die oberen 5 % der Werte ignoriert, ergibt sich ein Mittelwert von 6,2 km/h. Die Anzahl der durch den oben vorgestellten Algorithmus erkannten Strukturbrüche liegt im Übrigen bei maximal zwei. In mehr als 80 % der Fälle liegt allerdings überhaupt kein Strukturbruch vor. Die Abbildung 38 stellt die Ausprägungen des MAE_{NE} in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar.

Tabelle 20: Auswertungsergebnisse MAE_{NE}

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	57,2
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,9
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.406
Mittelwert [km/h]	6,8
Median [km/h]	5,8
Standardabweichung [km/h]	4,5
Spannweite [km/h]	0,3 – 28,6
Interquartilsabstand [km/h]	3,3 – 9,2
95 %-Perzentil [km/h]	15,7

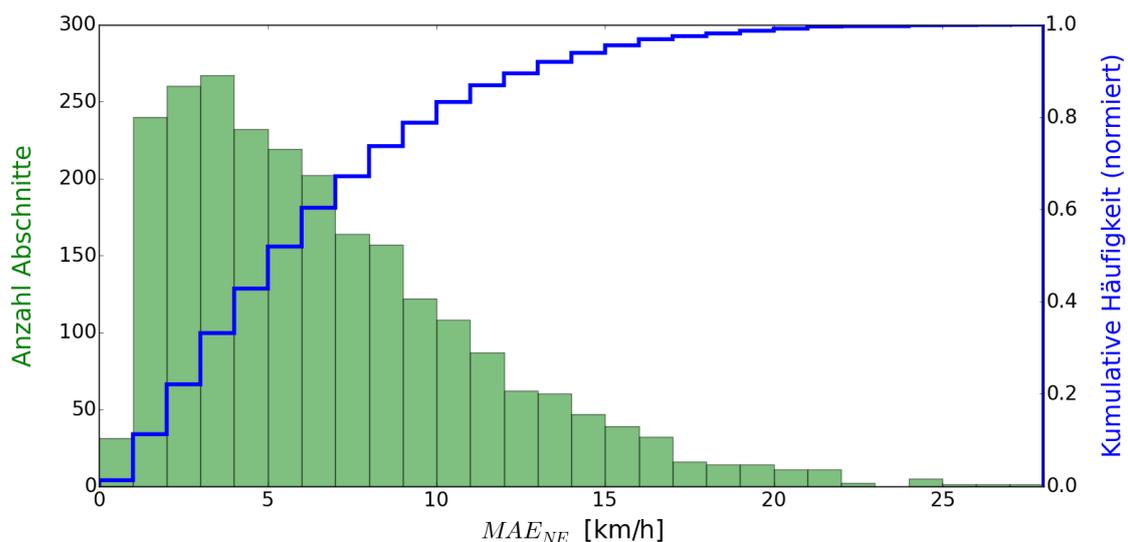


Abbildung 38: Häufigkeitsverteilung MAE_{NE} (n = 2.406 Abschnitte)

Die räumliche Verteilung der MAE_{NE} -Werte wird in Abbildung 39 dargestellt. Aufgrund der starken Konzentration auf der linken Seite der Verteilung ist es nicht sinnvoll, die Wertespanne zur farblichen

Differenzierung gleichmäßig aufzuteilen. Stattdessen werden Werte bis einschließlich 16 km/h (hier liegt das 95 %-Perzentil) in zwei gleichbreite Klassen aufgeteilt. Alle Werte, die größer als 16 km/h sind, werden der dritten Klasse zugeordnet.

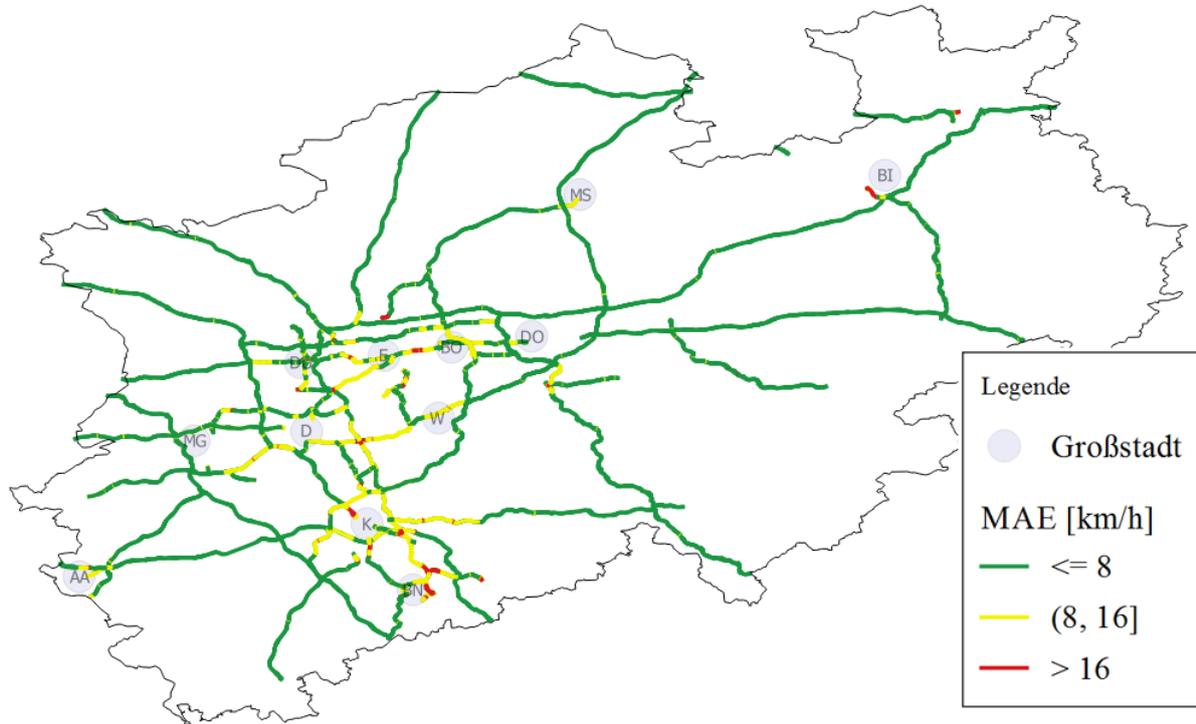


Abbildung 39: MAE_{NE} im Autobahnnetz NRW

Mit der so gewählten farblichen Differenzierung zeigt sich wiederum die Konzentration von unzuverlässigen Abschnitten in den Ballungsräumen. Ein Vergleich mit Abbildung 35 offenbart zudem, dass MAE_{NE} und KDI₂ bei der gewählten Klasseneinteilung zu einer nahezu identischen farblichen Differenzierung führen. Hier besteht augenscheinlich ein Zusammenhang, der in 5.6.1 diskutiert und quantifiziert wird.

5.4.4 Häufigkeit nicht erwartbarer Ereignisse

Idee und Methodik

Bei der Prognose der stündlichen Geschwindigkeiten mittels Exponentieller Glättung wird jede Abweichung vom Erwarteten als „Beitrag“ zur Unzuverlässigkeit beurteilt. Es wird also ein bestimmter Wert als Erwartung formuliert, und sobald dieser Wert nicht exakt realisiert wird, entsteht Unzuverlässigkeit. In diesem Kapitel wird eine simple Methode vorgestellt, mit der die Erwartung des Nutzers relativiert werden kann. Dazu wird unterstellt, dass der Nutzer für die nächste Periode keinen genauen Wert erwartet, sondern einen bestimmten Wertebereich, in dem die Geschwindigkeit liegen wird. Erst wenn die tatsächlich realisierbare Geschwindigkeit *außerhalb* dieses Wertebereichs liegt, entsteht Unzuverlässigkeit. Das Ausmaß dieses Bereiches schätzt der Nutzer wiederum aufgrund seiner Erfahrung ab.

Wie zur Herleitung des in 5.4.3 vorgestellten Verfahrens sei zunächst angenommen, dass eine Zeitreihe aus einzelnen Erfahrungswerten vorliegt. Wird zum Zeitpunkt t abgeschätzt, in welchem Wertebereich die Geschwindigkeit \bar{v} zum Zeitpunkt $t + 1$ liegen wird, so wird die Streuung der bis einschließlich zum Zeitpunkt t „erfahrenen“ Geschwindigkeiten als Bemessungsgrundlage verwendet. Genauer gesagt werden der Mittelwert (\bar{v}) dieser Geschwindigkeiten sowie die durchschnittliche, absolute Abweichung (mean absolute deviation = mad) vom Mittelwert bestimmt. Hierdurch lässt sich

ein Intervall $\bar{\varnothing} \pm mad$ aufspannen, in dem die Geschwindigkeit in $t + 1$ vernünftigerweise zu erwarten ist. Wird diese Erwartung nicht bestätigt, entsteht Unzuverlässigkeit.

Für die anstehenden Auswertungen werden analog zum Vorgehen in 5.4.3 die Durchschnittsgeschwindigkeiten der Stunden von 08:00 Uhr bis 09:00 Uhr an Dienstagen, Mittwochen und Donnerstagen des Jahres 2012 chronologisch aufgereiht. Ab der dritten Stunde dieser Zeitreihe wird dann getestet, ob die realisierte Geschwindigkeit (\bar{v}) im Bereich $\bar{\varnothing} \pm mad$ liegt, der sich aus den Werten der Stunden davor ableitet. Das Intervall $\bar{\varnothing} \pm mad$ wird automatisch auf $\bar{\varnothing} \pm 2,5$ vergrößert, falls $\bar{\varnothing} \pm mad$ eine kleinere Spanne als 5 km/h abdeckt. Hierdurch soll sichergestellt werden, dass die Erwartung an die Geschwindigkeit nicht zu genau ausfällt, sondern stets eine gewisse Basistoleranz gegeben ist. Weiterhin werden maximal zwölf Vergangenheitswerte zur Berechnung von $\bar{\varnothing} \pm mad$ verwendet. Hierdurch wird nachempfunden, dass sich die Erwartungen der Nutzer an neue Entwicklungen anpassen. Es handelt sich mithin um einen gleitenden Durchschnitt. Strukturbrüche werden wie auch in 5.4.3 berücksichtigt.

Stunden, in denen \bar{v} außerhalb von $\bar{\varnothing} \pm mad$ liegt, werden nachfolgend als „Ereignisse“ bezeichnet. Es wird jeweils zwischen Ereignissen unterschieden, in denen die \bar{v} über $\bar{\varnothing} + mad$ und in denen \bar{v} unter $\bar{\varnothing} - mad$ liegt. Die Ereignisse werden gezählt und geben am Ende Auskunft darüber, wie häufig Geschwindigkeiten auftreten, die nicht erwartbar waren. Die relative Häufigkeit der Ereignisse wird nachfolgend mit *Häufigkeit nicht erwartbarer Ereignisse* (HNE) bezeichnet.

Dabei werden Ereignisse mit $\bar{v} > \bar{\varnothing} + mad$ nur dann gezählt, wenn das Intervall $\bar{\varnothing} \pm mad$ nicht vollständig im Bereich über 80 km/h liegt. Angenommen, das Intervall $\bar{\varnothing} \pm mad$ liegt zwischen 81 km/h und 86 km/h. Weil auf der Basis von Lkw-FCD keine andere Vermutung angestellt und bewiesen werden kann, ist mit Verweis auf die Geschwindigkeitsverteilung von Lkw bei freiem Verkehr (siehe 4.4) zunächst davon auszugehen, dass die gefahrene Geschwindigkeit während der letzten zwölf Fahrten durch die Fahrzeugführer im Rahmen der technischen und gesetzlichen Restriktionen *frei* gewählt werden konnte. Wird die Richtigkeit dieser Vermutung unterstellt und während der nächsten Fahrt eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 87 km/h gemessen, sollte dieses Ereignis dann als unvorhersehbare Abweichung nach oben gewertet werden? Nein, denn auch dieses Ereignis deutet auf freien Verkehr hin. Es hat somit keine Veränderung der Verkehrsbedingungen stattgefunden. Wie ist demgegenüber zu verfahren, wenn eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 79 km/h gemessen wird? Die Wahrscheinlichkeit, dass Lkw bei freiem Verkehr mit einer geringeren Geschwindigkeit als 80 km/h fahren, ist gemäß der Verteilung aus 4.4 geringer als zwei Prozent. Dieses Ereignis wird dementsprechend als *unerwartete* Abweichung (nach unten) gewertet, da offenbar kein freier Verkehr mehr herrscht.

Abbildung 40 verdeutlicht das Prinzip der Auswertung. Dargestellt ist der Geschwindigkeitsverlauf auf der BAB 57 beim Autobahnkreuz Kaarst im Verlauf des Jahres 2012 sowie der sich kontinuierlich an die Schwankung der Geschwindigkeit anpassende Erwartungsbereich. Rund 47 % aller realisierten Durchschnittsgeschwindigkeiten liegen außerhalb des Erwartungsbereichs. 27 % davon weichen nach oben ab, rund 20 % nach unten. Bei den anstehenden Auswertungen wird HNE nicht nur in Bezug auf das Intervall $\bar{\varnothing} \pm mad$ bestimmt, sondern auch in Bezug auf die Intervalle $\bar{\varnothing} \pm 2mad$ und $\bar{\varnothing} \pm 3mad$. Dadurch soll es möglich sein, Abschnitte mit besonders starken Abweichungen vom Erwartbaren zu identifizieren. Im Beispiel aus Abbildung 40 liegen 20 % der Durchschnittsgeschwindigkeiten außerhalb von $\bar{\varnothing} \pm 2mad$ und etwa 5 % außerhalb von $\bar{\varnothing} \pm 3mad$.

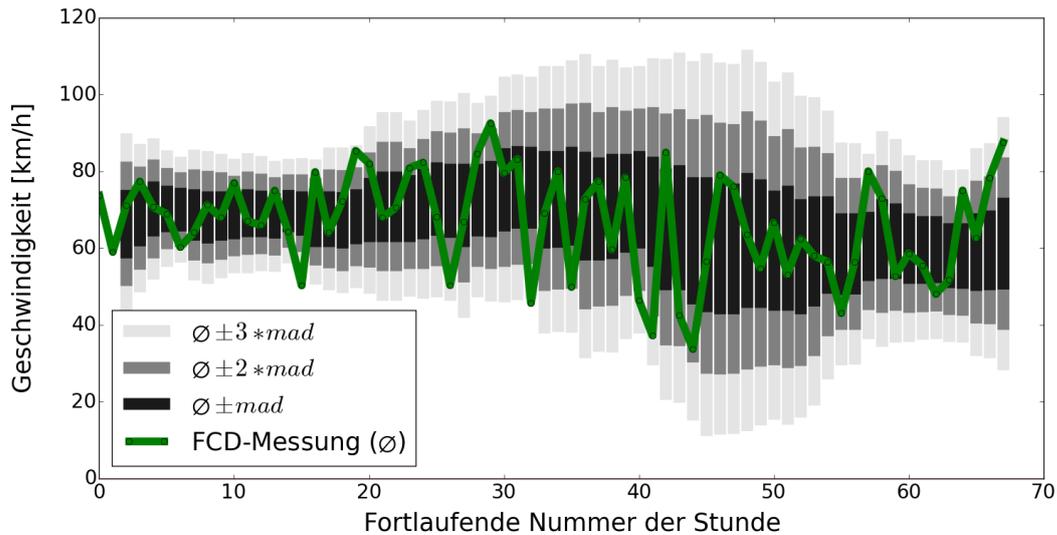


Abbildung 40: Gleitender Erwartungsbereich zur Messung von HNE

Die Berechnungsvorschrift für HNE ergibt sich als:

$$HNE = (n - 2)^{-1} * \sum_{t=2}^n k$$

mit $k = \begin{cases} 1, & \text{wenn } \bar{v}_t \notin [\varnothing \pm mad] \\ 0, & \text{wenn } \bar{v}_t \in [\varnothing \pm mad] \end{cases}$

und $t \in [0, n]$.

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Die Tabelle 21 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Zwar wurden sämtliche 2.450 Abschnitte analysiert. Für die Darstellung der Auswertungsergebnisse werden aber nur jene 2.295 berücksichtigt, die mindestens zehn durch FCD abbildbare Jahresstunden aufweisen. Dies ist damit zu begründen, dass zur Bestimmung von relativen Häufigkeiten eine gewisse Stichprobengröße vorhanden sein sollte, damit keine fehlerhaften Schlüsse gezogen werden. Die im Mittel über alle Abschnitte zur Verfügung stehende Stundenanzahl liegt bei rund 60. Somit sollte ein verlässliches Bild der Ereignishäufigkeiten gegeben werden können.

Tabelle 21: Auswertungsergebnisse HNE

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (Ø)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (Ø)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [%]	34,9
Median [%]	37,5
Standardabweichung [%]	15,2
Spannweite [%]	0,0 – 88,9
Interquartilsabstand [%]	23,0 – 46,4
95 %-Perzentil [%]	57,8

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

HNE bezieht sich im Folgenden auf das Intervall $\emptyset \pm mad$. Im Durchschnitt über alle Abschnitte liegt HNE bei ca. 35 %. Beachtlich ist, dass die untere Grenze des Interquartilsabstands bei 23 % liegt. Das bedeutet, dass auf drei Vierteln aller Abschnitte mehr als 23 % der Geschwindigkeiten außerhalb des erwarteten Bereichs liegen. Anders gesagt gilt für drei Viertel der Abschnitte, dass auf mindestens jeder 4. Fahrt (ca.!) die Geschwindigkeit nicht im Erwartungsbereich liegt. Die Auswertungsergebnisse in Bezug auf $\emptyset \pm 2mad$ und $\emptyset \pm 3mad$ sind den Anhängen 5.6 und 5.7 zu entnehmen.

Der Unterschied zwischen 95 %-Perzentil und Maximalwert ist deutlich geringer als bei den bisher vorgestellten Kennziffern. Das bedeutet, dass die Verteilung weniger durch Ausreißer in den oberen Bereichen gekennzeichnet ist, was nicht zuletzt durch die natürliche Deckelung der Werte bei 100 % bedingt ist. Die Abbildung 41 stellt die Ausprägungen von HNE in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Hierbei zeigt sich, dass sich die Verteilung insgesamt weniger auf der linken Seite konzentriert, als dies bei den vorigen Kennziffern der Fall war. Ab 50 % fällt die relative Häufigkeit des Ereignisses allerdings sehr schnell ab, sodass nur noch 5 % der Werte oberhalb von 56,6 % liegen.

Die räumliche Verteilung der Werte wird in Abbildung 42 dargestellt. Hierbei wird HNE wiederum in Bezug auf $\emptyset \pm mad$ dargestellt. Aufgrund der starken Konzentration auf der linken Seite der Verteilung ist es nicht sinnvoll, die Wertespanne zur farblichen Differenzierung gleichmäßig aufzuteilen. Stattdessen werden Werte bis einschließlich 50 % in zwei gleichbreite Klassen aufgeteilt. Alle Werte, die größer als 50 % sind, werden der dritten Klasse zugeordnet. Abschnitte in dieser Klasse sind also dadurch gekennzeichnet, dass die realisierbare Geschwindigkeit auf mehr als jeder zweiten Fahrt außerhalb des Erwartungsbereichs liegt. Solche Abschnitte sind vor allem in Ballungsräumen zu finden. Prinzipiell zeigt sich somit dasselbe Bild, das auch in den zuvor vorgestellten Auswertungen erzeugt wurde. Dennoch gibt es vergleichsweise viele peripher gelegene Abschnitte, auf denen HNE zwischen 25 % und 50 % liegt und die deshalb durch relativ hohe Unzuverlässigkeit gekennzeichnet sind. Auch grenzt sich der Ballungsraum Rhein-Ruhr nicht so deutlich von seiner Peripherie ab wie bspw. in Abbildung 35. Die Auswertungsmethode reagiert offenbar empfindlicher oder zumindest in anderer Weise auf Unzuverlässigkeit als die vorigen. Dies zeigt sich auch in der Häufigkeitsverteilung, die sich, wie bereits angesprochen, weniger stark auf der linken Seite konzentriert. Die Gründe hierfür werden in 5.6.1 besprochen.

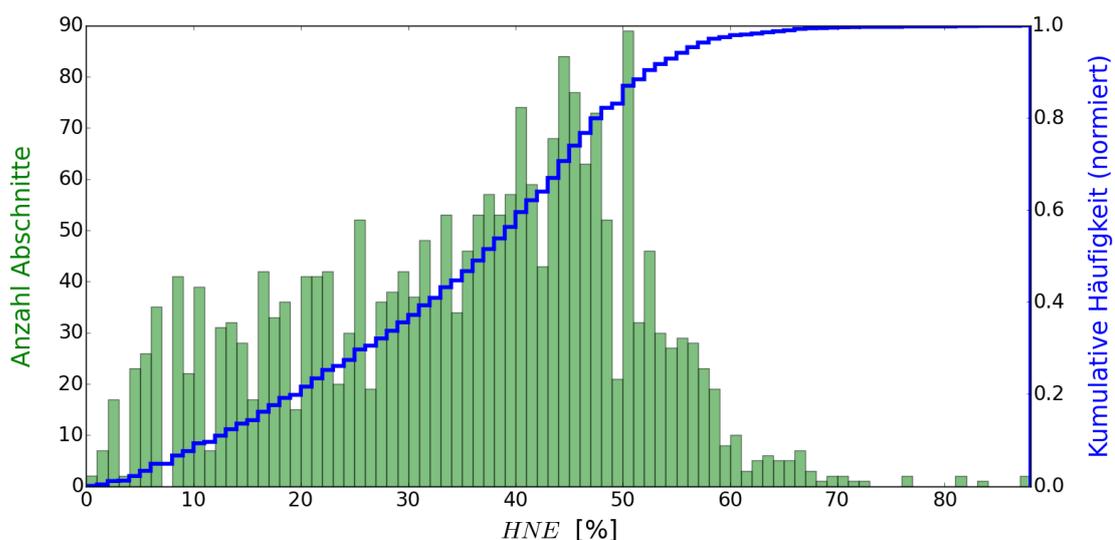


Abbildung 41: Häufigkeitsverteilung HNE (n = 2.295 Abschnitte)

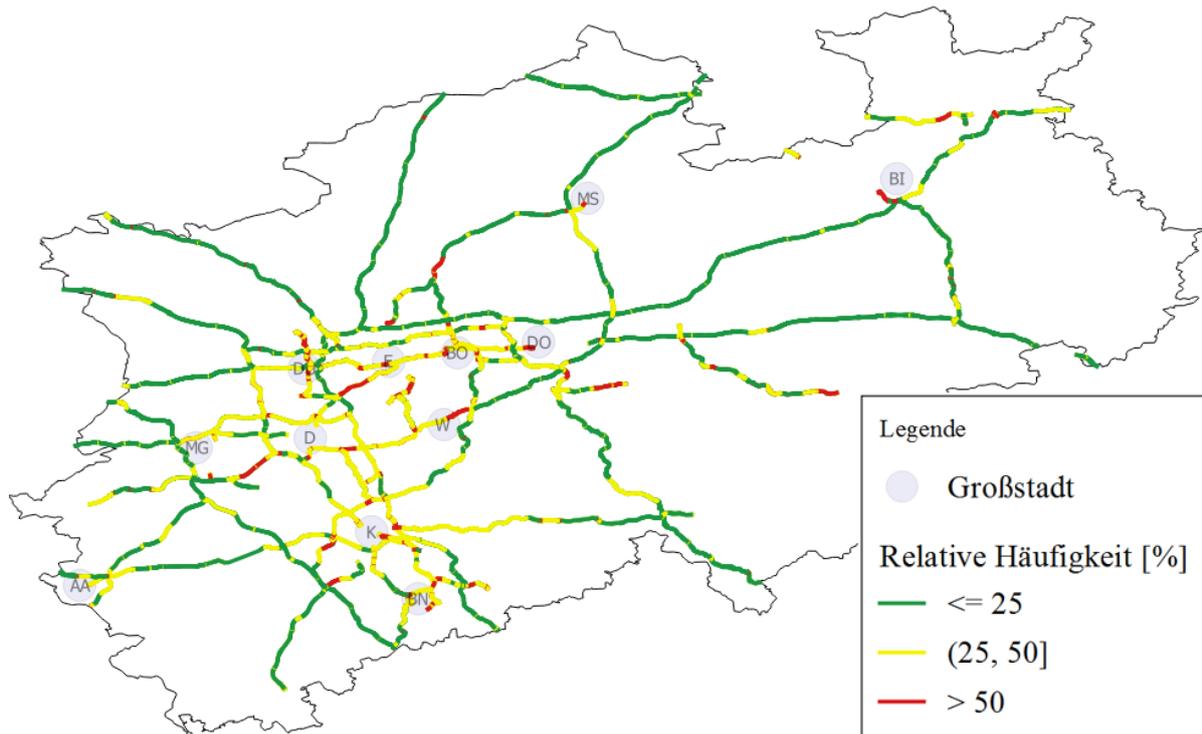


Abbildung 42: HNE im Autobahnnetz NRW

5.4.5 Angepasster Pufferzeit-Index

Idee und Methodik

Der Pufferzeit-Index wird von LOMAX ET AL. 2003 vorgeschlagen und geht auf die Idee zurück, dass Verkehrsteilnehmer für eine bestimmte Verbindung stets einen Zeitzuschlag auf die durchschnittliche Reisezeit einkalkulieren müssen, um eine pünktliche Ankunft am Ziel garantieren zu können. Hierzu wird zunächst die Differenz zwischen dem 95 %-Perzentil der Fahrzeiten, dessen Wert ein Worst-Case-Szenario repräsentiert, und der durchschnittlichen Fahrzeit gebildet. Eine Differenz von fünf Minuten bedeutet, dass zusätzlich zur mittleren Fahrzeit fünf Minuten als Pufferzeit einkalkuliert werden müssen, um mit Sicherheit, d.h. in 95 % der Fälle, pünktlich anzukommen. Das Konzept des Pufferzeit-Indexes zeigt, dass die Kennziffer zur Beschreibung der *Nutzerzuverlässigkeit* zu verwenden ist, zumal aus Sicht der Infrastrukturnutzer argumentiert und interpretiert wird.

Da die Fahrzeit von der zurückzulegenden Distanz abhängt, sind Pufferzeiten als absolute Werte ungeeignet, um Verbindungen unterschiedlicher Distanz miteinander zu vergleichen. Die Differenz zwischen 95 %-Perzentil und Mittelwert muss daher durch den Mittelwert dividiert werden, um zu vergleichbaren Aussagen zu gelangen. „The measure would be explained as ‘a traveler should allow an extra BTI% travel time due to variations in the amount of congestion delay on that trip.’“ [LOMAX ET AL. 2003, Seite 19]

Für die abschnittsweise Zuverlässigkeitsbeurteilung auf der Grundlage von FCD lässt sich das Konzept des Pufferzeit-Indexes (BTI, englisch: Buffertime-Index) nur indirekt anwenden. Um Fahrzeiten auf einem Abschnitt korrekt *messen* zu können, müssen FCD desselben Fahrzeuges sowohl am Anfang als auch am Ende des Abschnitts vorliegen. Mit anderen Worten müssen Faktoren wie die Fahrzeuggeschwindigkeit, die FCD-Sendefrequenz und andere so zusammenspielen, dass zufällig am Anfang und Ende eines Abschnitts ein FCD-Datensatz generiert wird. Da dies in den allermeisten Fällen nicht zutrifft, lässt sich die Fahrzeit eines Fahrzeuges auf einem Abschnitt nicht genau *messen*,

sondern muss aus den gemessenen *Geschwindigkeiten* abgeleitet werden. Hierzu wird folgendermaßen vorgegangen:

Betrachtet werde Abschnitt *A* mit Startpunkt *a* und Endpunkt *b*, für den die mittlere Fahrzeit \bar{f} von *a* nach *b* während des Zeitintervalls *Z* berechnet werden soll. Dafür liegen auf *A* Geschwindigkeitsmessungen (FCD) von *n* Fahrzeugen vor. Für jedes Fahrzeug *i* wird die Fahrzeug- bzw. Durchschnittsgeschwindigkeit \bar{v}_i bestimmt. Unter der Annahme, dass Fahrzeug *i* während seiner Fahrt über den Abschnitt *A* *permanent* mit der Durchschnittsgeschwindigkeit \bar{v}_i gefahren ist, ergibt sich die mittlere Fahrzeit \bar{f} zum Passieren des Abschnitts *A* im Zeitintervall *Z* zu:

$$\bar{f} = \left(\sum_i^n \frac{l}{\bar{v}_i} \right) * n^{-1}$$

mit *l* = Weglänge von *a* bis *b*.

Die Formel entspricht der „herkömmlichen“ Gleichung zwischen Geschwindigkeit, Zeit und Weg ($\emptyset_{\text{Zeit}} = \text{Weg} / \emptyset_{\text{Geschwindigkeit}}$), wobei zur Mittelung der Fahrzeuggeschwindigkeiten das harmonische anstelle des arithmetischen Mittels verwendet wird. In der Verkehrswissenschaft wird das arithmetische Mittel einer Gruppe von Geschwindigkeitsmesswerten als *time-mean-speed* und das harmonische Mittel als *space-mean-speed* bezeichnet. Zur Berechnung der durchschnittlichen *Fahrzeit* aus Geschwindigkeitswerten sollte das harmonische Mittel verwendet werden, da die Verwendung des arithmetischen Mittels zu einer Unterschätzung der Fahrzeit führen würde, sobald die Varianz der gemessenen Geschwindigkeitswerte größer als Null ist. Das harmonische Mittel liefert unter der Annahme konstanter Fahrzeuggeschwindigkeiten dagegen die wahre mittlere Fahrzeit. Eine Beispielrechnung, die den Unterschied zwischen *time-mean-speed* und *space-mean-speed* verdeutlicht, ist dem Anhang 5.8 zu entnehmen. Für weitere Informationen hierzu wird auf MAY 1990 (Seite 129 f.) verwiesen.

Ein Abschnitt kann dann als zuverlässig eingestuft werden, wenn die Differenz zwischen durchschnittlicher Fahrzeit (\bar{f}) und dem 95 %-Perzentil der Fahrzeiten (f_{95}) gering ist. In diesem Fall müsste nur eine geringe Pufferzeit angesetzt werden. Ist die Differenz hingegen groß, so muss entsprechend viel Zeit eingeplant werden, um mit hoher Wahrscheinlichkeit eine pünktliche Ankunft zu gewährleisten. Dabei sollte beachtet werden, dass das Konzept einer pünktlichen Ankunft in erster Linie Sinn ergibt, wenn die Reisezeit zwischen zwei Orten, d.h. einer Quelle und einem Ziel im Netz, untersucht wird. Deswegen sollten Beginn und Ende eines Autobahnabschnitts im Folgenden vereinfachend als solche Orte aufgefasst werden.

Um die Vergleichbarkeit der Abschnitte im Hinblick auf die BTI-Werte zu ermöglichen, werden die Fahrzeitwerte jeweils auf eine Länge von einem Kilometer bezogen, d.h., für jeden Abschnitt des OSM-Netzes wird $l = 1$ gesetzt. Es werden somit keine Fahrzeiten, sondern Fahrzeitraten in Zeit je Kilometer miteinander verglichen. Durch Multiplikation mit der Länge des Abschnitts kann ggf. die nötige Fahrzeit zum Passieren des Abschnitts hergeleitet werden. Die Berechnungsvorschrift für einen einzelnen Abschnitt ergibt sich zu:

$$BTI = f_{95} - \bar{f}$$

Auswertung des FC-Datensatz 2012

Für die Berechnung des BTI werden nur FCD verwendet, die dienstags, mittwochs oder donnerstags in der Zeit zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr generiert wurden. Alle FCD, auf die das zutrifft, werden aggregiert ausgewertet. Es wird nicht nach einzelnen Jahresstunden unterschieden. Ferien- und Feiertage werden ausgeschlossen. Unter Verwendung von \bar{f} als arithmetischem Mittel der *Fahrzeiten* wurden auf rund 100 Abschnitten negative BTI-Werte berechnet. Dies ist – wie eine Überprüfung der

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

betroffenen Abschnitte zeigte – auf die Empfindlichkeit des arithmetischen Mittels gegenüber Extremwerten zurückzuführen. Ein negativer BTI bedeutet, dass $\bar{f} > f_{95}$ gilt. Mit anderen Worten sind die Fahrzeiten im Worst-Case-Szenario also kürzer als im Durchschnitt. Aufgrund dieses Widerspruchs wurde beschlossen, das arithmetische Mittel der Fahrzeiten als Bezugsgröße aufzugeben und stattdessen den Median der Fahrzeiten zu verwenden. Dieses Vorgehen wird auch von TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 2013 empfohlen. Wegen der monotonen Steigung der kumulativen Verteilungsfunktion liegt der Median niemals unter f_{95} , weswegen auch keine negativen BTI-Werte auftreten können.

Neben den neun Baustellenabschnitten zwischen AS Düren und AS Kerpen konnte für einen weiteren Abschnitt kein Wert berechnet werden, da zu wenig Daten zur Verfügung standen. Tabelle 22 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Im Mittel konnten 1.022 FCD in die Analyse einbezogen werden. Der BTI liegt durchschnittlich bei 1,3 Minuten. Demnach müssen 1,3 Minuten je Kilometer zusätzlich eingeplant werden, um eine pünktliche Ankunft zu garantieren. 95 %-Perzentil und Maximalwert unterscheiden sich beinahe um den Faktor 6 und weichen somit besonders stark voneinander ab. Dementsprechend stark wird auch der Mittelwert nach oben gezerrt. Er liegt um mehr als das Doppelte über dem Median. Werden die oberen 5 % der Werte ignoriert, ergibt sich ein Mittelwert von 0,9 Minuten. Die Abbildung 43 stellt die Ausprägungen des BTI in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Aus Darstellungsgründen werden hier nur die Werte bis zum 95 %-Perzentil der Verteilung dargestellt. Diese konzentriert sich stark im unteren Wertebereich.

Tabelle 22: Auswertungsergebnisse BTI ($f_{95} - f_{50}$)

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Inkl. Feier- und Ferientage?	nein
Basis-Aggregationslevel	-
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	-
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	1.022
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.440
Mittelwert [min]	1,3
Median [min]	0,5
Standardabweichung [min]	2,0
Spannweite [min]	0,0 – 29,3
Interquartilsabstand [min]	0,2 – 1,4
95 %-Perzentil [min]	5,5

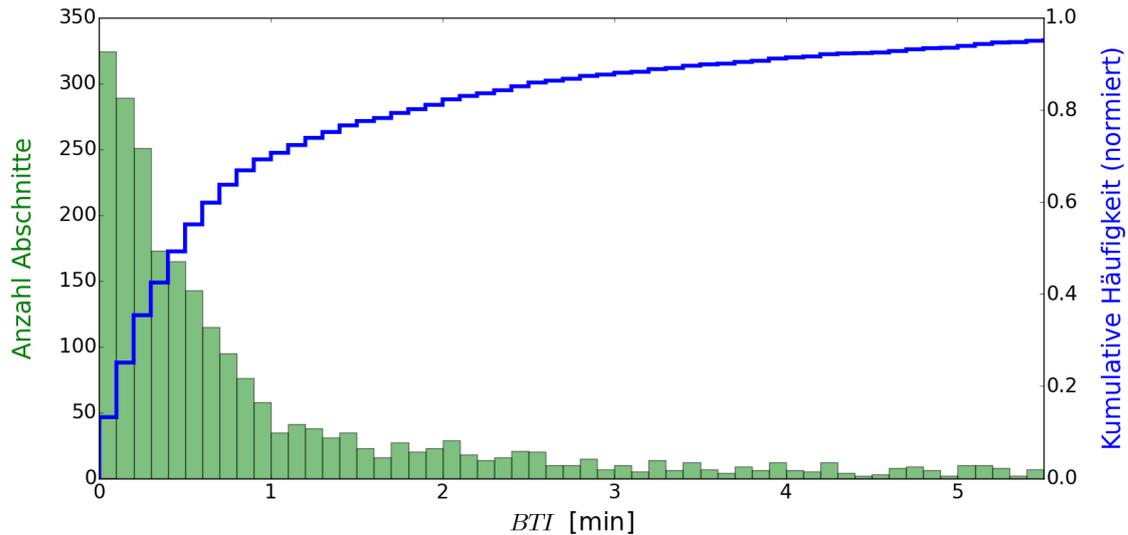


Abbildung 43: Häufigkeitsverteilung BTI ($f_{95} - f_{50}$) ($n = 2.440$ Abschnitte)

Die räumliche Verteilung der BTI-Werte wird in Abbildung 44 dargestellt. Aufgrund der starken Konzentration auf der linken Seite der Verteilung ist es nicht sinnvoll, die Wertespanne zur farblichen Differenzierung gleichmäßig aufzuteilen. Stattdessen werden Werte bis einschließlich 3 Minuten in zwei gleichbreite Klassen aufgeteilt. Alle Werte, die größer als 3 Minuten sind (das sind etwa 12 % aller Werte) werden der dritten Klasse zugeordnet.



Abbildung 44: BTI ($f_{95} - f_{50}$) im Autobahnnetz NRW

Mit der so gewählten farblichen Differenzierung zeigt sich das bereits bekannte Bild: Die hohen BTI-Werte werden in den Ballungsräumen erreicht. Wie sonst auch sind demnach insbesondere das Ruhrgebiet, die Großstädte am Rhein, Wuppertal (BAB 46) und Aachen von vergleichsweise hoher

Unzuverlässigkeit des Verkehrsablaufs auf Autobahnen betroffen. Zudem fällt auf, dass BTI-Werte von mehr als 3 Minuten gehäuft im Zulauf auf Autobahnkreuze und -dreiecke auftreten. Als Beispiele können hier das Kölner Westkreuz, das Kreuz Wuppertal-Nord sowie das Kreuz Neuss-West bei Düsseldorf genannt werden.

5.4.6 Streuungsparameter als Kennziffern zur Zuverlässigkeitsbewertung

Idee und Methodik

Im Rahmen der Grundaussagen wurden Standardabweichung und Variationskoeffizient der gemessenen Fahrzeuggeschwindigkeiten bestimmt (siehe 4.1.3). Diese Kennziffern geben ganz allgemein Auskunft über Streuung von Variablenwerten. Im Falle der Standardabweichung wird das Streuungsausmaß als absoluter Wert und in der Einheit der betrachteten Variablen selbst angegeben. Der Variationskoeffizient stellt hingegen ein normiertes Streuungsmaß dar, wodurch Streuungen verschiedener Messreihen vergleichbar gemacht werden. In diesem Kapitel wird beurteilt, ob die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs allein auf der Grundlage eines Streuungsmaßes sinnvoll zu quantifizieren ist.

Mean-Dispersion-Modelle beschreiben die Zuverlässigkeit mittels Reisezeitverteilungen. Diese werden durch ein Lage- und durch ein Streuungsmaß beschrieben. Als Lagemaß wird i.d.R. der Mittelwert verwendet. Als Maß für die Streuung kommen neben anderen die Standardabweichung, die Varianz sowie die Streubreite der Reisezeitverteilungen in Frage. [SIGNIFICANCE ET AL. 2012]

Besonders sichere Aussagen bzgl. der Zuverlässigkeit können auf der Grundlage der Standardabweichung bzw. des Variationskoeffizienten dann getroffen werden, wenn die Reisezeiten normalverteilt sind, zumal sich die Normalverteilung vollständig durch Mittelwert und Standardabweichung beschreiben lässt. Je geringer die Standardabweichung ist, desto stärker konzentrieren sich die Reisezeiten um den Erwartungswert und desto besser können Fahrten geplant werden. Hiermit lässt sich auch begründen, warum das Thema im Rahmen der *Nutzerzuverlässigkeit* und nicht im Rahmen der *Anbieterzuverlässigkeit* diskutiert wird.

VAN LINT & VAN ZUYLEN 2005 wenden ein, dass Standardabweichung und Variationskoeffizient unbrauchbar sind, wenn die Streuung von Reisezeiten auf Autobahnen und damit die Zuverlässigkeit beschrieben werden soll. Dies wird mit der häufig auftretenden Schiefe der Reisezeitverteilung begründet. Eine schiefe Verteilung ist keine Normalverteilung, weswegen es unmöglich ist, die Verteilung anhand der Standardabweichung vernünftig zu rekonstruieren und verlässliche Modelle zu erstellen.

Auch die Verteilungen der Lkw-Geschwindigkeiten im Autobahnnetz NRW sind überwiegend schief (siehe Abbildung 17). Allein durch Mittelwert und Standardabweichung können sie nicht getreu rekonstruiert werden. Zwar wurde in 4.3 gezeigt, dass ein Zusammenhang zwischen Standardabweichung und Schiefe besteht, sodass zumindest bei sehr hohen Standardabweichungen von näherungsweise Symmetrie und damit Normalverteilung ausgegangen werden kann. Es bleibt jedoch das Problem bestehen, dass bei niedrigen Werten der Standardabweichung die Schiefe stark variieren kann und somit kein *exakter* Zusammenhang hergestellt werden kann. Es gilt also, ein Maß zu finden, das unabhängig von der Schiefe der Verteilung aussagekräftige Informationen über die Streuung einer Variablen liefert. Ein solches Maß könnte der Interquartilsabstand sein.

„Der Interquartilsabstand beschreibt die „Spannweite“ der mittleren 50 % aller (geordneten) Beobachtungen. Für seine Berechnung wird mindestens ein ordinales Skalenniveau vorausgesetzt. Im Unterschied zur Spannweite [...] ist der Interquartilsabstand auch für ordinalskalierte Merkmale ein sinnvolles Streuungsmaß.“ [OSTERMANN & OSTERMANN, Seite 58] Mit sinnvoll ist hier gemeint,

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

dass der Interquartilsabstand (IQA) gegen Ausreißer bzw. Extremwerte robust ist, während die Spannweite häufig einen falschen Eindruck von der Variablenstreuung vermittelt. In den vorigen Auswertungen wurde der IQA als Abstand zwischen dem 1. und dem 3. Quartil deshalb stets mit angegeben, um die Werte der Spannweite zu relativieren. Die Spannweite belief sich in den meisten Fällen auf ein Vielfaches des IQA.

Der IQA kann als Streuungsmaß bspw. die Variabilität von Reisezeiten messen und somit für die Bewertung der Zuverlässigkeit herangezogen werden. [SIGNIFICANCE ET AL. 2012] Dabei kann wiederum eine Verbindung zur Nutzerzuverlässigkeit hergestellt werden, wenn bedacht wird, dass Fahrten im Hinblick auf die dafür benötigte Fahrzeit sicherer geplant werden können, wenn der Abstand zwischen 1. und 3. Quartil gering ist. Dies impliziert nämlich eine hohe Wahrscheinlichkeitsdichte, die sich auf einen kleinen Wertebereich beschränkt. Die Berechnungsvorschrift für den IQA lautet:

$$IQA = f_{75} - f_{25}$$

mit $f_{75} = 75\%$ – Perzentil der Fahrzeiten und $f_{25} = 25\%$ – Perzentil der Fahrzeiten.

Auswertung des FC-Datensatz 2012

Der IQA wurde gemeinsam mit dem in 5.4.5 vorgestellten BTI ausgewertet, sodass er sich hier jeweils auf die Einheit Fahrzeit je Kilometer bezieht. Konkret sagt er aus, wie hoch die Differenz zwischen 1. und 3. Quartil der berechneten Fahrzeiten auf einem bestimmten Abschnitt ist. Tabelle 23 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Im Durchschnitt über alle Abschnitte beträgt der IQA demnach 0,3 Minuten. Wie in allen vorigen fahrzeitbezogenen Auswertungen auch liegt der Maximalwert bei einem Vielfachen des 95 %-Perzentils, sodass davon ausgegangen werden kann, dass der Mittelwert nach oben gezerrt ist.

Tabelle 23: Auswertungsergebnisse IQA

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Inkl. Feier- und Ferientage?	nein
Basis-Aggregationslevel	-
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	-
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	1.022
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.440
Mittelwert [min]	0,3
Median [min]	0,1
Standardabweichung [min]	0,6
Spannweite [min]	0,02 – 7,3
Interquartilsabstand [min]	0,05 – 0,3
95 %-Perzentil [min]	1,4

Die Abbildung 45 stellt die Ausprägungen des IQA in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Aus Darstellungsgründen werden nur Werte bis zum 95 %-Perzentil der Verteilung dargestellt. Die Verteilung konzentriert sich sehr stark auf der linken Seite. Auf etwa 85 % der Abschnitte beträgt der IQA weniger als eine halbe Minute. Auf eine nach IQA-Werten farblich differenzierte Darstellung des Autobahnnetzes wird hier verzichtet. Diese ist stattdessen dem Anhang 5.9 zu entnehmen.

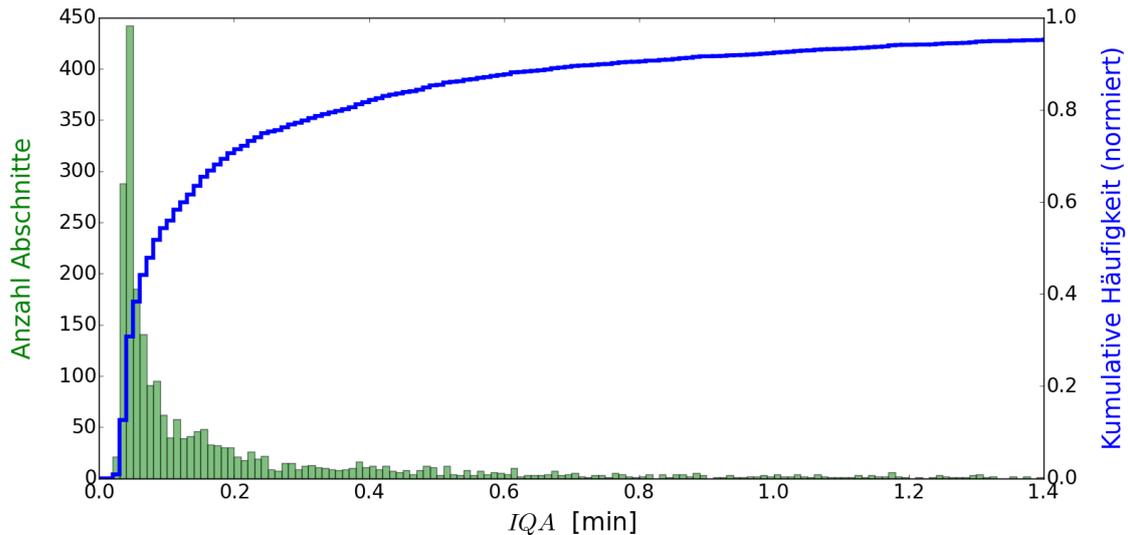


Abbildung 45: Häufigkeitsverteilung IQA (n = 2.440 Abschnitte)

5.5 Kennziffern zur Bewertung der Anbieterzuverlässigkeit

5.5.1 Differenz zwischen Haupt- und Nebenverkehrszeit

Idee und Methodik

Im Rahmen der Grundausswertungen wurden Mittelwerte der gemessenen Fahrzeuggeschwindigkeiten jeweils für die Haupt- und für die Nebenverkehrszeit bestimmt. Die Differenz der Geschwindigkeitswerte zwischen Haupt- und Nebenverkehrszeit (nachfolgend als Δ_{N-H} bezeichnet) kann als Kennziffer für die Zuverlässigkeit eines Abschnitts herangezogen werden, wenn unterstellt wird, dass zuverlässige Abschnitte zu allen Verkehrszeiten und damit unter verschiedenen Belastungssituationen die gleiche Verkehrsablaufsqualität ermöglichen. Sie passt damit zur folgenden Zuverlässigkeitsdefinition: „Die Funktionszuverlässigkeit gibt die Fähigkeit einer Betrachtungseinheit an, eine geforderte Funktion unter gegebenen Bedingungen für ein gegebenes Zeitintervall zu erfüllen.“ [VDI-Richtlinien 4003 zum Zuverlässigkeitsmanagement, zitiert aus FRIEDRICH & BENNECKE 2015] Aufgrund dieser sehr technisch orientierten Zuverlässigkeitsdefinition erlaubt Δ_{N-H} lediglich Aussagen zur Anbieterzuverlässigkeit. Dies ergibt sich auch daraus, dass der Nutzer – zumindest auf bestimmten Abschnitten – Geschwindigkeitsunterschiede zwischen NVZ und HVZ *erwartet* und es somit nicht zur Unzuverlässigkeit beiträgt, wenn diese tatsächlich eintreten.

Wird sich darauf verständigt, dass es die geforderte Funktion eines Autobahnabschnitts ist, die zur Nebenverkehrszeit gefahrene Durchschnittsgeschwindigkeit (\bar{v}_N), die hier als Idealwert unterstellt wird, auch zur Hauptverkehrszeit zu ermöglichen, so ist ein Abschnitt als *unzuverlässig* einzustufen, wenn er dieser Anforderung nicht genügt. Je höher die Differenz der Geschwindigkeiten zwischen HVZ und NVZ ausfällt, desto weniger zuverlässig ist der Abschnitt. Die Berechnungsvorschrift gestaltet sich entsprechend einfach:

$$\Delta_{N-H} = \bar{v}_N - \bar{v}_H$$

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Tabelle 24 gibt den Überblick über die Auswertungsergebnisse. Pro Abschnitt konnten im Durchschnitt 13.850 Fahrzeuggeschwindigkeiten (hier wird ausnahmsweise nicht die Menge einzelner FCD, sondern die Menge an Asset-IDs angegeben) ausgewertet werden. Im Hinblick auf die

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

Spannweite der Daten fällt auf, dass negative Werte existieren. Das gilt für rund 8 % der Abschnitte und bedeutet, dass für die HVZ eine höhere Durchschnittsgeschwindigkeit als für die NVZ berechnet wurde. Nur 1 % aller Abschnitte weist allerdings eine geringere Differenz als -2 km/h auf, sodass der größte Teil der negativen Differenzen vermutlich keinen signifikanten Mittelwertunterschied darstellt. Im Mittel über alle Abschnitte liegt Δ_{N-H} bei 3,7 km/h. Der Median liegt deutlich niedriger bei 1,7 km/h. Die Abbildung 46 stellt die Ausprägungen von Δ_{N-H} in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar.

Tabelle 24: Auswertungsergebnisse Δ_{N-H}

Betrachteter Zeitraum	keine Spezifikation
Inkl. Feier- und Ferientage?	nein
Basis-Aggregationslevel	keine Spezifikation
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	-
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	13.850
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.441
Mittelwert [km/h]	3,7
Median [km/h]	1,7
Standardabweichung [km/h]	5,1
Spannweite [km/h]	-7,3 – 34,3
Interquartilsabstand [km/h]	0,7 – 4,8
95 %-Perzentil [km/h]	15,0

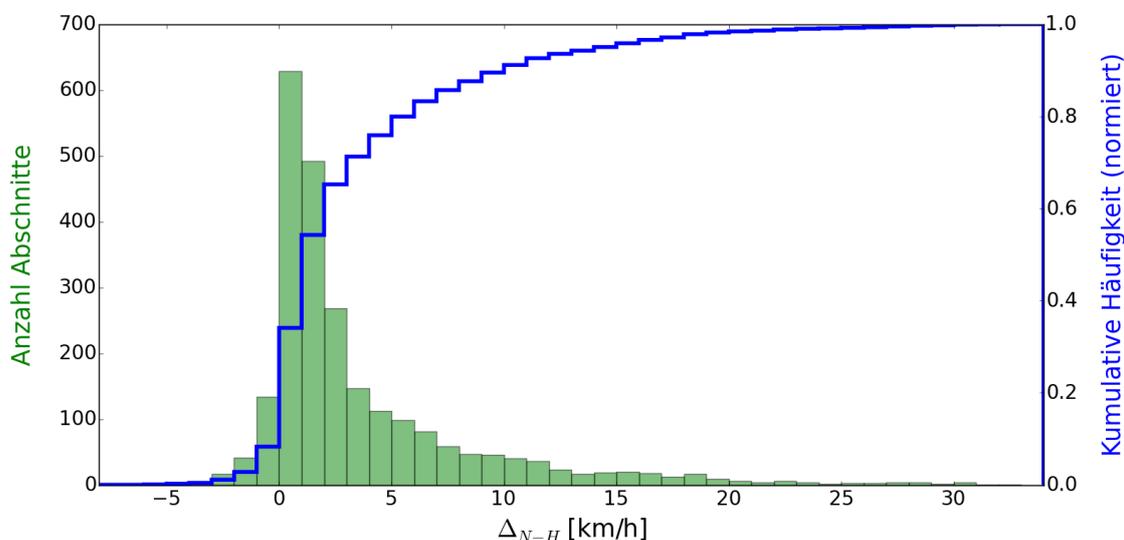


Abbildung 46: Häufigkeitsverteilung Δ_{N-H} (n = 2.441 Abschnitte)

Die räumliche Verteilung der Δ_{N-H} -Werte wird in Abbildung 47 dargestellt. Aufgrund der starken Konzentration auf der linken Seite der Verteilung ist es nicht sinnvoll, die Wertespanne zur farblichen Differenzierung gleichmäßig aufzuteilen. Stattdessen werden positive Werte bis einschließlich 15 km/h (hier liegt das 95 %-Perzentil) in zwei gleichbreite Klassen aufgeteilt. Alle Werte, die größer als 15 km/h sind, werden der vierten Klasse zugeordnet. Der ersten Klasse werden alle Werte ≤ 0 zugeordnet.

Es zeigt sich, dass hohe Werte und damit unzuverlässige Abschnitte überwiegend in den Ballungsräumen liegen. Besonders stark betroffen sind bspw. die BAB 3 im Osten Kölns, die BAB 40

bei Essen und Bochum sowie die BAB 46 in Wuppertal. Demgegenüber liegen Abschnitte, auf denen Δ_{N-H} negativ ist, i.d.R. außerhalb der Ballungsräume. Wie jedoch erwähnt wurde, beschränken sich diese Werte mehrheitlich auf einen Bereich sehr nahe bei 0 km/h, sodass in den meisten Fällen nicht von statistisch signifikanten Mittelwertunterschieden ausgegangen werden sollte.

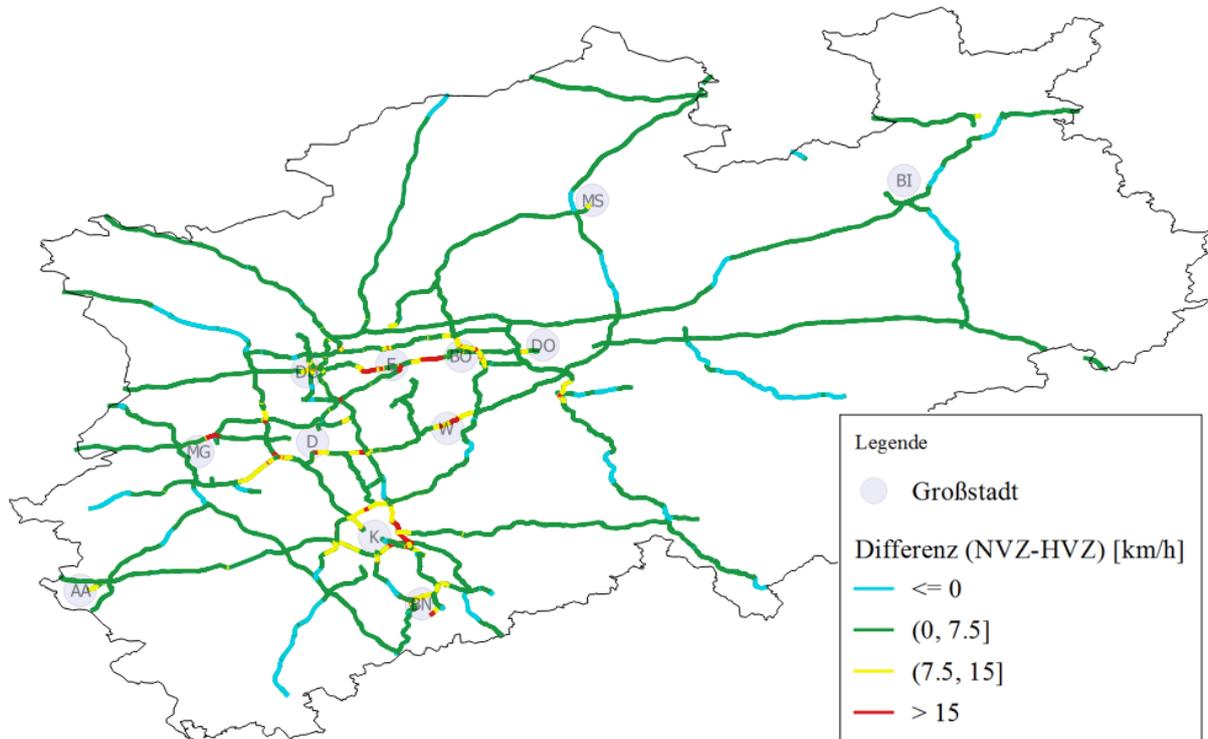


Abbildung 47: Δ_{N-H} im Autobahnnetz NRW

5.5.2 Fahrzeitindex

Idee und Methodik

Der Fahrzeitindex wird berechnet, indem der prozentuale Unterschied zwischen der Soll-Fahrzeit und einer oberen Grenze der Fahrzeit bestimmt wird. Die obere Grenze der Fahrzeit entspricht i.d.R. einem Perzentil-Wert der Fahrzeitverteilung. „Der Fahrzeitindex beschreibt damit, in welchem Verhältnis sich die Fahrzeit gegenüber der Soll-Fahrzeit erhöht, wenn das Ziel mit der Wahrscheinlichkeit des Perzentil-Wertes pünktlich erreicht werden soll.“ [FRIEDRICH & BENNECKE 2015, Seite 26] Beim FZI handelt es sich damit quasi um einen BTI (siehe 5.4.5), der sich nicht auf die erwartbare, sondern auf eine Soll-Fahrzeit bezieht. Die obere Grenze könnte bspw. als 95 %-Perzentil (f_{95}) der Fahrzeiten definiert werden, während die Soll-Fahrzeit als 50 %-Perzentil (f_{50}) definiert wird. In diesem Fall würde die Berechnungsvorschrift zur Bestimmung des Fahrzeitindex (FZI) folgendermaßen lauten:

$$FZI = \frac{f_{95}}{f_{50}}$$

Es bietet sich an, den FZI als Kennziffer zur Anbieterzuverlässigkeit zu verwenden, da die Soll-Fahrzeit nicht unbedingt ein Perzentil der Fahrzeitverteilung darstellen muss, sondern auch die aus einer bestimmten Geschwindigkeit resultierende Fahrzeit sein kann. Diese Geschwindigkeit kann eine planerisch angestrebte Geschwindigkeit sein. In 4.4 wurde hergeleitet, weshalb eine Geschwindigkeit von 70 km/h als Anforderung der Straßengüterverkehrsakteure an die Verkehrsqualität auf Autobahnen betrachtet werden kann. Im Rahmen der FZI-Auswertungen wird diese Geschwindigkeit

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

daher als Soll-Geschwindigkeit festgelegt. Aus dem Kehrwert der Geschwindigkeit lässt sich die geforderte Maximalfahrzeit je Kilometer berechnen, die für die Berechnung des FZI als Soll-Fahrzeit verwendet wird. Die Berechnungsvorschrift für den FZI ergibt sich demnach zu:

$$FZI = f_{95} * 70^{-1}$$

f_{95} wird analog zum Vorgehen in 5.4.5 berechnet.

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Für die Berechnung des FZI werden nur FCD verwendet, die dienstags, mittwochs oder donnerstags in der Zeit zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr generiert wurden. Alle FCD, auf die das zutrifft, werden aggregiert ausgewertet. Es wird nicht nach einzelnen Jahresstunden unterschieden. Ferien- und Feiertage wurden ausgeschlossen. Die Auswertungsergebnisse werden in der Tabelle 25 dargestellt. Demnach stehen rund 1.022 FCD je Abschnitt zur Verfügung. Es zeigt sich, dass der FZI durchschnittlich bei 246 % liegt und dass somit etwa 146 % auf die Soll-Fahrzeit je Kilometer aufgeschlagen werden müssen, um mit einer Wahrscheinlichkeit von 95 % pünktlich anzukommen. Die Wertespanne ist im Vergleich zum Wert des 95 %-Perzents extrem weit. Der Mittelwert wird dementsprechend durch „Ausreißer“ verzerrt. Ein Mittelwert, bei dem die oberen 5 % der Werte ignoriert werden, läge bei 200,5 %.

Tabelle 25: Auswertungsergebnisse FZI

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Inkl. Feier- und Ferientage?	nein
Basis-Aggregationslevel	-
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (Ø)	-
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (Ø)	1.022
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.440
Mittelwert [%]	245,7
Median [%]	148,1
Standardabweichung [%]	258,4
Spannweite [%]	84,3 – 3.500,0
Interquartilsabstand [%]	107,5 – 258,2
95 %-Perzentil [%]	791,2

Abbildung 48 stellt die Ausprägungen des FZI in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Auf eine nach FZI-Werten farblich differenzierte Abbildung des Autobahnnetzes NRW soll an dieser Stelle verzichtet werden. Hierzu wird stattdessen auf den Anhang 5.10 verwiesen.

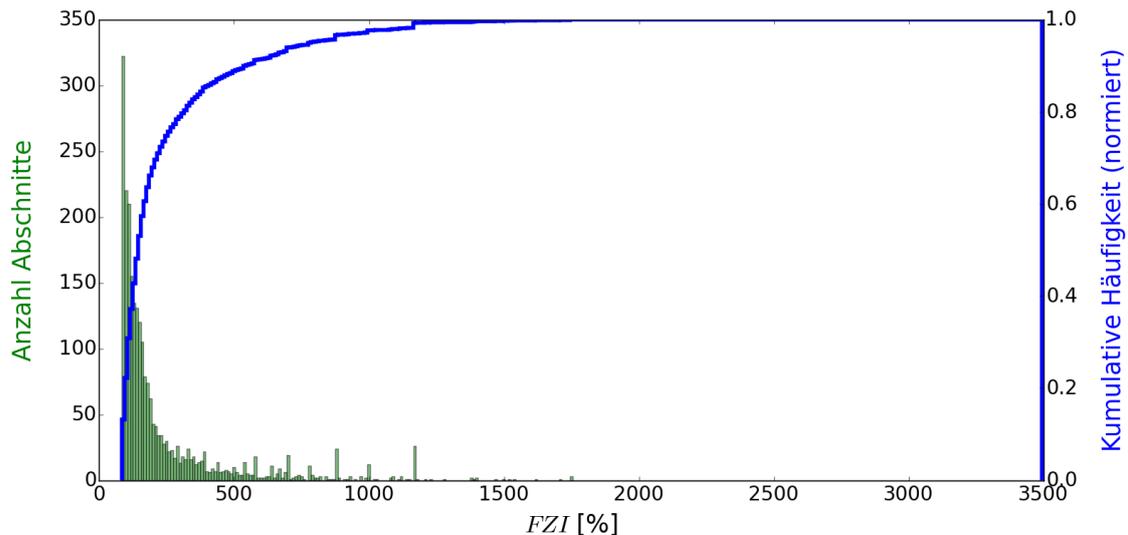


Abbildung 48: Häufigkeitsverteilung FZI (n = 2.440 Abschnitte)

5.5.3 Häufigkeit von Schwellwertunterschreitungen

Idee und Methodik

„Die Ausfallsicherheit gibt an, wie häufig eine Mindestqualität von z.B. 80 km/h unterschritten wird.“ [FRIEDRICH & BENNECKE 2015, Seite 25] Hierbei ist der Begriff „Ausfallsicherheit“ ein wenig irreführend, weil die berechnete Kennzahl nicht die Sicherheit eines Systems gegen Ausfälle angibt, sondern eben das Komplement dazu – die *Ausfallhäufigkeit*. Die *Ausfallhäufigkeit* passt damit zur folgenden Definition von *Zuverlässigkeit*: „Die *Zuverlässigkeit* ist eine Sacheigenschaft, die durch eine statistisch zu messende Größe aufgrund beobachteter *Ausfallhäufigkeiten* empirisch oder mithilfe der *Wahrscheinlichkeitsrechnung* abgeschätzt werden kann.“ [MESSERSCHMITT-BÖLKOW-BLOHM 1977, zitiert aus FRIEDRICH ET AL. 2015, Seite 24]

Im Falle binärer Systeme mit den Zuständen *funktioniert* und *funktioniert nicht* ist direkt vorgegeben, dass die *Ausfallhäufigkeit* am Zustand *funktioniert nicht* gemessen werden muss. Dieser binäre Charakter kann auf den Verkehrsablauf von Autobahnen übertragen werden, wenn wie in 5.5.2 die planerisch angestrebte Mindestgeschwindigkeit von 70 km/h als Zustand *funktioniert* definiert wird. In diesem Kapitel wird es jedoch nicht darum gehen, einfach zwischen zwei Zuständen zu unterscheiden und die Häufigkeit von Zustand 1 und Zustand 2 zu bestimmen. Vielmehr soll ein Eindruck von Häufigkeit *und* Ausmaß von Qualitätseinbußen gleichzeitig gegeben werden. Dazu wird gemessen, wie häufig bestimmte Geschwindigkeitsschwellwerte erreicht bzw. unterschritten werden. Je tiefer der Schwellwert angesetzt wird, desto höher ist auch das Ausmaß der Qualitätseinbuße.

In den zu diesem Kapitel durchgeführten Auswertungen wird daher für jeden Abschnitt untersucht, in wie vielen abbbildbaren Stunden des Jahres Geschwindigkeiten unter 50 km/h, 40 km/h, 30 km/h, 20 km/h und 10 km/h auftreten. Das Ergebnis wird in Prozent angegeben und nachfolgend als *Häufigkeit von Schwellwertunterschreitungen* (HSU) bezeichnet. Als Bewertungskriterium wird neben der mittleren Geschwindigkeit (\bar{v}) je Stunde das 5 %-Perzentil der Geschwindigkeiten (v_5) herangezogen, um auch Qualitätseinbußen zu detektieren, die durch die Mittelwertbildung „verschleiert“ werden. Hierzu sei auf Abbildung 49 verwiesen. Gezeigt wird der chronologische Verlauf von \bar{v} und v_5 auf einem Abschnitt der BAB 3 zwischen Leverkusen und Köln-Mülheim in Fahrtrichtung Köln. Um die Übersichtlichkeit zu wahren, werden nur die durch FCD abbildbaren Jahresstunden von Nr. 500 bis Nr. 600 gezeigt. v_5 liegt i.d.R. deutlich unter \bar{v} . Daraus lässt sich schlussfolgern, dass die Verkehrsqualität (d.h. die realisierbare Geschwindigkeit) zu einem

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

bestimmten Zeitpunkt in der betrachteten Stunde ebenfalls deutlich unter der mittleren Qualität gelegen haben muss. Insgesamt wird die Unterschreitungshäufigkeit auf Basis von \bar{v} also geringer sein als auf Basis von v_5 . Der beispielhaft abgetragene Schwellwert von 50 km/h verdeutlicht das.

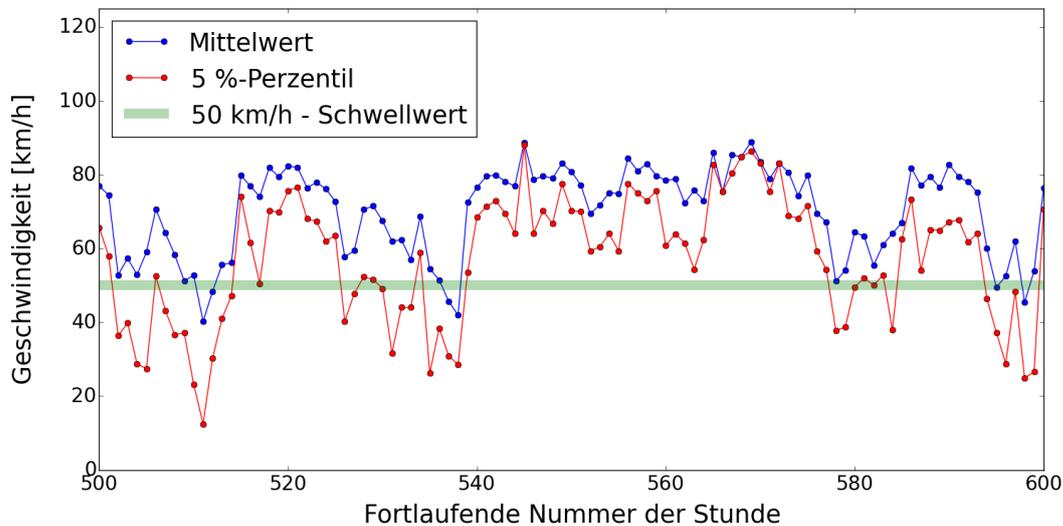


Abbildung 49: Prinzip zur HSU-Auswertung

Die Berechnungsvorschrift²⁶ ergibt sich zu:

$$HSU = n^{-1} * \sum_{i=0}^n k$$

$$\text{mit } k = \begin{cases} 1, & \text{wenn } v \leq \text{Schwellwert} \\ 0, & \text{wenn } v > \text{Schwellwert} \end{cases}$$

Eine Schwellwertunterschreitung findet demnach auch statt, wenn der Schwellwert genau realisiert wird.

Auswertung des FC-Datensatzes 2012

Für die Berechnung von HSU werden jene durch FCD abbildbaren Stunden des Jahres 2012 herangezogen, die zwischen einschließlich montags und einschließlich freitags in der Hauptverkehrszeit liegen und in denen mehr als eine Fahrzeuggeschwindigkeit berechnet werden können. v_5 wird in den allermeisten Fällen durch Interpolation bestimmt. Die Auswertungsergebnisse können nur schlecht in tabellarischer Form dargestellt werden, weswegen Tabelle 26 lediglich den Überblick über die Auswertungsmethodik gibt. Zur darauf folgenden Darstellung der Ergebnisse werden die Resultate von mehr als 100 Abschnitten ignoriert. Dies ist damit zu begründen, dass ein Abschnitt eine gewisse Anzahl abbildbarer Stunden aufweisen sollte, um verlässliche Aussagen bzgl. der Unterschreitungshäufigkeit treffen zu können. Denn ebenso wenig wie das klassische Würfelexperiment²⁷ nach zweifacher Durchführung die wahre Wahrscheinlichkeit für das Würfeln einer Sechs liefern kann, kann die *wahre* relative Unterschreitungshäufigkeit mit nur zwei abbildbaren Stunden bestimmt werden. Es wurden daher nur Abschnitte berücksichtigt, die mehr als 50 durch FCD

²⁶ Für die Auswertungen wurde der Anteil von $v \leq 50$ km/h als Perzentil berechnet. Dadurch können sich *minimale* Abweichungen vom Ergebnis unter Verwendung der oben dargestellten Formel ergeben.

²⁷ Gemeint ist das klassische Würfelexperiment, bei dem ein fairer Würfel geworfen wird. Bei unendlicher Durchführung des Experiments wird sich die relative Häufigkeit einer bestimmten, gewürfelten Zahl der wahren Wahrscheinlichkeit, diese Zahl zu würfeln, annähern.

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

abbildbare Stunden aufweisen. Tabelle 26 zeigt, dass im Mittel über solche Abschnitte 736 Jahresstunden in die Berechnung einbezogen wurden.

Tabelle 26: Auswertungsergebnisse HSU

Betrachteter Zeitraum	Mo – Fr (HVZ)
Inkl. Feier- und Ferientage?	nein
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten ($\bar{\emptyset}$)	736
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit ($\bar{\emptyset}$)	14,1
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.349

Die Abbildung 50 zeigt das Auswertungsergebnis, indem die durchschnittlichen relativen Unterschreitungshäufigkeiten bei vorgegebenen Geschwindigkeitsschwellwerten sowohl auf Basis von \bar{v} als auch auf Basis von v_5 dargestellt werden. Die Auswertung verdeutlicht, dass die vorgegebenen Geschwindigkeitswerte sehr selten unterschritten werden, wenn auf Basis des Stundenmittels geurteilt wird. Der Schwellwert von 50 km/h wird dann nur in 7 % der Fälle unterschritten, der Schwellwert von 10 km/h so gut wie nie (0,2 %). Deutlich höhere HSU-Werte zeigen sich, wenn auf Basis des 5 %-Perzentils bewertet wird. In diesem Fall gilt die Aussage, dass im Mittel über alle Abschnitte in rund 18 % der Stunden der Schwellwert von 50 km/h unterschritten wird. Für den Schwellwert von 30 km/h liegt HSU immerhin noch bei rund 8 %.

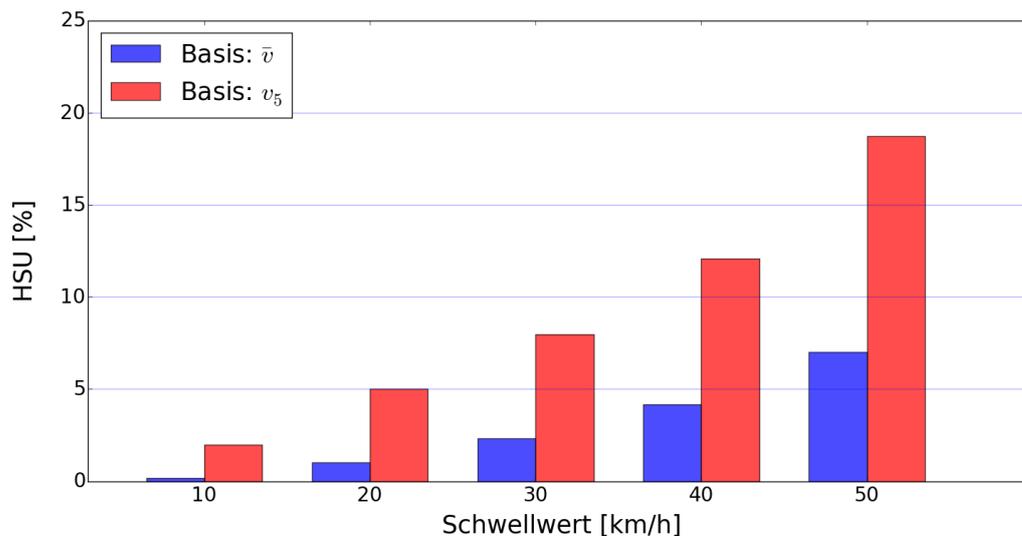


Abbildung 50: Durchschnittliche HSU-Werte bei verschiedenen Schwellwerten
(n = 2.349 Abschnitte)

Im Sinne der Wahrscheinlichkeitsrechnung ist es übrigens bedenklich, die hier berechnete, relative Unterschreitungshäufigkeit mit der *Wahrscheinlichkeit*, dass während der HVZ im Autobahnnetz NRW Geschwindigkeiten gleich oder unterhalb des jeweiligen Schwellwerts gefahren werden, gleichzusetzen. Die relative Häufigkeit darf nur als Wahrscheinlichkeit interpretiert werden, wenn es sich bei dem betrachteten Ereignis um das Ergebnis eines Zufallsprozesses handelt. Dies ist hier i.d.R. nicht der Fall, da die Geschwindigkeit nicht ausschließlich von Zufallsereignissen wie Verkehrsunfällen oder Pannen abhängt. Im Gegenteil sind solche Ereignisse nur für ein Drittel der Engpässe auf deutschen Autobahnen verantwortlich. Zwei Drittel lassen sich auf Diskrepanzen zwischen Leistungsfähigkeit der Infrastruktur und der Verkehrsnachfrage zurückführen. Diese Diskrepanzen sind allerdings berechenbar und werden heutzutage im Rahmen von

Verkehrsmodellierungen mit hoher Genauigkeit vorhergesagt. Ergo handelt es sich dabei nicht um Zufallsprozesse. [LISTL ET AL. 2007]

Abbildung 51 stellt die Unterschreitungshäufigkeiten auf Basis von v_5 in Form einer Häufigkeitsverteilung (abzulesen links) sowie in Form der kumulativen Häufigkeit (abzulesen rechts) dar. Hier wird Bezug zum 50 km/h – Schwellwert genommen. Der HSU-Wert liegt in 75 % der Fälle unter 27 %. Nur ein Zehntel der Abschnitte weist eine Unterschreitungshäufigkeit von mehr als 45 % auf. Werden anstelle des 50 km/h – Schwellwertes geringere Schwellwerte verwendet, konzentriert sich die Verteilung zunehmend links.

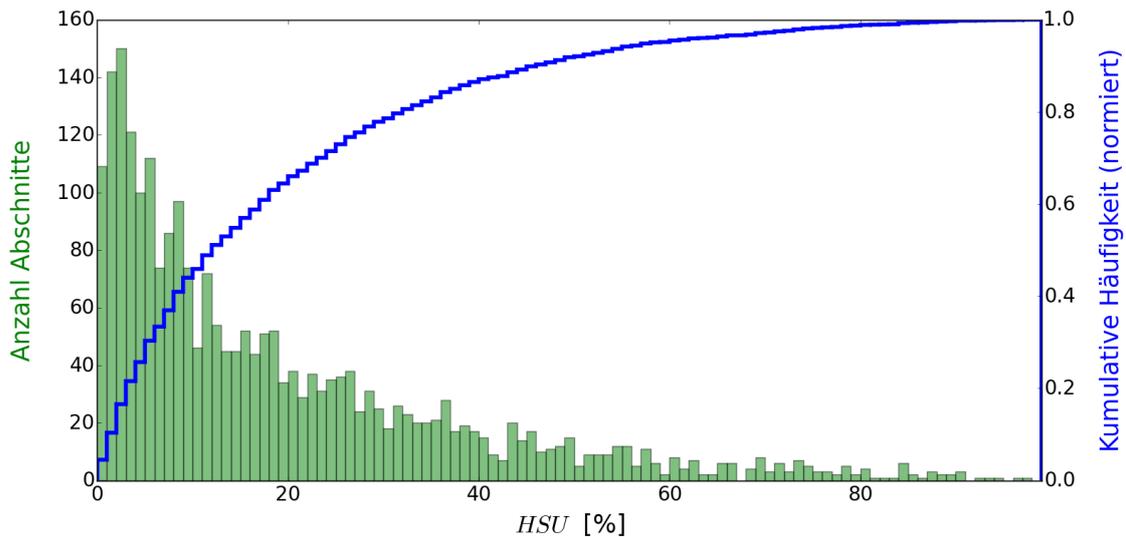


Abbildung 51: Häufigkeitsverteilung HSU
(n = 2.349 Abschnitte)

Die räumliche Verteilung der Unterschreitungshäufigkeiten bei einem Schwellwert von 50 km/h wird in Abbildung 52 dargestellt, wobei wiederum das 5 %-Perzentil der Fahrzeuggeschwindigkeiten als Beurteilungsgrundlage gewählt wird. Aufgrund der starken Konzentration auf der linken Seite der Verteilung ist es nicht sinnvoll, die Wertespanne zur farblichen Differenzierung gleichmäßig aufzuteilen. Stattdessen werden HSU-Werte bis einschließlich 55 % (hier liegt das 95 %-Perzentil) in zwei gleichbreite Klassen aufgeteilt. Alle Werte, die größer als 55 % sind, werden der dritten Klasse zugeordnet. Dabei zeigt sich das bereits bekannte Bild: Die Unzuverlässigkeit ist überwiegend in Ballungsräumen hoch. Besonders schlecht bewertet werden wiederum die BAB 3 im Westen von Köln sowie die BAB 40 im Ruhrgebiet. Hier werden während der Hauptverkehrszeit in mehr als jeder zweiten Stunde Geschwindigkeiten gefahren, die geringer als 50 km/h sind und somit auf Engpasssituationen hinweisen. [BOLIK 2010] Peripher gelegene Autobahnabschnitte sind davon nicht betroffen. Lediglich im Zulauf auf die Großstädte Aachen und Bielefeld kommt es zu erhöhter Unzuverlässigkeit.

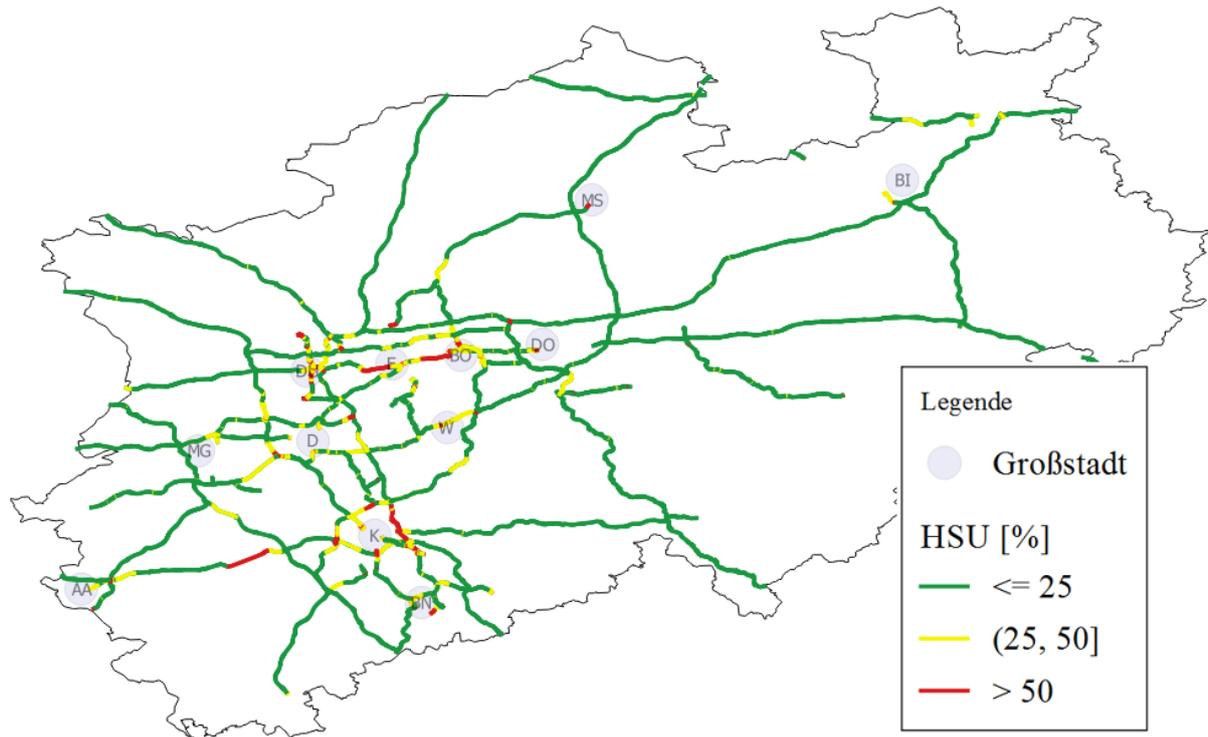


Abbildung 52: HSU im Autobahnnetz NRW

5.6 Diskussion und Auswahl geeigneter Kennziffern

5.6.1 Nutzerzuverlässigkeit

KDI_1

Zur Berechnung des KDI_1 wurden sämtliche durch FCD abbildbare Stunden des Jahres herangezogen und chronologisch geordnet. Es wurde jeweils die Durchschnittsgeschwindigkeit und im Anschluss daran die mittlere Abweichung von Stunde zu Stunde bestimmt. Dabei trat auch die Situation auf, dass eine Stunde bspw. nachts in der Nebenverkehrszeit liegt und die darauffolgende vormittags in der Hauptverkehrszeit. Der Geschwindigkeitsunterschied wurde als Unzuverlässigkeit gewertet und somit als Abweichung von der Erwartung des Nutzers. Damit würde aber unterstellt, dass der Nutzer nachts und zur Hauptverkehrszeit exakt dieselbe Geschwindigkeit erwartet. Dass dies zutreffend ist, muss in vielen Fällen bezweifelt werden. Aus diesem Grund eignet sich der KDI_1 nicht zur Beurteilung der Nutzerzuverlässigkeit und wird nachfolgend keine Berücksichtigung mehr finden.

KDI_2

Der KDI_2 stellt eine Weiterentwicklung des KDI_1 dar. Zur Berechnung des KDI_2 wurde für alle durch FCD abbildbaren Stunden, die dienstags, mittwochs oder donnerstags in der Zeit zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr liegen, die Durchschnittsgeschwindigkeit bestimmt. Auf Basis der daraus abgeleiteten Zeitreihe wurde dann der mittlere Geschwindigkeitsunterschied von Stunde zu Stunde berechnet. Im Gegensatz zum KDI_1 werden hier also Verkehrszeiten verglichen, die in aller Regel durch ähnliche Verkehrsbelastungen gekennzeichnet sind. Der Nutzer erwartet für diese Verkehrszeiten deshalb auch ähnliche realisierbare Geschwindigkeiten, weswegen ein hoher KDI_2 -Wert tatsächlich ein Hinweis auf mangelhafte Nutzerzuverlässigkeit ist. Ein weiterer Vorteil des KDI_2 liegt darin, dass ihm eine sehr simple Methodik zugrunde liegt. Geschwindigkeitsdifferenzen im Zeitverlauf werden aufsummiert und schließlich gemittelt. Die Anwendung ist unmissverständlich und das sich ergebende Resultat anschaulich und gut interpretierbar.

Um einen möglichen Nachteil zu nennen, muss nochmals auf das Kriterium der Nutzererwartung verwiesen werden. Da sämtliche, d.h. auch geringste Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen zwei Stunden als Beitrag zur Unzuverlässigkeit gewertet werden, impliziert die Berechnungsmethode, dass der Nutzer in der nächsten Stunde *exakt* jene Geschwindigkeit erwartet, die zur letzten Stunde gefahren wurde. Die Methode ist somit nicht in der Lage, die Nutzererwartung korrekt nachzustellen, denn dem Nutzer wird *unter anderem* die Fähigkeit aberkannt, zwischen gewöhnlichen und ungewöhnlichen Situationen zu unterscheiden. Eine ungewöhnliche Situation wäre es z.B., wenn die Durchschnittsgeschwindigkeit auf einem Abschnitt, die sonst bei 85 km/h liegt, aufgrund besonders schlechter Witterungsbedingungen nur bei 50 km/h liegt. Der Nutzer würde für die nächste Fahrt, für die wieder gute Witterungsbedingungen vorhergesagt werden, wohl kaum damit rechnen, wieder nur mit 50 km/h fahren zu können. Genau das wird jedoch durch den KDI_2 unterstellt. Es wäre daher angebracht, ein Verfahren zu verwenden, das die Nutzererwartung realistischer berücksichtigt.

Exponentielle Glättung zur Modellierung der Nutzererwartung

In 5.4.3 wurde ein Verfahren vorgestellt, mit dem die Nutzererwartung näherungsweise nachgestellt und somit besser in die Zuverlässigkeitsbewertung integriert werden kann. Dabei wird dieselbe Zeitreihe betrachtet wie beim KDI_2 . Es werden jedoch nicht die Differenzen zur jeweiligen Durchschnittsgeschwindigkeit der Vorperiode als Beitrag zur Unzuverlässigkeit beurteilt, sondern die Differenz zu einer vom Nutzer vernünftigerweise zu erwartenden Geschwindigkeit. Diese Erwartung wird auf der Grundlage der Vorperioden erstellt, wobei jeder einzelne vorangegangene Erfahrungswert in Abhängigkeit von der seitdem vergangenen Zeit gewichtet wird. Je länger der Erfahrungswert zurückliegt, desto weniger Gewicht erhält er. Hiermit wird erfolgreich der sog. Rezenzeffekt nachgestellt, der bei menschlichen Beurteilungsprozessen auf Basis von Erinnerungen zum Tragen kommt.

An dem Verfahren ist in erster Linie zu bemängeln, dass die Ausprägung des Glättungsparameters α entscheidenden Einfluss auf die Gewichtung der Vergangenheitswerte hat und dass gleichzeitig unbekannt ist, wie α gewählt werden muss, um den Beurteilungsprozess des Infrastrukturnutzers so realitätsnah wie möglich abzubilden. Es liegen diesbezüglich keine Studien vor. Zudem ist anzumerken, dass die menschliche Erinnerung nicht nur durch den Rezenzeffekt beeinflusst wird. Als „Komplement“ zum Rezenzeffekt kann der Primäreffekt genannt werden, der dazu führt, dass die jeweils ersten Erfahrungswerte besonders gut erinnert werden. [GRUBER 2011] Ebenso wahrscheinlich ist es, dass besonders negative Erfahrungen einen starken Einfluss auf den Beurteilungsprozess haben. Im Kontext der Verkehrszuverlässigkeit könnten also ungewöhnlich niedrige Geschwindigkeiten auf einem Abschnitt, die den Zeitplan eines Nutzers nachhaltig stören, besonders gut erinnert und damit besonders wichtig für den Beurteilungsprozess oder die Planung der nächsten Fahrt sein. All diese Effekte vermag das vorgestellte Verfahren nicht nachzustellen.

Das Verfahren impliziert außerdem, dass der Infrastrukturnutzer eine exakte, realisierbare Geschwindigkeit für die nächste Fahrt erwartet. Jede geringste Abweichung von dieser Erwartung wird als Beitrag zur Unzuverlässigkeit gewertet. Es ist jedoch unwahrscheinlich, dass die Nutzer ihre Fahrt mit einer exakten Geschwindigkeit (bspw. 75,63 km/h) planen. Viel eher dürfte zutreffen, dass Nutzer die Geschwindigkeit in einem bestimmten Wertebereich erwarten und somit eine gewisse Unsicherheit und Toleranz in ihre Planung einbeziehen. Es wäre daher wünschenswert, ein Verfahren zu finden, das die Nutzererwartung unter diesem Gesichtspunkt berücksichtigt.

Häufigkeit nicht erwartbarer Ereignisse (HNE)

In 5.4.4 wurde ein Verfahren vorgestellt, mit dem die Erwartung der Nutzer nicht anhand eines exakten Wertes, sondern anhand eines Wertebereichs wiedergegeben wird. Hierzu wurde unterstellt, dass der Nutzer seine Erwartung auf Basis der letzten zwei bis zwölf Fahrten entwickelt. Die Mitte des Erwartungsbereichs stellt dann den Mittelwert der letzten Fahrten dar. Die obere und untere Grenze

des Erwartungsbereichs ist jeweils um die Größe der absoluten, mittleren Abweichung vom Mittelwert entfernt. Liegt die realisierte Geschwindigkeit dann außerhalb des Erwartungsbereichs, der als $\emptyset \pm mad$ bezeichnet wird, wird die entsprechende Stunde als *Ereignis* aufgefasst. Die Anzahl von Ereignissen im Vergleich zur Anzahl der abbildbaren Stunden (minus zwei) wird als *HNE* bezeichnet und als Maß für die Unzuverlässigkeit verwendet.

Die Methode hat die Vorteile, dass sie das Problem einer exakten (und damit unrealistischen) Erwartung seitens der Infrastrukturnutzer löst und andererseits ein vergleichsweise einfach zu interpretierendes Unzuverlässigkeitsmaß liefert.

Nachteilig ist, dass – ebenso wie im Falle der Exponentiellen Glättung – nicht davon ausgegangen werden kann, dass die Berechnung des Erwartungsbereichs den typischen Denkmustern von Infrastrukturnutzern entspricht und die Erwartungshaltung der Nutzer somit verlässlich wiedergibt. Als weiterer möglicher Nachteil ist zu nennen, dass der Erwartungsbereich bereits selbst ein Maß für Unzuverlässigkeit sein sollte, zumal er sich ja aus den Schwankungen der Geschwindigkeiten ableitet. Im Zuge der Auswertungen wurde für jeden Abschnitt die durchschnittliche Breite von $\emptyset \pm mad$ ermittelt (die entsprechenden Auswertungsergebnisse sind den Anhängen 5.11, 5.12 und 5.13 zu entnehmen). Hierbei zeigte sich, dass ein deutlicher, linearer Zusammenhang zur Kennziffer KDI_2 , die die Geschwindigkeitsschwankungen im Zeitverlauf misst, besteht: Der Pearson-Korrelationskoeffizient für lineare Zusammenhänge liegt bei 0,96, der Rang-Korrelationskoeffizient nach Spearman bei 0,97. Das beweist, dass die Breite des Erwartungsbereiches von den Geschwindigkeitsschwankungen im Zeitverlauf abhängt und im Vergleich zum KDI_2 keine neuen Erkenntnisse zur Zuverlässigkeit eines Abschnitts liefert. HNE sollte wiederum direkt von der Breite des Erwartungsbereichs abhängen. Die Frage ist nun, ob zwischen diesen beiden Größen ebenfalls ein *systematischer* Zusammenhang besteht, sodass HNE bereits aus $\emptyset \pm mad$ abgeleitet werden kann und damit ebenfalls keine neuen Informationen liefert.

Zur Beantwortung dieser Frage wird auf Abbildung 53 verwiesen. $\emptyset \pm mad$ wird hier gegen die Ereignishäufigkeit HNE abgetragen. Es zeigt sich, dass HNE mit steigender Breite von $\emptyset \pm mad$ tendenziell zunimmt. Dieser Zusammenhang ist jedoch nicht eindeutig. Die Korrelationskoeffizienten nach Spearman bzw. Pearson betragen 0,67 bzw. 0,54, das Bestimmtheitsmaß R^2 liegt bei 0,29. HNE kann also nur schlecht durch die Breite des Erwartungsbereichs und daher ebenso schlecht durch die Geschwindigkeitsschwankungen im Zeitverlauf (KDI_2) erklärt werden. Mithin liefert die Kennziffer in der Tat neue bzw. zusätzliche Informationen zur Zuverlässigkeit.

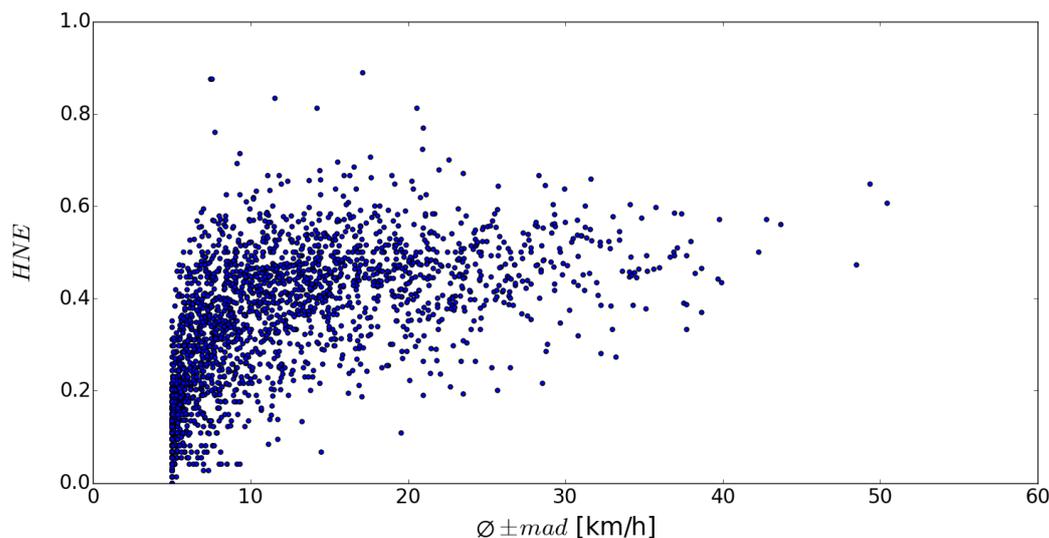


Abbildung 53: Zusammenhang zwischen mittlerer Breite des Erwartungsbereiches und HNE
(n = 2.295 Abschnitte)

Doch sind diese Informationen wertvoll bzw. aussagekräftig? Die Abbildung 53 zeigt deutlich, dass HNE bei Erwartungsbereichen mit einer Breite zwischen 5 km/h und 10 km/h erheblich schwankt. Die Wertespanne reicht hier von 0 % bis hin zu 90 %. Die Zuverlässigkeit eines Abschnitts, auf dem $\bar{v} \pm mad$ durchschnittlich 7 km/h breit ist, könnte deshalb geringer eingestuft werden als ein Abschnitt, auf dem $\bar{v} \pm mad$ durchschnittlich 30 km/h breit ist. Ein Erwartungsbereich mit einer Breite von 30 km/h stellt de facto jedoch eine wesentlich höhere Unsicherheit dar, die der Infrastrukturnutzer bei der Planung seiner Fahrt zu berücksichtigen hat. Der betreffende Abschnitt *darf* daher *nicht* als zuverlässiger beurteilt werden. Der hier zu Tage tretende Widerspruch resultiert aus der Verwendung eines Erwartungsbereichs, der von der tatsächlichen Geschwindigkeitsschwankung des betreffenden Abschnitts abhängt, weswegen auch für Abschnitte mit starker Geschwindigkeitsschwankung die Möglichkeit besteht, als zuverlässig beurteilt zu werden, zumal diese den Erwartungsbereich besonders groß ausfallen lassen. Dieses Problem könnte durch Verwendung eines absoluten Erwartungsbereiches, also bspw. $\bar{v} \pm 5$ km/h, gelöst werden. Für Infrastrukturnutzer, die während der letzten zwölf Fahrten eine Geschwindigkeitsspanne von bspw. 30 km/h erlebt haben, gibt es allerdings keinen Anlass, den Erwartungsbereich auf $\bar{v} \pm 5$ km/h zu reduzieren. Das Vorgehen wäre daher nicht mit dem Konzept der Nutzerzuverlässigkeit vereinbar.

BTI

Der Buffertime-Index misst die Zeit, die auf einer Relation zusätzlich zur mittleren Reisezeit eingeplant werden muss, damit eine sichere Ankunft gewährleistet ist. In der vorliegenden Arbeit wurde das Konzept modifiziert und gibt die Differenz zwischen der mittleren Fahrzeit je Kilometer (Median) und dem Wert des 95 %-Perzentils der Fahrzeiten je Kilometer auf einem Abschnitt an. Dieses Vorgehen ist grundsätzlich konform mit dem Konzept des BTI: „The measure does not necessarily refer to the average trip time, but could be presented as [...] a value in minutes per mile“ [LOMAX ET AL. 2003, Seite 10]. Die Fahrzeitraten (d.h. Fahrzeit je Kilometer) wurden als Kehrwert der Fahrzeuggeschwindigkeit berechnet. Wird ein Abschnitt mit Startpunkt *a* und mit Endpunkt *b* als Relation *a-b* aufgefasst, gibt der BTI also die zusätzlich zur mittleren Fahrzeit einzuplanende Zeit je Kilometer an, um pünktlich an *b* anzukommen.

Der BTI hat den Vorteil, dass das zugrundeliegende Konzept einfach und zudem sehr anschaulich beschrieben werden kann. In den USA wird die Kennziffer deshalb u.a. in den *Mobility Monitoring Program reports* verwendet, um die Zuverlässigkeit von Infrastrukturanlagen zu beurteilen. [SIGNIFICANCE 2012]

Der Nachteil des hier angewendeten Berechnungsverfahrens (dies ist kein Nachteil des BTI-Konzepts an sich) ist, dass die zur Fahrzeitratenberechnung notwendigen Annahmen (siehe 5.4.5) unter Umständen unzutreffend sind und falsche Werte liefern. Die Aggregation dieser Werte über den gesamten Zeitraum kann schließlich zu BTI-Maßen führen, die die Zuverlässigkeit eines Abschnitts nicht realitätsnah wiedergeben. Die Gründe dafür werden nachfolgend erläutert. Hierzu sei zunächst auf Tabelle 27 verwiesen, die die Auswertungsergebnisse der verschiedenen Kennziffern in Bezug auf den Abschnitt Nr. 1854 (BAB 33 zwischen der AS Schloß Holte-Stukenbrock und der AS Stukenbrock-Senne in Fahrtrichtung Bielefeld) darstellt. Dieser Abschnitt stellt gemäß BTI mit 29,3 Minuten je Kilometer den unzuverlässigsten Abschnitt im Autobahnnetz dar. Sämtliche andere Kennziffern deuten demgegenüber an, dass der Abschnitt vergleichsweise zuverlässig ist, da er stets im untersten Fünftel des Wertebereichs liegt.

Tabelle 27: Auswertungsergebnisse für den Abschnitt 1854

Kennziffer	Wert	Perzentil [%]
BTI [min]	29,3	100
KDI ₂ [km/h]	2,97	15
Expo (MEA) [km/h]	2,46	16,5
$h_n(E)$ [%]	18,9	18,2
IQA [min]	0,04	10,3

Die gemäß Median erwartbare Fahrzeit auf Abschnitt 1854 liegt bei 0,7 Minuten je Kilometer. Dies entspricht einer Geschwindigkeit von 85 km/h und damit einer hohen Verkehrsqualität. Das 95 %-Perzentil der Fahrzeiten liegt bei 30 Minuten je Kilometer, was einer Geschwindigkeit von 2 km/h entspricht. Die Abbildung 54 zeigt die Ausprägung der Durchschnittsgeschwindigkeit (\bar{v}) sowie des 5 %-Perzentils der Geschwindigkeiten (v_5) dienstags, mittwochs und donnerstags zwischen 08:00 Uhr und 09:00 Uhr im Zeitverlauf. Dabei sind zwei Phasen deutlich zu unterscheiden: Die erste Phase dauert bis zum 44. Wert und ist durch insgesamt hohe Geschwindigkeiten gekennzeichnet. Die darauffolgende zweite Phase ist durch etwas geringere Werte von \bar{v} mit erkennbar stärkerer Schwankung und Distanz zu v_5 geprägt. Die Baustellenübersicht von Straßen.NRW zeigt, dass während der zweiten Phase eine Deckenerneuerung sowie ein Umbau durchgeführt wurden.

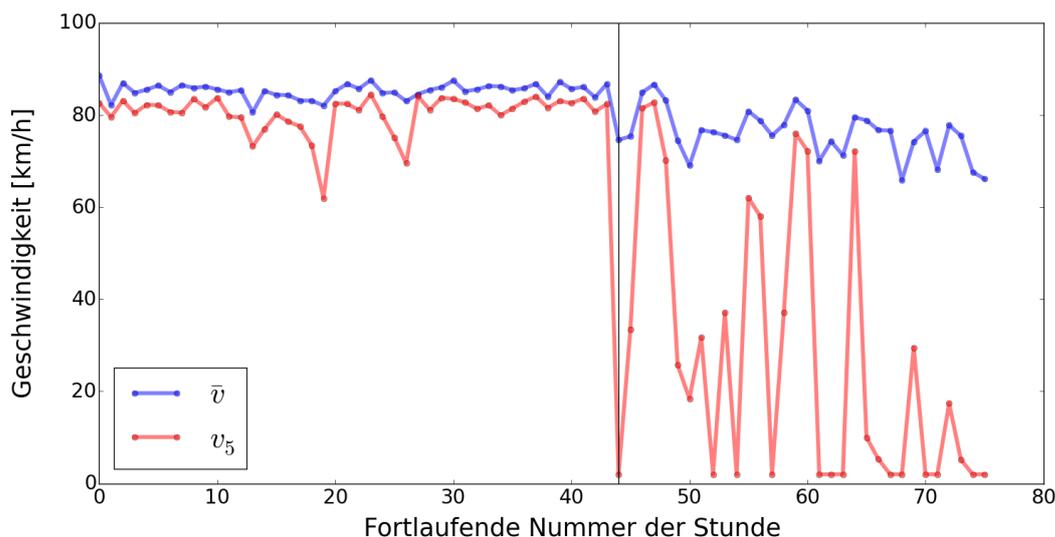


Abbildung 54: Mittlere Geschwindigkeit im Zeitverlauf auf Abschnitt 1854

Wie eine konkrete Überprüfung der FCD ergab, wurden Fahrzeuggeschwindigkeiten von 2 km/h (der Kehrwert entspricht dem 95 %-Perzentil der Fahrzeiten, siehe oben) *ausschließlich* während der Baustellenphase verzeichnet. Die Stundenmittelwerte der Geschwindigkeit sind während dieser Phase dennoch hoch (ca. 75 km/h). Aus diesem Kontrast kann geschlossen werden, dass folgende, in 5.4.5 getroffene Annahme zu Fehlern führt, wenn auf der Grundlage von FCD-Geschwindigkeitswerten auf Fahrzeiten geschlossen werden soll: „Unter der Annahme, dass Fahrzeug i während seiner Fahrt über den Abschnitt A *permanent* mit der Durchschnittsgeschwindigkeit \bar{v}_i gefahren ist, ergibt sich die mittlere Fahrzeit \bar{f} zum Passieren des Abschnitts...“. Dies wird wie folgt begründet:

Der Wert der 44. Stunde (schwarze, vertikale Linie in Abbildung 54) datiert vom 05. September. In dieser Stunde traten vereinzelt Fahrzeuggeschwindigkeiten von 2 km/h auf. Gemäß obiger Annahme wird unterstellt, dass die betreffenden Fahrzeuge die Geschwindigkeit konstant beibehalten haben, während sie den Abschnitt passierten. Wäre diese Unterstellung wahr, hätte auf dem Abschnitt konstant Stau geherrscht – denn sonst hätten die Fahrzeuge ja eine höhere Geschwindigkeit gewählt –

und sie hätten rund 3,75 Stunden benötigt, um den 7,5 km langen Abschnitt zu passieren. Der Stundenmittelwert lag allerdings bei 74,6 km/h. In der davor und der dahinter liegenden Stunde lag er bei 77,9 km/h bzw. bei 85,6 km/h. An dem betrachteten Vormittag hat also kein Stau geherrscht, der konstante Geschwindigkeiten von 2 km/h erklären könnte. Daher sind Fahrzeuggeschwindigkeiten von 2 km/h – sofern sie nicht von Baustellenfahrzeugen stammen – durch kurzzeitiges Stocken des ansonsten fließenden Verkehrs zu erklären. Die FCD, aus denen die Fahrzeuggeschwindigkeiten berechnet werden, werden dann „unglücklicherweise“ genau während des Stockens generiert und vermitteln somit ein falsches Bild der wahren Geschwindigkeit, mit der das Fahrzeug über den Abschnitt gefahren ist.

Diese Ausführung hat gezeigt, dass die Annahme von konstanten Fahrzeuggeschwindigkeiten u.U. zu Fehlern führen kann, die sich dann bei der Berechnung korrespondierender Fahrzeitraten ebenfalls einstellen. Dies war der erste angesprochene Nachteil des BTI-Berechnungsverfahrens. Der zweite und eigentliche Nachteil entsteht dadurch, dass kein Basis-Aggregationslevel spezifiziert wird und sämtliche im Jahr 2012 während des Betrachtungszeitraums (Di, Mi, Do 8h – 9h) berechneten Fahrzeuggeschwindigkeiten „in einen Topf geworfen werden“. Aus diesem „Topf“ werden direkt Median (f_{50}) und das 95 %-Perzentil der Fahrzeiten (f_{95}) berechnet. Insgesamt konnten auf Abschnitt 1854 1.017 Fahrzeitraten berechnet werden. Werden die Fahrzeitraten der Größe nach absteigend geordnet, liegt f_{95} an 51. Stelle. Im Verlauf der Baustellenphase wurden insgesamt 59 Fahrzeuggeschwindigkeiten von 2 km/h – das entspricht einer Fahrzeirate von 30 Minuten je Kilometer – erfasst. Geringere Fahrzeuggeschwindigkeiten gab es nicht. Daher liegt f_{95} bei 30 min/km. Der Median, der als Bezugsgröße verwendet wird, liegt bei 0,7 min/km. Der BTI liegt daher bei 29,3 min/km. Würden die Fahrzeuggeschwindigkeiten nicht direkt aggregiert ausgewertet, sondern erst ein Referenzwert je Jahresstunde (bspw. Mittelwert) berechnet und aus den Referenzwerten schließlich f_{95} und f_{50} , würde der BTI deutlich geringer ausfallen und sich damit gut in das Zuverlässigkeitsbild einfügen, das durch die anderen Kennziffern suggeriert wird (Tabelle 27). Dies kann anhand von Abbildung 54 nachvollzogen werden, wo die Mittelwerte der Jahresstunden relativ nah beieinander liegen und der Unterschied zwischen Median und f_{95} entsprechend gering wäre.

Aufgrund der angesprochenen Problematik wird empfohlen, den BTI auf Basis der hier verwendeten Auswertungsmethodik nicht als Zuverlässigkeitskennziffer zu verwenden. Eine zusätzliche Auswertung des BTI auf der Basis von Stundenreferenzwerten, d.h. mit dem Basis-Aggregationslevel „Jahresstunde“, kann in dieser Arbeit nicht mehr durchgeführt werden.

IQA

Der IQA wird als Spannweite der mittleren 50 % einer ordinal skalierten Wertereihe verstanden. Er bietet im Vergleich zur Standardabweichung und zur Spannweite den Vorteil, dass er sich robust gegenüber Ausreißern und Extremwerten verhält.

Ebenso wie der BTI wurde der FZI für die Fahrzeitraten der Autobahnabschnitte berechnet. Da nicht f_{95} , sondern f_{75} als obere Grenze verwendet wird und extrem hohe Werte somit ignoriert werden, fällt die Bewertung des Abschnitts 1854 im Vergleich zum korrespondierenden BTI-Wert sehr moderat aus (siehe Tabelle 27). In solchen extremen Fällen ist davon auszugehen, dass der IQA ein akkurateres Bild der Zuverlässigkeit liefern kann als der BTI. Nichtsdestotrotz werden auch hier die Fahrzeitraten aus den Fahrzeuggeschwindigkeiten abgeleitet – ein Verfahren, das zu Fehlern führen kann und im vorliegenden Kontext daher nicht präferiert werden sollte.

Zudem ist anzumerken, dass die Vernachlässigung der oberen und unteren Werte nicht nur Vorteile, sondern auch Nachteile hat. Bspw. kann keine Aussage über besonders hohe oder besonders niedrige Fahrzeiten getroffen werden. Läge ein Fünftel der Fahrzeitraten bei 5 min/km und damit sehr hoch,

würde die Ausprägung des IQA dadurch nicht beeinflusst. Solche Informationen können aber sehr wichtig sein und finden bei allen anderen vorgestellten Methoden Eingang in die Berechnung.

Auswahl einer geeigneten Zuverlässigkeitskennziffer

Es wurde noch einmal nachvollzogen, wie die Darstellung der Nutzerzuverlässigkeit vom KDI_1 , über KDI_2 , über die Exponentielle Glättung mit ihrem Fehlermaß MAE_{NE} und schließlich bis zur Kennziffer HNE kontinuierlich um einen wichtigen Aspekt erweitert wurde. Da HNE am Ende dieser „Erweiterungskette“ liegt und damit das am weitesten entwickelte Verfahren darstellt, hatte es zunächst den Anschein, dass es auch für die Beurteilung der Nutzerzuverlässigkeit am geeignetsten ist. Diese Vermutung wurde im Verlauf der Diskussion allerdings entkräftet, sodass HNE ebenso wie KDI_1 nicht als Kennziffer für die Beschreibung der Zuverlässigkeit in Frage kommt. Da BTI und IQA ebenfalls ausgeschlossen wurden, sind die verbleibenden Kandidaten KDI_2 und der MAE_{NE} . Abbildung 55 zeigt ein Streudiagramm, in dem MAE_{NE} - und KDI_2 -Werte gegeneinander abgetragen werden. Letztere wurden unter Berücksichtigung von Strukturbrüchen noch einmal neu berechnet (vgl. hierzu 5.4.3). Die Auswertungsergebnisse zum KDI_2 unter Berücksichtigung von Strukturbrüchen, auf denen auch die im nächsten Kapitel durchgeführte Klassifizierung basiert, können dem Anhang 5.14 entnommen werden.

Dabei wird klar, dass ein positiver, linearer Zusammenhang zwischen beiden Kennziffern besteht. Das Bestimmtheitsmaß der Regression (R^2) ist mit 0,93 sehr hoch. Der Rangkorrelationskoeffizient (r_s) liegt sogar bei 0,98. Mithin kann festgestellt werden, dass es für die Zuverlässigkeitsbeurteilung eines Abschnitts im Vergleich zu anderen Abschnitten unerheblich ist, ob mittels KDI_2 oder MAE_{NE} gearbeitet wird.

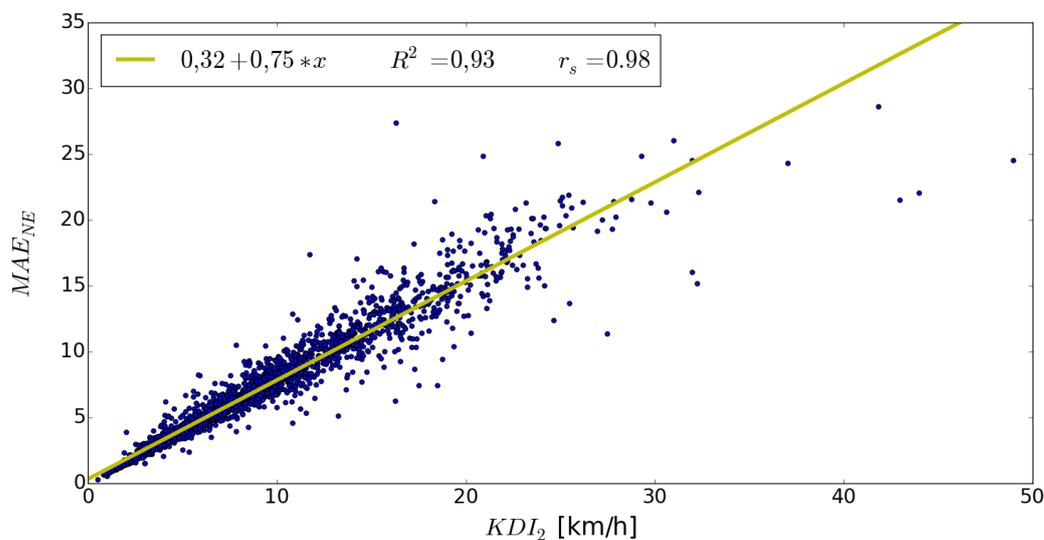


Abbildung 55: Zusammenhang zwischen MAE_{NE} und KDI_2
(n = 2.406 Abschnitte)

Eine begründete Empfehlung für eine der beiden Kennziffern sollte dennoch ausgesprochen werden, zumal das Ziel der Arbeit darin besteht, eine Kennziffer zum Zwecke des Monitorings der Nutzerzuverlässigkeit auszuwählen. Der MAE_{NE} bietet den Vorteil, dass er die Nutzererwartung in Form eines exponentiell gewichteten Erwartungswerts in das Berechnungsverfahren integriert und somit einen Vergleich zwischen dem, was vernünftigerweise zu erwarten ist, und dem, was tatsächlich eintritt, zieht. Dem Konzept der Nutzerzuverlässigkeit, die sich aus der Diskrepanz zwischen Erwartung und Realität ergibt, kommt der MAE_{NE} deshalb näher als der KDI_2 .

Es ist jedoch einzuwenden, dass sich das Berechnungsverfahren für den MAE_{NE} durch die Berücksichtigung der Nutzererwartung mittels Exponentieller Glättung schwieriger gestaltet als das des KDI_2 . Für die Kommunizierbarkeit einer Kennziffer ist es aber hilfreich, wenn sie möglichst simpel zu berechnen und zu interpretieren ist. In Abbildung 55 wurde gezeigt, dass KDI_2 und MAE_{NE} die Zuverlässigkeit eines Abschnitts im Vergleich zu allen anderen Abschnitten tendenziell gleich hoch bewerten. Mit anderen Worten erbringt die Berücksichtigung der Nutzererwartung also keinen Informationsgewinn bzgl. der Zuverlässigkeit. Unter diesen Umständen macht es keinen Sinn, von beiden Verfahren das kompliziertere zu wählen. Es wird daher empfohlen, das einfachere Konzept des KDI_2 zur Beurteilung der Nutzerzuverlässigkeit im Rahmen eines entsprechenden Monitoring-Prozesses zu verwenden. Der MAE_{NE} kann dann ggf. durch die Gleichung in Abbildung 55 aus dem KDI_2 -Wert hergeleitet werden.

5.6.2 Anbieterzuverlässigkeit

Zur Anbieterzuverlässigkeit sind deutlich weniger Kennziffern als zur Nutzerzuverlässigkeit vorgestellt worden. Dies ist vor allem damit zu begründen, dass die Anbieterzuverlässigkeit – so wie sie in 5.1 definiert wurde – sehr stark an die Zuverlässigkeit im technischen Sinne angelehnt ist, wo Systeme häufig auf die Zustände *funktioniert* und *funktioniert nicht* reduziert werden. Die notwendigen Arbeitsschritte zur Ermittlung der Anbieterzuverlässigkeit sind somit lediglich die Festlegung eines Soll-Zustandes und einer Methode, die das Abweichen vom Soll-Zustand misst.

Δ_{N-H}

Hierzu wurde zunächst die Kennziffer Δ_{N-H} vorgeschlagen. Δ_{N-H} misst den Unterschied zwischen den zur HVZ und den zur NVZ durchschnittlich gefahrenen Fahrzeuggeschwindigkeiten. Dabei werden die zur NVZ gefahrenen Geschwindigkeiten als Soll-Wert definiert. Eine Unterschreitung des Soll-Werts während der HVZ indiziert Unzuverlässigkeit.

Die Methode bietet den Vorteil, dass ihr ein äußerst simples Konzept zugrunde liegt und sie daher ein anschauliches und gut zu interpretierendes Ergebnis liefert. Als Nachteil ist bereits aufgefallen, dass Δ_{N-H} auf mehreren Abschnitten negativ ist. Zwar sind die Differenzen i.d.R. so gering, dass von keinen statistisch signifikanten Mittelwertunterschieden ausgegangen werden kann. Spätestens auf den (wenigen) Abschnitten mit deutlichen Unterschieden entstehen jedoch Interpretationsprobleme, weil $\Delta_{N-H} = 0$ als bestmöglicher Zuverlässigkeitswert festgelegt wurde. Eine Lösung des Problems könnte darin liegen, nicht die zur NVZ gefahrene Durchschnittsgeschwindigkeit als Soll-Wert zu verwenden, sondern jeweils den höheren Wert der beiden Verkehrszeiten. In diesem Fall könnte die *absolute* Differenz zwischen HVZ und NVZ als Kennziffer verwendet werden.

Ein *nicht* zu lösendes Problem der Methode liegt hingegen darin, dass sie das Konzept der Anbieterzuverlässigkeit nicht konsequent berücksichtigt. Zwar wird – wie dies bei technischen Systemen üblich ist – eine geforderte Funktion in Form eines Geschwindigkeits-Solls vorgegeben. Dabei wird allerdings nicht berücksichtigt, wie hoch dieser Soll-Wert ist. Definitionsgemäß ist es dem Anbieter der Infrastruktur jedoch ein Anliegen, eine möglichst *hohe* Verkehrsqualität zu ermöglichen. Das Konzept der Δ_{N-H} -Kennziffer bietet aber die Möglichkeit, dass Abschnitte mit $\bar{v}_H = \bar{v}_N = 30$ km/h optimale Zuverlässigkeitswerte erhalten. Damit zeigt sich, dass Δ_{N-H} nicht zur Beurteilung der Anbieterzuverlässigkeit verwendet werden sollte.

FZI

Als zweite Kennziffer wurde der Fahrzeitindex vorgeschlagen. Dieser Index setzt das 95 %-Perzentil der Fahrzeiten ins Verhältnis zu einer Soll-Fahrzeit. Analog zu bereits durchgeführten Forschungsvorhaben wurde die Soll-Fahrzeit in der vorliegenden Arbeit aus einer planerisch angestrebten Mindestgeschwindigkeit abgeleitet. Diese liegt bei 70 km/h und basiert auf den Ausführungen des 4.4.

Im Gegensatz zur Δ_{N-H} -Kennziffer bietet der FZI den Vorteil, dass er das Konzept der Anbieterzuverlässigkeit insofern umsetzt, als dass die tatsächlich vorgefundenen Werte an einem planerisch angestrebten Wert gemessen werden. Nachteilig ist, dass beim hier verwendeten Berechnungsverfahren ebenso wie bei der Berechnung des BTI die Gefahr besteht, dass unrealistische Fahrzeitraten unterstellt und somit falsche Aussagen bzgl. der Zuverlässigkeit getroffen werden. Gemäß FZI wird daher wiederum der Abschnitt 1854 als der unzuverlässigste Abschnitt im Netz bewertet. Wieso diese Bewertung falsch ist, wurde in 5.6.1 erläutert. Es wird daher empfohlen, den FZI mit der hier verwendeten Aggregations- und Berechnungsmethode nicht als Zuverlässigkeitskennziffer zu verwenden.

HSU

Zuletzt wurde die Zuverlässigkeitsbeurteilung auf Basis von Schwellwertunterschreitungen vorgestellt. Dabei wurde für jede Stunde der HVZ der Mittelwert der Fahrzeuggeschwindigkeiten sowie das 5 %-Perzentil (v_5) bestimmt. Anschließend wurde überprüft, in wieviel Prozent der abbildbaren Stunden Geschwindigkeitswerte von 10 km/h, 20 km/h, 30 km/h, 40 km/h und 50 km/h auf Basis des Stundenmittels oder der v_5 unterschritten werden.

Die Methode bietet den Vorteil, dass nicht nur Minderqualitäten im Verkehrsablauf detektiert werden, die sich über längere Zeit hinziehen und sich somit im Stundenmittel niederschlagen, sondern auch solche, die kurzweilig sind und somit besser durch die v_5 erkannt werden können. Zudem liefert sie sowohl Informationen zum Ausmaß der Minderqualität als auch zur Häufigkeit des Auftretens. Im Gegensatz zur Δ_{N-H} -Kennziffer ist sie damit in der Lage, ein deutlich konkreteres Bild der Angebotsqualität bzw. -zuverlässigkeit zu liefern. Erstere würde bei $\bar{v}_H = \bar{v}_N = 80$ km/h uneingeschränkte Zuverlässigkeit attestieren, selbst wenn die Einzelmessungen der jeweiligen Verkehrszeit stark um den Mittelwert 80 km/h schwanken würden. Die HSU-Kennziffer könnte solche Schwankungen besser wiedergeben und dem Anbieter daher ein aufschlussreicheres Bild seiner Angebotsqualität liefern.

Die Kennziffer zeichnet sich zudem durch ein simples Konzept aus und kann deshalb gut interpretiert und kommuniziert werden. Dies ist gerade im Rahmen der Anbieterzuverlässigkeit wichtig, da der Infrastrukturbetreiber seine Angebotsqualität offenlegen und ggf. verbessern muss. Sie eignet sich daher auch gut zur Gestaltung und Überprüfung von Aktionsplänen und den dabei definierten Zielen: Bspw.: „Momentan treten während der Hauptverkehrszeit in rund 20 % der Stunden geringere Geschwindigkeiten als 50 km/h auf. Es ist das Ziel, diesen Wert bis zum Jahr X um Y % zu senken.“ Im Rahmen des mehrfach vorgeschlagenen Monitorings könnten die Zielerreichungsgrade dann kontinuierlich überprüft werden.

Es wird daher empfohlen, die Kennziffer zur Beurteilung der Anbieterzuverlässigkeit zu verwenden. Zu klären ist allerdings noch, welche Geschwindigkeit als Schwellwert angesetzt wird und ob die Unterschreitungen auf der Basis des 5 %-Perzentils oder auf Basis des Stundenmittels gezählt werden sollen. In 4.4 wurde hergeleitet, weshalb eine Geschwindigkeit von 70 km/h als Anforderung der Straßengüterverkehrsakteure an die Verkehrsqualität auf Autobahnen betrachtet werden kann. Eine Unterschreitung dieser Geschwindigkeit kann dann als eine Minderqualität des Verkehrsablaufs interpretiert werden. In 5.5.3 wurde 50 km/h als höchster Schwellwert verwendet. Bei Realisierung oder Unterschreitung dieses Wertes wird die angestrebte Geschwindigkeit von 70 km/h um wenigstens 20 km/h unterschritten. 50 km/h stellen deswegen bereits einen geeigneten Schwellwert dar. Höhere Schwellwerte können aufgrund von Geschwindigkeitsbeschränkungen, die auf Autobahnen bspw. im Bereich starker Steigungen auf 60 km/h gesetzt werden können, zu Fehlinterpretationen führen. Geringere Schwellwerte könnten hingegen zu einer Überschätzung der Zuverlässigkeit führen, weil sie seltener unterschritten werden.

Es bleibt zu klären, ob Unterschreitungshäufigkeiten auf der Grundlage von \bar{v} oder v_5 zu zählen sind. Dazu wird erneut auf Abbildung 54 verwiesen: auf dem dort betroffenen Abschnitt 1854 konnten während einer Baustellenphase vereinzelt besonders geringe Geschwindigkeiten festgestellt werden. Die Bewertung auf Grundlage von v_5 fällt in diesem Fall deutlich schlechter aus als auf Grundlage von \bar{v} . Die sich aufdrängende Frage ist nun, ob eine Baustelle als „Entschuldigung“ für zwischenzeitlich reduzierte Geschwindigkeiten gilt, oder ob der Anbieter auch während solcher Phasen *permanent* für hohe Qualität im Verkehrsablauf sorgen muss.

Die Baustellenübersicht für das Jahr 2012, die von Straßen.NRW zur Verfügung gestellt wurde, zeigt, dass auf den nordrhein-westfälischen Autobahnen im Jahr 2012 über 29.000 Baustellentage gezählt wurden. Die summierte Länge der einzelnen Baustellenprojekte liegt bei mehr als 1.500 km. Die Zahlen verdeutlichen, dass Baustellen ein alltäglicher Aspekt des Autobahnverkehrs sind. Gerade deswegen sollte bei der Beurteilung der Verkehrsqualität bzw. der Zuverlässigkeit keine Rücksicht auf sie genommen werden. Zur Nicht-Beachtung von Baustellen und anderen Verkehrsstörungen im Rahmen der Nutzen-Kosten-Analyse des BVWP stellt BRILON 2010 fest: „Das erstrangige Ziel der Störungsvermeidung erfordert ein Umdenken auf allen Ebenen. Es ist unzureichend, [...] nur den planmäßigen Verkehrszustand zu betrachten. Unfälle, Baustellen oder Fahrzeugpannen gehören zum Betrieb der Straßen. Ihre Auswirkungen müssen deshalb in die Bewertung einbezogen werden.“ (Seite 281) In diesem Sinne wird hier entschieden, die Zuverlässigkeit auf der Grundlage von v_5 zu beurteilen und im Falle des Abschnitts 1854 – aber auch im Falle sämtlicher anderer betroffener Abschnitte – keine Rücksicht auf Baustellen o.ä. zu nehmen.

5.7 Erarbeitung einer Qualitätseinstufung für ausgewählte Kennziffern

Abschließend soll versucht werden, die Ausprägungen der ausgewählten Kennziffern verschiedenen Werteklassen zuzuordnen. Der Sinn ist es, nach erfolgreicher Klassenbildung von absoluten Werten auf eine bestimmte Qualitätsstufe der Zuverlässigkeit zu schließen. Dies ist momentan noch nicht möglich. Zwar sind die Merkmale ordinal skaliert, sodass eine natürliche Ordnung vorliegt und höhere Werte in jedem Fall eine geringere Zuverlässigkeit anzeigen als niedrige Werte. Doch eine qualitative Aussage über die Zuverlässigkeit auf einem Abschnitt lässt sich damit nicht treffen. So sagt ein KDI_2 von 15 km/h bspw. aus, dass die Durchschnittsgeschwindigkeit von Stunde zu Stunde im Mittel um 15 km/h schwankt. Es kann allerdings nicht gesagt werden, ob das als zuverlässig oder als unzuverlässig zu werten ist. Genau diese Aussage sollte im Rahmen eines öffentlichkeitsorientierten Monitorings jedoch getroffen werden können.

Die relevanten deutschen Regelwerke zur qualitativen Beurteilung von Verkehrsnetzen bzw. Netzelementen sind RIN und HBS. Mithilfe der RIN können ganze Relationen zwischen Quell- und Zielorten in sechs Stufen der Angebotsqualität bewertet werden. Das HBS bietet ein Verfahren, mit dem die Qualität des Verkehrsablaufs auf einzelnen Netzelementen in ebenso vielen Qualitätsstufen beurteilt werden kann. Das US-amerikanische HCM beurteilt einzelne Netzelemente sowie Streckenzüge ebenfalls in sechs verschiedenen Qualitätsstufen, die dort *Level of Service* genannt werden und mit den Qualitätsstufen des HBS vergleichbar sind. Die Qualitätsstufen in RIN, HBS und HCM werden mit den Buchstaben A – F bezeichnet, wobei A eine sehr gute Qualität beschreibt und F eine unzureichende. D steht für eine noch ausreichende Qualität und ist im Straßenbau und in der Netzplanung i.d.R. die vom Anbieter angestrebte Qualitätsstufe. [FRIEDRICH & PRIEMER 2007]

In der Verkehrswissenschaft hat es sich augenscheinlich etabliert, die Verkehrsqualität in sechs Stufen zu bewerten. Aus diesem Grund sollen die ausgewählten Kennziffern für die Bewertung der Zuverlässigkeit in ebenso viele Stufen eingeteilt werden. Dabei stellt sich die Frage, wie vorgegangen werden sollte, um die Grenzen der einzelnen Stufen festzulegen. In diesem Zusammenhang wäre es hilfreich, wenn die durch eine bestimmte Ausprägung der Kennziffer indizierte Qualität absolut

beurteilbar ist und nicht im Vergleich zur Menge der restlichen Ausprägungen beurteilt werden muss. Sowohl KDI_2 als auch HSU können einen Wert annehmen, bei dem diese „Absolutheit“ der Qualität gegeben ist: 0 km/h bzw. 0 %. In beiden Fällen zeigt der Wert 0 eine maximale Zuverlässigkeit und damit die höchstmögliche Qualität an. Leider gibt es jedoch keine weiteren absolut beurteilbaren Ausprägungen. Es kann bspw. nicht ohne Referenz zur Verteilung der Ausprägungen entschieden werden, welche Werte besonders schlecht oder ab welchem Wert die Qualität nicht mehr ausreichend ist.

Dieses Problem wird auch in der RIN im Rahmen der Bewertung der Angebotsqualität angesprochen: „Eine Festlegung, welche Kennwerte einer bestimmten Qualitätsstufe zuzuordnen sind, ist letztlich eine verkehrspolitische Festlegung des zuständigen Entscheidungsträgers.“ (Seite 42) Als Hilfestellung für die Qualitätsbeurteilung wurde in der RIN ein Ansatz gewählt, bei dem die Luftlinienentfernungen von Relationen gegen die resultierenden Luftliniengeschwindigkeiten (Reisezeit/Luftlinienentfernung) abgetragen werden. Hierzu lässt sich mittels nicht-linearer Kleinste-Quadrate-Schätzung eine Funktionskurve herleiten, die den Zusammenhang zwischen Luftlinienentfernung und Luftliniengeschwindigkeit beschreibt. Diese Kurve wurde als Grenze zwischen den Qualitätsstufen B und C definiert. Die übrigen vier Kurven, die zur Einteilung in sechs Stufen benötigt werden, wurden so gewählt, dass sie nahezu gleichabständig sind.

Mit anderen Worten wurde für die Beurteilung der Angebotsqualität also ein Ansatz gewählt, der sich an den im Netz vorhandenen Zuständen orientiert. Für die Qualitätseinstufung der ausgewählten Zuverlässigkeitskennziffern soll sich daher ebenfalls an den im Autobahnnetz NRW berechneten Werten orientiert werden. Im Gegensatz zum RIN-Ansatz, wo zwei Variablen zur Qualitätsbeurteilung verwendet werden und daher ein funktionaler Zusammenhang als Klassengrenze möglich ist, werden Nutzer- und Anbieterzuverlässigkeit jeweils mit einer Ziffer ausgedrückt, sodass zur Bestimmung von Qualitätsstufen auf univariate Klassifizierungsmethoden zurückgegriffen wird. Die herkömmlichsten dieser Methoden sind folgende [DE SMITH ET AL. 2007]:

- Gleiches Intervall: Die Spannweite der Werte wird in n Klassen derselben Breite eingeteilt.
- Gleiche Anzahl: Die Klassenbreiten werden so gesetzt, dass jede Klasse dieselbe Anzahl an Werten aufweist.
- Standardabweichung: Mittelwert und Standardabweichung der Werte werden berechnet. Anschließend werden die Klassengrenzen als Vielfache der Standardabweichung gesetzt.

Die erste Methode wird verworfen, zumal beide Kennziffern Verteilungen mit starker Konzentration im unteren Wertebereich aufweisen. Die Einteilung in Klassen gleicher Breite führt dazu, dass die oberen Klassen kaum Werte aufweisen. Damit würde suggeriert, dass die Zuverlässigkeit quasi überall hoch ist. Die zweite Methode wird verworfen, weil sie dazu führt, dass die Grenzen der Qualitätsstufen E und F bereits bei sehr niedrigen Werten liegen. Andernfalls würden sie nicht die gleiche Anzahl an Werten aufweisen können. Die dritte Methode wird ebenfalls verworfen, weil die Werte nicht normalverteilt sind und die Standardabweichung damit kein vernünftiges Bild der Streuung liefert.

Stattdessen wird zur Bestimmung der Klassengrenzen im ersten Schritt auf den *Jenks-natural-breaks-Algorithmus* zurückgegriffen. Dieser Algorithmus legt Klassengrenzen so fest, dass die Varianz innerhalb der Klassen minimal und die Varianz zwischen den Klassen maximal wird. Es handelt sich um einen iterativen Prozess, bei dem die Klassengrenzen im ersten Schritt willkürlich gesetzt werden. Durch ständige Verschiebung der Klassengrenzen bei gleichzeitiger Überprüfung der Abweichungsquadratsumme wird diejenige Konstellation bestimmt, unter der keine Verbesserung im Sinne der Varianz mehr möglich ist. Der Vorteil des Verfahrens liegt darin, dass die Lage der Klassengrenzen durch die Ausprägung der Daten selbst bestimmt wird und nicht durch Erwartungen oder Vorstellungen desjenigen, der mit den Daten arbeitet. Liegt also ein natürliches Muster in den

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

Ausprägungen der Daten vor, das eine Einteilung in n Klassen rechtfertigt, so findet der Algorithmus die entsprechenden Klassengrenzen.

Nachteilig ist, dass die Daten in die vorgegebene Anzahl von Klassen *gezwungen* werden. Das bedeutet, dass die Klasseneinteilung in jedem Fall und somit auch ohne erkennbares Muster in den Daten erfolgt. Für weitere Informationen wird auf DE SMITH ET AL. 2007 verwiesen.

Mithilfe des *Jenks-natural-breaks-Algorithmus* soll zunächst nur die Klassengrenze zwischen D und E für die Kennziffer KDI_2 festgelegt werden. Dazu wird die Software QGIS²⁸ verwendet, die aus den übergebenen Daten Stichproben zieht und den Algorithmus auf diese anwendet. Nach 100-maliger Durchführung der Jenks-Berechnung für sechs Klassen ergibt sich ein Mittelwert von 18 km/h für die Klassengrenze zwischen D und E. Die Standardabweichung ist mit 0,08 km/h sehr gering. Ob diese Grenze angemessen ist, kann ohne weiteres nicht entschieden werden. Sie gibt hier lediglich Auskunft darüber, wo die untere Grenze der zwei Klassen mit den schlechtesten KDI_2 -Werten liegt. Die Klassen A – C werden nach Festlegung der Grenze D/E so eingegrenzt, dass die Breite von Klasse zu Klasse um 1 km/h steigt. Hierdurch wird die Hürde, um besonders gute Beurteilungen zu erhalten, nach oben gesetzt. Letztlich ergibt sich die in Tabelle 28 dargestellte Klasseneinteilung. Damit liegen ca. 92 % der Abschnitte in den Klassen A – D. Die restlichen Abschnitte weisen eine mangelhafte Zuverlässigkeit auf.

Tabelle 28: Vorschlag zur Qualitätseinstufung für KDI_2

n = 2.406 Abschnitte	A	B	C	D	E	F
Obere Klassengrenze [km/h]	3,0	7,0	12,0	18,0	25,0	-
Abschnitte in Klasse	368	785	698	368	159	28

Die Abbildung 56 zeigt beispielhaft die stündlichen Durchschnittsgeschwindigkeiten eines mit A und eines mit E bewerteten Abschnitts im Zeitverlauf.

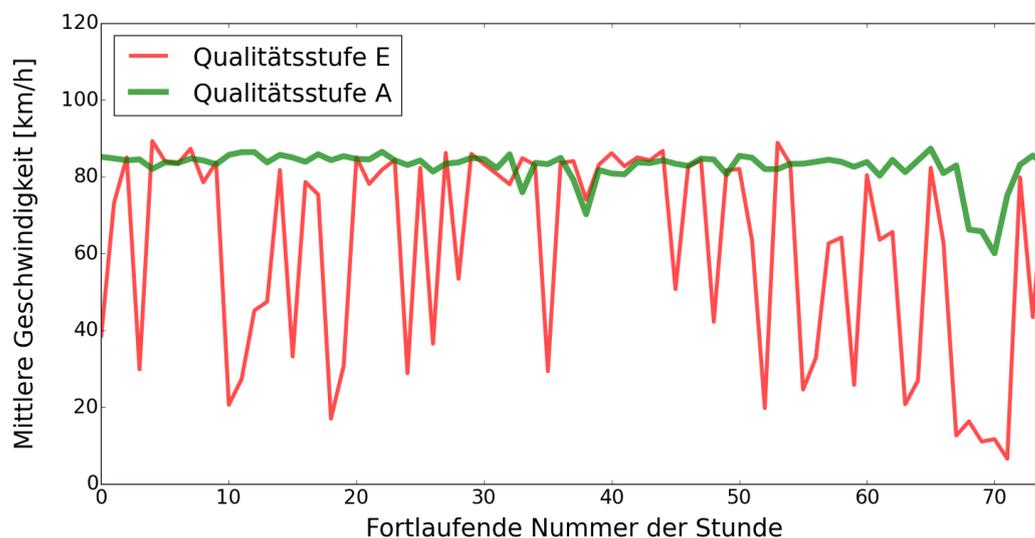


Abbildung 56: Hohe und geringe Zuverlässigkeit nach KDI_2
(E: Abschnitt 2056, A: Abschnitt 117)

Für die HSU-Kennziffer wird analog vorgegangen. Es werden 100 Stichproben gezogen und anschließend der Jenks-Algorithmus angewendet: der Mittelwert der Grenze zwischen D und E liegt bei 43 %, die Standardabweichung beträgt 0,3 %. Tabelle 29 zeigt die daraus abgeleitete Klasseneinteilung der Kennziffer HSU. Dabei wurde die Grenze D/E auf 45 % hochgesetzt. Die davor

²⁸ QGIS 02/2016

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

liegenden Klassen werden so gesetzt, dass sie zunehmend breiter werden. Bei dieser Klasseneinteilung liegen rund 90 % der Abschnitte im Bereich A – D. Die restlichen Abschnitte weisen eine unzureichende Anbieterzuverlässigkeit auf.

Tabelle 29: Vorschlag zur Qualitätseinstufung für HSU

n = 2.349	A	B	C	D	E	F
Obere Klassengrenze [%]	10	21	33	45	60	-
Abschnitte in Klasse	1.055	517	337	199	136	105

Die Abbildung 57 zeigt beispielhaft die stündliche v_5 eines mit A und eines mit E bewerteten Abschnitts im Zeitverlauf.

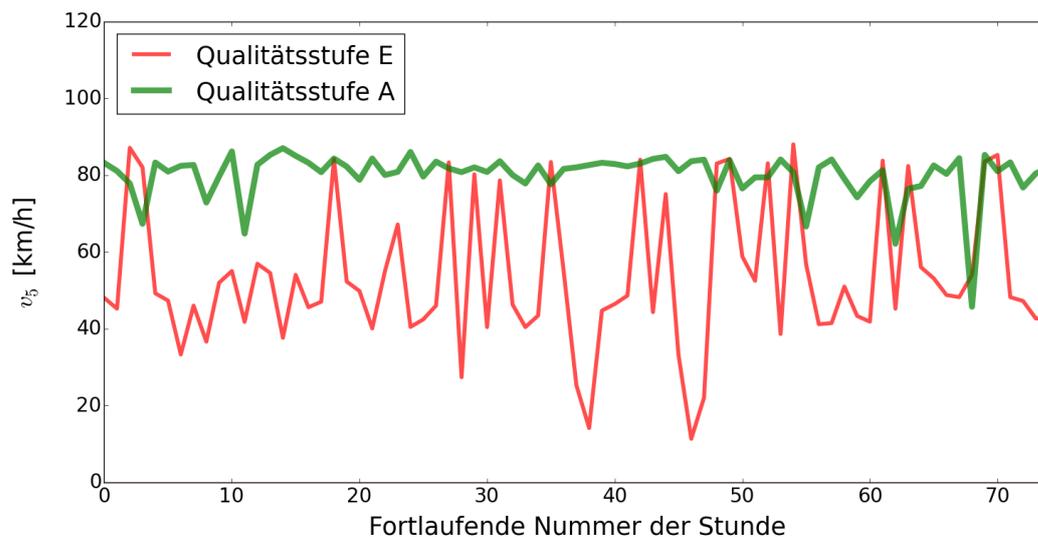


Abbildung 57: Hohe und geringe Zuverlässigkeit nach HSU (E:Abschnitt 1448, A:Abschnitt 755)

5.8 Sonderauswertungen

In diesem Kapitel sollen einige Sonderauswertungen zu den ausgewählten Kennziffern vorgestellt werden. Hierzu sei zunächst auf Abbildung 58 und Abbildung 59 verwiesen. Es wird jeweils dargestellt, wo KDI_2 bzw. HSU Ausprägungen annehmen, die nach der in 5.7 festgelegten Klasseneinteilung nicht mehr als ausreichend beurteilt werden. Dies passiert überwiegend im Bereich der Großstädte in der Metropolregion Rhein-Ruhr. Auffällig ist, dass die beiden Kennziffern durchaus zu unterschiedlichen Aussagen gelangen. Als Beispiel sei auf den Bereich im Kölner Westen verwiesen, der in Abbildung 58 in blauer Farbe markiert ist. Hier verlaufen die BAB 3 in Nord-Süd-Richtung sowie die BAB 1 in Ost-West-Richtung. Die Nutzerzuverlässigkeit wird auf beiden Autobahnen überwiegend als ausreichend bewertet. Die Anbieterzuverlässigkeit wird beinahe ausnahmslos als mangelhaft oder schlechter bewertet. Dies zeigt deutlich, dass die gefahrenen Geschwindigkeiten häufig, dafür aber regelmäßig und für den Nutzer somit erwartbar gering sind.

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

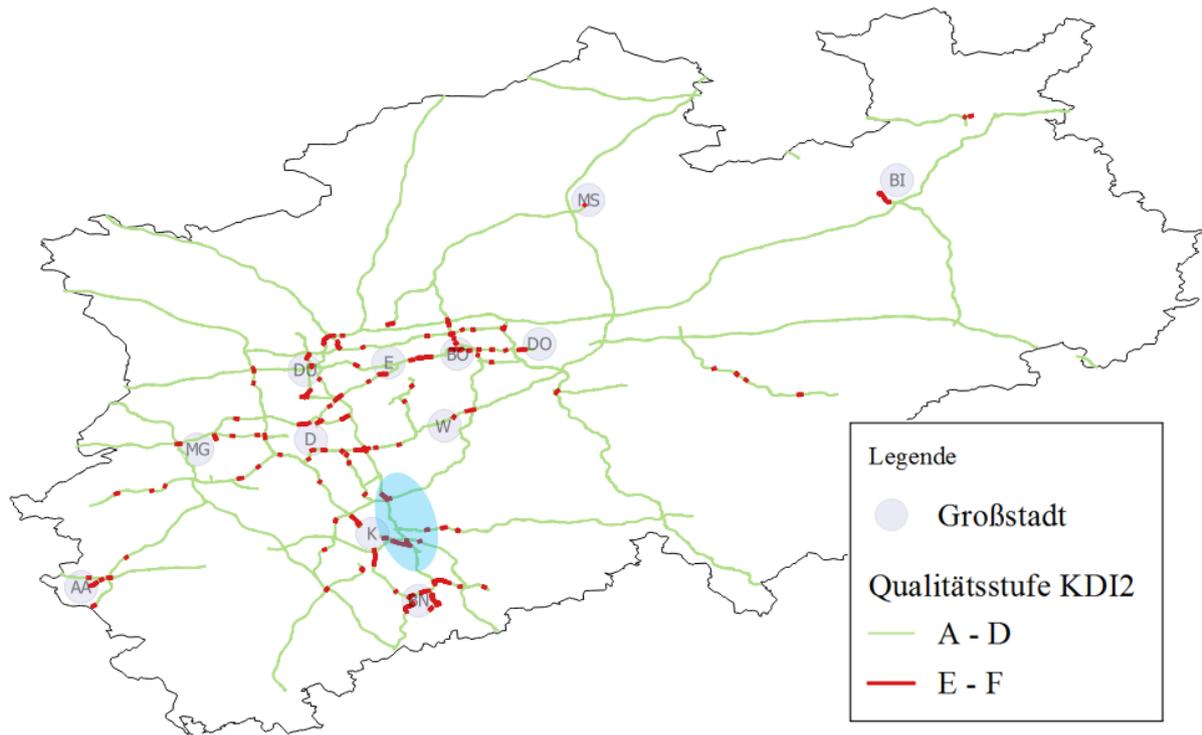


Abbildung 58: KDI₂-Qualitätsstufen im Autobahnnetz NRW

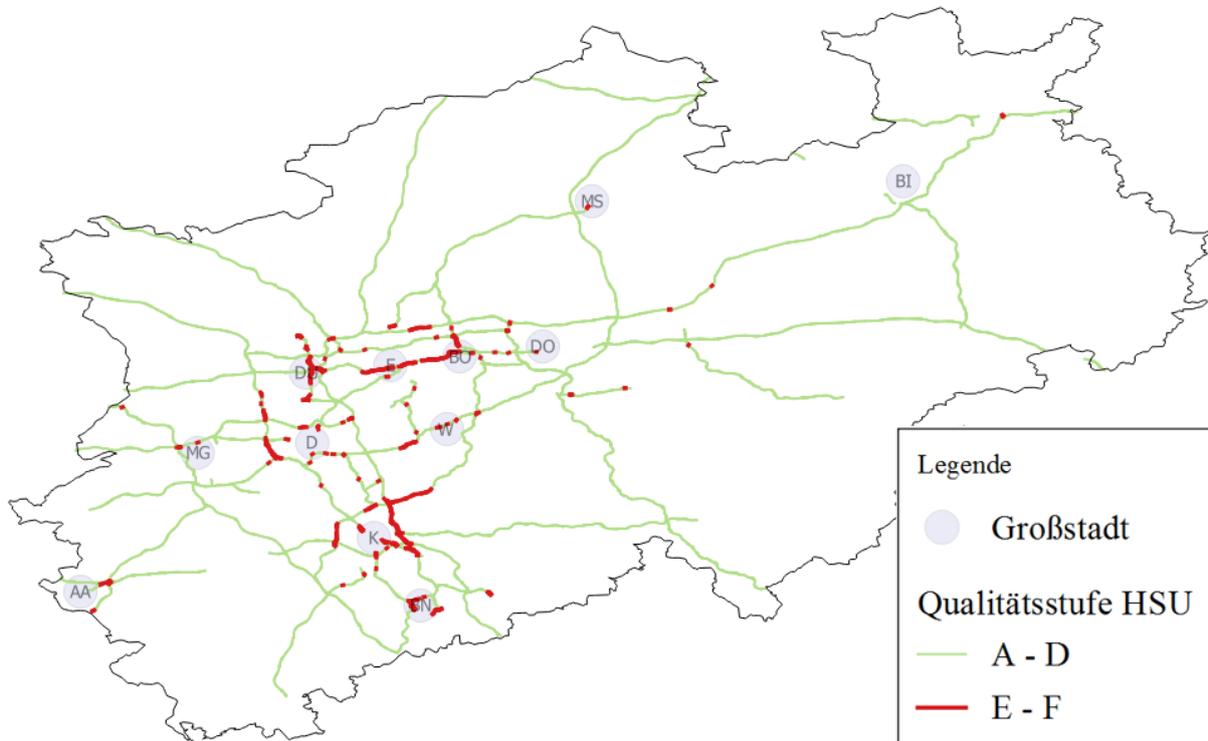


Abbildung 59: HSU-Qualitätsstufen im Autobahnnetz NRW

In Tabelle 30 werden die Auswertungsergebnisse getrennt nach Abschnittskategorie dargestellt. Der KDI₂ liegt im Bereich freier Strecken bei ca. 7 km/h. Im Bereich von Knotenpunkten liegt er mit durchschnittlich 11 km/h am höchsten. Der Unterschied zwischen freien Strecken und Knotenpunktbereichen/Autobahnkreuzen fällt sehr deutlich aus. Ebenso klar unterscheiden sich die

Werte der HSU: Im Bereich von Knotenpunkten und Autobahnkreuzen werden höhere Werte als im Bereich freier Strecken gemessen. Die Nutzer- und Anbieterzuverlässigkeit ist auf freien Strecken demnach am höchsten. Im Durchschnitt wird hier jeweils die Qualitätsstufe B erreicht. In Knotenpunktbereichen und Autobahnkreuzen liegt sie bei C.

Tabelle 30: KDI₂ und HSU in Abhängigkeit der Abschnittskategorie

Merkmal	Freie Strecken (n = 1.337)	Knotenpunktbereiche (n = 832)	Autobahnkreuze (n = 237)
KDI ₂ [km/h] (Ø)	6,9	11,0	10,1
	Freie Strecken (n = 1.334)	Knotenpunktbereiche (n = 787)	Autobahnkreuze (n = 228)
HSU [%] (Ø)	15,2	23,6	22,4

Des Weiteren wurde getestet, ob die Zuverlässigkeit negativ beeinflusst wird, wenn stromabwärts des betrachteten Abschnitts ein als Autobahnkreuz markierter Abschnitt folgt. Hierzu wurden die Zuverlässigkeitswerte von freien Strecken, die vor Autobahnkreuzen liegen, mit den Zuverlässigkeitswerten von freien Strecken, die nicht vor Autobahnkreuzen liegen, verglichen. Tabelle 31 zeigt die Ergebnisse der Untersuchung. Sowohl Nutzer- als auch Anbieterzuverlässigkeit sind durchschnittlich geringer, wenn der Abschnitt vor einem Autobahnkreuz liegt. Besonders deutlich ist der Unterschied bei der Anbieterzuverlässigkeit. Zu beachten ist jedoch, dass die p-Werte in beiden Fällen vergleichsweise groß sind. Bei einem üblichen Signifikanzniveau von 99 %, 97,5 % oder auch 95 % ist ein Einfluss von Autobahnkreuzen auf die Zuverlässigkeitswerte stromaufwärts gelegener Abschnitte im statistischen Sinne also nicht nachweisbar.

Tabelle 31: KDI₂ und HSU in Abhängigkeit vom stromabwärts gelegenen Abschnitt

Merkmal	Vor Autobahnkreuz (n = 134)	Nicht vor Autobahnkreuz (n = 1120)	p-Wert (H₀ : kein Einfluss)
KDI ₂ [km/h] (Ø)	7,3	6,7	0,162
	Vor Autobahnkreuz (n = 133)	Nicht vor Autobahnkreuz (n = 1.118)	
HSU [%] (Ø)	17,2	14,6	0,089

Abbildung 60 zeigt die mittleren KDI₂- und HSU-Werte ausgewählter Autobahnen in NRW. Dabei fällt die BAB 59 mit geringster Nutzer- und Anbieterzuverlässigkeit auf. Diese Autobahn wird allerdings nicht durchgehend geführt, sondern sowohl in Düsseldorf als auch in Leverkusen und Köln unterbrochen. Auf ihr liegen daher besonders viele Abschnitte, auf denen der Übergang einer Autobahn in eine untergeordnete Straße (et vice versa) erfolgt. Hier kommen häufig Lichtsignalanlagen zum Einsatz, um den Verkehr zu regeln und zu entschleunigen. Es ist davon auszugehen, dass die Zuverlässigkeitswerte dadurch entsprechend beeinflusst werden. Die BAB 40 und die BAB 46, die durch das Ruhrgebiet führen bzw. die Großstädte Düsseldorf und Wuppertal verbinden, sind ebenfalls durch hohe Unzuverlässigkeitswerte gekennzeichnet. Die Autobahnen mit VFS 0 (bspw. BAB 1, 2 und 3) weisen demgegenüber moderate Werte auf, was vermutlich darauf zurückzuführen ist, dass sie nicht nur durch die Ballungsräume im Rhein-Ruhr-Gebiet, sondern zum großen Teil auch durch peripher gelegene Räume wie Eifel, Westfalen und Münsterland geführt werden. Zu erwähnen ist zudem, dass die Zubringerautobahnen, die hier nicht dargestellt werden, mit dreistelligen Nummern im Schnitt die höchsten Werte aufweisen.

Den Anhängen 5.15 und 5.16 ist eine Übersicht der zehn freien Strecken, Knotenpunktbereiche und Autobahnkreuze mit den jeweils schlechtesten Zuverlässigkeitswerten zu entnehmen.

Bewertung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs

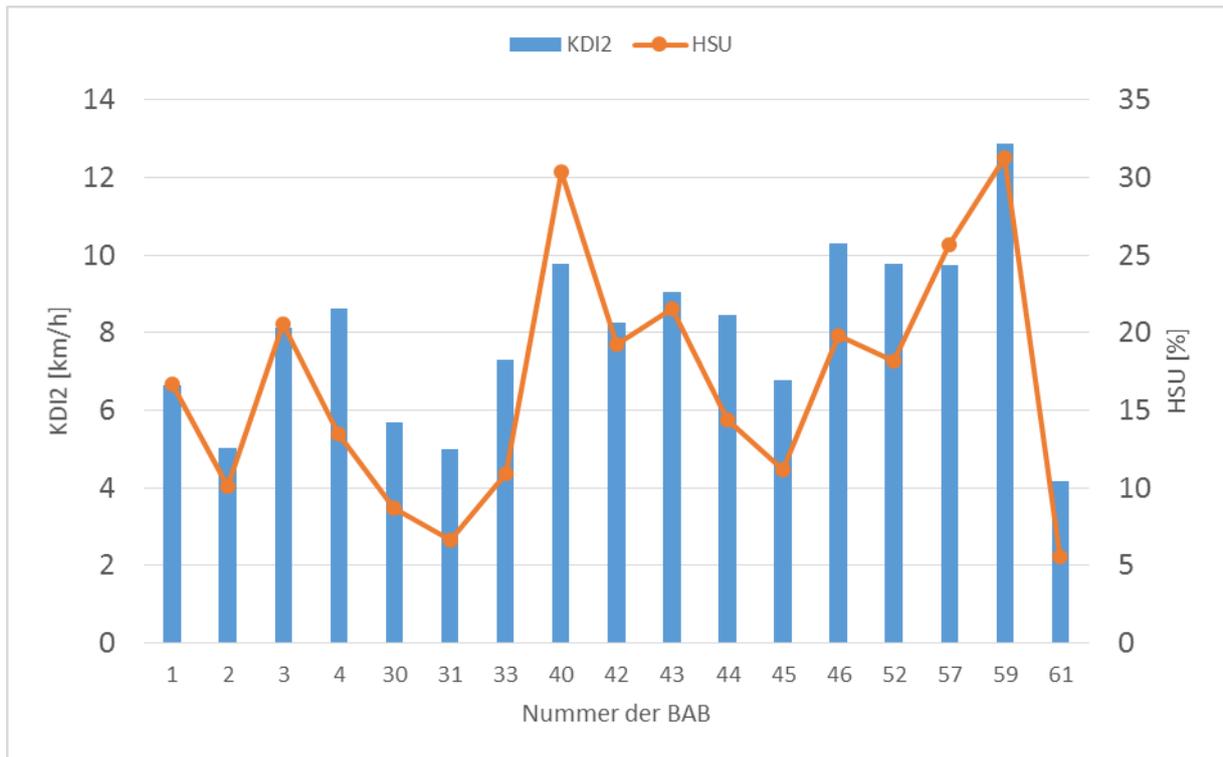


Abbildung 60: Mittlere KDI₂- und HSU-Werte nach BAB

6 Fazit

6.1 Kurzdarstellung und Einordnung der Ergebnisse

In der vorliegenden Arbeit bestand das Hauptziel darin, methodische Grundlagen zur FCD-basierten Beurteilung der Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs zu entwickeln, um daraus Empfehlungen zur Verwendung einer bestimmten Kennziffer abzuleiten, die sich auch im Rahmen eines FCD-Zuverlässigkeitsmonitorings verwenden lässt. Die Ergebnisse der Literaturrecherche machten es zunächst notwendig, den Zuverlässigkeitsbegriff zu differenzieren. Weil Nutzer und Anbieter der Infrastruktur die Zuverlässigkeit aus verschiedenen Blickwinkeln beurteilen (müssen), wurde zwischen der Nutzerzuverlässigkeit und der Anbieterzuverlässigkeit unterschieden. Erstere bemisst sich aus der Diskrepanz zwischen der Nutzererwartung und der tatsächlich gemachten Erfahrung. Je höher diese Diskrepanz ausfällt, desto weniger zuverlässig ist der Verkehrsablauf. Die Anbieterzuverlässigkeit leitet sich dagegen aus dem technischen Zuverlässigkeitsbegriff ab und beschreibt das Ausmaß, zu dem die Infrastruktur eine vorgegebene Funktion erfüllen kann. Sowohl Nutzer- als auch Anbieterzuverlässigkeit wurden nicht relationsbezogen, sondern abschnittsweise beurteilt.

Zur Beurteilung der Nutzerzuverlässigkeit wurden fünf Auswertungsmethoden vorgestellt, von denen zwei als vielversprechende „Kandidaten“ für ein Zuverlässigkeitsmonitoring identifiziert wurden. Die erste der beiden Methoden, der sog. KDI_2 , misst die durchschnittlichen Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen vergleichbaren Verkehrszeiten. Je höher diese sind, desto unzuverlässiger ist der betrachtete Abschnitt. Die zweite Methode vergleicht die Nutzererwartung mit den tatsächlich eintretenden Verkehrsverhältnissen. Die Nutzererwartung wird dabei auf der Grundlage von Vergangenheitswerten mittels Exponentieller Glättung nachempfunden. Die Diskrepanz zwischen Nutzererwartung und tatsächlichen Verkehrsverhältnissen bestimmt dann die Zuverlässigkeit des betrachteten Abschnitts aus Nutzersicht und wird in der Einheit MAE_{NE} gemessen.

Da KDI_2 und MAE_{NE} einen starken linearen Zusammenhang aufweisen und somit relativ gesehen dieselbe Aussage bzgl. der Nutzerzuverlässigkeit treffen, wurde entschieden, KDI_2 als Zuverlässigkeitskennziffer zu empfehlen. Dies wird damit begründet, dass ein transparentes Zuverlässigkeitsmonitoring möglichst simple und leicht zu interpretierende Methoden verwenden sollte und der MAE_{NE} durch die Nachstellung der Nutzererwartung das kompliziertere von beiden Verfahren ist.

Zur Beurteilung der Anbieterzuverlässigkeit wurden drei Methoden vorgestellt. Die erste Methode, nämlich die Differenz zwischen den zur Haupt- und Nebenverkehrszeit gefahrenen Geschwindigkeiten als Unzuverlässigkeitsmaß zu verwenden, wurde verworfen, da dem Konzept der Anbieterzuverlässigkeit damit nicht konsequent nachgegangen wird. Die zweite Methode, bei der das 95 %-Perzentil der Fahrzeiten ins Verhältnis zu einer Soll-Fahrzeit gesetzt wird, führte bei der verwendeten FCD-Aggregationstechnik zu unrealistischen Ergebnissen. Die dritte Methode (HSU) misst die relative Häufigkeit von Stunden während der Hauptverkehrszeit zwischen Montag und Freitag, in denen ein Geschwindigkeitsschwellwert von 50 km/h unterschritten wird. Zur Detektion solcher Ereignisse wird das 5 %-Perzentil der zu jeder Stunde gefahrenen Geschwindigkeiten verwendet. Damit wird sichergestellt, dass auch kurzweilige Störungen erkannt werden. Die HSU-Kennziffer wird zur Beurteilung der Anbieterzuverlässigkeit empfohlen, weil sie einerseits durch das Ausmaß und andererseits auch durch die Häufigkeit von Minderqualitäten im Verkehrsablauf beeinflusst wird.

Die Ausprägungen der Zuverlässigkeitskennziffern im Autobahnnetz NRW sollen an dieser Stelle nicht mehr im Detail dargestellt werden. Stattdessen wird auf 5.4.2, 5.5.3 und 5.8 verwiesen. Im Mittel über alle Abschnitte liegt der KDI_2 bei 8,6 km/h und HSU bei 18,7 %.

Fazit

Die Arbeit beschäftigte sich außerdem mit der Analyse von Lkw-Geschwindigkeitsverteilungen. Hierzu konnte gezeigt werden, dass Lkw-Geschwindigkeiten unter freien Verkehrsbedingungen wahrscheinlich einer Normalverteilung mit einem Mittelwert von rund 86 km/h und einer Standardabweichung von 4 km/h folgen. Auf der Grundlage dieser Verteilung sowie auf Grundlage einer Umfrage von BVU 2015 wurde eine Qualitätseinstufung von Lkw-Geschwindigkeiten in sechs Stufen vorgenommen. Dabei konnte gezeigt werden, dass Lkw-Geschwindigkeiten von 70 km/h oder mehr qualitativ als *ausreichend* beurteilt werden sollten. Eine sehr gute Qualität wird erreicht, wenn die mittlere Lkw-Geschwindigkeit bei 82 km/h oder mehr liegt. Im Autobahnnetz NRW bieten ca. 85 % aller Abschnitte eine ausreichende Qualität an.

Des Weiteren wurden Zusammenhänge zwischen Lage-, Streuungs- und Symmetriemaßen von Lkw-Verteilungen analysiert. Diese Zusammenhänge konnten sowohl kausal als auch statistisch nachgewiesen werden. Konkret wurde festgestellt, dass die Streuung von Lkw-Geschwindigkeiten mit steigendem Mittelwert abnimmt. Die Schiefe der Verteilung nimmt mit steigendem Mittelwert ebenfalls ab, d.h. die Verteilung wird linksschiefer.

6.2 Ausblick

In dieser Arbeit wurden FCD-Auswertungsmethoden entwickelt, die sich im Rahmen einer kontinuierlichen und flächendeckenden Beobachtung der Verkehrsqualität und -zuverlässigkeit auf Autobahnen einsetzen lassen. Es wird die Aufgabe weiterer Forschungsarbeiten sein, diese Methoden ggf. weiterzuentwickeln und Vorschläge zur konkreten Ausgestaltung eines Monitoring-Prozesses zu erarbeiten. Darüber hinaus ist auf die nachfolgend genannten Herausforderungen hinzuweisen, denen in der vorliegenden Arbeit nicht die gebührende Aufmerksamkeit gewidmet werden konnte.

Die Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs auf Autobahnen wurde hier abschnittsweise beurteilt. Da – wie in 5.1 erwähnt – die Zuverlässigkeit in der Regel auf eine Relation im Netz bezogen wird, sollte überprüft werden, in welchem Ausmaß sich Zuverlässigkeitsdefizite einzelner Autobahnabschnitte auf die Zuverlässigkeit des Netzes auswirken. FRIEDRICH & PRIEMER 2007 entwickelten ein Verfahren, mit dem die Auswirkungen von Minderqualitäten auf einzelnen Netzabschnitten auf die Angebotsqualität einer ganzen Verbindung abgeschätzt werden können. Dazu wurde überprüft, ob die im HBS angewendeten Verfahren zur Beurteilung der Verkehrsqualität auf Netzelementen mit den RIN-Verfahren, die die Angebotsqualität einer Verbindung beurteilen, in Übereinstimmung zu bringen sind. Analoge Untersuchungen im Sinne der Zuverlässigkeit wären wünschenswert und notwendig, da sie bisher fehlen.

In 4.4 wurde eine Qualitätseinstufung für Lkw-Fahrgeschwindigkeiten auf Abschnitten von Autobahnen vorgenommen. Diese Qualitätseinstufung sollte in weiteren Forschungsarbeiten kritisch überprüft werden, da nur die Ansprüche des Straßengüterfernverkehrs berücksichtigt werden konnten. Es sollte zusätzlich überprüft werden, welche Ansprüche die Branche bei Transportweiten unter 200 km an die Verkehrsqualität im Sinne der realisierbaren Geschwindigkeiten stellt. Die Anforderungen des Nah- und Fernverkehrs sollten dann in einer ggf. verbesserten Qualitätseinstufung vereint werden.

Zudem wurden im Rahmen dieser Arbeit nur die durchgehenden Fahrbahnen der Autobahnen betrachtet. Es ist aber davon auszugehen, dass ein erheblicher Anteil der Qualitätsstörungen im Autobahnverkehr durch Überlastungen in den Autobahnknoten verursacht wird. Hier ist insbesondere an Übereckbeziehungen (Rampen) sowie an Verflechtungsstrecken innerhalb von Autobahnkreuzen zu denken, auf denen Geschwindigkeit und Kapazität in aller Regel deutlich geringer ausfallen als auf den durchgehenden Fahrbahnen. Hierzu sei auf Abbildung 61 verwiesen, die die GUT-FCD am Leverkusener Autobahnkreuz darstellt. Der Geschwindigkeitsunterschied zwischen den einzelnen Knotenpunktelementen ist deutlich zu erkennen. Es sollte überprüft werden, wie sich diese

Fazit

Gegebenheiten auf die Verkehrsqualität der umgebenden Fahrbahnen auswirken und inwiefern die hier vorgestellten Bewertungsmethoden zur Zuverlässigkeit auch auf Autobahnkreuze und deren einzelne Elemente angewendet werden können.

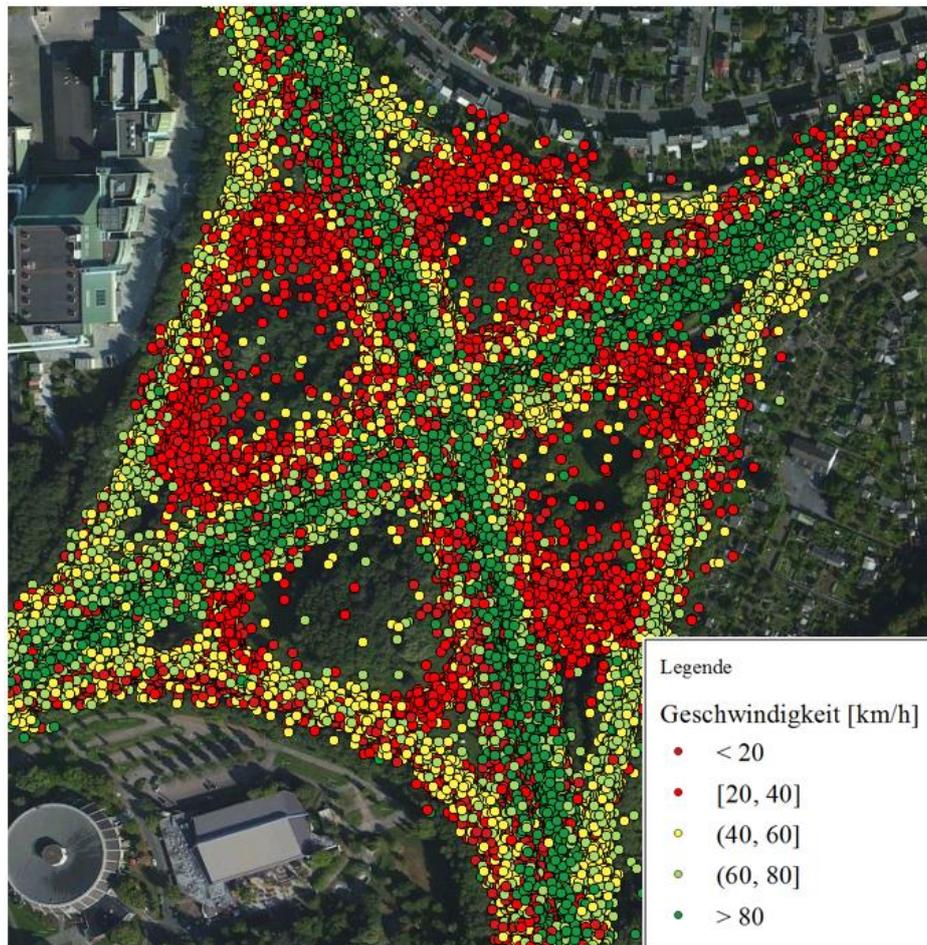


Abbildung 61: Geschwindigkeiten im Autobahnkreuz Leverkusen
(Kartengrundlage: Google Maps)

Zur Beurteilung der Nutzerzuverlässigkeit ist es notwendig, die Nutzererwartungen zu kennen. In 5.4 wurden einige Verfahren vorgestellt, mit denen die Nutzererwartung nachgestellt werden kann. Ob diese Verfahren zu angemessenen Ergebnissen führen, ist nicht ohne weiteres zu beurteilen. In diesem Sinne wäre es hilfreich, durch künftige Forschungsarbeiten mehr über die Erwartungsbildung der Infrastrukturnutzer im Hinblick auf die Verkehrsqualität zu erfahren.

Abschließend ist darauf hinzuweisen, dass sämtliche auf der Grundlage von FCD durchgeführten Auswertungen einer ausreichend großen Stichprobe bedürfen, um repräsentative und korrekte Ergebnisse liefern zu können. Im Rahmen der Grundausswertungen konnten vergleichsweise viele Daten ausgewertet werden, sodass die Ergebnisse die durchschnittliche Verkehrsqualität im betrachteten Zeitraum gut wiedergeben. Für die Bewertung der Zuverlässigkeit mittels KDI_2 und HSU werden Referenzwerte für einzelne Jahresstunden berechnet. In diesen Jahresstunden liegen im Mittel nur 14 bis 15 FCD je Abschnitt vor. Zwar beschränken sich Lkw-Geschwindigkeiten unter freien Verkehrsbedingungen in aller Regel auf einen engen Geschwindigkeitsbereich (siehe 4.4), sodass Minderqualitäten im Verkehrsablauf auch mit geringen Datenmengen detektiert werden können. Zum Zwecke eines Zuverlässigkeitsmonitorings sollte dennoch auf Datensätze zurückgegriffen werden, die für jede Zeitscheibe eine ausreichend große Stichprobengröße bieten. Was unter einer ausreichend großen Stichprobe zu verstehen ist, bleibt ebenfalls zu klären.

Literaturverzeichnis

BMVI 2015

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI)
Grundkonzeption für den Bundesverkehrswegeplan 2015
Bonn, 2014

BOLIK 2010

Verkehrliche Überprüfung der Straßenbauprojekte für die Bundesfernstraßen 2004
Ingenieurgruppe IVV, Aachen 2010

BREITENBERGER, GRUBER, NEUHERZ 2004

Breitenberger S., Gruber B., Neuherz M.
Extended Floating Car Data – Potenziale für die Verkehrsinformation und notwendige
Durchdringungsraten
Straßenverkehrstechnik Ausgabe 10/2004, S. 522 – 531

BRILON 2010

Brilon, Werner
Zuverlässigkeit statt Schnelligkeit
Straßenverkehrstechnik Ausgabe 5/2010, S. 281

BUCHER, MEIER-SOLFRIAN, MEYER, SCHLICK 2003

Statistik – Grundlagen, Beispiele und Anwendungen gelöst mit Excel
Compendio Bildungsmedien AG, Zürich 2003

BÜCKER 2003

Statistik für Wirtschaftswissenschaftler
Oldenbourg Wissenschaftsverlag, München 2003

BVU 2014

Beratergruppe Umwelt + Verkehr GmbH, TNS Infratest GmbH
Entwicklung eines Modells zur Berechnung von modalen Verlagerungen im Güterverkehr für die
Ableitung konsistenter Bewertungsansätze für die Bundesverkehrswegeplanung
Vorläufiger Endbericht, Freiburg 2014

BVU 2015

Beratergruppe Umwelt + Verkehr GmbH
Weiterentwicklung der Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN) im Schienenverkehr
BMVI-Online-Publikation, Nr. 05/2015, S. 77 – 79

CHOWDHURY & SADEK 2003

Fundamentals of Intelligent Transportation Systems Planning
Artech House, Inc., Norwood (Massachusetts) 2003

DE JONG, KROES, PLASMEIJER, SANDERS, WARFFEMIUS 2004

De Jong, G., Kroes, E., Plasmeijer, R., Sanders, P., Warffemius, P.
The Value of Reliability
Dutch Ministry of Transport 2004

DE SMITH, GOODCHILD, LONGLEY 2007

Geospatial Analysis: A Comprehensive Guide to Principles, Techniques and Software Tools
Matador, Leicester 2007

Literaturverzeichnis

FGSV 2008a

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
Richtlinien für integrierte Netzgestaltung (RIN)
Köln 2008

FGSV 2008b

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
Richtlinien für die Anlage von Autobahnen (RAA)
Köln 2008

FGSV 2015

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)
Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS)
Köln 2015

FRIEDRICH & BENNECKE 2015

Friedrich, B., Bennecke, A.
Zeitabhängige Bewertung der Verbindungsqualität und der Zuverlässigkeit in Straßennetzen
Heft 1118 der Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“,
Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur
Bonn 2015

FRIEDRICH & PRIEMER 2007

Friedrich, B., Priemer, C.
Auswirkungen von Überlastungen an Einzelanlagen des Straßenverkehrs auf die Verbindungsqualität
in Straßennetzen
Heft 982 der Schriftenreihe „Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik“, Bundesministerium
für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung
Bonn 2015

GEISTEFELDT ET AL. 2014

Geistefeldt, J., Hohmann, S., Wu, N.
Ermittlung des Zusammenhangs von Infrastruktur und Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs für den
Verkehrsträger Straße
Forschungsauftrag des BMVI
Bochum 2014

GRUBER 2011

Gedächtnis – Lehrbuch – Basiswissen Psychologie
Springer Fachmedien Wiesbaden GmbH, Wiesbaden 2011

HACKL 2005

Einführung in die Ökonometrie
Pearson Studium, München 2005

KOHLAS 1987

Zuverlässigkeit und Verfügbarkeit: Mathematische Modelle, Methoden und Algorithmen
Springer Fachmedien, Wiesbaden 1987

KRAMPE, TRUPAT, WAHLE 2014

Krampe, S., Trupat, S., Wahle, J.
Qualitätsbewertung von FC-Daten zur Verkehrslageermittlung und Integration in verkehrstelematische
Anwendungen in Niedersachsen
Tagungsband HEUREKA 2014, S. 495 - 503

KÜHLWEIN & FRIEDRICH 2012

Kühlwein, J., Friedrich, R.

Endbericht zur Durchführung eines Teilvorhabens: Verkehrsmessungen, Emissionsmodellierung, Datenauswertung

Universität Stuttgart, Institut für Energiewirtschaft und Rationelle Energieanwendung

LEERKAMP & KLEMMER 2014

Ermittlung von Tages-, Wochen- und Jahreganglinien sowie Aufenthaltsdauern an BAB-Rastanlagen
Forschungsauftrag des BMVI

Wuppertal 2014

LEERKAMP 2014

Nachhaltigkeitsmanagement im Güterverkehr – Ein Beitrag zur Diskussion

Heft 3/2014 der Schriftenreihe „Informationen zur Raumentwicklung“, Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung

Bonn 2014

LEINER 2004

Einführung in die Statistik

Oldenbourg Wissenschaftsverlag GmbH, München 2004

LISTL, OTTO, ZACKOR 2007

Listl, G., Otto, J., Zackor, H.

Quantifizierung staubedingter jährlicher Reisezeitverluste auf Bundesautobahnen

Heft V 161 der Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“, Bundesanstalt für Straßenwesen

Bergisch Gladbach 2007

LOMAX, SCHRANK, TURNER, MARGIOTTA 2003

Lomax, T., Schrank, D., Turner, S., Margiotta, R.

Selecting Travel Reliability Measures

California Department of Transportation 2003

MAY 1990

Traffic Flow Fundamentals

Prentice Hall, Inc, Upper Saddle River (New Jersey) 1990

MILES & SHEVLIN 2001

Applying Regression & Correlation – A Guide for Students and Researchers

SAGE Publications Ltd, London 2001

OBER-SUNDERMEIER 2003

Ober-Sundermeier, A.

Quantifizierung jährlicher, staubedingter Reisezeitverluste auf Bundesautobahnen – Störungsursache: Arbeitsstellen

Universität Kassel 2004

OSTERMANN & OSTERMANN 2005

Statistik in sozialer Arbeit und Pflege

Oldenbourg Wissenschaftsverlag, München Wien 2005

Literaturverzeichnis

PINKOFSKY 2005

Pinkofsky, Lutz

Typisierung von Ganglinien der Verkehrsstärke und ihre Eignung zur Modellierung der Verkehrsnachfrage

Technische Universität Braunschweig

Juni 2005

PUMBERGER, FESSL, AUTHRIED 2011

Pumberger, A., Fessl, T., Authried, M.

Lkw-Geschwindigkeitsverhalten auf Autobahnen

Heft 44 der Schriftenreihe „Verkehr und Infrastruktur“, Kammer für Arbeiter und Angestellte für Wien, Wien 2011

ROOS, ZIMMERMANN, SCHULZ, RIFFEL 2012

Roos, R., Zimmermann, M., Schulz, S., Riffel, S.

Bewältigung großer Verkehrsmengen auf Autobahnen im Winter

Heft V 219 der Schriftenreihe „Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen“, Bundesanstalt für Straßenwesen

Bergisch Gladbach 2012

SCHNEIDER 2007

Sicherheit und Zuverlässigkeit im Bauwesen: Grundwissen für Ingenieure

vdf Hochschulverlag AG, Zürich 2007

SIGNIFICANCE, GOUDAPPEL COFFENG, NEA 2012

Erfassung des Indikators Zuverlässigkeit des Verkehrsablaufs im Bewertungsverfahren der Bundesverkehrswegeplanung: Schlussbericht

Forschungsauftrag des BMVBS

Bonn 2012

THONEMANN 2010

Operations Management – Konzepte, Methoden und Anwendungen

Pearson Studium, München 2010

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 2010

Highway Capacity Manual

The National Academy of Science, Engineering and Medicine

Washington, D.C. 2010

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD 2013

Transportation Research Board

Analytical Procedures for Determining the Impacts of Reliability Mitigation Strategies

National Academy of Science, Engineering and Medicine

Washington, D.C. 2013

VAN LINT & VAN ZUYLEN 2005

Van Lint, J., van Zuylen, H.

Monitoring and predicting freeway travel time reliability

Transportation Research Board, Washington D.C. 2005

VOGEL 2015

Prognose von Zeitreihen – Eine Einführung für Wirtschaftswissenschaftler

Springer Gabler, Wiesbaden 2015

Literaturverzeichnis

WALTHER 2015

Walther, Christoph

Zuverlässigkeitsmaße und ihre Übertragbarkeit auf Stadt- und Regionalverkehr
Straßenverkehrstechnik Ausgabe 12/2015, S.802 – 809

WESTRA 2010

Python Geospatial Development

Packt Publishing Ltd, Birmingham 2010

Online-Quellen

BAST 02/2016

Internetauftritt der Bundesanstalt für Straßenwesen

http://www.bast.de/DE/Home/home_node.html

Stand: Februar 2016

OPENSTREETMAP 02/2016

Internetauftritt von OpenStreetMap

<http://www.openstreetmap.de/>

Stand: Februar 2016

ONLINE-AUTOBAHNATLAS 02/2016

Informationswebsite zum deutschen Autobahnnetz

<http://autobahnatlas-online.de/>

Stand: Februar 2016

POSTGRESQL 02/2016

Internetauftritt der PostgreSQL Global Development Group

<http://www.postgresql.org/>

Stand: Februar 2016

PYTHON 02/2016

Online-Bezugs- und Informationsquelle: <https://python-xy.github.io/downloads.html>

Stand: Februar 2016

QGIS 02/2016

Internetauftritt für das Geoinformationssystem QGIS

<http://www.qgis.org/de/site/>

Stand: Februar 2016

RUB 2016

Internetauftritt der Ruhr-Universität Bochum

<http://www.pm.ruhr-uni-bochum.de/pm2008/msg00072.htm>

Stand: Februar 2016

STRASSEN.NRW 02/2016

Internetauftritt des Landesbetriebs Straßenbau Nordrhein-Westfalen

<https://www.strassen.nrw.de/>

Stand: Februar 2016

STATISTA 02/2016

Internetauftritt der Statista GmbH

<http://de.statista.com/>

Stand: Februar 2016

TIM-ONLINE 02/2016

Online-Geoinformationssystem der Bezirksregierung Köln

http://www.bezreg-koeln.nrw.de/brk_internet/tim-online/index.html

Stand: Februar 2016

Anhangsverzeichnis

1.1	Korrekturfaktoren für Pufferabstand 0.0002°	Seite 1
4.1	Ergebnisse der Grundausswertungen	Seite 2
4.2	Abschnitte mit geringster Durchschnittsgeschwindigkeit	Seite 4
4.3	Übersicht für das Autobahnnetz NRW	Seite 5
4.4	Regressionen für den Datensatz 2010	Seite 6
4.5	Abschnitte zur Untersuchung des freien Verkehrs	Seite 8
5.1	Abschnitte mit Tunnel	Seite 8
5.2	Nach KDI_1 -Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW	Seite 9
5.3	Auswertungsergebnisse für KDI_1 mit Gewichtungsfaktor $1/\Delta t$	Seite 10
5.4	Auswertungsergebnisse $MAPE_{NE}$	Seite 11
5.5	Auswertungsergebnisse MSE_{NE}	Seite 12
5.6	Auswertungsergebnisse HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 2mad$	Seite 13
5.7	Auswertungsergebnisse HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 3mad$	Seite 14
5.8	Beispiel: Harmonisches vs. Arithmetisches Mittel	Seite 15
5.9	Nach IQA-Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW	Seite 16
5.10	Nach FZI-Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW	Seite 16
5.11	Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm mad$)	Seite 17
5.12	Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm 2mad$)	Seite 18
5.13	Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm 3mad$)	Seite 19
5.14	Auswertungsergebnisse KDI_2 mit Strukturbrüchen	Seite 20
5.15	Abschnitte mit schlechtesten KDI_2 -Werten	Seite 21
5.16	Abschnitte mit schlechtesten HSU-Werten	Seite 22

ANHANG 1.1

Korrekturfaktoren für Pufferabstand 0.0002°

Kennziffer	Gleichung zur Umrechnung	R ²
Mittlere Geschwindigkeit [km/h] (AVZ 2012)	$1,65 + 1,00 * x$	0,96
Mittlere Geschwindigkeit [km/h] (AVZ 2010)	$0,99 + 1,02 * x$	0,97
KDI ₁ [km/h]	$-1,69 + 1,18 * x$	0,89
KDI ₂ [km/h]	$-1,39 + 1,12 * x$	0,89
MAE _{NE}	$-1,14 + 1,13 * x$	0,89
HNE	$-0,02 + 0,95 * x$	0,48
BTI	$0,0 + 0,94 * x$	0,97
IQA	$-0,0 + 1,03 * x$	0,98
FZI	$-0,0 + 0,99 * x$	0,98
HSU	$-3,93 + 0,89 * x$	0,87

ANHANG 4.1

Ergebnisse der Grundausswertungen

Datensatz 2012, Hauptverkehrszeit (n = 2.441) Verteilungskennziffer	Mittelwert	Standardabweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	6.068	6,412
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	75,51	10,03
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	79,57	10,27
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	14,36	5,93
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-2,51	1,55
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	20,44	11,96
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	86,52	5,14

Datensatz 2012, Nebenverkehrszeit Verteilungskennziffer	Mittelwert	Standardabweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	7.779	8,913
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	79,18	7,36
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	82,34	7,15
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	11,95	4,37
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-3,03	1,48
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	15,67	7,36
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	87,56	4,43

Datensatz 2012, Allgemeine Verkehrszeit (n = 2.441) Verteilungskennziffer	Mittelwert	Standardabweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	13.576	14,927
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	77,44	8,44
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	81,34	8,05
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	13,45	5,30
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-2,77	1,50
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	18,28	9,56
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	87,17	4,65

Datensatz 2010, Hauptverkehrszeit (n = 2.430) Verteilungskennziffer	Mittelwert	Standardabweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	1.249	1,497
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	74,10	11,45
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	78,73	12,26
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	16,22	6,10
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-2,66	1,82
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	23,79	14,07
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	86,42	6,62

Datensatz 2010, Nebenverkehrszeit Verteilungskennziffer	Mittel- wert	Standard- abweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	1.597	2.027
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	78,3	8,41
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	81,94	8,64
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	13,59	4,65
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-3,34	1,85
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	18,13	8,98
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	87,56	5,40

Datensatz 2010, Allgemeine Verkehrszeit Verteilungskennziffer	Mittel- wert	Standard- abweichung
Menge an Fahrzeuggeschwindigkeiten	2.706	3.320
Arithmetisches Mittel der Geschwindigkeitswerte [km/h]	76,49	9,61
Median der Geschwindigkeitswerte [km/h]	80,98	9,62
Standardabweichung der Geschwindigkeitswerte [km/h]	15,16	5,45
Schiefe der Häufigkeitsverteilung der Geschwindigkeitswerte	-2,75	1,78
Variationskoeffizient der Geschwindigkeitswerte [%]	21,02	11,23
V ₈₅ der Geschwindigkeitswerte [km/h]	87,18	5,83

ANHANG 4.2

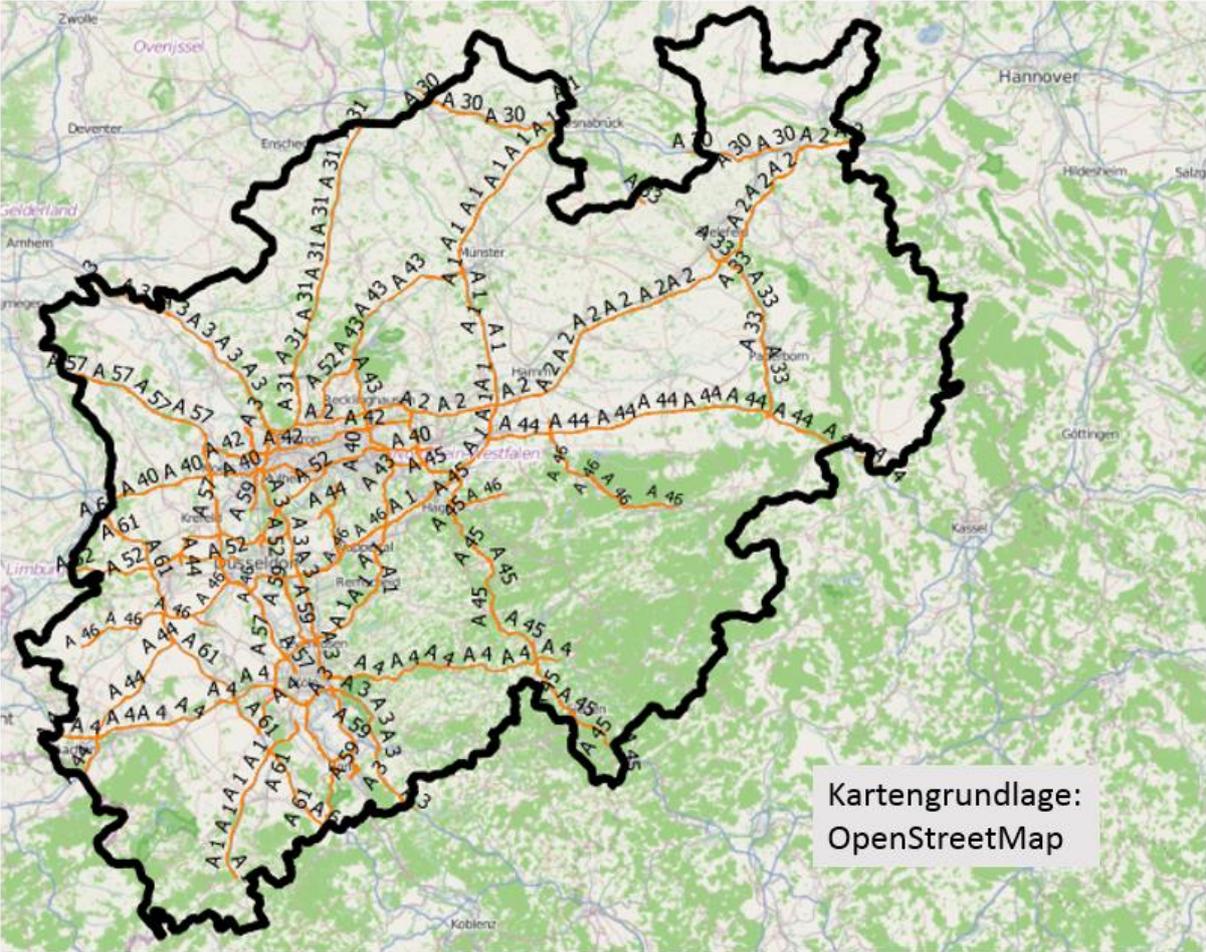
Abschnitte mit geringster Durchschnittsgeschwindigkeit

Datensatz 2012

FS	Nummer	BAB	von_bis_	Wert [km/h]
1	2423	1	AK Köln-West bis AS Köln-Lövenich	41,1
2	323	57	AK Kaarst bis AS Holzbüttgen	47,2
3	2164	59	AS Duisburg-Zentrum bis AS Duisburg-Duissern	48,5
4	722	1	AS Köln-Lövenich bis AK Köln-West	48,8
5	158	40	AD Bochum-West bis AS Bochum-Wattenscheid	50,0
6	156	40	AS Bochum-Hamme bis AD Bochum-West	50,5
7	458	40	Bochum-Wattenscheid bis AD Bochum-West	52,0
8	2424	1	AS Köln-Lövenich (FR Nord)	52,8
9	720	1	AS Köln-Bocklemünd bis AS Köln-Lövenich	53,1
10	157	40	Dreieck Bochum-West (FR Ost)	54,0
KP	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	457	40	AS Bochum-Wattenscheid (FR Ost)	40,6
2	455	40	AS Bochum-Wattenscheid-West (FR Ost)	42,6
3	2163	59	AS Duisburg-Zentrum (FR Nord)	44,5
4	721	1	AS Köln-Lövenich (FR Süd)	46,1
5	2162	59	AS Duisburg-Hochfeld bis AS Duisburg-Zentrum	49,3
6	441	40	AS Essen-Holsterhausen bis AS Essen-Zentrum	49,8
7	1832	44	AS Ratingen-Ost bis Kreuz Ratingen Ost	49,9
8	1831	44	AS Ratingen Ost (FR Ost)	51,6
9	324	57	AS Holzbüttgen (FR Süd)	51,9
10	390	46	AS Düsseldorf-Bilk (FR West)	53,4
AK	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	2422	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	29,7
2	2168	59	Kreuz Duisburg (FR Nord)	39,3
3	2420	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	40,5
4	2421	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	41,2
5	1653	42	Kreuz Castrop-Rauxel-Ost (FR Ost)	46,1
6	723	1	Kreuz Köln-West (FR Süd)	48,2
7	2153	59	Kreuz Duisburg-Süd (FR Nord)	48,2
8	2154	59	Kreuz Duisburg-Süd (FR Nord)	48,3
9	2167	59	Kreuz Duisburg (FR Nord)	48,7
10	35	42	Kreuz Castrop-Rauxel-Ost (FR West)	48,9

ANHANG 4.3

Übersicht für das Autobahnnetz NRW



ANHANG 4.4

Regressionen für den Datensatz 2010 (n = 2.430)

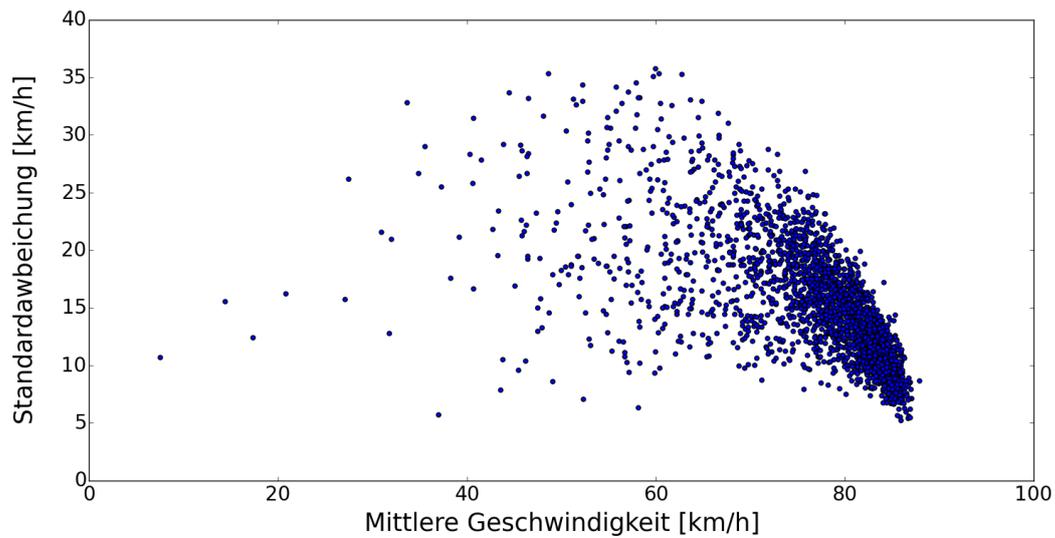
Regression zwischen

Arithmetischem Mittel der Geschwindigkeit & Standardabweichung der Geschwindigkeit

Rangkorrelationskoeffizient nach Spearman = -0,77

Korrelationskoeffizient nach Pearson = -0,63

p-Wert = 0



$$y = 42,53 - 0,36 * x$$

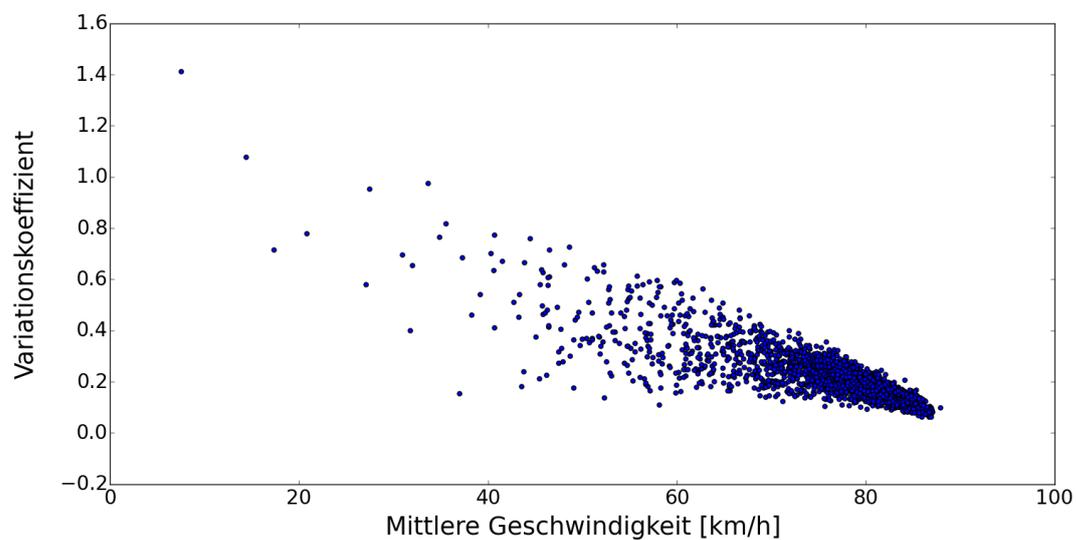
Regression zwischen

Arithmetischem Mittel der Geschwindigkeit & Variationskoeffizient der Geschwindigkeit

Rangkorrelationskoeffizient nach Spearman = -0,88

Korrelationskoeffizient nach Pearson = -0,85

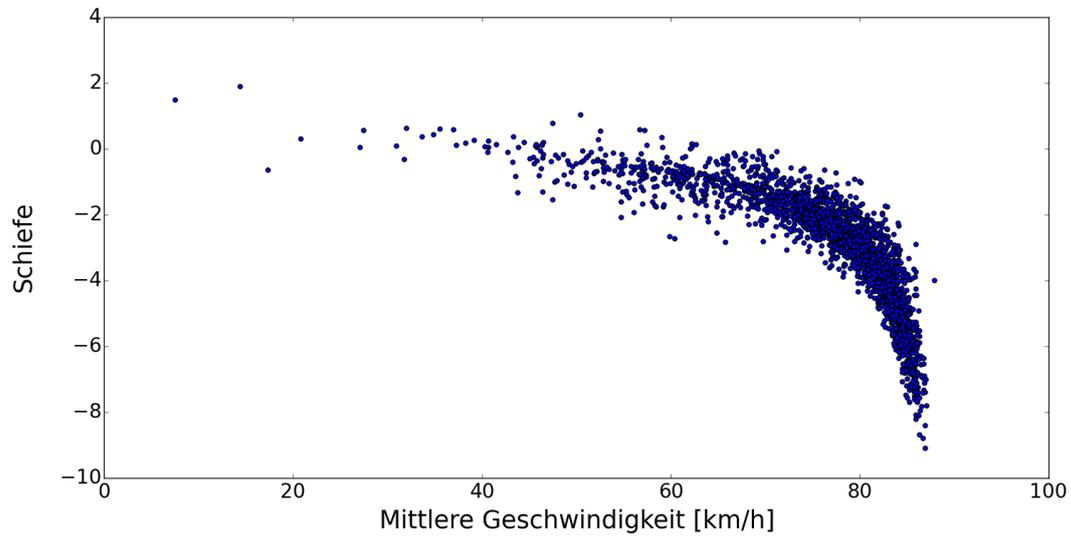
p-Wert = 0



$$y = 0,97 - 0,01 * x$$

Regression zwischen
Arithmetischem Mittel der Geschwindigkeit & Verteilungsschiefe

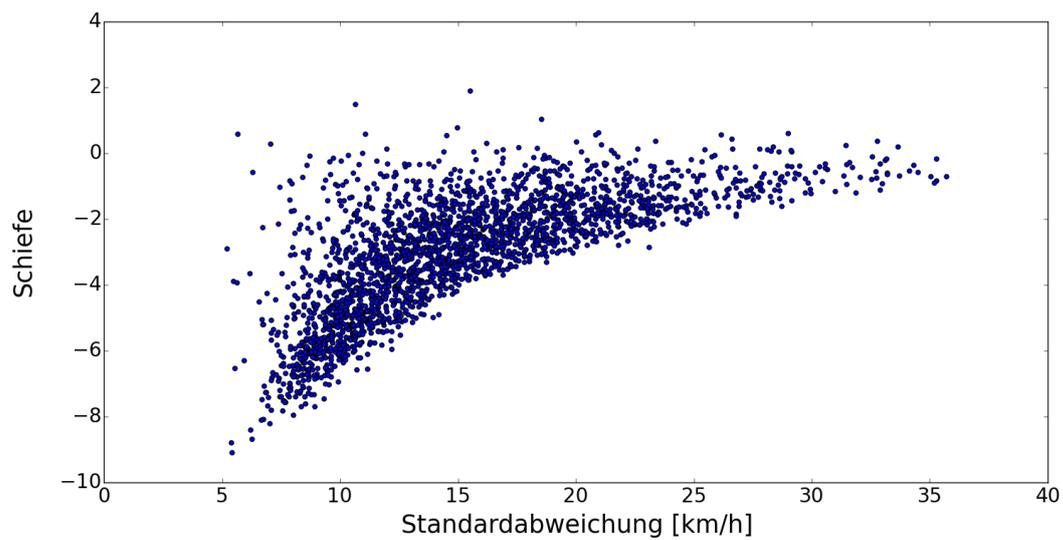
Rangkorrelationskoeffizient nach Spearman = -0,94
Korrelationskoeffizient nach Pearson = -0,78
p-Wert = 0



$$y = 7,97 - 0,14 * x$$

Regression zwischen
Standardabweichung der Geschwindigkeit & Verteilungsschiefe

Rangkorrelationskoeffizient nach Spearman = 0,76
Korrelationskoeffizient nach Pearson = 0,71
p-Wert = 0



$$y = -6,56 + 0,23 * x$$

ANHANG 4.5**Ausgewählte Abschnitte zur Untersuchung des freien Verkehrs**

Abschnitts-Nummer	BAB	von_bis_	DTV-Wert* [Kfz]
1695	1	AS Nettersheim bis AS Mechernich	9.333
2077	46	AS Heinsberg bis AS Dremmen	12.070
403	40	AS Wachtendonk bis AS Kempen	18.717
212	40	AS Kempen bis AS Wachtendonk	19.112
2246	3	AS Elten bis AS Emmerich	16.069
1009	3	AS Emmerich bis AS Elten	15.314
1533	31	AS Heek bis AS Legden/Ahaus	16.173
893	31	AS Legden/Ahaus bis AS Heek	15.769

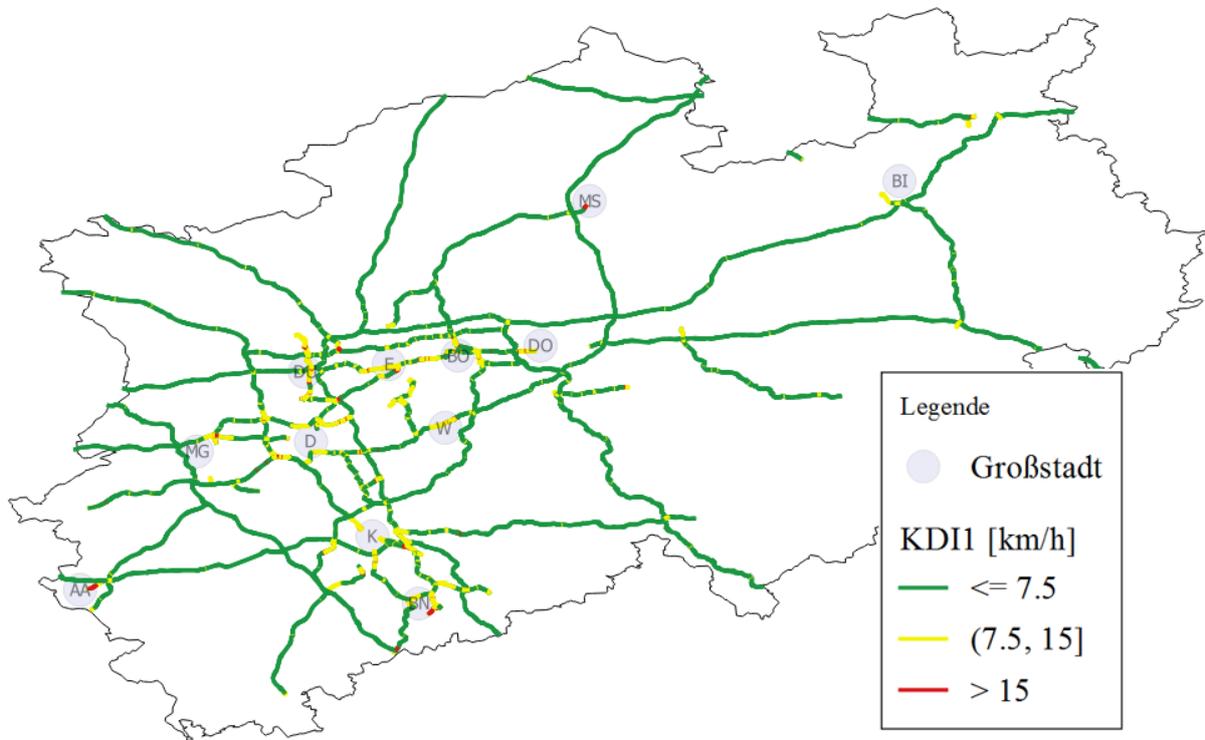
* Die DTV-Werte wurden auf der Grundlage der nächstgelegenen BAST-Dauerzählstelle ermittelt.

ANHANG 5.1**Abschnitte mit Tunnel**

Abschnittsnummer
1825
174
149
466
1430
1231

ANHANG 5.2

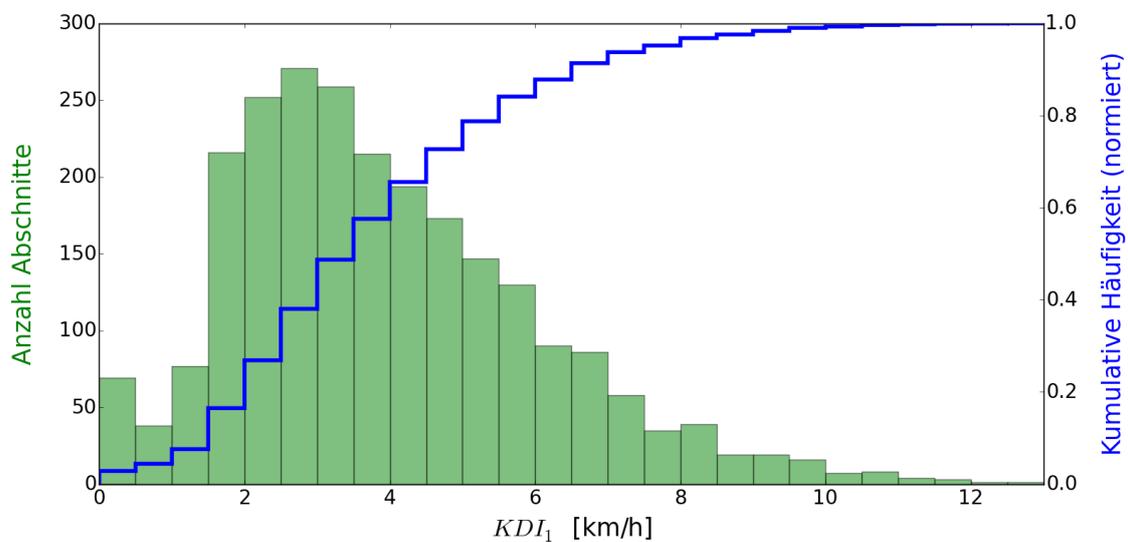
Nach KDI_1 -Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW



ANHANG 5.3

Auswertungsergebnisse für KDI_1 unter Berücksichtigung des Gewichtungsfaktors $1/\Delta t$

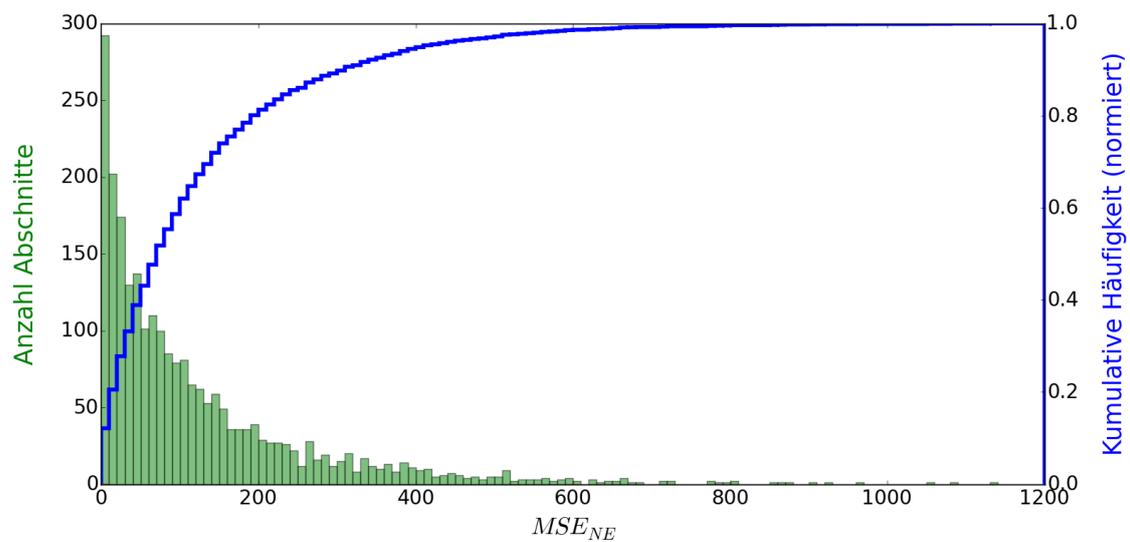
Betrachteter Zeitraum	keine Spezifikation
Inkl. Feier- und Ferientage?	ja
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	1.846
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,2
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.427
Mittelwert [km/h]	3,9
Median [km/h]	3,6
Standardabweichung [km/h]	2,1
Spannweite [km/h]	0,0 – 13,6
Interquartilsabstand [km/h]	2,4 – 5,2
95 %-Perzentil [km/h]	7,9

Häufigkeitsverteilung KDI_1 unter Berücksichtigung des Gewichtungsfaktors $1/\Delta t$ 

ANHANG 5.4

Auswertungsergebnisse $MAPE_{NE}$

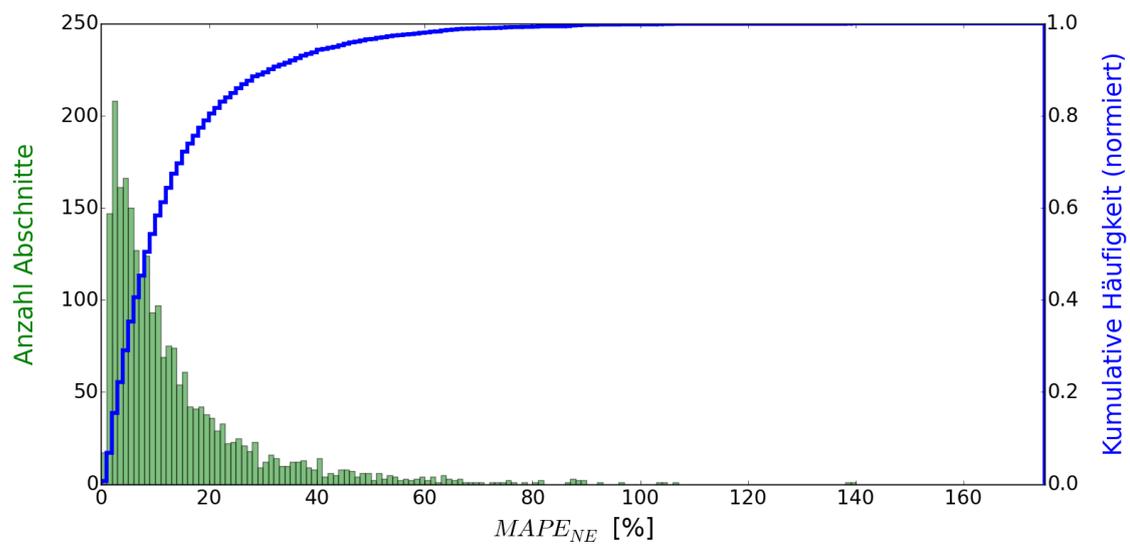
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	57,2
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,9
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.406
Mittelwert [%]	14,0
Median [%]	8,9
Standardabweichung [%]	15,2
Spannweite [%]	0,0 – 175,1
Interquartilsabstand [%]	4,5 – 17,7
95 %-Perzentil [%]	44,3

Häufigkeitsverteilung $MAPE_{NE}$ 

ANHANG 5.5

Auswertungsergebnisse MSE_{NE}

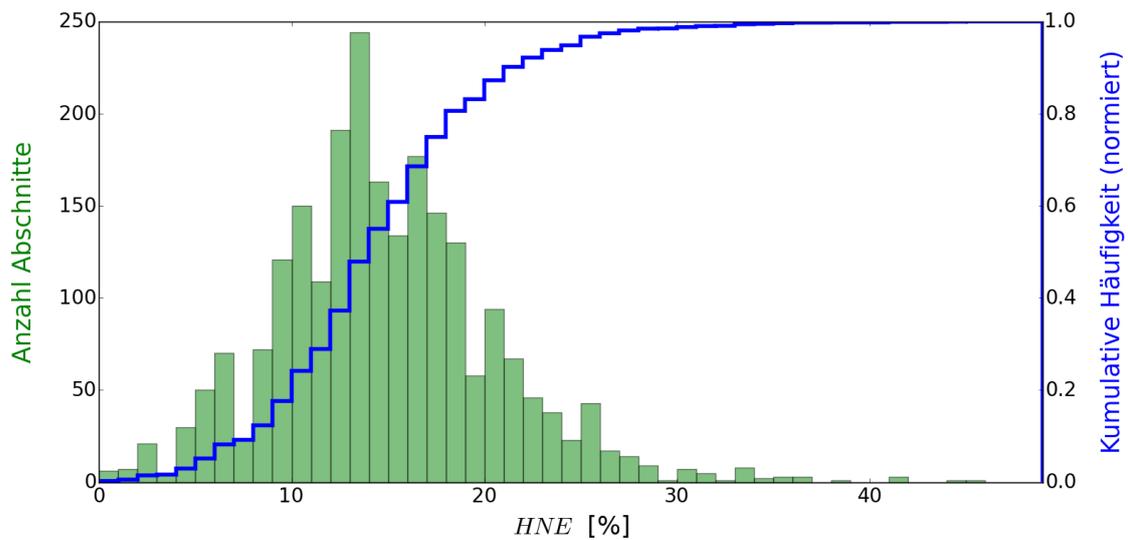
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	57,2
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,9
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.406
Mittelwert [%]	124,9
Median [%]	75,1
Standardabweichung [%]	145,1
Spannweite [%]	0,1 – 1200,5
Interquartilsabstand [%]	26,1 – 166,9
95 %-Perzentil [%]	415,1

Häufigkeitsverteilung MSE_{NE} 

ANHANG 5.6

Auswertungsergebnisse HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 2mad$

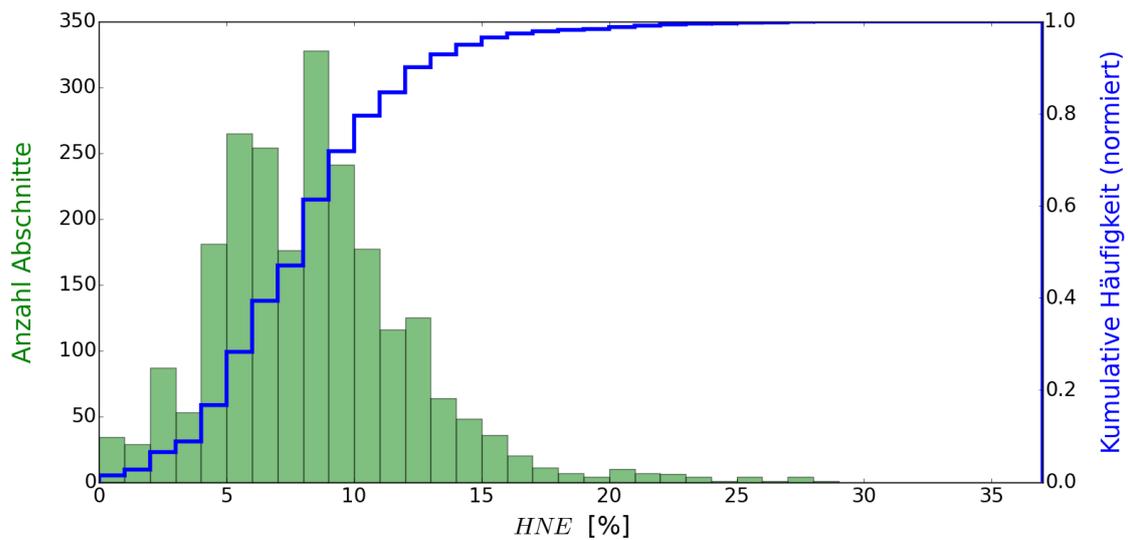
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [%]	14,89
Median [%]	14,29
Standardabweichung [%]	5,81
Spannweite [%]	0,0 – 50,0
Interquartilsabstand [%]	11,1 – 18,0
95 %-Perzentil [%]	25,0

Häufigkeitsverteilung HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 2mad$ 

ANHANG 5.7

Auswertungsergebnisse HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 3mad$

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [%]	8,4
Median [%]	8,1
Standardabweichung [%]	4,0
Spannweite [%]	0,0 – 37,5
Interquartilsabstand [%]	5,6 – 10,4
95 %-Perzentil [%]	15,0

Häufigkeitsverteilung HNE bei Bezug zum Intervall $\emptyset \pm 3mad$ 

ANHANG 5.8

BTI-Beispiel Harmonisches vs. Arithmetisches Mittel

Um diesen Zusammenhang zu verdeutlichen, sei das folgende Beispiel gegeben (das übergangen werden kann, falls der Leser mit der Beziehung zwischen *time-mean-speed* und *space-mean-speed* vertraut ist oder ohne weitere Ausführung auf die Korrektheit der oben angegebenen Formel zu Berechnung der mittleren Fahrzeit vertraut):

Der betrachtete Abschnitt sei wieder mit A und seine Länge mit l bezeichnet. l betrage 100 km. Es liegen Fahrzeiten von drei Fahrzeugen vor, die A passiert haben. Die Fahrzeiten sind der mittleren Spalte der Tabelle 32 zu entnehmen. Aus diesen lässt sich die durchschnittliche Fahrzeit, nämlich 60 Minuten, ableiten.

Da unterstellt wird, dass die Fahrzeuge mit konstanter Geschwindigkeit fahren (siehe oben), würden von ihnen stammende FCD die in der rechten Spalte abgetragenen Durchschnittsgeschwindigkeiten aufweisen.

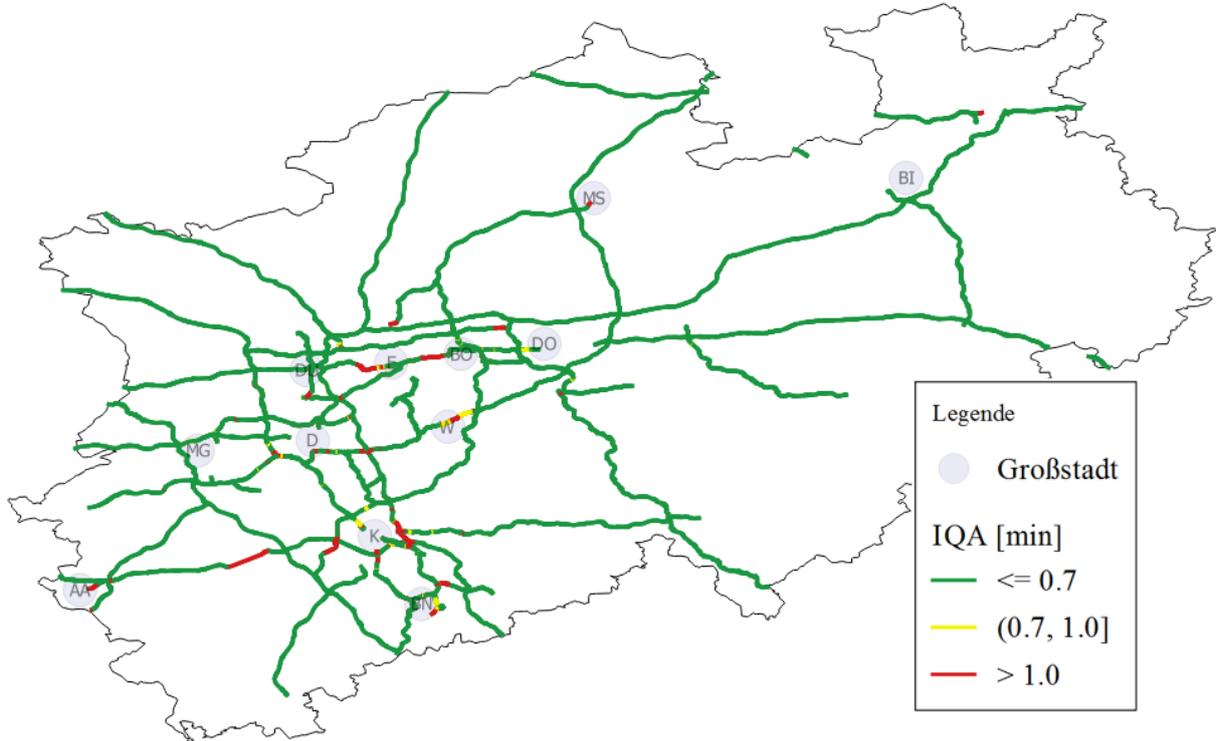
Tabelle 32: Beispieldaten für die Berechnung von *time-mean-speed* und *space-mean-speed*

Fahrzeug (Nummer)	Fahrzeit (min)	Mittlere Geschwindigkeit (km/h)
1	60	100
2	45	133,3
3	75	80
∅	60	104,44

Das arithmetische Mittel dieser Geschwindigkeiten (*time-mean-speed*) liegt bei etwa 104,44 km/h. Eine daraus berechnete, mittlere Fahrzeit würde sich zu $(100 \text{ km} / 104,44 \text{ km/h}) * 60$, also ca. 57 Minuten ergeben. Die wahre durchschnittliche Fahrzeit, nämlich 60 Minuten, würde sich nur durch Verwendung des harmonischen Mittels (*space-mean-speed*) ergeben: $(100 \text{ km} / 99,9999 \text{ km/h}) * 60 = 60$ Minuten.

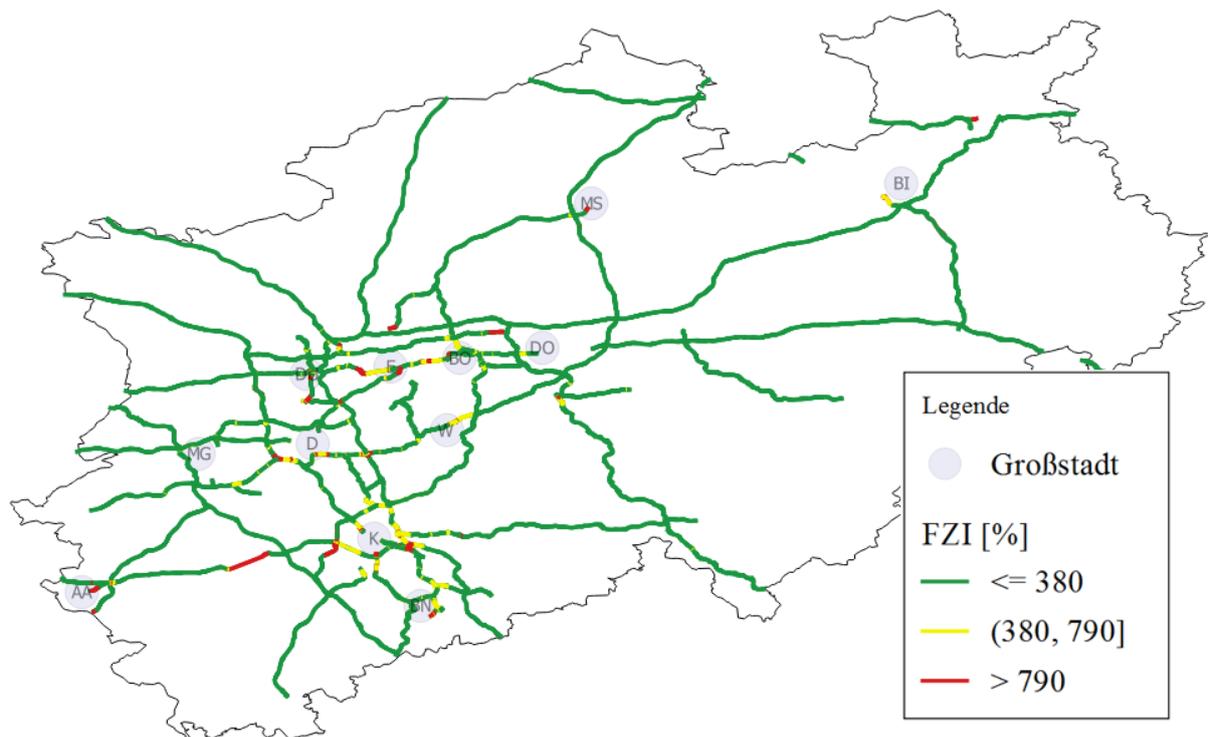
ANHANG 5.9

Nach IQA-Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW



ANHANG 5.10

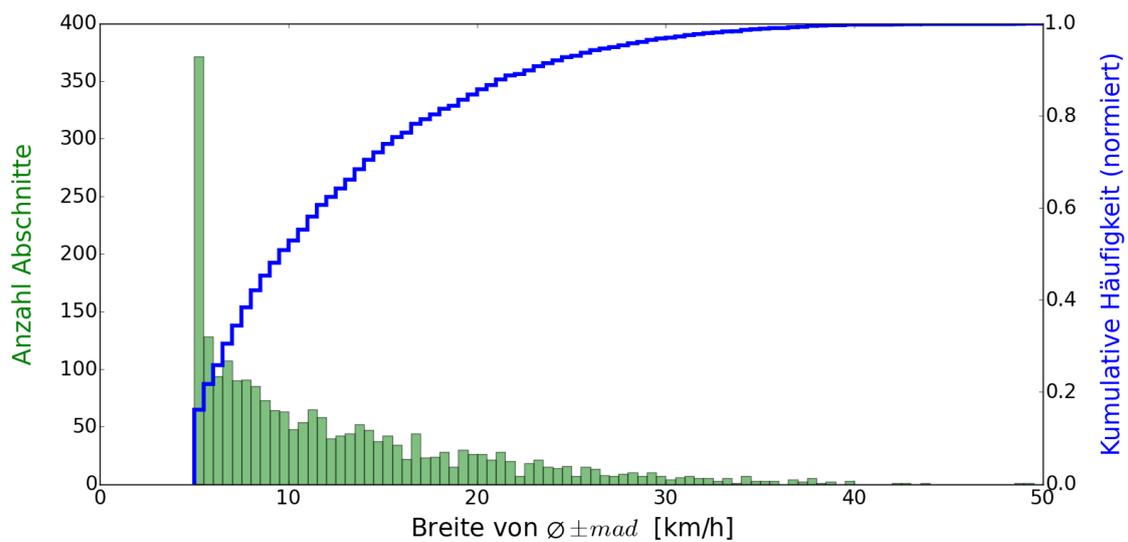
Nach FZI-Werten farblich differenziertes Autobahnnetz NRW



ANHANG 5.11

Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm mad$)

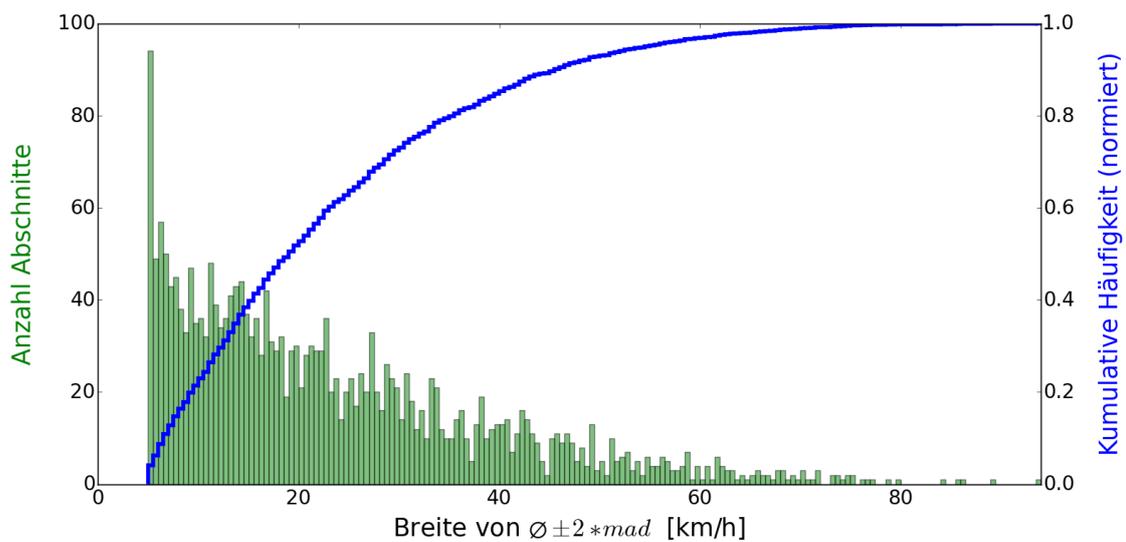
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [km/h]	12,3
Median [km/h]	9,9
Standardabweichung [km/h]	7,5
Spannweite [km/h]	5,0 – 50,5
Interquartilsabstand [km/h]	6,4 – 15,8
95 %-Perzentil [km/h]	27,6

Häufigkeitsverteilung HNE: Durchschnittliche Breite von $\emptyset \pm mad$ 

ANHANG 5.12

Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm 2mad$)

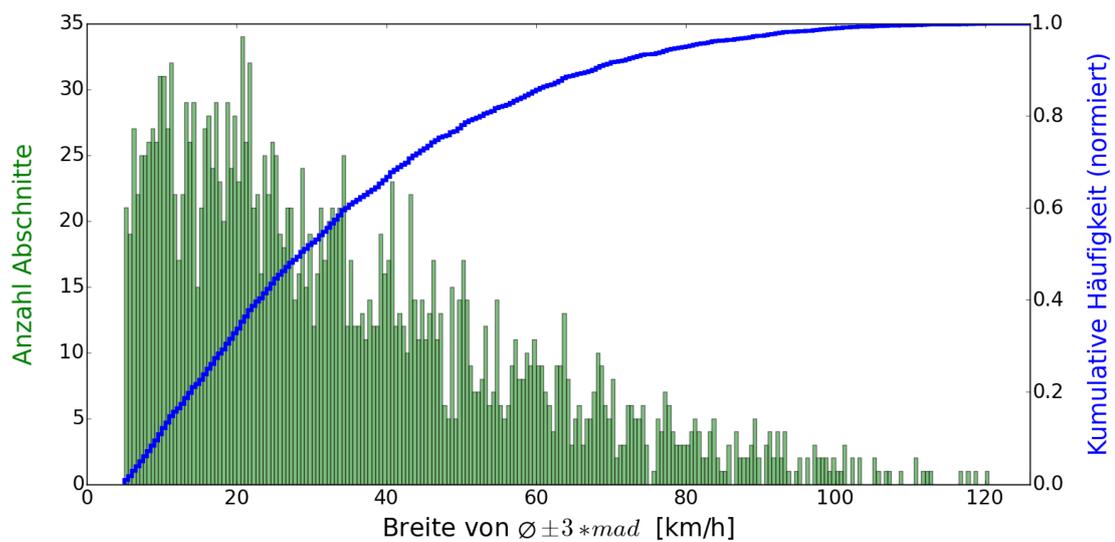
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [km/h]	23,4
Median [km/h]	19,2
Standardabweichung [km/h]	15,7
Spannweite [km/h]	5,0 – 94,9
Interquartilsabstand [km/h]	11,2 – 31,6
95 %-Perzentil [km/h]	55,0

Häufigkeitsverteilung HNE: Durchschnittliche Breite von $\emptyset \pm 2mad$ 

ANHANG 5.13

Auswertungsergebnisse HNE (Breite von $\emptyset \pm 3mad$)

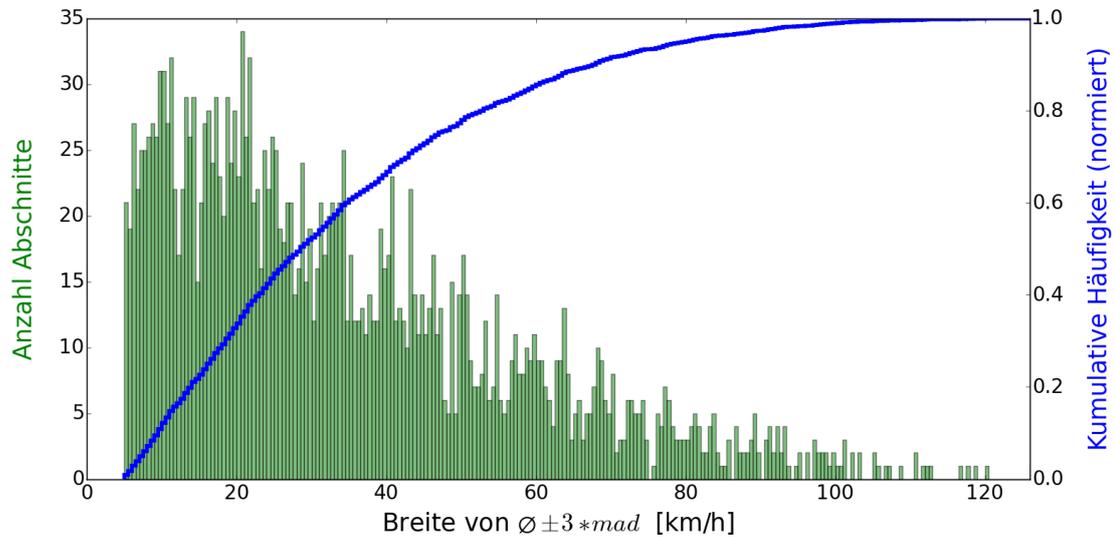
Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	59,7
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	15,3
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.295
Mittelwert [km/h]	34,5
Median [km/h]	28,7
Standardabweichung [km/h]	22,9
Spannweite [km/h]	5,0 – 126,1
Interquartilsabstand [km/h]	16,5 – 47,2
95 %-Perzentil [km/h]	80,5

Häufigkeitsverteilung HNE: Durchschnittliche Breite von $\emptyset \pm 3mad$ 

ANHANG 5.14

Auswertungsergebnisse KDI₂ unter Berücksichtigung von Strukturbrüchen

Betrachteter Zeitraum	Di, Mi, Do (8h – 9h)
Inkl. Feier- und Ferientage?	Ja
Basis-Aggregationslevel	Jahresstunde
Anzahl an Basis-Aggregationslevel-Einheiten (\emptyset)	57,2
FCD-Menge je Basis-Aggregationslevel-Einheit (\emptyset)	14,9
Anzahl auswertbarer Abschnitte	2.406
Mittelwert [km/h]	8,6
Median [km/h]	7,3
Standardabweichung [km/h]	5,8
Spannweite [km/h]	0,5 – 49,0
Interquartilsabstand [km/h]	4,1 – 11,5
95 %-Perzentil [km/h]	19,6

Häufigkeitsverteilung HNE: Durchschnittliche Breite von $\emptyset \pm 3mad$ 

ANHANG 5.15

Abschnitte mit schlechtesten Zuverlässigkeitswerten nach KDI₂

Datensatz: 2012

FS	Nummer	BAB	von_bis_	Wert [km/h]
1	987	59	Von AD Köln-Heumar bis AD Köln-Porz	27,8
2	988	59	AD Köln-Heumar (FR Süd)	25,5
3	1746	560	AS Siegburg (FR West)	25,1
4	1866	57	AS Köln-Bickendorf bis AS Köln-Longerich	24,3
5	1226	44	AS Düsseldorf-Flughafen bis AS Düsseldorf-Stockum	23,8
6	348	57	AS Köln-Bickendorf (FR Süd)	23,7
7	1591	59	AS Bonn-Pützchen (FR Süd)	23,6
8	2414	59	AD Köln-Porz bis AD Köln-Heumar	23,6
9	623	565	AS Bonn-Hardtberg (FR Nord)	23,5
10	1933	559	AS Köln-Gremberghoven (FR Ost)	23,4
KP	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	1259	46	AS Arnsberg-Altstadt (FR Nord)	49,0
2	1257	46	AS Arnsberg-Ost (FR Nord)	44,0
3	569	44	AS Essen-Kupferdreh (FR West)	43,0
4	1370	44	AS Alsdorf (FR West)	37,0
5	1864	57	AS Köln-Bickendorf (FR Nord)	32,3
6	841	46	AS Arnsberg-Altstadt (FR Süd)	32,0
7	1337	555	AS Köln-Rodenkirchen (FR Nord)	31,0
8	2385	4	AS Untereschbach (FR West)	30,6
9	233	46	AS Neuss-Uedesheim (FR West)	29,3
10	282	555	AS Borhnheim (Rheinland) (FR Süd)	28,8
AK	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	1784	52	Kreuz Mönchengladbach (FR Ost)	41,8
2	1569	553	Kreuz Bliesheim (FR Süd)	32,0
3	1785	52	Kreuz Mönchengladbach (FR West)	28,0
4	955	4	Kreuz Köln-Gremberg (FR West)	27,2
5	49	42	Kreuz Herne (FR West)	26,2
6	768	43	Kreuz Recklinghausen (FR Süd)	25,3
7	1302	59	Kreuz Duisburg-Süd (FR Süd)	25,1
8	2056	45	Kreuz Hagen (FR Süd)	25,0
9	271	555	Kreuz Köln-Süd (FR Süd)	24,7
10	1162	3	Kreuz Oberhausen (FR West)	24,0

ANHANG 5.16

Abschnitte mit schlechtesten Zuverlässigkeitswerten nach HSU

Datensatz: 2012

FS	Nummer	BAB	von_bis_	Wert [%]
1	2423	1	AK Köln-West bis AS Köln-Lövenich	97,4
2	2164	59	AS Duisburg-Zentrum bis AS Duisburg-Duisern	90,5
3	323	57	AK Kaarst bis AS Holzbüttgen	87,1
4	722	1	AS Köln-Lövenich bis AK Köln-West	86,2
5	720	1	AS Köln-Bocklemünd bis AS Köln-Lövenich	84,3
6	1192	3	Kreuz Leverkusen bis AS Leverkusen	81,0
7	1193	3	AS Leverkusen (FR Süd)	81,0
8	174	40	Tunnelbereich Essen-Zentrum (FR West)	79,0
9	440	40	AS Essen-Holsterhausen (FR Ost)	78,5
10	158	40	AD Bochum-West bis AS Bochum-Wattenscheid	77,3
KP	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	351	46	Kreuz Wuppertal-Nord (FR West)	93,6
2	2163	59	AS Duisburg-Zentrum (FR Nord)	92,3
3	455	40	AS Bochum-Wattenscheid-West (FR Ost)	88,9
4	721	1	AS Köln-Lövenich (FR Süd)	87,9
5	441	40	AS Essen-Holsterhausen bis AS Essen-Zentrum	83,0
6	457	40	AS Bochum-Wattenscheid (FR Ost)	81,0
7	543	535	AS Velbert (FR Nord)	78,2
8	1015	565	Kreuz Bonn-Nord (FR Süd)	76,1
9	284	555	Kreuz Bonn-Nord (FR West)	73,8
10	1053	43	AS Bochum-Riemke (FR Nord)	72,6
AK	Nummer		von_bis_	Wert [km/h]
1	1028	565	Kreuz Meckenheim (FR Süd)	100,0
2	2422	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	94,7
3	1653	42	Kreuz Castrop-Rauxel-Ost (FR Ost)	89,1
4	2421	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	87,2
5	2168	59	Kreuz Duisburg (FR Nord)	85,9
6	35	42	Kreuz Castrop-Rauxel-Ost (FR West)	85,0
7	2420	1	Kreuz Köln-West (FR Nord)	81,3
8	1029	565	Kreuz Meckenheim (FR Süd)	80,0
9	36	42	Kreuz Castrop-Rauxel-Ost (FR West)	79,7
10	723	1	Kreuz Köln-West (FR Süd)	79,0