

Diplomarbeit

Koordinierung von Lichtsignalanlagen auf innerstädtischen Radrouten in Wien anhand der Bedürfnisse der Radfahrer

Eingereicht von: Felix Beyer
Geb. am 19.10.1982 in Freiberg

Verantwortlicher Hochschullehrer: Prof. Dr.-Ing. R. Maier
Betreuer: Dipl.-Ing. A. Aurich

Wien, den 20.07.2009

.....

Bibliografischer Nachweis

Felix Beyer

Die Koordinierung von Lichtsignalanlagen auf innerstädtischen Radrouten in Wien anhand der Bedürfnisse der Fahrradfahrer

07/2009 – 71 Seiten

Technische Universität Dresden
Fakultät für Verkehrswissenschaften „Friedrich List“
Institut für Verkehrsplanung und Straßenverkehr

Diplomarbeit

Autorenreferat

Die vorliegende Arbeit untersucht, inwiefern eine Koordinierung von Lichtsignalanlagen für den Radverkehr sinnvoll ist. Dazu werden die Eigenschaften des Radverkehrs und die Auswirkungen einer Koordinierung für Radfahrer auf andere Verkehrsarten analysiert. Mittels Mikrosimulation werden auf einer Beispielroute in Wien die Reise- und Verlustzeiten im Radverkehr bei bestehender Koordinierung und bei einer Koordinierung für den Radverkehr verglichen.

INHALTSVERZEICHNIS

	THESEN	III
1	<u>EINLEITUNG</u>	- 1 -
2	<u>ANALYSE DES RADVERKEHRS</u>	- 2 -
	2.1 GESCHWINDIGKEITSVERTEILUNG IM RADVERKEHR	- 2 -
	2.2 EINFLÜSSE AUF DIE GESCHWINDIGKEIT	- 3 -
	2.3 ZUKÜNFTIGE ENTWICKLUNG DER GESCHWINDIGKEITEN IM RADVERKEHR	- 5 -
	2.4 BESCHLEUNIGUNG UND VERZÖGERUNG VON RADFAHRERN	- 6 -
	2.5 ABMESSUNGEN VON RADFAHRER-FAHRRAD-KOMBINATIONEN	- 7 -
	2.6 ABSTANDSVERHALTEN	- 7 -
	2.6.1 FOLGEABSTAND	- 7 -
	2.6.2 SEITENABSTAND	- 8 -
	2.6.3 AUFSTELLABSTAND	- 9 -
	2.7 KAPAZITÄT VON RADFAHRANLAGEN	- 9 -
	2.8 QUALITÄT DES VERKEHRSABLAUFS AUF RADVERKEHRSANLAGEN	- 11 -
	2.9 PULKBILDUNG UND DISPERSION	- 15 -
3	<u>KOORDINIERUNG DES RADVERKEHRS</u>	- 18 -
	3.1 NUTZEN EINER GRÜNE WELLE FÜR DEN RADVERKEHR	- 18 -
	3.2 VORAUSSETZUNGEN FÜR EINE GRÜNE WELLE FÜR DEN RADVERKEHR	- 19 -
	3.2.1 BAULICHE VORAUSSETZUNGEN FÜR EINE GRÜNE WELLE IM RADVERKEHR	- 19 -
	3.2.2 GRÜNBANDBREITE UND ANTEIL DER DURCHFARTEN OHNE HALT	- 20 -
	3.2.3 ERHÖHUNG DES ANTEILS DER KOORDINierter RADFAHRER	- 23 -
	3.3 VEREINBARKEIT GRÜNE WELLE FÜR RADVERKEHR UND MIV	- 24 -
	3.3.1 FALL 1: OPTIMALE GRÜNE WELLE FÜR DEN KFZ-VERKEHR	- 27 -
	3.3.2 FALL 2: ERHÖHUNG DER GESCHWINDIGKEIT DES RADVERKEHRS AUF 30 KM/H	- 27 -
	3.3.3 FALL 3: ERHÖHUNG DER GESCHWINDIGKEIT DES RADVERKEHRS AUF 40 KM/H	- 28 -
	3.3.4 FALL 4: OPTIMALE GRÜNE WELLE FÜR DEN RADVERKEHR	- 29 -
	3.3.5 SEKUNDÄRWELLE	- 29 -
	3.3.6 VERLAGERUNG VON GRÜNZEIT AN UNKRITISCHEN KNOTENPUNKTEN	- 30 -
	3.4 VEREINBARKEIT GRÜNE WELLE FÜR RADVERKEHR UND ÖV	- 31 -

3.5	VEREINBARKEIT GRÜNE WELLE FÜR RADVERKEHR UND FUBGÄNGERVERKEHR	- 33 -
3.6	RFID-TECHNOLOGIE IM RADVERKEHR	- 34 -
3.7	VISION EINER VERKEHRSMITTELÜBERGREIFENDEN NETZSTEUERUNG	- 35 -
4	<u>BEISPIELE FÜR KOORDINIERUNGEN IM RADVERKEHR</u>	- 37 -
4.1	KOPENHAGEN/DÄNEMARK	- 37 -
4.2	AMSTERDAM/NIEDERLANDE	- 42 -
4.3	ODENSE/DÄNEMARK	- 43 -
5	<u>SIMULATION EINER GRÜNEN WELLE FÜR DEN RADVERKEHR IN WIEN</u>	- 45 -
5.1	BESCHREIBUNG DER BEISPIELROUTE	- 45 -
5.2	GESCHWINDIGKEITSVERTEILUNG DES RADVERKEHRS DER BEISPIELROUTE	- 49 -
5.3	EMPIRISCHE ERMITTLUNG DER REISE- UND VERLUSTZEITEN IM BESTAND	- 51 -
5.3.1	REISE- UND VERLUSTZEITEN RADVERKEHR	- 51 -
5.3.2	REISE- UND VERLUSTZEITEN MIV	- 55 -
5.4	KOORDINIERUNG	- 56 -
5.4.1	PRATERSTRABE BESTANDSKOORDINIERUNG	- 56 -
5.4.2	PRATERSTRABE KOORDINIERUNG FÜR DEN RADVERKEHR OPTIMIERT	- 58 -
5.5	SIMULATIONSMODELL	- 60 -
5.6	AUSWERTUNG DER SIMULATIONSERGEBNISSE	- 62 -
5.6.1	BESTAND	- 62 -
5.6.2	GRÜNE WELLE RADVERKEHR	- 63 -
5.6.3	SIMULATION MIT VERRINGERTER VERKEHRSTÄRKE IM MIV	- 68 -
5.7	SCHLUSSFOLGERUNGEN	- 70 -
6	<u>ZUSAMMENFASSUNG</u>	- 71 -
7	<u>LITERATURVERZEICHNIS</u>	IV
8	<u>ABKÜRZUNGSVERZEICHNIS</u>	VI
9	<u>ABBILDUNGSVERZEICHNIS</u>	VII
10	<u>TABELLENVERZEICHNIS</u>	IX
11	<u>ANHANGVERZEICHNIS</u>	X

Thesen

- These 1** Durch eine Koordinierung von Lichtsignalanlagen kann die durchschnittliche Reisegeschwindigkeit von Radfahrern auf innerstädtischen Routen erhöht werden.
- These 2** Eine Anpassung der Koordinierung von Lichtsignalanlagen auf die Bedürfnisse von Radfahrern wirkt sich nicht zwangsläufig negativ auf den motorisierten Individualverkehr (MIV) aus.
- These 3** Eine Anpassung der Koordinierung von Lichtsignalanlagen auf die Bedürfnisse von Radfahrern lässt sich mit der Beschleunigung von Bus und Straßenbahn kombinieren.
- These 4** Da in den Spitzenstunden die Verkehrsstärken des MIV den Sättigungsgrad von 0,85 meist überschreiten, ist eine Optimierung der Lichtsignalsteuerung nur noch bedingt möglich. So ist es sinnvoller die Koordinierung für die Radfahrer zu optimieren, wobei der MIV aber nicht zusätzlich behindert wird.
- These 5** Durch eine Koordinierung der Lichtsignalanlagen für die Bedürfnisse der Radfahrer ist es möglich homogenere Geschwindigkeiten auf den Radverkehrsanlagen zu erreichen.
- These 6** Durch eine Koordinierung der Lichtsignalanlagen für die Bedürfnisse der Radfahrer ist es möglich den Anteil von Rotfahrten zu senken.
- These 7** Es entstehen unnötige Wartezeiten für Radfahrer an Lichtsignalanlagen, weil auf die Bedürfnisse beim Entwurf von Lichtsignalsteuerungen keine Rücksicht genommen wird. Diese Wartezeiten können verringert werden ohne die Verkehrsqualität für den öffentlichen Verkehr und den MIV zu verringern.

1 Einleitung

Laut dem Masterplan Verkehr Wien 2003 soll der Anteil der mit dem Fahrrad zurückgelegten Wege vom Jahr 2003 bis zum Jahr 2010 von 4 % auf 8 % erhöht werden. Um dieses Ziel zu erreichen ist eine Attraktivierung des Radverkehrs in Hinblick auf Infrastruktur und Image erforderlich.

In der vorliegenden Arbeit soll geprüft werden, ob es möglich ist, die Lichtsignalanlagen auf wichtigen Radrouten derart zu koordinieren, dass die Reisezeit und die Anzahl der Halte für Radfahrer minimiert werden. Dabei wird auch untersucht, wie sich die Veränderung der Signalprogramme auf den motorisierten Individualverkehr und den öffentlichen Verkehr auswirken.

Zunächst werden die Eigenschaften des Radverkehrs in Hinblick auf die Koordinierbarkeit und auf die Parameter, die für eine Simulation des Radverkehrs benötigt werden, untersucht. Danach werden die Möglichkeiten für die Koordinierung des Radverkehrs und deren Auswirkung und mögliche Konflikte mit anderen Verkehrsarten untersucht. Weiters werden Beispiele für bereits existierende Koordinierungen vorgestellt und bewertet. Anschließend wird die Koordinierung für die Radfahrer anhand einer Beispielstrecke in Wien untersucht. Dabei wird zunächst der Ist-Zustand erfasst und mittels mikroskopischer Simulation die Auswirkungen einer Grünen Welle für den Radverkehr analysiert.

2 Analyse des Radverkehrs

Das folgende Kapitel dient als Grundlage für die weiterführenden Betrachtungen des Radverkehrs. Eine möglichst detaillierte Beschreibung der Prinzipien und Eigenschaften, die dem Radverkehr zu Grunde liegen, soll das Ableiten von Maßnahmen zur Verbesserung der Infrastruktur sowie eine möglichst realistische Mikrosimulation ermöglichen.

2.1 Geschwindigkeitsverteilung im Radverkehr

Eine der wichtigsten Größen bei der Koordinierung des Radverkehrs ist die Geschwindigkeit der Radfahrer. Die Geschwindigkeit von Radfahrern wurde bereits mehrfach erhoben, wobei die Ergebnisse sich teilweise erheblich unterscheiden, was sich auch in den Regelwerken widerspiegelt. Im Rahmen der Fiets-balans-Studie in den Niederlanden wurde eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 18 km/h ermittelt. Dabei betrug das 5-%-Perzentil 13 km/h. Das 95 %-Perzentil wird mit 16 km/h angegeben (CROW, 2007), was bei einer mittleren Geschwindigkeit von 18 km/h jedoch als Druckfehler angesehen werden muss. Realistischer ist ein 95 %-Perzentil von 26 km/h. In Dänemark wurde durch das Institut for Veje, Trafik og Byplan (Institut for Veje, Trafik og Byplan, 1988) eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h ermittelt. Das 5 %-Perzentil liegt bei 14 km/h und das 95 %-Perzentil bei 29 km/h. Aus Studien von Botma und Papendrecht (Botma & Papendrecht, 1991) geht hervor, dass die Geschwindigkeiten der Radfahrer normalverteilt sind, wobei die Durchschnittsgeschwindigkeit 19 km/h bei einer Standardabweichung von 3 km/h beträgt. Groth (Groth, 1960) untersuchte in den 50er Jahren den Radverkehr in Hamburg und stellt an verschiedenen Messstellen Durchschnittsgeschwindigkeiten von 15 bis 17 km/h fest. Taylor (Taylor, Analysis of Traffic Signal Clearance Interval Requirements for Bicycle-Automobile Mixed Traffic, 1993) ermittelte in den USA mittlere Geschwindigkeiten von Radfahrern von 22,5 km/h bis 25,7 km/h.

Die mittleren Geschwindigkeiten von Radfahrern variieren folglich zwischen 15 und 25 km/h. Bei den Erhebungen aus den letzten beiden Jahrzehnten in den Niederlanden und Dänemark und von Botma kann diese Spannweite aber auf Durchschnittsgeschwindigkeiten zwischen 18 und 20 km/h eingegrenzt werden, wobei ca. 90 % der Geschwindigkeiten im Bereich 13 und 29 km/h liegen. Die Geschwindigkeiten der Radfahrer in den USA scheinen

erheblich höher zu sein als in Europa. So wird im Highway Capacity Manual (HCM) von einer mittleren Geschwindigkeit von 25 km/h aus (Transportation Research Board, 2000), was ca. 5 bis 7 km/h über den in Europa beobachteten Werten liegt. Auch bei den empfohlenen Entwurfsgeschwindigkeiten gibt es erhebliche Unterschiede zwischen den USA und Europa. Plines (Plines, 1992) empfiehlt einer Entwurfsgeschwindigkeit von 20 bis 30 mph (32 bis 48 km/h). Wohingegen im Design manual for bicycle traffic aus den Niederlanden (CROW, 2007) im Hauptradwegenetz eine Entwurfsgeschwindigkeit von 30 km/h und für das untergeordnete Radwegenetz von 20 km/h empfohlen wird. Die Unterschiede bei den ermittelten Durchschnittsgeschwindigkeiten können durch unterschiedliche Radfahrerpopulationen und unterschiedliche Bedingungen für die untersuchten Radfahrer bedingt sein. Das Fahrrad wird in den Niederlanden und Dänemark von allen Bevölkerungsschichten, Geschlechtern und Altersklassen als Alltagsverkehrsmittel verwendet. In den USA fahren vor allem Männer (80 %) mittleren Alters mit dem Fahrrad. Rund 90 % der RadfahrerInnen sind zwischen 26 und 55 Jahren alt. Der Hauptgrund für das Radfahren in den USA sind die Fitness und die Gesundheit (Moritz, 1997). In den Niederlanden fahren Frauen und Männer etwa gleich oft mit dem Fahrrad wobei bis zum Alter von 18 Jahren wesentlich mehr Wege mit Fahrrad zurückgelegt werden als danach (SGBO, 2001).

2.2 Einflüsse auf die Geschwindigkeit

Die Geschwindigkeit von Radfahrern hängt von einer Reihe von Einflüssen ab. Dabei kann man zwischen extrinsischen und intrinsischen Einflüssen unterscheiden. Die wichtigsten extrinsischen Einflüsse sind die Art der Radfahranlage (Radweg, Radstreifen, Mischverkehr), die Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche, die Witterung (Wind, Niederschlag, Außentemperatur), Steigungen und Gefälle sowie Fahrradkonfiguration und Wartungszustand. Intrinsische Einflüsse sind das Alter, Geschlecht, körperliche Verfassung des Radfahrers und der Fahrtzweck. Ob ein Zusammenhang zwischen der Radverkehrsstärke und der Geschwindigkeit der Radfahrer besteht, konnte bisher noch nicht ausreichend belegt werden. Botma und Papendrecht konnten keinen Zusammenhang feststellen (Botma & Papendrecht, 1991). Groth stellte an einer Zählstelle fest, dass bei einer hohen Verkehrsstärke

die Geschwindigkeit steigt und vermutet, dass sich die Radfahrer gegenseitig antreiben (Groth, 1960). Diese Theorie wurde jedoch bisher nicht bestätigt.

Für einige der Einflüsse auf die Geschwindigkeit liegen quantifizierte Zusammenhänge vor. So wurde vom Institut for Veje, Trafik og Byplan (Institut for Veje, Trafik og Byplan, 1988) festgestellt, dass die Durchschnittsgeschwindigkeit von Radfahrern auf separaten Radwegen mit 18 km/h um ca. 3 km/h geringer ist als auf Radstreifen oder im Mischverkehr. Weiters gibt Institut for Veje, Trafik og Byplan an, dass die Durchschnittsgeschwindigkeit bei 3 % Gefälle um ca. 7 km/h zunimmt und bei 3 % Steigung um 2 km/h abnimmt. Bei 6 % Gefälle nimmt die Geschwindigkeit um 12 km/h zu und bei 6 % Steigung um 4 % ab. Im Design manual for bicycle traffic (CROW, 2007) wird die Leistung angegeben, die abhängig von der Geschwindigkeit erbracht werden muss um 3 % Steigung, 3 m/s Gegenwind, den Luftwiderstand oder den Rollwiderstand zu überwinden. Dabei zeigt sich, dass bei einer Geschwindigkeit von 20 km/h die meiste Energie (ca. 150 Watt) für die Überwindung des Gegenwindes und ca. 130 Watt für die Überwindung der Steigung aufgebracht werden muss. Um den Roll- und den Luftwiderstand zu überwinden, müssen nur ca. 90 Watt geleistet werden. Dies zeigt, dass der Wind und die Neigung einen erheblichen Einfluss auf die Geschwindigkeit der Radfahrer haben und bei der Untersuchung der Geschwindigkeiten unbedingt berücksichtigt werden müssen.

Groth stellte fest, dass das Geschwindigkeitsniveau sinkt, wenn der Radweg schmaler ist als 1,60 m und somit keine zwei Vollspuren vorhanden sind, was das Überholen erschwert. Die Geschwindigkeit sinkt noch stärker, wenn der Radweg zum Gehweg durch ein Hochbord abgegrenzt wird. Nach Groth erhöhen sich Geschwindigkeiten durch die Anordnung eines Schutzstreifens zwischen Radweg und Fahrbahn.

Auf Grund der unterschiedlichen beobachteten Geschwindigkeiten und der Vielzahl der Einflüsse, deren genaue Auswirkungen teilweise nicht bekannt sind, sollten die örtlichen Geschwindigkeiten auf den zu koordinierenden Strecken untersucht werden, um eine möglichst genaue Anpassung der Progressionsgeschwindigkeit an die örtlichen Geschwindigkeitsverhältnisse zu erreichen. Wenn sich die Charakteristika einer Strecke vor allem in Hinblick auf die Neigung verändern, sollte die Geschwindigkeit an mehreren Stellen erhoben werden. Die Progressionsgeschwindigkeit kann so für die Teilstrecken angepasst werden.

2.3 Zukünftige Entwicklung der Geschwindigkeiten im Radverkehr

Zwei wesentliche Entwicklungen werden sich in Zukunft auf die Geschwindigkeitsverteilung im Radverkehr in Österreich auswirken. Zum einen wird derzeit in Österreich eine Novellierung der Straßenverkehrsordnung angestrebt, die die Aufhebung der Radwegbenutzungspflicht vorsieht. Zum anderen wird sich der Marktanteil von Fahrrädern mit elektrischer Unterstützung, sog. Pedelecs oder E-bikes, auch in Österreich mittelfristig erhöhen. Welche Auswirkungen diese Entwicklungen auf die Geschwindigkeitsverteilung haben werden, lässt sich derzeit nicht genau abschätzen. Durch die Aufhebung der Radwegbenutzungspflicht werden die schnelleren und erfahreneren Radfahrer vermehrt auf der Fahrbahn fahren, da sie hier nicht durch langsam fahrende Radfahrer und Fußgänger behindert werden. Dadurch wird sich die mittlere Geschwindigkeit auf den Radwegen verringern. Durch die Erhöhung des Anteils der elektrisch unterstützten Fahrräder ist prinzipiell eine Erhöhung der mittleren Geschwindigkeit zu erwarten. Allerdings ist nicht abzusehen, ob Radfahrer mit Pedelecs eher auf der Fahrbahn oder auf dem Radweg fahren werden.

Durch die Entwicklung von immer kleineren und leistungsstärkeren Akkumulatoren wird die Vision des Elektroautos immer realistischer, auch wenn es bis heute noch kein Elektroauto gibt, dass in Großserien produziert wird. Hier ist das Elektrofahrrad dem Elektroauto derzeit einen Schritt voraus. Fahrräder, die den Radfahrer beim Treten elektrisch unterstützen erobern derzeit den Fahrradmarkt. In den Niederlanden erreichen die E-Bikes bei den Neufahrradverkäufen 2007 bereits mit 89.000 verkauften Rädern einen Marktanteil von 6 % mit steigender Tendenz. E-Bikes ermöglichen es bei gleichem Krafteinsatz eine höhere Geschwindigkeit zu erreichen und diese auch über längere Strecken, auf Steigungsstrecken und bei Gegenwind beizubehalten. Dadurch kann die Reisegeschwindigkeit des einzelnen Radfahrers und damit die Länge der Strecke, auf der das Fahrrad in der Stadt schneller ist als alle anderen Verkehrsmittel (derzeit ca. 5 km), erhöht werden, was das Radfahren noch attraktiver machen wird. Derzeit liegen noch keine Untersuchungen dazu vor, wie sich die Geschwindigkeitsverteilung durch die Verbreitung von Elektrofahrrädern verändert.

2.4 Beschleunigung und Verzögerung von Radfahrern

Beschleunigung und Verzögerungen fließen in das Simulationsmodell von VISSIM in Form von Funktionen ein, die den Fahrzeugtypen zugeordnet werden. Die Erkenntnisse über die Beschleunigung und Verzögerung von Radfahrern sind relativ gering. Im Design manual for bicycle traffic (CROW, 2007) wird für die Beschleunigung aus dem Stillstand einen Wert von 0,8 bis 1,2 m/s² angegeben. Die gewählte Verzögerung hängt von unterschiedlichen Faktoren ab. Ein Wert von -1,5 m/s² wird als komfortabel angesehen. Ein Wert von -2,6 m/s² entspricht einer Notbremsung. Ähnliche Werte wurden auch vom Institut for Veje, Trafik og Byplan (Institut for Veje, Trafik og Byplan, 1988) ermittelt. Es wurde eine Durchschnittsbeschleunigung aus dem Stillstand von 0,8 m/s² berechnet. Es ergab sich eine Verteilung mit $a_{05}^1 = 0,4 \text{ m/s}^2$, $a_{85} = 1,1 \text{ m/s}^2$ und $a_{95} = 1,3 \text{ m/s}^2$. Die Durchschnittsverzögerung beträgt -0,8 m/s² bei einer Verteilung mit $a_{05} = -0,3 \text{ m/s}^2$, $a_{85} = -1,5 \text{ m/s}^2$ und $a_{95} = -2,2 \text{ m/s}^2$. Die Werte von Forester (Wachtel & Forester, 1995) liegen wesentlich höher. Forester gibt eine mäßige Verzögerung für langsame Radfahrer mit 8 ft/s² (2,4 m/s²) und 15 ft/s² (4,6 m/s²) für schnelle Radfahrer an. Taylor berechnete für Collegestudenten eine durchschnittliche Verzögerung von 7,5 ft/s² (2,3 m/s²) (Wachtel & Forester, 1995). Laut Wilson (Wilson, 2004) beträgt die maximale mögliche Verzögerung von Radfahrern 5,4 m/s², da es sonst zu einem Überschlag über das Vorderrad kommt. (Meschik, 2008) gibt eine maximale Beschleunigung von 2,5 m/s² an.

Leider liegen dem Autor keine detaillierten Beschreibungen über die Messungen bzw. der Berechnungen der Beschleunigungen vor, so dass keine Aussage über die Vergleichbarkeit der Ergebnisse getroffen werden kann. Für das Simulationsmodell werden die Werte aus dem Design manual for bicycle traffic und vom Institut for Veje, Trafik og Byplan verwendet, da davon ausgegangen wird, dass die Beschleunigungs- und Verzögerungswerte österreichische Radfahrer eher mit denen niederländischen und dänischen Radfahrer vergleichbar sind, wohingegen es im Vergleich zu Nordamerikanischen Radfahrern deutliche Unterschiede zu geben scheint.

¹ a_{05} = 5 % Perzentil der Beschleunigungsverteilung

2.5 Abmessungen von Radfahrer-Fahrrad-Kombinationen

Der Fahrradflotte liegt wie der Kfz Flotte eine Verteilung der Abmessungen zu Grunde. Für die Bestimmung der Breite eines Fahrrades wird die mittlere Breite des Fahrradlenkers betrachtet. Die durchschnittliche Breite eines Fahrradlenkers beträgt 60 cm. Die Breite schwankt dabei nach Bauart des Fahrrads von 45 cm für Rennräder oder Kinderfahrräder bis 70 cm bei Liegerädern und Cruiserrädern. Die maximale Breite des Lenkers ist international nicht einheitlich geregelt, in Deutschland darf der Lenker maximal 70 cm breit sein, in den Niederlanden 75 cm. Die Breite des Lenkers und somit der Fahrer-Fahrrad-Einheit ist wichtig für die Einschätzung des Überholgeschehens in Hinblick auf die Radwegbreite.

Es gibt keine gesetzlichen Einschränkungen bezüglich der Länge von Fahrrädern. Die Länge eines Fahrrades liegt zwischen ca. 150 cm bei Kinderfahrrädern und 195 cm bei Tourenrädern. Liegeräder und Tandems können noch erheblich länger sein (bis 270 cm). Die durchschnittliche Länge beträgt 190 cm.

Die Höhe einer Fahrrad-Fahrer-Kombination ist für die Simulation des Verkehrsablaufs unerheblich. Schnabel (Schnabel & Lohse, 1997) nimmt die Höhe mit 200 cm an. Dazu kommt ein Bewegungsraum von 25 cm. Im Design manual for bicycle traffic (CROW, 2007) wird die Höhe von Fahrrad und Fahrer mit 170 cm angenommen wozu noch ein Spielraum von 75 cm zu addieren ist.

2.6 Abstandsverhalten

Erkenntnisse über das Abstandsverhalten von Radfahrern in Längs- und Querrichtung sind notwendig um die Kapazität von Radverkehrsanlagen zu bestimmen. Auch als Parameter für die Kalibrierung des mikroskopischen Simulationsmodells sind Aussagen über das Abstandsverhalten notwendig.

2.6.1 Folgeabstand

Wiedemann (Wiedemann & Zhang, 1989) gibt für den Folgefall Kfz hinter Radfahrer einen Mindestnettoabstand von $3,86 \pm 1,63$ m. Für den Folgefall Radfahrer hinter Kfz oder Radfahrer hinter Radfahrer beträgt der Mindestnettoabstand $2,41 \pm 1,67$ m. Eine Beziehung

zwischen Geschwindigkeit und Folgeabstand konnte nur für den Fall Kfz hinter Radfahrer nachgewiesen werden:

Formel 1 $\Delta x_n = 1,08 + 0,146 * v$

mit Δx_n = Nettoabstand [m]
 v = Geschwindigkeit [m/s]

2.6.2 Seitenabstand

Der Seitenabstand, den Radfahrer zueinander, zum Fahrbahnrand oder zu Hindernissen einhalten, spielt eine wichtige Rolle bei der Dimensionierung der Breite von Radverkehrsanlagen. Botma untersuchte das seitliche Abstandsverhalten von Radfahrern auf separaten Radwegen in einer Feldstudie (Botma & Papendrecht, 1991). Er unterschied dabei zwischen schmalen Radwegen deren Breite geringer als 1,80 m ist, und breiten Radwegen, deren Breite größer als 1,80 m ist. Botma stellte fest, dass Radfahrer beim Überholen auf schmalen Radwegen ca. 75 cm seitlichen Abstand einhalten auf breiten Radwegen liegt der Abstand bei ca. 90 cm. Bei Radfahrern, die als Paar nebeneinander fahren stellte er auf breiten Radwegen einen seitlichen Abstand von 65 cm fest. Aus dieser Untersuchung lässt sich schlussfolgern, dass Radfahrer auf schmalen Radwegen einen geringeren seitlichen Abstand als ihren Wunschabstand in Kauf nehmen um ein Überholmanöver durchzuführen zu können.

Wiedemann (Wiedemann & Zhang, 1989) gibt für den Fall Radfahrer überholt Radfahrer einen Mindestseitenabstand von $0,60 \pm 0,31$ m an. Für den Fall Radfahrer überholt Kfz beträgt der Mindestseitenabstand $0,65 \pm 0,26$ m und für den Fall Kfz überholt Radfahrer $1,09 \pm 0,40$ m. Eine Geschwindigkeitsabhängigkeit wurde nur im Fall Kfz überholt Radfahrer nachgewiesen. Der gewünschte Seitenabstand zum Fahrbahnrand liegt nach Wiedemann bei $0,58 \pm 0,30$ m. Dies ergibt bei einer Breite der Radfahrer von 0,60 m eine Mindestbreite von ca. 2 m für einen Radweg auf dem überholt werden kann.

Laut dem Design manual for bicycle traffic (CROW, 2007) hält ein Radfahrer 25 cm Abstand vom Bordstein. Fahrende Radfahrer untereinander halten einen seitlichen Abstand von 50 cm ein. Dies ergibt unter der Annahme, dass ein Radfahrer eine Breite von 75 cm benötigt, eine Mindestbreite von 1,25 m für einen Einrichtungsweg ohne

Überholmöglichkeit und eine Mindestbreite von 2,50 m für einen Zweirichtungsradweg bzw. einen Einrichtungsradweg mit Überholmöglichkeit.

In der Praxis sind die Radwege jedoch teilweise deutlich schmaler. Dies führt zu Einbußen beim Fahrkomfort und verringert die Sicherheit. Da Radfahrer sich im Allgemeinen nicht gern durch langsamer fahrende Radfahrer aufhalten lassen, kommt es zu Überholmanövern mit wesentlich geringeren seitlichen Abständen als den Wunschabständen.

Im Allgemeinen kann die Breite eines Fahrstreifens auf einer Radverkehrsanlage mit einem Meter angenommen werden. Überholmanöver finden bei beengten Platzverhältnissen auch noch bei einer lichten Breite von 1,60 m statt, was einer Fahrstreifenbreite von 0,8 m entspricht. Solche Radwegbreiten sollte aber vermieden werden, da das Überholen mit zu geringem Sicherheitsabstand das Unfallrisiko erhöht.

2.6.3 Aufstellabstand

Das Aufstellverhalten von Radfahrern ist wesentlich komplexer als das von Kfz, da Radfahrer sich auch nebeneinander oder seitlich versetzt innerhalb eines Fahrstreifens aufstellen können. Wiedemann (Wiedemann & Zhang, 1989) gibt einen mittleren Aufstellabstand von 0,60 m an, wobei die Messwerte zwischen -0,50 m und 2,80 m liegen

2.7 Kapazität von Radfahranlagen

Die Breite von Radfahranlagen variiert im Allgemeinen zwischen 1,20 m und 3,00 m, wobei fast jede Breite in dieser Spanne je nach Platzverhältnissen in der Realität vorkommt. Da auf Radfahranlagen normalerweise keine Fahrstreifen markiert sind und das Überholen erlaubt ist, liegt es an den einzelnen Radfahrern einzuschätzen, ob die Breite der Radverkehrsanlage zum Überholen ausreicht. Ist das Überholen möglich so ist quasi eine weitere Fahrspur vorhanden, die die Kapazität der Radverkehrsanlage erhöht.

Für die notwendige Breite zum Überholen sind die Breite des Radfahrers, der seitliche Abstand zum Fahrbahnrand der Radverkehrsanlage und der Abstand zwischen den Radfahrern entscheidend. Da alle drei Werte von Radfahrer zu Radfahrer verschieden sind, lässt sich nicht eindeutig definieren bei welchen Radwegbreiten die Grenzen für die Anzahl der Fahrspuren liegen. Ausgehend von einer Breite des Radfahrers von 60 cm und einem

Bewegungsraum von 20 cm ergibt sich eine Mindestbreite von 1,60 für einen Radweg auf dem überholt werden kann.

Plines zufolge (Plines, 1992) haben Fahrradanlagen mit 4 ft (ca. 1,20 m) Breite haben eine Kapazität von ca. 2.000 Radfahrern/Stunde (RF/h). Die Kapazität wird wie bei Fahrstreifen durch ungünstige Linienführung und Geometrie sowie schmale Fahrradwegbreiten beeinträchtigt. Schnabel (Schnabel & Lohse, 1997) geht von einer maximalen Durchlassfähigkeit einer Fahrspur im Einrichtungsbetrieb von 3.000 RF/h aus, wobei er anmerkt, dass keine verlässlichen Aussagen dazu vorliegen.

Groth (Groth, 1960) und Steinbrecher (Steinbrecher, 1982) geben für Radfahrer einen Zeitbedarfswert von 1,1 s an. Dies entspricht einer Sättigungsverkehrsstärke von 3270 RF/h.

Botma (Botma & Papendrecht, 1995) kommt in seiner Untersuchung von Radwegen auf eine Kapazität von 5.900 RF/h auf einem 1,80 m breiten Radweg und 9.800 RF/h auf einem 2,50 m breiten Radweg. Wenn man davon ausgeht, dass 1,80 m Breite zwei Fahrstreifen und 2,50 m Breite drei Fahrstreifen entsprechen, bestätigen diese Werte in etwa die Angaben von Schnabel, Groth und Steinbrecher.

Das HCM geht für die Berechnung der Verkehrsqualität an Lichtsignalanlagen (LSA) von einer Sättigungsverkehrsstärke von 2.000 RF/h und Fahrstreifen aus. Anscheinend gibt es auch hier Unterschiede zwischen dem mitteleuropäischen und dem nordamerikanischen Radverkehr.

2.8 Qualität des Verkehrsablaufs auf Radverkehrsanlagen

Im Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS) gibt es bisher in Bezug auf die Verkehrsqualität des Radverkehrs nur eine Einschätzung der Qualität der Wartezeiten an LSA (Tabelle 1). Über die Qualität des Verkehrsablaufs auf Radfahranlagen abseits von Lichtsignalanlagen, oder die Qualität der Koordinierung von LSA für den Radverkehr gibt es bisher noch keine Angaben.

Tabelle 1: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Fahrradverkehr nach HBS

QSV	A	B	C	D	E	F
Zulässige mittlere Wartezeit w [s]	≤ 15	≤ 25	≤ 35	≤ 45	≤ 60	> 60

Bei einzeln stehenden LSA ergibt sich die mittlere Wartezeit für den Radverkehr laut HBS (FGSV, 2001) nach Formel 2:

Formel 2
$$w = \frac{t_U (1-f)^2}{2 \left(1 - \frac{q}{s_b \cdot 3000}\right)}$$

mit	w	=	mittlere Wartezeit eines Radfahrers	[s]
	f	=	Freigabezeitanteil = t_f / t_U	[-]
	q	=	Verkehrsstärke der Radfahrer	[Rad/h]
	s _b	=	Breite der Radverkehrsanlage (s _b ≥ 1 m)	[m]

Bei mehreren aufeinander folgenden LSA ist es schwieriger die mittlere Wartezeit zu bestimmen, da die Radfahrer nicht zufällig an der folgenden LSA ankommen. Dadurch kann die mittlere Wartezeit entweder systematisch über oder unter der dem Wert nach Formel 2 liegen. Dies ist abhängig vom Knotenpunktabstand, der Umlaufzeit, der Freigabezeit und der Geschwindigkeit der Radfahrer.

Botma hat das Fehlen einer Bewertung von Radverkehrsanlagen im amerikanischen Highway Capacity Manual festgestellt und lieferte einen Ansatz für die Bewertung der Verkehrsqualität auf Radwegen, die getrennt vom motorisierten Verkehr geführt werden (Botma & Papendrecht, 1995). Dieser Ansatz fand auch Eingang in das HCM 2000 (Transportation Research Board, 2000). Zunächst suchte Botma ein geeignetes Kriterium, das

die Qualität des Verkehrsablaufs auf Radwegen am besten beschreibt. Als Kriterium für die Qualität zog Botma folgende Werte in Erwägung: die mittlere Geschwindigkeit, die Dichte, den Prozentsatz der Radfahrer die nicht überholen können und die Anzahl der Behinderungen.

Die mittlere Geschwindigkeit schied aus, da diese nicht durch die Anzahl der Radfahrer beeinflusst wird. Auch das Kriterium der Dichte, das für die Bewertung von Gehwegen angewendet wird, erschien Botma als ungeeignet, da es schwer ist klare Grenzen zwischen den Qualitätsstufen zu ziehen. Als drittes schloss Botma den Prozentsatz von Radfahrern, die nicht überholen können und daher einem langsamer fahrendem Radfahrer folgen aus, da aus seiner Sicht Radfahrer teilweise freiwillig hintereinander fahren um den Windschatten des Vordermanns zu nutzen, was den Wert verfälschen würde.

Botma wählte das Kriterium der Behinderung eines Radfahrers, das bereits im niederländischen Design manual for bicycle traffic (CROW, 2007) angewendet wurde. Eine Behinderung entsteht dadurch, dass ein Radfahrer entweder einen anderen Radfahrer überholt, der in die gleiche Richtung fährt oder dass er einem anderen Radfahrer begegnet, der in die entgegengesetzte Richtung fährt. Die Qualitätsstufen werden danach eingeteilt, wie viel Prozent der Radfahrer auf einem Kilometer Radweg eine Behinderung erfahren. Die Qualitätsstufe A wird erreicht, wenn weniger als 10 % der Radfahrer auf einem Kilometer eine Behinderung erfahren. Die Qualitätsstufe E wird erreicht wenn zwischen 70 % und 100 % der Radfahrer eine Behinderung auf einem Kilometer Strecke erfahren. Werden 100 % der Radfahrer behindert, entspricht dies der Qualitätsstufe F. Dies beschreibt allerdings nicht, wie beim Kfz-Verkehr, einen Stau-Zustand. Der Radverkehr fließt noch, aber die Verkehrsqualität wird durch häufiges Überholen und Begegnen stark beeinträchtigt. Die Qualitätsstufe F wird nach Botma beispielsweise auf einem Einrichtungsradschwergewichtsweg mit zwei Fahrstreifen bereits bei einem Sättigungsgrad von 0,2 erreicht, wobei die Kapazität 6.400 RF/h beträgt.

Im HCM wird zwischen fünf verschiedenen Typen von Radwegen oder Radstreifen unterschieden, wobei unterschiedliche Kriterien für die Qualität der Radverkehrsanlage angesetzt werden (Tabelle 2). Als Bezugsgröße für die Bemessung wird die tägliche Viertelstunde mit dem höchsten Radverkehrsaufkommen verwendet.

Tabelle 2: Qualitätskriterien für Radverkehrsanlagen nach HCM 2000

Art der Radfahranlage	Qualitätskriterium
Straßenunabhängiger Radweg	Behinderungen/Stunde
Straßenunabhängiger Geh-/Radweg	Behinderungen/Stunde
Radstreifen auf Außerortsstraßen mit plangleichen Knotenpunkten	Verlustzeit [Sekunden/Radfahrer]
Radstreifen auf innerstädtischen Straßen	Reisegeschwindigkeit [km/h]

Für die Untersuchung von innerstädtischen Radrouten ist der Typ der Fahrradstreifen auf innerstädtischen Straßen am geeignetsten. Als Qualitätskriterium wird hier die Reisegeschwindigkeit des Radverkehrs verwendet. Die Reisegeschwindigkeit wird nach Formel 3 berechnet:

Formel 3 $S_{ats} = \frac{L_T}{\left(\sum \frac{L_i}{S_i} + \frac{\sum d_j}{3600}\right)}$

- mit
- S_{ats} = Reisegeschwindigkeit des Radverkehrs [km/h]
 - L_T = Gesamtlänge der untersuchten Strecke [km]
 - L_i = Länge der Teilstrecke i [km]
 - S_i = Fahrgeschwindigkeit des Radverkehrs auf der Teilstrecke i [km/h]
 - d_j = durchschnittliche Wartezeit an einer Kreuzung j [s]

Die Qualitätsstufen werden nach Tabelle 3 eingeteilt:

Tabelle 3: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Fahrradverkehrs auf innerstädtischen Straßen nach HCM 2000

QSV	A	B	C	D	E	F
Reisegeschwindigkeit des Radverkehrs [km/h]	> 22	> 15-22	> 11-15	> 8-11	> 7-8	< 7

Da im HCM von einer Durchschnittsgeschwindigkeit des unbehinderten Radverkehrs von 25 km/h ausgegangen wird, sind diese Grenzwerte für den europäischen Raum mit einer

Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h nicht direkt übertragbar. Eine Umrechnung im gleichen Verhältnis bezogen auf die freie Durchschnittsgeschwindigkeit ergibt Tabelle 4:

Tabelle 4: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Fahrradverkehrs auf innerstädtischen Straßen nach HCM 2000 bezogen auf eine Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h

QSV	A	B	C	D	E	F
Reisegeschwindigkeit des Radverkehrs [km/h]	> 18	> 12-18	> 9-12	> 6-9	> 5-6	< 5

Es fällt auf, dass die Spannweite der Qualitätsstufe B mit 6 km/h im Verhältnis zu den Qualitätsstufen C, D und E mit Spannweiten von 2 bis 3 km/h sehr groß ist. Außerdem nimmt die Spannweite der Qualitätsstufen Richtung Qualitätsstufe F ab. Diese Form der Aufteilung der Qualitätsstufen lässt sich nicht mit der im HBS verwendeten vereinen. Im HBS wird entweder eine konstante Spannweite der Qualitätsstufen angewendet oder die Spannweiten steigen mit abnehmender Qualität, was genau gegenläufig zu dieser Art der Qualitätsstufeneinteilung ist. Durch die Umrechnung liegt die Qualitätsstufe F mit durchschnittlich 5 km/h auf dem Niveau von Fußgängern, was als sehr niedrig angesehen wird. Bei durchschnittlich 5 km/h verliert das Radfahren massiv an Attraktivität, da der Vorteil als schnellstes Verkehrsmittel im Nahbereich verloren geht. Aus Sicht des Autors wird die Qualitätsstufe F erreicht, wenn die Verlustzeit die Fahrzeit übersteigt, d.h. wenn die Reisezeit mehr als doppelt so lang ist wie die reine Fahrzeit.

Das Kriterium der Reisegeschwindigkeit als Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs des Radverkehrs auf innerstädtischen Radrouten wird als sinnvoll angesehen, da es die Verlustzeiten an allen Knotenpunkten einer Strecke berücksichtigt und nicht jeder Knotenpunkt einzeln betrachtet wird. Die im HCM vorgeschlagene Einteilung der Grenzwerte der Qualitätsstufen wird jedoch nicht als sinnvoll erachtet. Die Spannweite der Qualitätsstufen sinkt mit abnehmender Qualität und das Niveau der Qualitätsstufe F zu niedrig ist.

Ausgehend von einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h, dem Kriterium, dass die Qualitätsstufe F ab der doppelten Fahrzeit erreicht ist und einer progressiven Spannweite der Qualitätsstufen wird folgende Einteilung der Qualitätsstufen für den Verkehrsablauf auf innerstädtische Radrouten vorgeschlagen:

Tabelle 5: Grenzwerte für die Qualitätsstufen des Fahrradverkehrs auf innerstädtischen Straßen ausgehend von einer freien Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h

QSV	A	B	C	D	E	F
Reisegeschwindigkeit des Radverkehrs [km/h]	> 20	> 18	> 16	> 13	> 10	< 10

Auf einen Kilometer Strecke bezogen ergeben sich bei dieser Verteilung folgende Werte für die Reisezeit, Verlustzeit und den Anteil der Verlustzeit an der Reisezeit für den Radverkehr:

Tabelle 6: Reisezeit und Verlustzeit auf einem Kilometer Strecke bei einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 20 km/h freifahrender Radfahrer

QSV	A	B	C	D	E	F
Reisezeit des Radverkehrs [min]	< 3:00	< 3:20	< 3:45	< 4:40	< 6:00	> 6:00
Verlustzeit [min]	0:00	< 0:20	< 0:45	< 1:40	< 3:00	> 3:00
Anteil der Verlustzeit an der Reisezeit [%]	0	< 10	< 20	< 35	< 50	> 50

2.9 Pulkbildung und Dispersion

Im Hinblick auf eine mögliche Koordinierung des Radverkehrs ist es wichtig festzustellen inwiefern Radfahrer Pulks bilden und wie sich diese im Verlauf von Teilstrecken verhalten. Dafür ist es notwendig zunächst den Begriff des Pulks zu definieren. Der Begriff Pulk bezeichnet im Allgemeinen eine Anhäufung von Menschen oder Fahrzeugen (Brockhaus, 2006). Um von dieser allgemeinen Definition zu einer messbaren Größe zu kommen, stellt sich die Frage wer genau zu einem Pulk gehört und wer nicht. Da der Begriff Pulk sich auf einen Raum bezieht, kann man versuchen einen Pulk durch die Entfernung zwischen den Individuen abzugrenzen.

Im Straßenverkehr werden Pulk als „Fahrzeuge einer Fahrzeugreihe, von denen jedes außer dem ersten in seinem Geschwindigkeitsverhalten durch mindestens ein vorausfahrendes Fahrzeug beeinflusst wird“ (FGSV, 1978) definiert. Aus dieser Definition ergibt sich, dass der Pulkführer nicht zum Pulk gehört, da er seine Geschwindigkeit frei wählen kann. Außerdem wird davon ausgegangen, dass es nur eine einzelne Fahrzeugreihe gibt.

Roos gibt einen umfassenden Überblick über die bis dahin unternommenen Ansätze der Pulkdefinition. Roos sieht dabei die praktikabelste Lösung in der Betrachtung des zeitlichen Abstandes aufeinander folgender Fahrzeuge: „Demnach liegt eine Beeinflussung durch ein vorausfahrendes Fahrzeug dann vor, wenn die Zeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen einen Grenzwert unterschreitet.“ (Roos, 1989). Wie hoch der Grenzwert anzusetzen ist in der Fachliteratur jedoch umstritten. Für Landstraßen reichen die Werte für die Bruttozeitlücke von ≤ 11 s bei Edie und Foote (Edie & Foote, 1958) bis ≤ 2 s bei Meewes und Maier (Meewes & Maier, 1984). Diese Bandbreite wird dadurch bedingt, dass der Annäherungsprozess an ein vorausfahrendes Fahrzeug von den individuellen Eigenschaften und Gewohnheiten eines Fahrers bestimmt wird und dadurch schwer messbar ist. Einige Autoren setzen zusätzlich zur Zeitlücke eine Geschwindigkeitsdifferenz zwischen Pulkführer und Folgefahrzeug für die Abgrenzung des Pulks an. Nach Roos haftet diesem Verfahren allerdings eine gewisse Willkür an, da Fahrzeuge mit kleiner Geschwindigkeitsdifferenz und großen Abstand als beeinflusst gelten und schnell aufschließende Fahrzeuge mit hoher Bremsverzögerung selbst bei geringem Abstand als freifahrend eingestuft werden (Roos, 1989).

Da es anscheinend bereits im Bereich des Kfz-Verkehrs nicht möglich ist sich auf eine Pulk-Definition zu einigen, scheint es für den Radverkehr noch schwieriger, da für den Radverkehr noch nicht einmal das Folgeverhalten beschrieben wurde. Da eine wissenschaftliche Untersuchung des Pulkungsverhaltens der Radfahrer den Rahmen dieser Arbeit übersteigen würde, werden im Folgenden nur allgemeine Überlegungen angestellt.

Pulks bilden sich im Radverkehr wie auch im Kfz-Verkehr, wenn das Überholen eines langsameren Radfahrers auf Grund der Breite der Radverkehrsanlage nicht möglich ist. Aus eigenen Beobachtungen lässt sich ableiten, dass Fahrradfahrer jedoch sehr empfindlich gegenüber einer Einschränkung ihrer Wunschgeschwindigkeit sind. Das heißt ein Radfahrer wird versuchen bei der nächsten Gelegenheit den Pulkführer zu überholen. Dies kann auch über den Fußweg oder den angrenzenden Fahrstreifen geschehen. Daher wird sich ein stabiler Pulk nur bilden, wenn die Radfahranlage zu schmal ist und es keine Ausweichmöglichkeit

zum Überholen gibt. Sind ausreichend viele Möglichkeiten zum Überholen vorhanden, bilden sich selten Pulks, da jeder Radfahrer mit seiner individuellen Wunschgeschwindigkeit fährt.

Wie hoch das Bedürfnis ist, den Pulkführer zu überholen hängt vor allem von der Geschwindigkeitsdifferenz zwischen der Geschwindigkeit des Pulkführers und der Wunschgeschwindigkeit sowie der inneren Einstellung des folgenden Radfahrers ab. Je höher die Geschwindigkeitsdifferenz ist, desto höher wird die Bereitschaft des folgenden Radfahrers sein auf den Gehweg oder der Fahrbahn zu überholen, auch wenn er dafür Hindernisse wie Bordsteine überwinden oder Risiken wie den Kfz-Verkehr in Kauf nehmen muss.

Eine weitere Art der Pulkbildung ist das dichte Folgen um bei Geschwindigkeiten ab 20 km/h den Windschatten des Vordermanns zum Energiesparen zu nutzen. Da die Geschwindigkeiten in der Stadt aber selten konstant über 20 km/h liegen ist diese Form der Pulkbildung für die Koordinierung von Radfahrern von geringerem Interesse.

In den übrigen Fällen kann versucht werden den Pulk wie im Kfz-Verkehr mittels Zeitlücke zu definieren. Bei Beobachtungen und Zeitlückenmessungen auf Wiener Radwegen wurden in Pulks, hier Radfahrer, die sichtlich durch einen Pulkführer beeinflusst werden, Bruttozeitlücken von 0,4 bis 2,1 Sekunden gemessen. Dies entspricht bei einer mittleren Geschwindigkeit des Pulkführers von 21 km/h einer Nettoweglücke von ca. 0,5 bis 10,5 m. Für eine wissenschaftliche Definition der Grenzzeitlücke bedarf es jedoch weiterer Untersuchungen, bei welchem Abstand der folgende Radfahrer durch den Vordermann beeinflusst wird.

3 Koordinierung des Radverkehrs

Das Ziel der Grünen Welle ist es, durch Koordination aufeinander folgender LSA den durchgehenden Verkehrsströmen die Durchfahrt ohne Halt zu ermöglichen. Grüne Wellen werden im Verkehr bisher fast nur für den Kfz-Verkehr angewendet. Mit einem steigenden Anteil des Radverkehrs am Gesamtverkehrsaufkommen stellt sich die Frage, ob es sinnvoll ist LSA auch für den Radverkehr zu koordinieren und wie sich diese Koordinierung auf die anderen Verkehrsarten auswirkt.

3.1 Nutzen einer Grüne Welle für den Radverkehr

Nach Taylor ist es vielleicht noch notwendiger die LSA für den Radverkehr zu koordinieren als für den Kfz-Verkehr, da der Radfahrer nach jedem Halt seine Geschwindigkeit durch Muskelkraft wieder neu aufbauen muss (Taylor & Mahmassani, 2000). Im Allgemeinen wird als Argument für die Grüne Welle für den Kfz-Verkehr die Einsparung von Kraftstoff und die damit verbundene Verringerung der Schadstoffemission angeführt. Es stellt sich jedoch die Frage, ob mehr Kraftstoff und Schadstoffe durch die Grüne Welle für den Kfz-Verkehr oder durch die Verlagerung von Wegen vom Kfz-Verkehr zum Radverkehr eingespart werden können.

Für den Radverkehr allein bedarf es keinerlei Lichtsignalanlagen. Daher ist es eine doppelte Benachteiligung für den Radfahrer, dass er zum einen durch Lichtsignalanlagen aufgehalten wird, die vorrangig dazu dienen den Kfz-Verkehr zeitlich zu trennen, und zum anderen bei der Koordinierung der LSA nicht berücksichtigt wird, wodurch die Anzahl der Halte und die Verlustzeit im Vergleich zum Kfz-Verkehr weiter erhöht werden. Als Kompensation für die Zeit, die der Radfahrer an LSA verliert, sollten diese zumindest für den Radverkehr koordiniert werden, um die Verlustzeiten sowie die Anzahl der Halte so gering wie möglich zu halten.

In vielen Städten wird derzeit der öffentliche Verkehr gegenüber dem MIV bevorzugt. Spätestens, wenn der Radverkehrsanteil den des MIV auf einer Strecke erreicht oder übertrifft, stellt sich die Frage, welches Verkehrsmittel das maßgebende in Hinblick auf die Koordinierung der LSA ist. In den Fahrradländern Dänemark und den Niederlanden ist dies teilweise schon der Fall. In Amsterdam wurden zum Beispiel im Zeitraum 2005 bis 2007

mehr Wege mit dem Fahrrad als mit dem Auto zurückgelegt (Fietsberaad, 2008). In Kopenhagen ist das tägliche Radverkehrsaufkommen auf Haupttrouten teilweise doppelt so hoch wie die durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke (DTV) im MIV (Hoegh, 2007).

Im Endeffekt läuft die Diskussion auf eine gesamtheitliche Betrachtung des Verkehrsablaufs unter Einbeziehung aller Verkehrsmodi hinaus. Wobei für jeden Modus der erbrachte Nutzen und die verursachten Kosten betrachtet werden müssen. Diese Betrachtung ist, wenn auch sehr interessant, nicht Bestandteil dieser Arbeit.

3.2 Voraussetzungen für eine Grüne Welle für den Radverkehr

Eine Grüne Welle für den Radverkehr ist vor allem auf großräumigen Haupttradrouten sinnvoll. Hier können große Radverkehrsstärken auf einer längeren Strecke gebündelt werden. Es bieten sich vor allem Radialstrecken an, die z.B. Wohngebiete mit dem Stadtzentrum verbinden. Damit die Grüne Welle für den Radverkehr funktionieren kann, müssen möglichst viele Radfahrer der Grünen Welle folgen können und geeignete Radverkehrsanlagen vorhanden sein.

3.2.1 Bauliche Voraussetzungen für eine Grüne Welle im Radverkehr

Um den Radverkehr koordinieren zu können, sollten auf der koordinierten Strecke möglichst keine Hindernisse vorhanden sein. Die bedeutet, dass zumindest ein Radweg oder Radfahrstreifen baulich getrennt von Gehweg und Fahrbahn vorhanden ist. Sonst würde der Radverkehr durch den MIV oder den Fußgängerverkehr beeinträchtigt werden und eine freie Wahl der Geschwindigkeit nicht möglich sein.

Der Radweg oder Radfahrstreifen sollte so breit sein, dass sich Radfahrer überholen können. Somit verringert sich auch die Behinderung der Radfahrer untereinander. Die Radfahrer können je nach Verkehrsaufkommen mit ihrer Wunschgeschwindigkeit fahren. Auf schmalen Radfahranlagen, wo nicht überholt werden kann, werden die Radfahrer durch langsam fahrende Radfahrer aufgehalten und können der Progressionsgeschwindigkeit nicht folgen. Die Wirkung der Grünen Welle wird dadurch verringert.

3.2.2 Grünbandbreite und Anteil der Durchfahrten ohne Halt

Ausgehend von einer Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h und der Geschwindigkeitsverteilung für freifahrende Radfahrer, die auf der Beispielstrecke in Wien ermittelt wurde (Normalverteilung mit einem Mittelwert von 20 km/h und einer Standardabweichung von 4 km/h, vgl. Kapitel 5.2) sowie Werten für die Grünbandbreite von 10 s bis 25 s werden in Abhängigkeit vom Knotenpunktabstand die Anteile an Radfahrern bestimmt, die ohne Halt der Grünen Welle mit ihrer Wunschgeschwindigkeit folgen können. Abbildung 1 zeigt den Anteil der Radfahrer, die ohne Halt eine bestimmte Strecke durchfahren können bzw. nach welcher Strecke noch wie viel Prozent der Radfahrer innerhalb des Grünbandes fahren. Es wird dabei angenommen, dass jeder Radfahrer konstant mit seiner Wunschgeschwindigkeit fährt. Die Berechnung der Daten, die den Diagrammen zu Grunde liegt ist in Anhang 1 beschrieben.

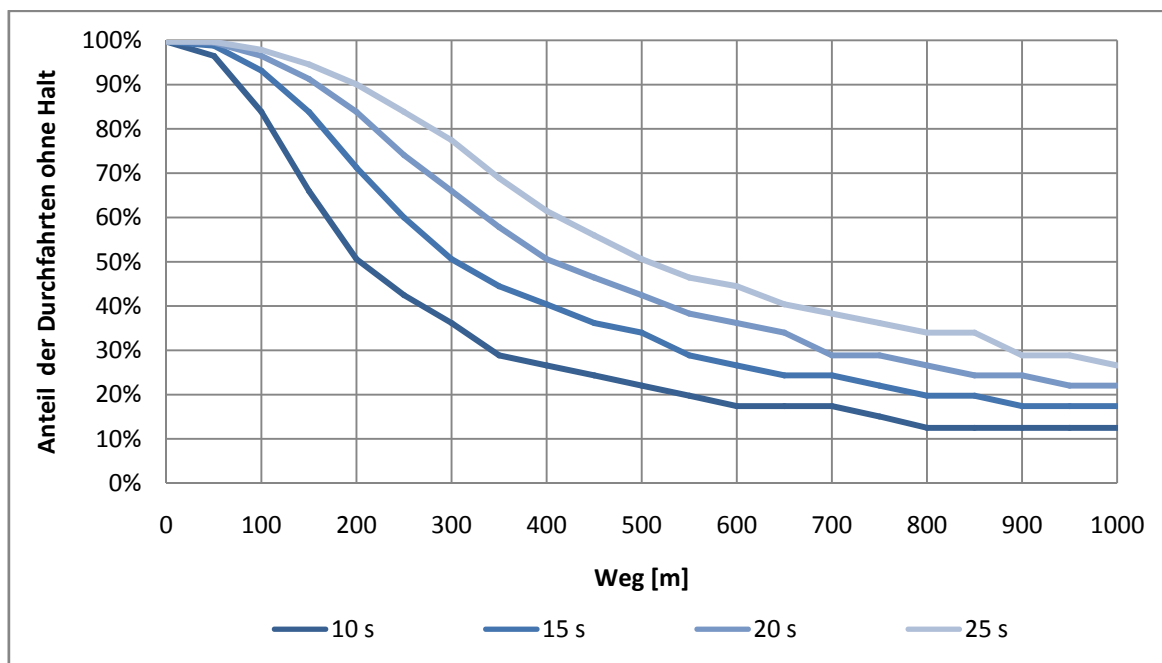


Abbildung 1: Anteil Radfahrer ohne Halt bei Grünbandbreiten von 10 bis 25 Sekunden ohne Berücksichtigung schnellerer Radfahrer

Je geringer die Grünbandbreite ist, desto schneller verringert sich der Anteil der Radfahrer, die mit ihrer Wunschgeschwindigkeit innerhalb des Grünbandes fahren können. Legt man die Qualitätsstufen für eine Koordinierung des MIV des HBS zu Grunde, kann die Qualitäts-

stufe A (Anteil der Fahrzeuge ohne Halt $\geq 95\%$) je nach Grünbandbreite bis zu einer Strecke von ca. 50 m (10 s) bis ca. 150 m (25 s) erreicht werden. Die Qualitätsstufe F (Anteil der Fahrzeuge ohne Halt $< 50\%$) wird bei einer Grünbandbreite von 10 s nach einer Strecke von ca. 200 m erreicht, bei 25 s Grünbandbreite nach ca. 500 m. Diese Variante der Ermittlung der Anteile der Radfahrer ohne Halt vernachlässigt die Anpassung der Geschwindigkeit der Radfahrer an die aktuelle Verkehrssituation. Abbildung 1 stellt somit eine Abschätzung für den schlechtesten Fall des Verhaltens der Radfahrer da.

Für die Realität wird erwartet, dass sich Radfahrer mit ihrer Geschwindigkeit an eine vorhandene Progressionsgeschwindigkeit anpassen um einen unbequemen Halt an der folgenden LSA zu vermeiden. Dies bedeutet, dass vor allem Radfahrer, die bei unbehinderter Fahrt mit einer höheren Wunschgeschwindigkeit fahren, durch eine vorgegebene Progressionsgeschwindigkeit langsamer fahren. Es macht für einen Radfahrer aus ökonomischer Sicht keinen Sinn mit der Höchstgeschwindigkeit bis zur nächsten LSA zu fahren, wenn er aus Erfahrung weiß, dass er dort höchstwahrscheinlich warten muss. Stattdessen wird der Radfahrer versuchen, seine Geschwindigkeit so anzupassen, dass er die nächste LSA möglichst ohne Halt passieren kann. Für Autofahrer scheint dieser Aspekt nicht so vordringlich zu sein, da dieser beim Anfahren nach einem Halt keine größere körperliche Leistung erbringen muss. In wieweit sich diese Hypothesen zutreffen wurde bisher noch nicht untersucht und wird auch in dieser Arbeit nicht tiefergehend ergründet. Es wird aber als Tatsache vorausgesetzt, dass schnellere Radfahrer langsamer fahren können als ihre Wunschgeschwindigkeit, dass von langsameren Radfahrern allerdings nicht erwartet werden kann, dass sie schneller fahren können um sich der Progressionsgeschwindigkeit anzupassen. Unter dieser Voraussetzung kann der erwartete Anteil der Radfahrer ohne Halt wie in Abbildung 2 ermittelt werden:

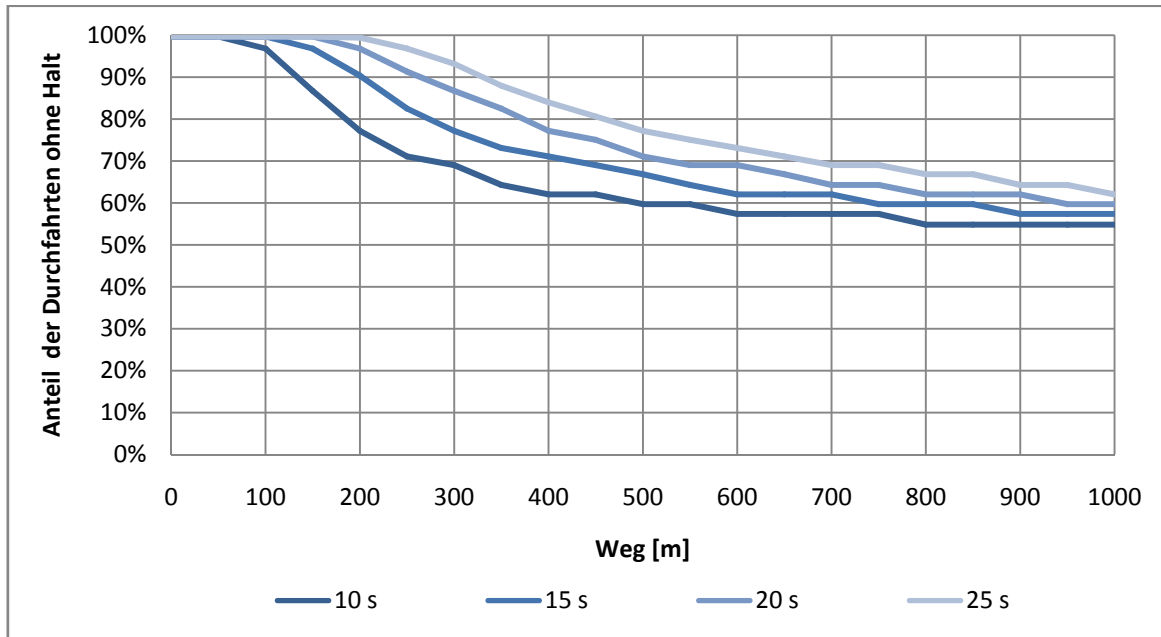


Abbildung 2 Anteil Radfahrer ohne Halt bei Grünbandbreiten von 10 bis 25 Sekunden in Anhängigkeit der Strecke mit Berücksichtigung schnellerer Radfahrer

Aus Abbildung 2 geht hervor, dass nach den HBS Qualitätskriterien für die Koordinierung die Qualitätsstufe A bei 10 s Grünbandbreite bis ca. 100 m und bei 25 s Grünbandbreite bis ca. 250 m erreicht werden kann. Aufgrund der Eigenschaften der Normalverteilung, die Abbildung 2 zu Grunde liegen, nähern sich die Werte mit zunehmender Entfernung asymptotisch an den Wert von 50 % an. So kann theoretisch nie die Qualitätsstufe F erreicht werden. Die Qualitätsstufe E ($50 \% \leq \text{Anteil} < 65 \%$) wird bei 10 s Grünbandbreite ab ca. 350 m Entfernung erreicht bei 25 s Grünbandbreite ab ca. 850 m.

Durch die in 2.3 diskutierte Veränderung der Geschwindigkeitsverteilung durch die Verbreitung von Elektrofahrrädern wird sich der Anteil der Radfahrer, die einer Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h folgen können erhöhen. Eventuell wird eine höhere Progressionsgeschwindigkeit ermöglicht bei gleichem Anteil der Radfahrer, die dieser folgen können. Fundierte Aussagen darüber sind derzeit auf Grund fehlender Daten jedoch nicht möglich.

3.2.3 Erhöhung des Anteils der koordinierter Radfahrer

Damit möglichst vieler Radfahrer der Grünen Welle folgen, ist es wichtig, dass die Radfahrer überhaupt wissen, dass es eine Grüne Welle für den Radverkehr gibt. Außerdem sollte der Radfahrer wissen, wie schnell die Progressionsgeschwindigkeit ist und wie schnell der Radfahrer selbst fährt.

In Odense wird die Grüne Welle durch das progressive Aufleuchten von Leuchtelementen entlang der Radfahranlage anschaulich dargestellt (vgl. Abbildung 3). Dadurch weiß jeder Radfahrer zu jeder Zeit, ob er sich innerhalb der Grünen Welle befindet oder nicht und kann seine Geschwindigkeit entsprechend anpassen. Da die Grüne Welle in Echtzeit angezeigt wird, ist es möglich die Progressionsgeschwindigkeit anzupassen. So kann das System auch in Verbindung mit verkehrsabhängig gesteuerten LSA verwendet werden oder an ein verändertes Geschwindigkeitsniveau des Radverkehrs angepasst werden. Diese Art der Visualisierung der Grünen Welle ist die mit den meisten Kosten und Aufwand verbundene Methode.

Die einfachste Variante ist, auf die Anpassungsfähigkeit der Radfahrer zu vertrauen. Auf Wegen, die häufiger befahren werden, findet der Radfahrer von selbst heraus, welches die beste Geschwindigkeit ist um an den LSA möglichst nicht warten zu müssen. Dieses Verfahren wurde in Amsterdam (vgl. 4.2) angewendet. Für ortsunkundige Radfahrer ist jedoch nicht ersichtlich, dass hier eine Grüne Welle für den Radverkehr vorhanden ist und welche Progressionsgeschwindigkeit dieser zu Grunde liegt.

Um die Grüne Welle präserter zu machen und auch für Ortsunkundige anzukündigen, kann man die Grüne Welle durch Verkehrszeichen entlang der koordinierten Strecke anzeigen. Diese Methode wurde in Kopenhagen (vgl. Abbildung 4) gewählt. Fraglich ist hierbei, wie viele Radfahrer diese Verkehrszeichen bewusst wahrnehmen, da die Grüne Welle nach einiger Zeit zur Gewohnheit wird und der einzelne Radfahrer nicht mehr aktiv darüber nachdenkt, wie schnell er fährt. Da die meisten Fahrräder nicht mit Geschwindigkeitsmessern ausgerüstet sind, kann der Radfahrer seine Geschwindigkeit nur schätzen. Es besteht die Gefahr, dass der Radfahrer bei größeren Knotenpunktabständen aus der Grünen Welle herausfällt.

Um dem Radfahrer seine Geschwindigkeit zu veranschaulichen, können elektronische Anzeigetafeln errichtet werden, auf denen beim vorbeifahren die momentane

Geschwindigkeit angezeigt wird (vgl. Abbildung 21). Der Radfahrer kann so seine Geschwindigkeit besser einschätzen und diese auch über längere Strecken beibehalten. Dadurch kann der Radverkehr auch bei größeren Knotenpunktabständen koordiniert werden.

Inwiefern sich diese zusätzlichen Maßnahmen in der Realität auf den Verkehrsablauf im Radverkehr auswirken wurde allerdings bisher noch nicht untersucht.



Abbildung 3: Leuchtelemente der Grünen Welle, Odense (Troels Andersen)



Abbildung 4: Markierung/Verkehrszeichen Grüne Welle, Kopenhagen

3.3 Vereinbarkeit Grüne Welle für Radverkehr und MIV

Auf Grund der unterschiedlichen Geschwindigkeiten des MIV und des Radverkehrs ist eine gleichzeitige Koordinierung nur unter bestimmten Bedingungen möglich. Auf kurzen Distanzen wirkt sich die Koordinierung für den MIV auch auf den Radverkehr aus. Der mögliche Knotenpunktabstand hängt dabei von der Progressionsgeschwindigkeit der Grünen Welle, der Grünbandbreite und der Geschwindigkeit der Radfahrer ab.

Tabelle 7 zeigt bei welchen Entfernungen eine Koordinierung des Radverkehrs durch die Koordinierung des MIV möglich ist. Es wird dabei von einer Progressionsgeschwindigkeit für den MIV von 50 km/h ausgegangen. Der Radfahrer trifft nach der angegebenen Entfernung genau zu Grünende ein, die Strecke ist daher streng genommen kleiner als die angegebene.

Tabelle 7: Strecken, nach denen der Radfahrer bei Grünende am folgenden Knotenpunkt ankommt

Grünbandbreite MIV [s]		5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
V_{Rad}													
18 km/h	[m]	39	78	117	156	195	234	274	313	352	391	430	469
20 km/h	[m]	46	93	139	186	232	278	325	371	417	464	510	557
22 km/h	[m]	55	109	164	219	274	328	383	438	493	547	602	657

Da die Grünbandbreite für den MIV in der Regel einen Wert zwischen 15 und 35 Sekunden annimmt, liegt die Länge der Strecke auf der sich die Koordinierung auch auf den Radverkehr auswirkt zwischen ca. 120 und 350 m. Bei bestimmten Knotenpunktabständen kann der Radfahrer einen Knotenpunkt vor Grünende durchfahren und erreicht den nächsten Knotenpunkt bei Grünanfang des folgenden Grünbandes. Zwischen den beiden Knotenpunkten verlässt der Radfahrer das Grünband in dem er den ersten Knotenpunkt durchfahren hat. Dies wird als Sekundärwelle der Koordinierung bezeichnet (Schnabel & Lohse, 1997). Im Idealfall kann somit eine Koordinierung eine Grüne Welle für den MIV und eine Grüne Welle für den Radverkehr erzeugen (vgl. Abbildung 5).

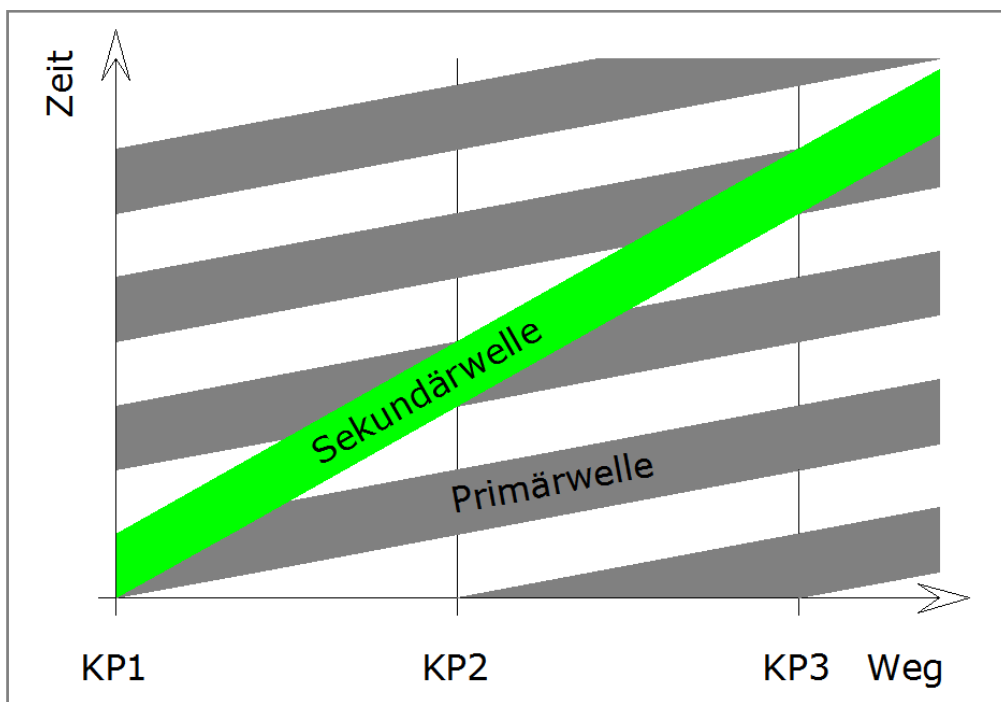


Abbildung 5: Primär- und Sekundärwelle

Bereits 1960 beschäftigte sich Hans-Adolf Groth (Groth, 1960) mit dem Verkehrsablauf im Radverkehr, wobei er auch die gemeinsame Grüne Welle für Radfahrer und MIV untersuchte. Groth unterscheidet einen Nahbereich und einen Fernbereich. Im Nahbereich beträgt der Knotenpunktabstand maximal 200 bis 300 m. Durch die Geschwindigkeitsdifferenz zwischen MIV und Radverkehr kommt es zu einem Zeitverlust Δt für den Radverkehr. Dadurch verringert sich die verbleibende Grünzeit für den Radverkehr an der folgenden LSA bis der Radfahrer das Grünband für den MIV verlässt und am nächsten Knotenpunkt zur Sperrzeit ankommt.

Im Fernbereich erreicht der Radverkehr bei einem Knotenpunktabstand von mehr als 500 m den nächsten Knotenpunkt während der folgenden Grünphase des MIV. Dies entspricht der von Schnabel beschriebenen Sekundärwelle.

In den Hinweisen zur Signalisierung des Radverkehrs (FGSV, 2005) wird empfohlen für die Progressionsgeschwindigkeit einen Wert zwischen 16 und 25 km/h zu wählen. Für die gemeinsame Koordinierung des Radverkehrs und des Kraftfahrzeugverkehrs wird, wie schon bei Groth (Groth, 1960) erwähnt, angeführt, dass bei kurzen Knotenpunktabständen bis ca. 200 m eine Koordinierung im selben Grünband möglich ist. Dabei erreicht der Radfahrer den nächsten Knotenpunkt am Ende des Grünbandes. Es wird darauf hingewiesen, dass sich durch die zeitverzögerte Ankunft des Radfahrerpulks nach dem Kraftfahrzeugpulk ein Konflikt mit bedingt verträglichen Linksabbiegern ergeben kann. Bei größeren Knotenpunktabständen von 400 bis 750 m können die Radfahrer bei geeigneter Progressionsgeschwindigkeit und Umlaufzeit in das folgende Grünband hineinfahren. Auch in den Hinweisen zur Signalisierung des Radverkehrs (FGSV, 2005) wird zu bedenken gegeben, dass sich die Radfahrerpulks auf dieser Strecke schnell auflösen und daher eine lange Freigabezeit am Folgeknoten erforderlich ist, damit ein Großteil der Radfahrer von der Koordinierung profitiert.

Taylor (Taylor & Mahmassani, 2000) gibt drei Ziele für den Entwurf einer Koordinierung an: Maximierung der Koordinierung für den Kraftfahrzeugverkehr, Maximierung der Koordinierung für den Radverkehr und die Minimierung der Gesamtverlustzeit. Unter Einbeziehung des öffentlichen Verkehrs (ÖV) kann man dem noch das Ziel hinzufügen, die Koordinierung für den ÖV zu maximieren. Eine Koordinierung für den Fußgängerverkehr ist nur an einzelnen Knotenpunkten sinnvoll, da Fußgänger abseits von Fußgängerzonen keine großen Strecken auf bestimmten Routen zurücklegen.

Ausgehend von einem Worst-Case-Szenario bei dem der Knotenpunktabstand und die Umlaufzeit zwar eine perfekte Grüne Welle für den Kraftfahrzeugverkehr ermöglichen, der Radfahrer aber an jedem Knotenpunkt genau zu Beginn der Sperrzeit ankommt, versuchte Taylor Ansätze zu finden, um eine durchgehende Koordinierung für den Radverkehr zu ermöglichen bzw. die Anzahl der Halte und die Verlustzeit zu verringern.

Die untersuchten Möglichkeiten sind:

- Erhöhung der Progressionsgeschwindigkeit für den Radverkehr
- Verlagerung von überschüssiger Grünzeit
- Verringerung der Progressionsgeschwindigkeit für den Kraftfahrzeugverkehr
- Halbieren der Umlaufzeit an unkritischen Kreuzungen
- Anpassung der Umlaufzeit
- Verringerung der Grünbandbreite für den Kraftfahrzeugverkehr
- Erstellen der Grünen Welle für die Progressionsgeschwindigkeit der Radfahrer

Taylor geht dabei von einer Geschwindigkeit von 48 km/h (30 mph) des Kfz-Verkehrs und 24 km/h (15 mph) des Radverkehrs aus. Übertragen auf den europäischen Raum ergeben sich bei Geschwindigkeiten von 50 km/h des Kfz-Verkehrs und 20 km/h des Radverkehrs folgende Szenarien:

3.3.1 Fall 1: Optimale Grüne Welle für den Kfz-Verkehr

Bei einer optimalen grünen Welle für den Kfz-Verkehr kann der Radverkehr der Grünen Welle abhängig von der Grünbandbreite, Umlaufzeit und Knotenpunktabstand schon nach einer geringen Strecke nicht mehr folgen. Im schlechtesten Fall muss der Radverkehr an jedem Knotenpunkt Halten (vgl. Abbildung 6).

3.3.2 Fall 2: Erhöhung der Geschwindigkeit des Radverkehrs auf 30 km/h

Durch eine Erhöhung der Geschwindigkeit des Radverkehrs kann die Strecke auf der der Radverkehr der Grünen Welle des Kfz-Verkehrs folgen kann erhöht werden (vgl. Abbildung 7). Die Grünbandbreite für den Radverkehr ist dabei wesentlich geringer als für den Kfz-Verkehr. Eine Erhöhung der Progressionsgeschwindigkeit für den Radverkehr bei einer bestehenden mittleren Geschwindigkeit von 20 km/h ist nicht sinnvoll, da dadurch der

Komfort für einen Großteil der Radfahrer erheblich verringert wird bzw. ein großer Teil der Radfahrer nicht in der Lage ist über eine längere Strecke wesentlich höhere Geschwindigkeiten beizubehalten. Dies würde den Anteil der Radfahrer, die von der Koordinierung profitieren können erheblich verringern, was dem Zweck der Koordinierung widerspricht. Die Erhöhung der Geschwindigkeit des Radverkehrs ist dauerhaft nur mit stetigem Rückenwind, bergab oder mit Unterstützung durch Elektromotoren möglich. Die Faktoren Neigung und Wind können nur in geringem Maße durch Menschen beeinflusst werden. Eventuell wird aber in mittelfristig die Geschwindigkeit des Radverkehrs durch die Verbreitung der Fahrräder mit elektrischer Unterstützung erhöht werden (vgl. 2.3).

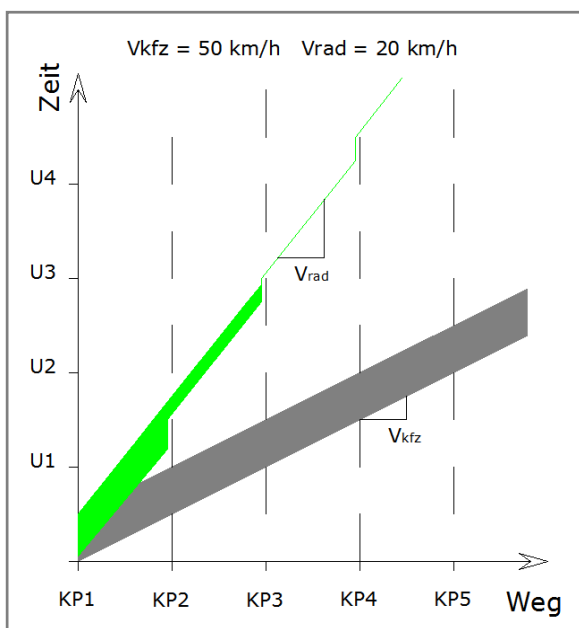


Abbildung 6: Fall 1

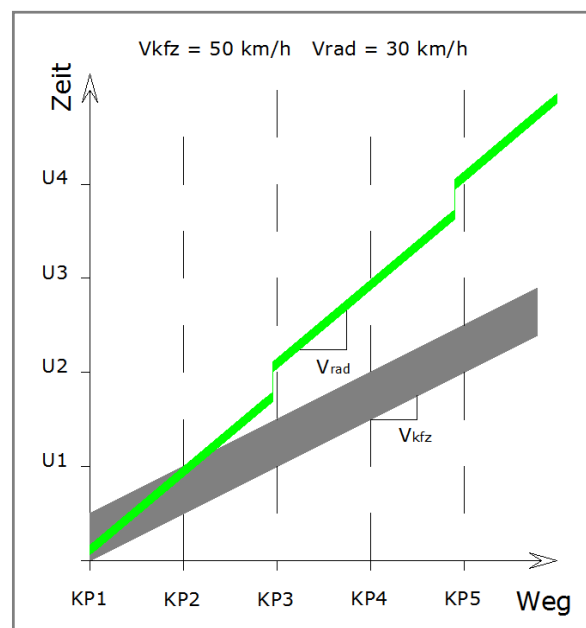


Abbildung 7: Fall 2

3.3.3 Fall 3: Erhöhung der Geschwindigkeit des Radverkehrs auf 40 km/h

Durch eine Erhöhung der Radverkehrsgeschwindigkeit auf 40 km/h, kann der Radverkehr der Grünen Welle des Kfz-Verkehrs über eine weite Strecke folgen (vgl. Abbildung 8). Mit zunehmender Strecke nimmt aber auch hier die Breite des Grünbandes für den Radverkehr ab. Theoretisch sind mit elektrischer Unterstützung im Radverkehr Geschwindigkeiten bis 40 km/h möglich. Dieses Geschwindigkeitsniveau liegt näher an dem des Kfz-Verkehrs als an dem des nicht unterstützten Radverkehrs. Daher ist es für Radfahrer, die eine Geschwindigkeit von 40 km/h erreichen, sinnvoller im Mischverkehr mit dem Kfz-Verkehr zu fahren als auf Radwegen mit erheblich langsameren Radfahrern.

3.3.4 Fall 4: Optimale Grüne Welle für den Radverkehr

Bei einer optimalen Grünen Welle für den Radverkehr mit einer Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h, wird die Anzahl der Halte für den Radverkehr minimiert. Der Kfz-Verkehr hingegen muss an jeder zweiten Kreuzung halten (vgl. Abbildung 9). Die Reisegeschwindigkeit für den Kfz-Verkehr beträgt ca. 35 km/h. In Berlin beträgt die durchschnittliche Reisegeschwindigkeit ca. 22 km/h, in Dresden ca. 29 km/h. Eine Reisegeschwindigkeit von 35 km/h im innerstädtischen Verkehr ist demnach immer noch als hoch einzustufen.

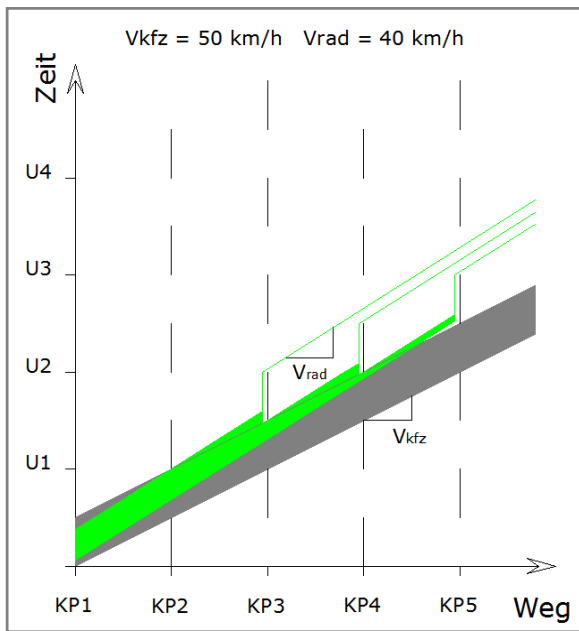


Abbildung 8: Fall 3

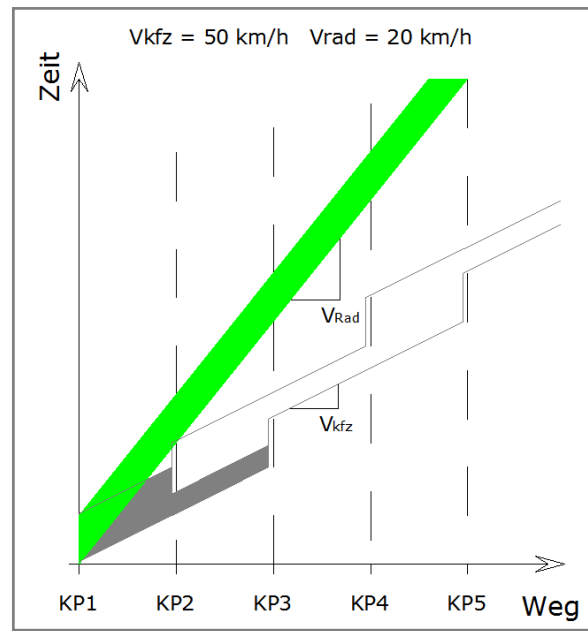


Abbildung 9: Fall 4

3.3.5 Sekundärwelle

Eine für den Radverkehr sinnvolle Sekundärwelle (Abbildung 10) ergibt sich nur bei bestimmten Randbedingungen. Bei einer Progressionsgeschwindigkeit der Primärwelle von 50 km/h kommt eine Sekundärwelle mit 20 km/h bei folgenden Umlaufzeiten und Knotenpunktabständen vor:

Tabelle 8: Randbedingungen für eine Sekundärwelle mit 20 km/h

Umlaufzeit [s]	Knotenpunktabstand [m]
50	470
60	560
70	650
80	750
90	840
100	930

3.3.6 Verlagerung von Grünzeit an unkritischen Knotenpunkten

Durch die Verlagerung überschüssiger Grünzeit an unkritischen Knotenpunkten kann eine gleichzeitige Koordinierung von Kfz- und Radverkehr erreicht werden (vgl. Abbildung 11). Die Grünbandbreite für den Radverkehr ist dabei ca. halb so breit wie die des Kfz-Verkehrs. Für die querenden Relationen erhöht sich die Wartezeit an den Knotenpunkten, an denen die koordinierten Richtungen mehr Grünzeit erhalten.

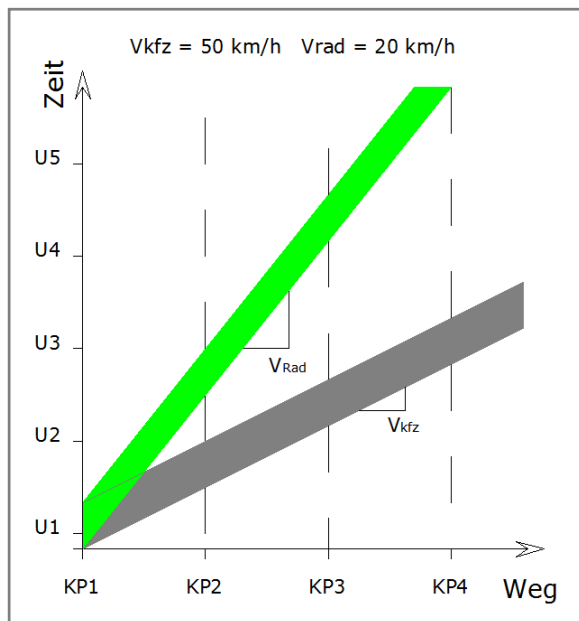


Abbildung 10: Fall 5

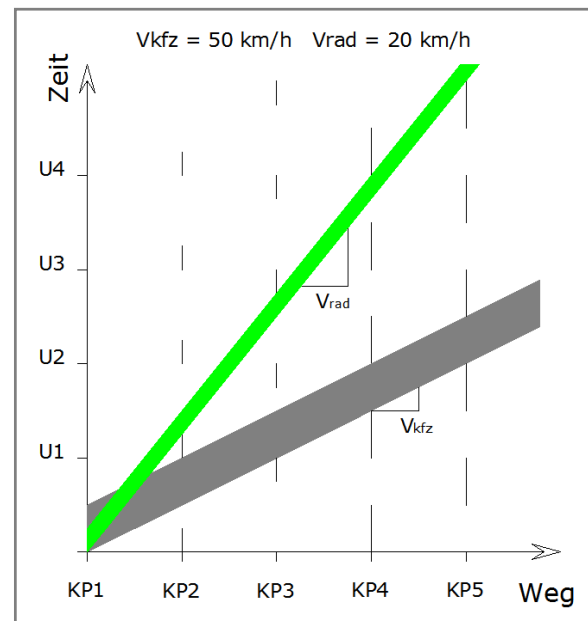


Abbildung 11: Fall 6

Der Radverkehr und der Kfz-Verkehr sind mit speziellen Ausnahmen nicht in einer gemeinsamen Grünen Welle koordinierbar. Taylor (Taylor & Mahmassani, 2000) schlägt daher ein Verfahren vor um dieses multikriterielle Problem zu lösen. Die Kriterien, die dabei optimiert werden müssen sind:

- Maximale Koordinierung des Radverkehr auf der koordinierten Strecke
- Maximale Koordinierung des Kfz-Verkehrs auf der koordinierten Strecke
- Maximierung der Koordinierung des ÖV (falls vorhanden)
- Minimierung der Wartezeiten der querenden Straßen

Durch eine kontinuierliche Erfassung aller Verkehrsarten kann so eine optimierte verkehrsadaptive Netzsteuerung für alle Verkehrsarten erfolgen.

3.4 Vereinbarkeit Grüne Welle für Radverkehr und ÖV

In Wien liegt die mittlere Reisegeschwindigkeit im öffentlichen Verkehr bei 15 km/h (Winkler, 2008). Dies ist im interstädtischen Vergleich ein relativ niedriger Wert. In München liegt die mittlere Reisegeschwindigkeit für Busse bei 18 km/h und für Straßenbahnen bei 20,1 km/h (MVG, 2006). In Berlin beträgt die Reisegeschwindigkeit im Busverkehr 19,6 km/h (Berliner Zeitung, 2004). In Bonn liegt die Reisegeschwindigkeit von Straßenbahnen bei 18,2 km/h (Stadtwerke Bonn GmbH, 2008). Bei der Reisegeschwindigkeit des ÖV in Wien ist daher noch Verbesserungspotential vorhanden. Die Reisegeschwindigkeiten im ÖV in den genannten Städten liegen mit 18 bis 20 km/h genau im Bereich der Durchschnittsgeschwindigkeiten der Radfahrer. Eine gleichzeitige Koordinierung des Radverkehrs und von Bussen und Straßenbahnen mit einer Progressionsgeschwindigkeit von ca. 20 km/h scheint daher durchaus realisierbar.

Die Reisegeschwindigkeit des ÖV setzt sich aus der Fahrzeit, den Halten an den Haltestellen und sonstige Halte zusammen. Die Fahrgeschwindigkeit muss daher wesentlich höher sein als die der Radfahrer um die gleiche Reisegeschwindigkeit zu erreichen. Daher ist es für eine Koordinierung notwendig, dass der Radverkehr auf einer vom ÖV getrennten Fläche abgewickelt wird. Würden beide Verkehrsmittel z.B. einen gemeinsamen Bus- und Fahrradfahrstreifen befahren, wird der Busverkehr zwischen den Haltestellen durch den langsameren Radverkehr aufgehalten. Im Bereich der Haltestellen wird der Radverkehr durch den haltenden Bus behindert. Können aber beide Verkehrsmittel ihre gewünschte Geschwindigkeit frei entfalten, resultiert eine annähernd gleiche Reisegeschwindigkeit, die die Voraussetzung für eine gemeinsame Grünen Welle bildet. Je nach Knotenpunktabstand, Umlaufzeit und Grünbandbreite sollte die Position der Haltestellen des ÖV vor oder nach dem Knotenpunkt angeordnet werden um unnötige Halte zu vermeiden. Eine Dehnung der Grünphasen durch die Anmeldung des ÖV ist auch auf einer koordinierten Strecke möglich, da die Dehnung im Normalfall zu Lasten der querenden Relation erfolgt. Die Beispiele der Grünen Welle für Radfahrer in Kopenhagen und Amsterdam bestätigen, dass auch der ÖV von der Grünen Welle profitieren kann. In Amsterdam ist der Unterschied allerdings wesentlich größer als in Kopenhagen.

In Abbildung 12 ist eine beispielhafte Grüne Welle mit einer Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h und einer Grünbandbreite von 30 Sekunden dargestellt. Der Abstand der Haltestellen beträgt ca. 300 m, die Aufenthaltszeit 25 Sekunden. Der ÖV kann in diesem Beispiel ohne Aufenthalt an Knotenpunkten abgewickelt werden.

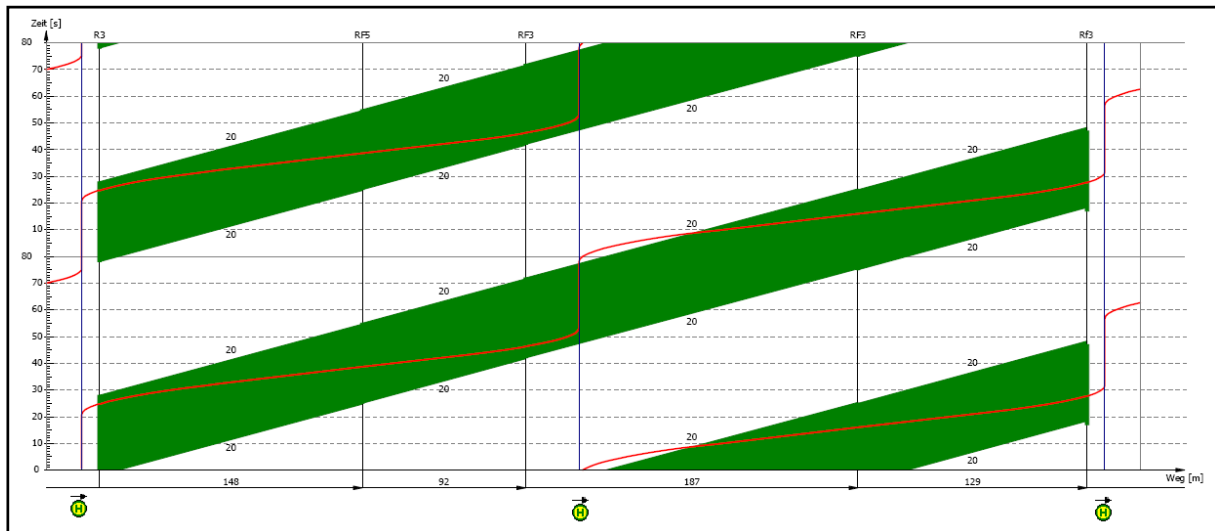


Abbildung 12: Koordinierung des Radverkehrs und des ÖV in einer gemeinsamen Grünen Welle

Ein Problem bei der Koordinierung des Radverkehrs auf Strecken auf denen auch ÖV vorhanden ist, ist die Radfahrerführung im Bereich der Haltestellen. Konflikte zwischen ein- und aussteigenden Fahrgästen und Radfahrern können vermieden werden, indem die Wartefläche zwischen dem Fahrweg des ÖV und der Radverkehrsanlage situiert wird (vgl. Abbildung 13). So kann der Fahrgastwechsel ohne Konflikt mit dem Radverkehr erfolgen. Das Betreten und Verlassen der Wartefläche kann erfolgen, wenn sich gerade kein Radfahrerpulk im Bereich der Haltestelle befindet. Auf der Norrebrogade in Kopenhagen hält der Bus teilweise direkt neben dem Radweg (vgl. Abbildung 14). Die Fahrgäste treten aus dem Bus auf den Radweg und umgekehrt. Die Radfahrer müssen in diesem Fall hinter dem Bus warten. Nach Ende des Fahrgastwechsels setzt sich der Radfahrerpulk wieder in Bewegung. Diese Variante funktioniert in Kopenhagen auch bei einer Frequenz von einem Bus pro zwei Minuten und ca. 600 Radfahrern je Richtung. Allerdings scheint diese Variante nicht für alle Städte geeignet zu sein, da sie ein großes Maß an Rücksicht verlangt, das nicht überall gegeben ist. Die Behinderung des Radverkehrs während des Fahrgastwechsels ist nicht ideal, weshalb auch in Kopenhagen versucht wird zwischen Radweg und Fahrbahn eine Wartefläche für Fahrgäste anzuordnen.



Abbildung 13: Kopenhagen, Bushaltestelle mit provisorischem Haltestellen-Kap (A. Weninger)



Abbildung 14: Kopenhagen, Bushaltestelle direkt am Radweg (M. Szeiler)

3.5 Vereinbarkeit Grüne Welle für Radverkehr und Fußgängerverkehr

Eine Grüne Welle für Radfahrer ist, wie bereits in Kapitel 3.2 erwähnt, auf gemeinsamen Geh- und Radwegen nicht sinnvoll. Eine Interaktion zwischen Radfahrern und Fußgängern ist hier unvermeidbar, was zu geringeren und inhomogenen Geschwindigkeiten der Radfahrer führt. Der Anteil der Radfahrer, die der Grünen Welle folgen können, nimmt ab.

Durch eine veränderte Progressionsgeschwindigkeit der Lichtsignalanlagen entlang von Straßenzügen wird keine Beeinträchtigung des Fußgängerverkehrs erwartet. Fußgänger legen im Allgemeinen keine längeren Strecken entlang von Hauptverkehrsstraßen zurück, wodurch es nicht sinnvoll ist die Fußgänger bei einer Koordinierung der Lichtsignalanlagen zu berücksichtigen. Wichtig für die Fußgänger ist einer ausreichende Freigabezeit, die ihnen das queren der Fahrbahn ermöglicht, und eine möglichst geringe Wartezeit. Eine geringe

Wartezeit kann durch eine geringe Umlaufzeit erreicht werden, die auch den Radfahrern entgegen kommt. Eine ausreichende Freigabezeit sollte in jedem Fall gewährleistet sein.

Wenn der Radverkehr auf einem straßenbegleitenden Radweg geführt wird, können Halte der Radfahrer an reinen Fußgängerlichtsignalanlagen vermieden werden, indem zwischen der Fahrbahn und dem Radweg eine Aufstellfläche für die Fußgänger geschaffen wird. Da der Fußgänger die Breite des Radweges nicht innerhalb der Freigabezeit überwinden muss, verkürzt sich für die Fußgänger die innerhalb der Freigabezeit zu überwindende Strecke. Dadurch verkürzt sich die erforderliche Zwischenzeit und die Freigabezeit kann entsprechend verlängert werden. Für den Radfahrer entfällt eine LSA, wodurch er weniger aufgehalten werden kann. Außerdem wird der Radfahrer nicht verleitet die LSA bei rot zu passieren. Auf der Beispielstrecke in Wien wurde beobachtet, dass Radfahrer das Rotsignal an reinen Fußgänger-LSA zu einem großen Teil nicht beachten. In vielen Fällen querten keine Fußgänger, was den Sinn für das Warten an einer Fußgänger-LSA in Frage stellt. In dem Bereich, wo sich die Fußgänger- und Radfahrerströme kreuzen sollte entweder der Vorrang geregelt werden oder auf die gegenseitige Rücksichtnahme zwischen Fußgängern und Radfahrern hingewiesen werden. Nur bei sehr großen Fußgängerverkehrsströmen sollte eine zeitliche Trennung von Fußgänger und Radfahrerströmen erfolgen.

Im Bereich von Knotenpunkten sollte der Radfahrer zwischen Gehweg und Fahrbahn geführt werden. Die Trennung zwischen Gehweg und Radweg sollte dabei durch einen Bordstein unterstrichen werden. So können Konflikte mit wartenden Fußgängern ausgeschlossen werden. Außerdem ist der Radfahrer gut sichtbar für rechts-abbiegende Fahrzeuge, was die Unfallgefahr verringert.

3.6 RFID-Technologie im Radverkehr

Der Einsatz von RFID-Tags (dt: Radio Frequenz Identifikations-Etikett) im Radverkehr wurde bis jetzt vor allem in Hinblick auf den Schutz von Fahrrädern vor Diebstahl diskutiert. In Amsterdam wird nun erwogen, die RFID-Technologie auch für die Anmeldung von Radfahrern an Lichtsignalanlagen anzuwenden (Fietsberaad, 2007). Die derzeit verwendeten Induktionsschleifen können zum Beispiel Fahrräder die aus Karbon bestehen nicht erkennen. Dieses Problem ließe sich durch den Einsatz von RFID-Tags lösen. Durch die kontaktfreie Erfassung ist es möglich Gruppen von Radfahrern im Vorfeld oder direkt an

Lichtsignalanlagen zu erfassen und die Signalisierung entsprechend anzupassen. Das Ziel ist die Grünzeit nicht unbedingt für den ersten Radfahrer, der sich an einer Lichtsignalanlage per Induktionsschleife oder Drucktaster anmeldet, anzupassen, sondern für einen Pulk von Radfahrern, der sich der Lichtsignalanlage nähert.

Die Vorteile bei der RFID-Technologie im Vergleich zu Induktionsschleifen liegen in der genaueren Erfassung von Radfahrern in einem bestimmten Bereich, da auch stehende Radfahrer und Karbonfahrräder erfasst werden können. Es können so Radfahrer Pulks und deren Geschwindigkeit im Netz erfasst werden. Mit diesen Informationen kann dann die Steuerung von Lichtsignalanlagen beeinflusst werden. Als Folge wäre es für den einzelnen Radfahrer günstiger sich mit anderen zu einem Pulk zusammenschließen um an signalisierten Knotenpunkten priorisiert zu werden. Es ist zu untersuchen inwiefern sich durch die Anwendung dieses Systems das Verhalten der Radfahrer ändert und wie es sich auf die Reisezeit auswirkt.

Bis jetzt ist die RFID-Technologie jedoch noch nicht genug ausgereift um in einem Feldversuch zur Verkehrsbeeinflussung erprobt zu werden. Insbesondere bei den Kosten, der Erfassung, der Einpassung in das Straßenbild und in Fragen der Privatsphäre gibt es noch Entwicklungsbedarf und rechtliche Fragen zu klären. Sollte sich die RFID-Technologie aber zum Beispiel zur Bekämpfung von Fahrraddiebstählen durchsetzen, so ist durchaus zu prüfen, welche Möglichkeiten sich damit auch im Bereich der Verkehrsbeeinflussung ergeben.

3.7 Vision einer Verkehrsmittelübergreifenden Netzsteuerung

Für die österreichische Region Wien, Niederösterreich und Burgenland (Vienna Region) wird derzeit das verkehrsmittelübergreifende Verkehrsinformationssystem „ITS Vienna Region“ entwickelt. Ziel ist es hochqualitative und immer aktuelle Verkehrsservices für alle Verkehrsteilnehmer kostenlos zur Verfügung zu stellen. Neben Informationen bezüglich aller Verkehrsmodi (Fußgänger, Radfahrer, ÖV und MIV) wird auch der kombinierte Verkehr (Park & Ride und Bike & Ride) berücksichtigt. Gleichzeitig wird im Projekt „cooperatiV“ ein System für eine verkehrsadaptive Netzsteuerung und ein betreiberübergreifendes Strategiemangement entwickelt. Die Projekte ITS Vienna Region und cooperatiV sind über

eine Schnittstelle verbunden, wodurch ein direkter Einfluss auf die Verkehrsabwicklung im ÖPNV und MIV möglich ist.

Das Projekt ITS Vienna Region liefert z.B. für eine Route die Informationen komplexe Reisezeit und Entfernung für alle Verkehrsmodi. Dadurch ist ein direkter Vergleich aller Verkehrsmodi möglich ist. Der Preis der je Verkehrsmodi anfällt wird (bis jetzt) nicht berücksichtigt. Für den Radverkehr liegt die Bedeutung des Projekts ITS Vienna Region im statischen Routenplaner, der den Vergleich mit anderen Verkehrsmodi ermöglicht. Allerdings ist das Leihfahrradsystem „City Bike“ der Stadt Wien nicht mit in die Informationsplattform eingebunden, wodurch der Nutzen für den radfahrorientierten Verkehrsteilnehmer eingeschränkt bleibt. Im Projekt cooperatiV wird der Radverkehr ganz außen vor gelassen.

In einer echten verkehrsmittelübergreifenden Netzsteuerung sollte auch der Radverkehr berücksichtigt werden. Dazu muss der Radverkehr flächendeckend erfasst werden und entsprechende Optionen in die Steuerung impliziert werden. So könnte z.B. bei einem hohen Radverkehrsaufkommen und gleichem oder niedrigerem MIV-Aufkommen die Koordinierung für die Bedürfnisse der Radfahrer erfolgen. Ähnliches gilt auf Strecken, auf denen der MIV Stauerscheinungen aufweist und in der Folge eine Koordinierung keinen Vorteil mehr bringt. In diesem Fall könnte ebenfalls die Priorität in Richtung Radverkehr verschoben werden.

4 Beispiele für Koordinierungen im Radverkehr

Beispiele für Koordinierungen für Radfahrer kommen aus den Fahrradländern Dänemark und den Niederlanden. In Kopenhagen wurden bereits zwei Grüne Wellen für Radfahrer eingerichtet. In Odense/Dänemark wurde eine Grüne Welle mit visueller Unterstützung entwickelt und seit kurzem gibt es auch in Amsterdam die erste Grüne Welle für Radfahrer.

4.1 Kopenhagen/Dänemark

Die Stadt Kopenhagen verfolgt schon seit längerer Zeit das Ziel den Radverkehrsanteil zu erhöhen und vor allem Fahrten mit dem Auto auf Fahrten mit dem Fahrrad zu verlagern. Ein Ansatzpunkt wurde darin gesehen die Geschwindigkeit des Radverkehrs auf mittleren Distanzen gegenüber dem Kfz-Verkehr zu erhöhen. Das konkrete Ziel ist die Reisegeschwindigkeit von Radfahrern auf Strecken von mehr als 5 km Länge um 10 % zu erhöhen. Ein Mittel um diese Ziel zu erreichen ist das Einrichten von Grünen Wellen, die auf die Geschwindigkeit von Radfahrern abgestimmt sind.

Die erste Grüne Welle für Radfahrer in Kopenhagen wurde im Jahr 2004 provisorisch auf der Straße Norrebrogade eingerichtet. Im Jahr 2006 wurde die Grüne Welle dann nach einer erfolgreichen Testphase permanent eingerichtet und umfasst nun zwölf signalisierte Knotenpunkte auf einer Strecke von 2,2 km. Die Norrebrogade ist eine radiale Straße, die bis in das Zentrum von Kopenhagen führt. Nahe dem Stadtzentrum treten Radverkehrsstärken von 30.000 RF/d bei gleichzeitig 17.000 Kfz/d auf. Am stadtauswärtigen Ende beträgt das Verkehrsaufkommen 15.000 RF/d und 16.000 Kfz/d. Die meisten der Kraftfahrzeuge (80 %) haben ihr Ziel entlang der Norrebrogade, 20 % sind Durchgangsverkehr. Außerdem wird die Norrebrogade von zwei Buslinien befahren. In der Spitzenstunde verkehrt ca. ein Bus pro Minute.

Die Koordinierung der Lichtsignalanlagen wurde auf eine Radfahrgeschwindigkeit von 20 km/h abgestimmt. Morgens fahren 75 % der Radfahrer Richtung Zentrum, nachmittags fahren 56 % der Radfahrer stadtauswärts. Deswegen wird die Grüne Welle am Morgen Richtung Zentrum optimiert und am Nachmittag Richtung stadtauswärts. Abbildung 15 zeigt das Verkehrszeichen, das die Grüne Welle für Radfahrer anzeigt.



Abbildung 15 Verkehrszeichen: Grüne Welle von 6:30 Uhr bis 12:00 bei 20 km/h (Kopenhagen)

Zur Evaluation der Reisegeschwindigkeit wurde eine GPS- und GIS-basierte Technik entwickelt. Mit einem Messfahrrad, das mit einem GPS-fähigen PDA ausgerüstet ist, werden Radfahrer, die die koordinierte Strecke befahren, verfolgt. Wenn keine Radfahrer vorhanden sind, wird versucht das Verhalten eines durchschnittlichen Radfahrers zu imitieren und mit einer Geschwindigkeit von ca. 20 km/h gefahren. Aus den erhobenen Daten wurden Geschwindigkeitsprofile über die koordinierte Strecke erstellt. Anhand der Geschwindigkeitsprofile lässt sich auch die Anzahl der Halte ablesen. Abbildung 16 zeigt das Geschwindigkeitsprofil am Morgen stadteinwärts vor der Einrichtung der Grünen Welle.

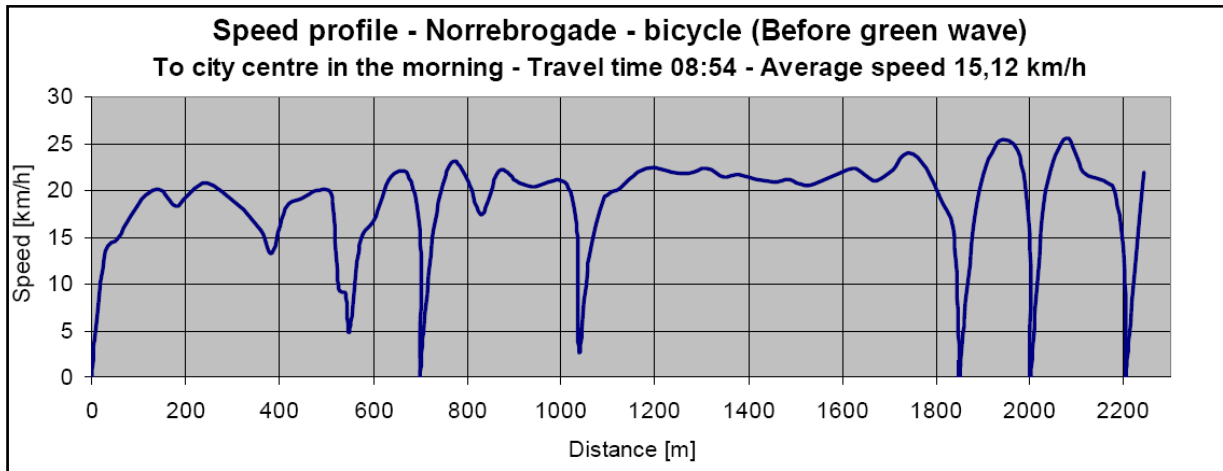


Abbildung 16 Geschwindigkeitsprofil Radfahrer Norrebrogade vor der Grünen Welle stadteinwärts am Morgen

Die Reisezeit beträgt 8:54 min bei einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 15,12 km/h. Es kommt zu sechs Halten. Abbildung 17 zeigt das Geschwindigkeitsprofil am Morgen stadteinwärts nach Einrichtung der Grünen Welle.

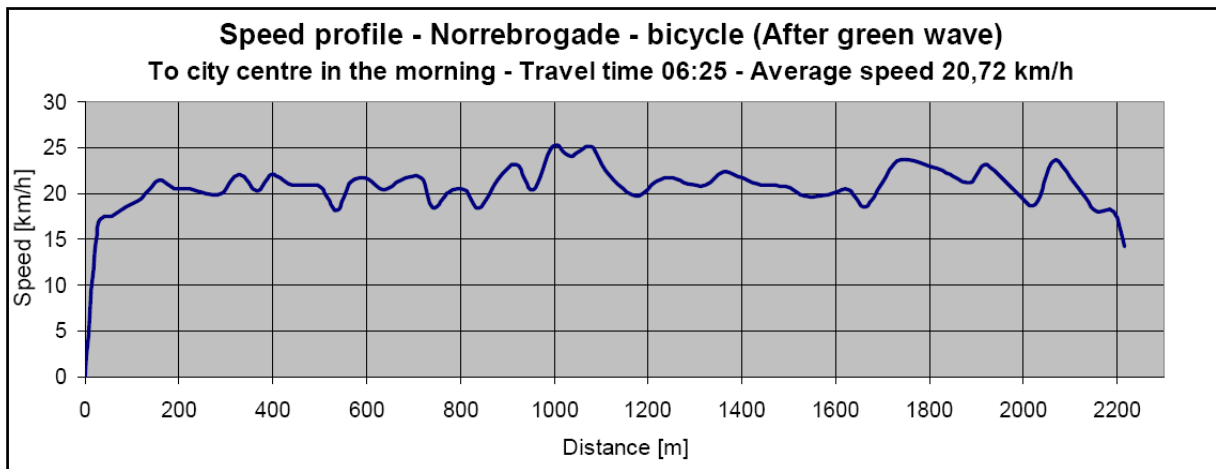


Abbildung 17 Geschwindigkeitsprofil Radfahrer Norrebrogade nach der Grünen Welle stadteinwärts am Morgen

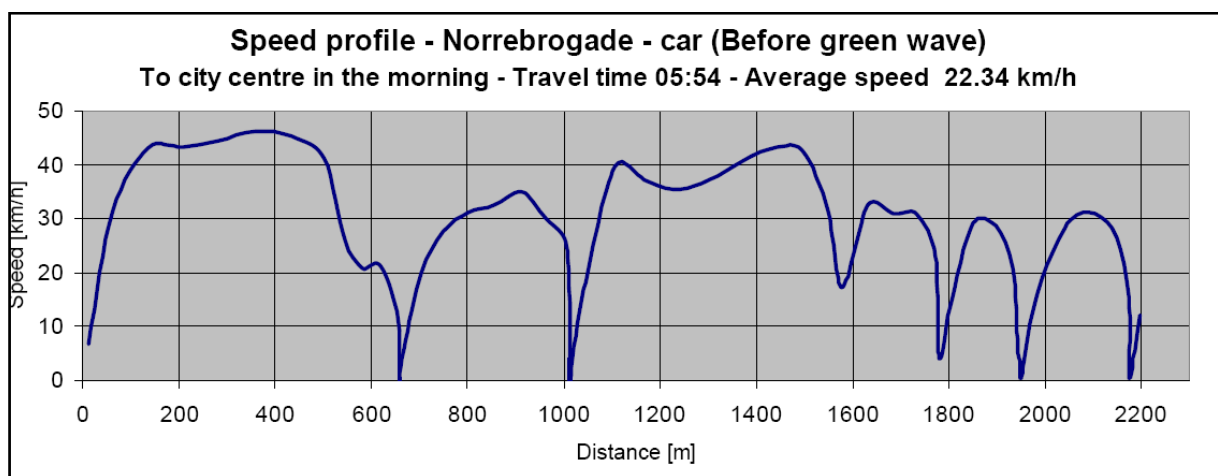
Die Reisezeit beträgt nun 6:25 min bei einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 20,72 km/h. Es konnten alle sechs Halte vermieden werden und 2:29 min Reisezeit gespart werden. Die Reisezeiteinsparung für beide Richtungen ist in Tabelle 9 dargestellt.

Tabelle 9 Eingesparte Halte und Reisezeit für Radfahrer nach Einführung der Grünen Welle auf der Norrebrogade

	Gesparte Halte	Gesparte Reisezeit
Grüne Welle am Morgen stadteinwärts	6	2:29
Am morgen stadtauswärts	1	0:35
Grüne Welle am Nachmittag Stadtauswärts	3	1:13
Am Nachmittag stadteinwärts	0	0:36

Am Nachmittag können stadtauswärts drei Halte und 1:13 min Reisezeit gespart werden. Für die nicht optimierte Richtung kann jeweils etwa eine halbe Minute Reisezeit eingespart werden.

Auch für den Kfz-Verkehr wurden vor und nach der Einrichtung der Grünen Welle für Radfahrer Geschwindigkeitsprofile mittels GPS- und GIS basierter Verfolgung erstellt. Dafür wurde mit einem Messfahrzeug im Fahrzeugstrom mitgefahren. Abbildung 18 zeigt das Geschwindigkeitsprofil des Kfz-Verkehrs am Morgen Richtung Zentrum.

**Abbildung 18** Geschwindigkeitsprofil Kfz-Verkehr Norrebrogade vor der Grünen Welle stadteinwärts am Morgen

Die Reisezeit beträgt 5:54 min bei einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 22,34 km/h. Es kommt zu fünf Halten. Nach der Einrichtung der Grünen Welle für Radfahrer beträgt die Reisezeit für den Kfz-Verkehr 6:00 min. Bei einer Durchschnittsgeschwindigkeit von 22,36 km/h (vgl. Abbildung 19).

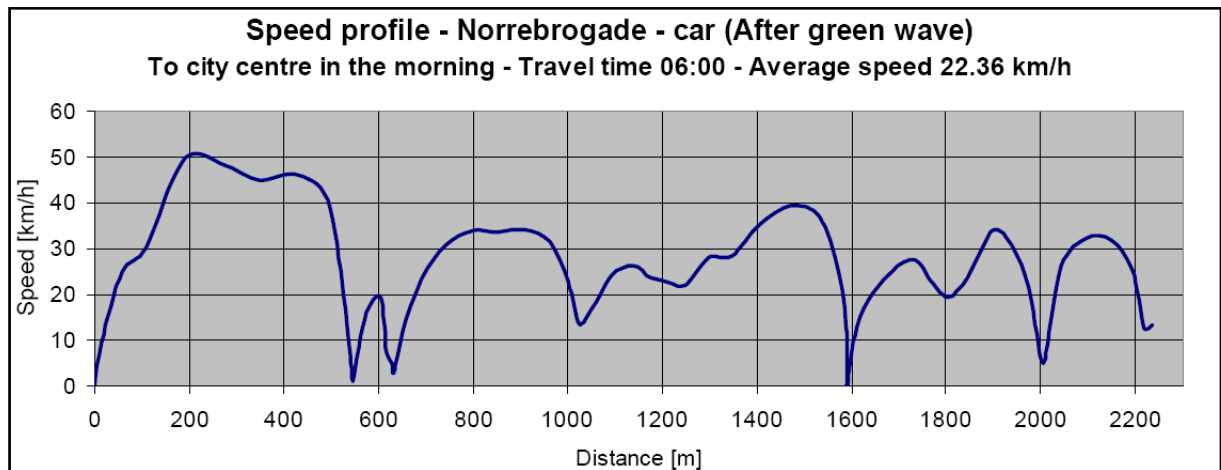


Abbildung 19 Geschwindigkeitsprofil Kfz-Verkehr Norrebrogade nach der Grünen Welle stadteinwärts am Morgen

Auf der einen Seite erhöht sich also die Reisezeit marginal um sechs Sekunden, auf der anderen Seite entfällt dafür ein Halt. Die Koordinierung der Knotenpunkte für die Bedürfnisse der Radfahrer hat in diesem Fall kaum Auswirkungen auf die Qualität des Verkehrsablaufs für den Kfz-Verkehr. In der Gegenrichtung und am Nachmittag können für den Kfz-Verkehr sogar Reisezeitgewinne von 30 bis 48 Sekunden beobachtet werden (vgl. Tabelle 10).

Tabelle 10 Eingesparte Halte und Reisezeit für den Kfz-Verkehr nach Einführung der Grünen Welle auf der Norrebrogade

	Gesparte Halte	Gesparte Reisezeit
Grüne Welle am Morgen stadteinwärts	1	0:00
Am morgen stadtauswärts	1	0:30
Grüne Welle am Nachmittag Stadtauswärts	1	0:48
Am Nachmittag stadteinwärts	0	0:30

In der Untersuchung wurden auch die Reisezeiten des Busverkehrs erhoben. Die Ergebnisse sind in Tabelle 11 dargestellt.

Tabelle 11 Reisezeit für Busse vor und nach der Einführung der Grünen Welle für Radfahrer auf der Norrebrogade

	Vorher [min]	Nachher [min]
Grüne Welle am Morgen stadteinwärts	8:52	8:56
Am morgen stadtauswärts	6:27	6:54
Grüne Welle am Nachmittag Stadtauswärts	11:59	11:46
Am Nachmittag stadteinwärts	5:55	6:45

Richtung Zentrum erhöht sich die Reisezeit für Busse am Morgen leicht um vier Sekunden (+1 %). Stadtauswärts steigt die Reisezeit von 6:27 min auf 6:54 min um 27 Sekunden (+7 %). Am Nachmittag, wenn die Grüne Welle stadtauswärts geschaltet ist, verringert sich die Reisezeit für Busse stadtauswärts um 13 Sekunden (-2 %). Stadteinwärts erhöht sie sich aber um 50 Sekunden (+13 %). Die Reisezeit im Busverkehr veränderte sich in Richtung der Grünen Welle kaum. Gegen die Grüne Welle erhöht sich die Reisezeit leicht.

In Kopenhagen wurde noch eine weitere Grüne Welle auf der Farimagsgade eingerichtet. Dabei werden vier signalisierte Knotenpunkte auf einer Strecke von 350 m koordiniert. Hier wurde erreicht, dass in beiden Richtungen für Radfahrer keine Halte mehr auftreten. Die Reisezeiten konnten in nördlicher Richtung von 1:54 min auf 1:24 und in südlicher Richtung von 1:53 min auf 1:05 min reduziert werden.

Da es noch mehr Straßen in Kopenhagen mit einem ähnlichen Radfahrerverkehrsaufkommen gibt wie die Norrebrogade, ist geplant noch zwei bis drei weitere Grüne Wellen für Radfahrer einzurichten.

4.2 Amsterdam/Niederlande

In Amsterdam wurde eine Grüne Welle für Radfahrer in der Raadhuisstraat im November 2007 eingerichtet. Die Raadhuisstraat ist eine radiale Straße, die bis ins Zentrum von Amsterdam führt. Das Verkehrsaufkommen in der Raadhuisstraat beträgt 8.000 RF/d, 12.000 Kfz/d, 15 Straßenbahnen und 8 Busse in der Spitzenstunde. Die koordinierte Strecke ist 500 m lang und umfasst 11 Lichtsignalanlagen. Laut (Verkeerskunde, 2008) können in beiden Fahrtrichtungen alle Lichtsignalanlagen bei grün passiert werden, wenn der Radfahrer mit einer mittleren Geschwindigkeit von 18 km/h fährt. Laut (Amsterdam, 2007) funktioniert die Grüne Welle durchgehend nur Richtung stadtauswärts. Negative Auswirkungen auf den

Radverkehrsfluss haben in der Praxis falschparkende Fahrzeuge, die die Radfahrer aufhalten, die so der Grünen Welle nicht mehr folgen können.

Bei der Grünen Welle für Radfahrer in Amsterdam wird den Radfahrern die Grüne Welle und die Progressionsgeschwindigkeit nicht explizit mittels Verkehrszeichen angezeigt. Es wird darauf gesetzt, dass der einzelne Radfahrer die Geschwindigkeit für sich selbst herausfindet, bei der er die Strecke innerhalb der Grünen Welle durchfahren kann. Bereits bevor die neue Regelung publiziert wurde hat es positive Rückmeldungen von Radfahrern gegeben, die die Koordinierung der Lichtsignalanlagen bereits bemerkt hatten.

Bei der Koordinierung werden die Lichtsignalanlagen festzeitgesteuert, die Umlaufzeit beträgt dabei 60 Sekunden. Auch der Bus- und Straßenbahnverkehr profitiert von der Koordinierung und fährt mit der gleichen Geschwindigkeit wie die Radfahrer mit. Die Reisezeit verringert sich für Straßenbahnen um ca. 1:30 Minuten und für stadtauswärts fahrende Busse um ca. 3:00 Minuten. Die Reisezeit für den Kfz-Verkehr erhöht sich dagegen stadtauswärts um 45 Sekunden. Aus diesem Grund ist die Grüne Welle für Radfahrer auch in der Fahrradstadt Amsterdam nicht unumstritten.

4.3 Odense/Dänemark

Odense ist eine Stadt mit ca. 186.000 Einwohnern auf der Insel Fünen in Dänemark. Odense gilt als Experimentierstadt für den Radverkehr. In Odense wurde eine Grüne Welle für Radfahrer eingerichtet, die zwei lichtsignalgeregelte Knotenpunkte miteinander verbindet. Der Abstand der Knotenpunkte beträgt ca. 450 m. Da Radfahrer ihre momentane Geschwindigkeit meist nicht genau kennen, und daher eine vorgegebene Geschwindigkeit (z.B. die Progressionsgeschwindigkeit) nicht exakt einhalten können, wurde in Odense versucht die Grüne Welle zu veranschaulichen. So weiß ein Radfahrer stets, ob der sich in der Grünen Welle befindet oder nicht. Dazu wurde entlang der Strecke 45 Pfosten, mit einer Höhe von 30 cm und mit grünen Leuchten ausgerüstet, installiert. Die Leuchten an den Pfosten leuchten progressiv in Fahrrichtung auf und leuchten jeweils solange wie die Grünzeit an der folgenden Lichtsignalanlage dauert. Dadurch entsteht eine visuelle Grüne Welle mit einer Progressionsgeschwindigkeit von 15 km/h. Solang man auf Höhe der grünen Leuchten fährt, ist sichergestellt, dass man die nächste Lichtsignalanlage bei grün passieren kann.

Der Vorteil dieses Systems liegt darin, dass die Radfahrer immer genau wissen, ob sie in der Grünen Welle fahren oder nicht und ihre Geschwindigkeit entsprechend anpassen können. So können Radfahrer auch über längere Distanzen in einer Grünen Welle geführt werden, ohne

dass sich ein Pulk auflöst. Nachteile dieses Systems sind die anfallenden Installations- und Unterhaltskosten im Vergleich zu einer einfachen Beschilderung. Die Progressionsgeschwindigkeit von 15 km/h ist relativ gering und eher für Ältere Menschen und Schulkinder geeignet als z.B. für Pendler.

Auf einer anderen Strecke wurden sechs elektronische Anzeigetafeln installiert, die den Radfahrern anzeigen mit welcher Geschwindigkeit sie momentan fahren. Die Progressionsgeschwindigkeit der Grünen Welle beträgt hier 22 km/h. Der Radfahrer kann dadurch einschätzen, ob seine Geschwindigkeit gegenüber der Grünen Welle zu hoch oder zu niedrig ist und die Geschwindigkeit entsprechend anpassen. Im Vergleich zur visualisierten Grünen Welle kann der Radfahrer bei diesem System nicht direkt erkennen, ob er sich in einer Grünen Welle befindet oder nicht. Er kann nur einschätzen ob seine Geschwindigkeit zu der angegebenen Geschwindigkeit der Grünen Welle passt. Im Vergleich zur reinen Beschilderung kann der Radfahrer seine Geschwindigkeit jedoch besser einschätzen und anpassen, wodurch sich die Wahrscheinlichkeit erhöht, dass er im Bereich der Grünen Welle bleibt. Außerdem wird die Fähigkeit der Einschätzung der eigenen Geschwindigkeit gefördert.



Abbildung 20: Ankiündigung der Grünen Welle mit Angabe der Progressionsgeschwindigkeit in Odense (Tom Bertulis)



Abbildung 21: Digitale Anzeige der Momentangeschwindigkeit für Radfahrer in Odense

5 Simulation einer Grünen Welle für den Radverkehr in Wien

5.1 Beschreibung der Beispielroute

Als zu untersuchende Beispielradroute wurde eine Radialroute in Wien ausgewählt. Diese verbindet den 2. Wiener Gemeindebezirk (Leopoldstadt) mit dem 1. Wiener Gemeindebezirk, der das Stadtzentrum bildet. Die Route führt von der Reichsbrücke über die Lassallestraße, Praterstraße und Aspernbrückengasse zum Donaukanal, wo der Anschluss an den Ring erfolgt, der den 1. Bezirk umschließt. Die Strecke ist ca. 2,3 km lang und teilt sich etwa zur Hälfte auf die Lassallestraße und die Praterstraße auf.

Zwischen diesen beiden Teilstrecken befindet sich der Praterstern, ein bedeutender Verkehrsknotenpunkt sowohl für den öffentlichen Verkehr als auch für den Kraftfahrzeugverkehr. Derzeit wird der Praterstern neu gestaltet, wodurch sich auch die Verkehrsführung für den Radverkehr ändern wird. Die folgende Untersuchung bezieht sich auf die Bestandssituation vor Beginn der Bauarbeiten.

Auf der Lassallestraße ist auf der nördlichen Seite ein Zweirichtungsradweg mit einer Breite von 2,40 m angeordnet. Auf einer Strecke von einem Kilometer Länge befinden sich vier LSA für den Radverkehr. Zwei weitere LSA liegen auf der Radroute im Bereich des Pratersterns. Auf der Praterstraße und der Aspernbrückengasse gibt es auf beiden Seiten einen Einrichtungsradweg mit einer Breite von 1,40 m und einem Sicherheitsstreifen von 0,60 m zum Parkstreifen. Auf einer Strecke von einem Kilometer gibt es sechs LSA für den Radverkehr. Insgesamt muss der Radfahrer Richtung stadtauswärts (Reichsbrücke) 15 LSA durchfahren und stadteinwärts 12 LSA.

Eine Übersichtskarte in Abbildung 22 zeigt die räumliche Einordnung der Radroute in das Wiener Stadtgebiet. Eine schematische Darstellung der untersuchten Route ist in Abbildung 23 dargestellt.

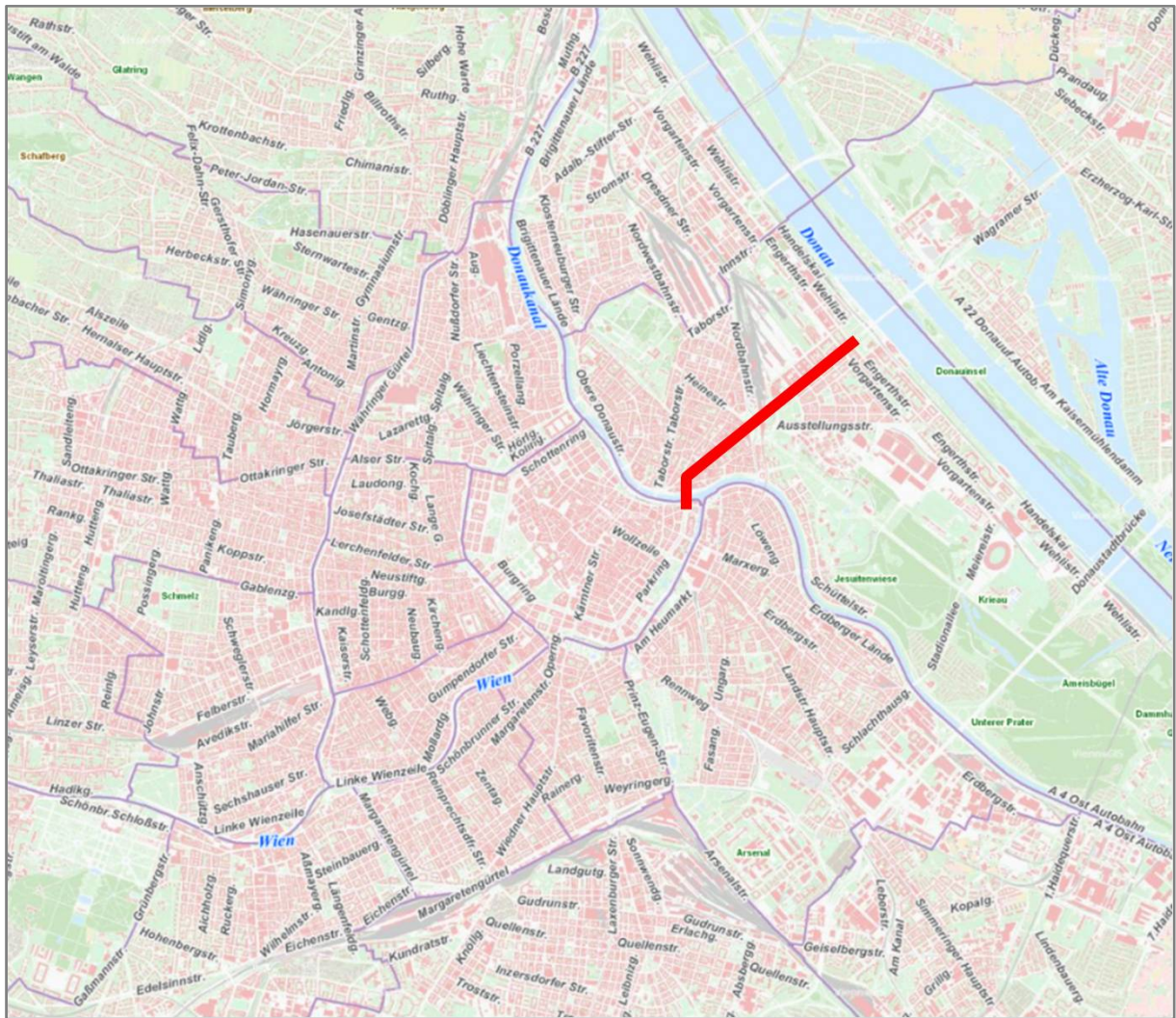


Abbildung 22: Einordnung der Beispielroute (rot) in das Wiener Stadtgebiet



Abbildung 23: Schematische Darstellung der Beispielroute

Auf der Lassallestraße ist im Bereich der Vorgartenstraße eine Dauerzählstelle für den Radverkehr installiert. Aus den Ergebnissen der Zähldaten ergibt sich für das Jahr 2008 ein DTV von 1.730 RF/d für beide Richtungen. An Spizentagen wurden bis zu 5.390 RF/d registriert. Für Sonn- und Feiertage liegt der DTV bei 1.970 RF/d bei einem Maximalwert von 6.260 RF/d (Snizek & Partner)

Im Tagesverlauf liegt die Morgenspitzenstunde an Werktagen zwischen 8:00 bis 9:00 Uhr (vgl. Abbildung 24). Die nachmittägliche Spitzenstunde tritt zwischen 17:00 und 18:00 Uhr auf. Da die Route das Stadtzentrum mit dem Naherholungsgebiet Donauinsel verbindet, wird die Route vor allem an Sonn- und Feiertagen auch stark durch den Freizeitverkehr genutzt.

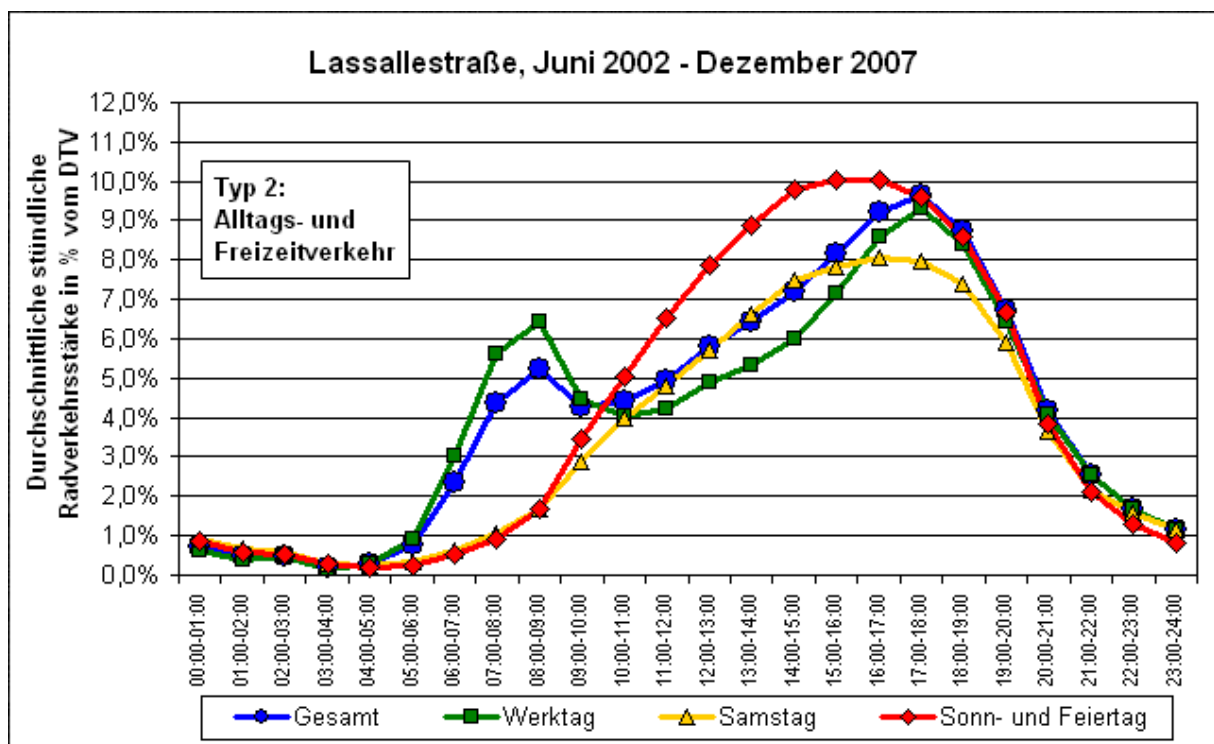


Abbildung 24: Tagesganglinie Radfahrer Dauerzählstelle Lassallestraße (Snizek & Partner)

Die untersuchte Strecke ist gleichzeitig eine wichtige radiale Verbindung für den Kraftfahrzeugverkehr, die den 2., 21. und 22. Wiener Gemeindebezirk mit dem Stadtzentrum verbindet. Die Lassallestraße ist mit drei Fahrstreifen je Richtung ausgebaut. Der DTV beträgt im MIV ca. 47.000 Fzg/d. Die Morgenspitzenstunde liegt mit ca. 4.000 Fzg/h zwischen 7:30 Uhr und 8:30 Uhr, die Nachmittagsspitzenstunde liegt mit ca. 3.500 Fzg/h zwischen 16:45 Uhr und 17:45 Uhr.

In der Praterstraße sind zwei Fahrstreifen je Richtung für den MIV vorhanden. Der DTV liegt bei ca. 17.000 Fzg/d. In den Spitzenstunden beträgt die Verkehrsstärke ca. 1.900 Fzg/h. In der Morgenspitzenstunde staut sich der Verkehr stadteinwärts oft vom Knoten Untere Donaustraße/Aspernbrückengasse bis zum Praterstern zurück.

In Wien werden derzeit 4 % bis 6 % aller Wege mit dem Fahrrad zurückgelegt. Laut dem Wiener Masterplan Verkehr wird für das Jahr 2010 ein Radverkehrsanteil von 8% angestrebt. Im Umfeld der Lassallestraße werden derzeit zahlreiche Bauvorhaben realisiert oder sind in Planung. Diese werden die Verkehrsnachfrage im 2. Bezirk und darüber hinaus erhöhen. Um einen möglichst großen Teil dieser Verkehrsnachfrage für den Radverkehr zu gewinnen, ist es notwendig dem Radverkehr eine attraktive Verbindung in Richtung Zentrum anzubieten. Ein Beitrag dazu kann die Minimierung der Reisezeiten und vor allem die Reduzierung der Anzahl der Halte an den LSA liefern.

5.2 Geschwindigkeitsverteilung des Radverkehrs der Beispielroute

Die Geschwindigkeiten des Radverkehrs wurden auf der Praterstraße und auf der Lassallestraße ermittelt. Die Geschwindigkeitsmessungen wurden bei trockener Witterung und Windgeschwindigkeiten unter 5 km/h durchgeführt. Für die Ermittlung der Geschwindigkeiten der Radfahrer wurden diese mittels Videokamera aufgezeichnet. Auf dem Radweg wurde dazu eine Messstrecke von 10 m markiert. Die Zeit, die die Radfahrer benötigten um die Messstrecke zu durchfahren wurde mittels Videoauswertung bestimmt. Es wurden nur die Geschwindigkeiten unbehindert fahrender Radfahrer berücksichtigt. Eine Erhebung der Geschwindigkeiten mittels Seitenradar wurde als nicht sinnvoll angesehen, da bei Probemessungen eine hohe Fehlerquote beobachtet wurde. Die ermittelten Häufigkeitsverteilungen der Geschwindigkeiten sind in Abbildung 25 und Abbildung 26 dargestellt. Die detaillierte Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen sowie die Fehlerberechnung befinden sich im Anhang 2.

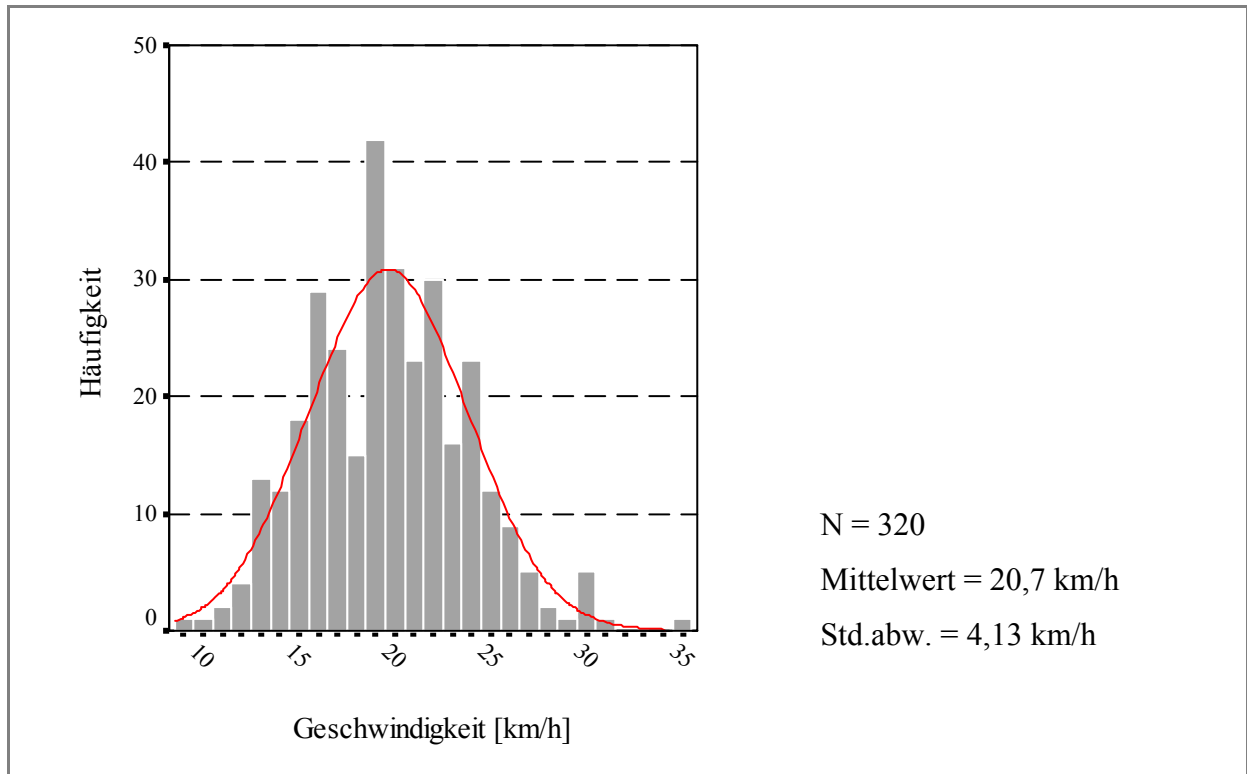


Abbildung 25: Geschwindigkeitsverteilung Lassallestraße

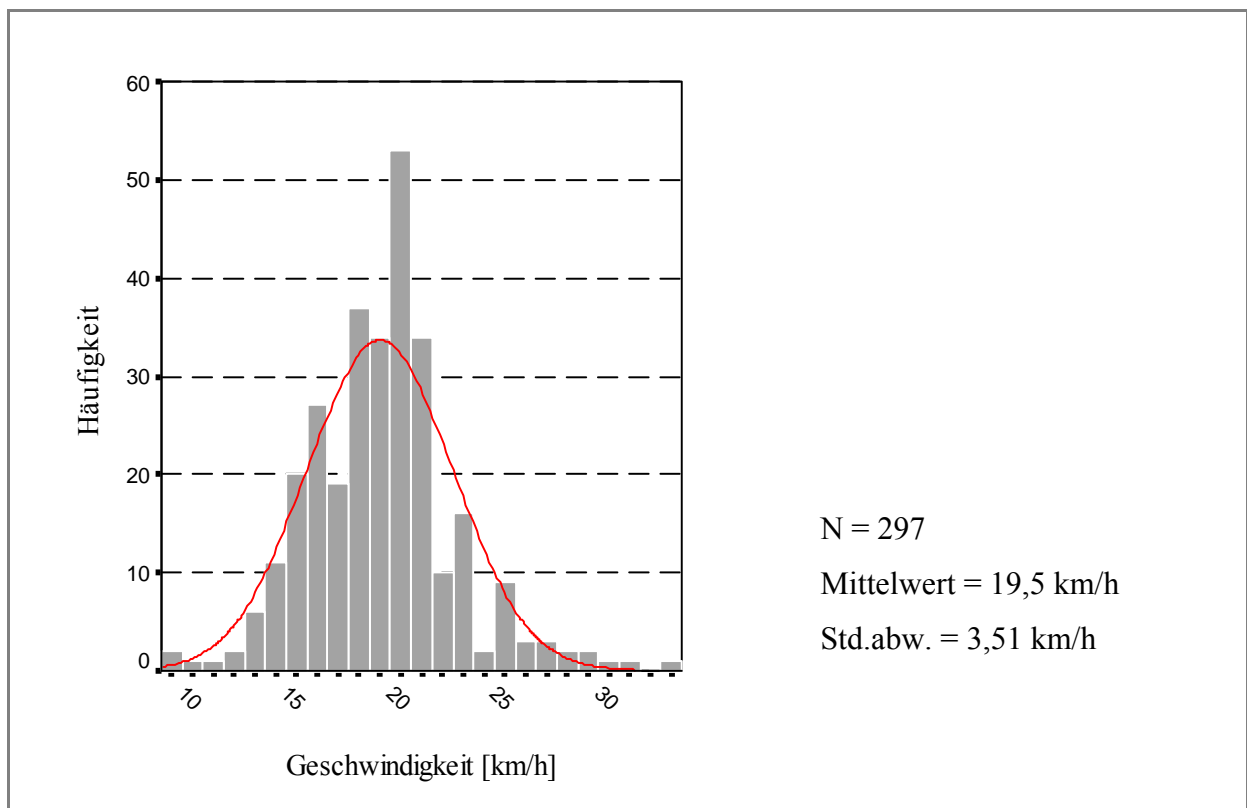


Abbildung 26: Geschwindigkeitsverteilung Praterstraße

Die gemessenen Geschwindigkeiten sind nach Chi²-Test normalverteilt. Der Mittelwert, der in der Lassallestraße gemessenen Geschwindigkeiten, beträgt $(20,7 \pm 0,9)$ km/h und die Standardabweichung 4,1 km/h. In der Praterstraße wurde ein Mittelwert von $(19,5 \pm 0,8)$ km/h und eine Standardabweichung von 3,5 km/h ermittelt. Die Untersuchung der Schiefe der Verteilungen ergab eine leichte Rechtssteilheit, die in der Praterstraße mit 0,380 stärker ausgeprägt ist als in der Lassallestraße (0,180). Wenn eine Verteilung eine Schiefe $\neq 0$ aufweist, ist sie streng genommen nicht normalverteilt. Da bei empirischen Verteilungen meist keine Schiefe von Null erreicht wird, können die erhobenen Verteilungen für die weiteren Untersuchungen noch als normalverteilt betrachtet werden. Die berechneten Mittelwerte der Geschwindigkeit liegen im Bereich der 20 km/h, die auch in Dänemark (Institut for Veje, Trafik og Byplan, 1988) ermittelt wurden.

5.3 Empirische Ermittlung der Reise- und Verlustzeiten im Bestand

Um die Reisezeiten auf der Beispielroute zu messen wurden Messfahrten mit dem Fahrrad und dem Pkw gefahren. Während der Fahrten wurden die Positionsdaten mittels GPS-Empfänger (Navilock NL-302U) und Notebook (Software: VisualGPS-XP 3.2) in Form des NMEA-Protokolls aufgezeichnet. Die aufgezeichneten Rohdaten wurden mit der Excel-Anwendung GPS-LogView ausgewertet. Bei den Messfahrten mit dem Fahrrad wurde möglichst eine Geschwindigkeit von 20 km/h eingehalten, die mittels Tacho überprüft wurde. Bei den Messfahrten mit dem Auto wurde die Fahrweise dem fließenden Verkehr angepasst oder bei freier Fahrt möglichst eine Geschwindigkeit von 50 km/h beibehalten.

5.3.1 Reise- und Verlustzeiten Radverkehr

Die Reise- und Verlustzeiten für Fahrradfahrer zwischen den Knotenpunkten Julius-Raab-Platz und Lassallestraße/Vorgartenstraße sind in Tabelle 12 (stadtauswärts) und in Tabelle 13 (stadteinwärts) dargestellt. Die Verlustzeit errechnet sich aus der Reisezeit abzüglich der Fahrzeit. Die Fahrzeit ist die Zeit, die für das Durchfahren einer Strecke mit Wunschgeschwindigkeit ohne Behinderungen durch LSA oder andere Verkehrsteilnehmer benötigt wird.

Tabelle 12: Reisezeiten und Verlustzeiten Radverkehr stadtauswärts

	Reisezeit	Halte	Reisegeschw.	Fahrgeschw.	Verlustzeit
N=10	[min]	Anzahl	[km/h]	[km/h]	[min]
Mittelwert	10:56	9	13,2	19,6	3:36
Stabw.	0:38	1	0,9	0,5	0:40
Min	9:50	7	12,3	18,9	2:34
Max	11:39	10	15,0	20,2	4:22

Richtung stadtauswärts beträgt die mittlere Reisezeit ca. 11 Minuten bei einer Reisegeschwindigkeit von 13,2 km/h. Die mittlere Verlustzeit beträgt ca. 3,5 Minuten, die sich im Mittel auf 9 Halte aufteilt. Die Verlustzeit entspricht ca. 50 % der Fahrzeit, was nach der in Kapitel 2.8 angeführten Einteilung der Qualitätsstufen für innerstädtische Strecken eine Qualitätsstufe E darstellt. Auch die Anzahl von 9 Halten auf einer Strecke von 2.300 m (1 Halt pro 260 m) zeigt die schlechte Qualität des Verkehrsablaufs im Radverkehr auf der untersuchten Strecke. Bei der minimalen gemessenen Reisezeit von 9:50 Minuten kann mit 2:30 Minuten Verlustzeit die Qualitätsstufe C knapp erreicht werden.

Tabelle 13: Reisegeschwindigkeiten und Verlustzeiten Radverkehr stadteinwärts

	Reisezeit	Halte	Reisegeschw.	Fahrgeschw	Verlustzeit
N=10	[min]		[km/h]	[km/h]	[min]
Mittelwert	10:03	7	14,4	19,4	2:39
Stabw.	0:51	1	1,5	0,2	1:02
Min	8:29	4	12,0	19,0	0:53
Max	11:32	8	17,0	19,8	4:26

Richtung stadteinwärts ist die mittlere Reisezeit mit ca. 10 Minuten um etwa. eine Minute geringer als stadtauswärts. Dies liegt vor allem daran, dass Richtung stadteinwärts drei LSA weniger durchfahren werden müssen als stadtauswärts. Die mittlere Fahrzeit Richtung stadteinwärts entspricht ungefähr der Richtung stadtauswärts, da die Streckenlängen und die mittlere Fahrgeschwindigkeit nur geringfügig differieren. Die mittlere Verlustzeit entspricht mit 2:39 Minuten 36 % der Fahrzeit und somit der Qualitätsstufe D. Richtung stadteinwärts wurde eine minimale Reisezeit von 8:29 Minuten gemessen. Daraus resultiert eine minimale

Verlustzeit von ca. 55 Sekunden. Dies entspricht ca. 12 % der mittleren Fahrzeit und somit der Qualitätsstufe B. Im Idealfall kann daher bereits im Bestand beinahe eine durchgehende Grünen Welle für den Radverkehr eintreten. Das entsprechende Geschwindigkeits-Weg-Diagramm ist in Abbildung 27 dargestellt.

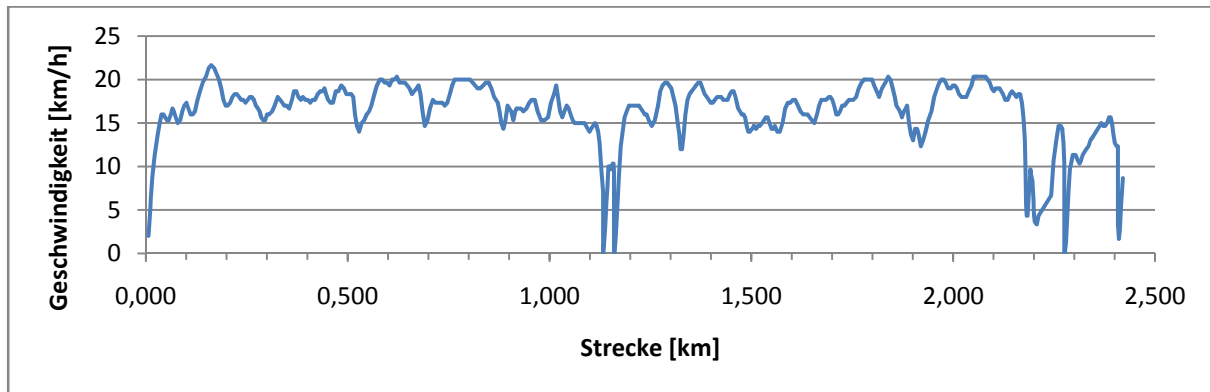


Abbildung 27: Geschwindigkeitsverteilung Radverkehr stadteinwärts bei minimaler Anzahl der Halte

Im schlechtesten Fall (vgl. Abbildung 28) wurden stadteinwärts eine Reisezeit von 11:32 Min., acht Halte und eine Verlustzeit von 4:26 Minuten ermittelt, was der Qualitätsstufe E entspricht.

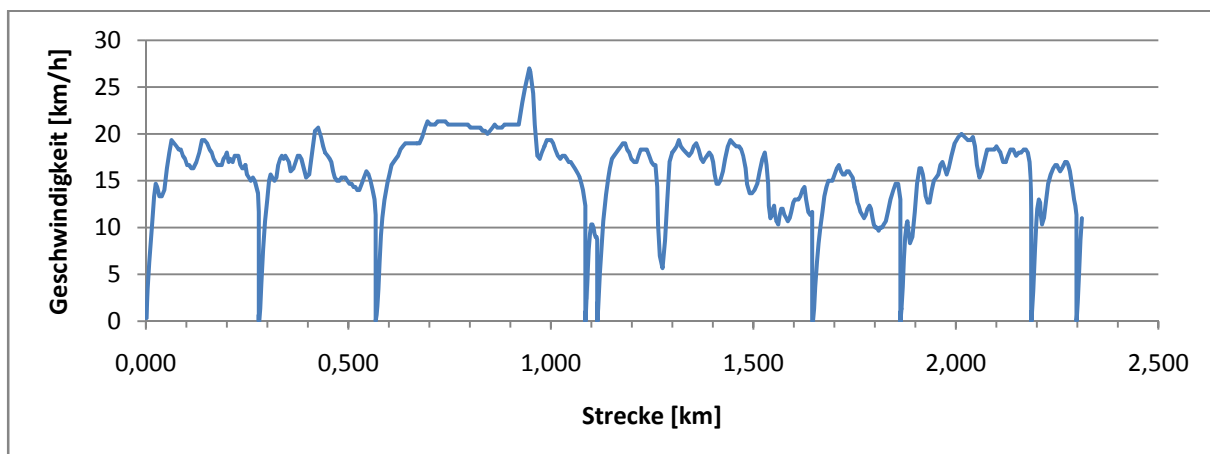


Abbildung 28: Geschwindigkeitsverlauf Radverkehr stadteinwärts bei maximaler Anzahl der Halte

Die unterschiedliche Anzahl der Halte resultiert aus den verschiedenen Umlaufzeiten der einzelnen Abschnitte. Dadurch ergeben sich unterschiedliche Versatzzzeiten zwischen den

LSA angrenzender Abschnitte. Bei günstigen Versatzzeiten kann die Zahl der Halte verringert werden. Bei ungünstigen Versatzzeiten wird die Zahl der Halte erhöht.

Richtung stadtauswärts sind vor allem die Knoten Julius-Raab-Platz, Praterstraße/Praterstern und Nordbahnstraße/Kleine Stadtgutgasse für den Radverkehr ungünstig, da an jedem Knotenpunkt zwei LSA durchfahren werden müssen, deren Freigabezeiten im bestehende Signalprogramm nicht aufeinander abgestimmt sind. Allein dadurch entstehen drei Halte für den Radverkehr Richtung stadtauswärts.

Eine Möglichkeit die Koordinierbarkeit einer Strecke zu vereinfachen ist die Zahl der LSA auf dieser Strecke zu verringern. Auf der untersuchten Strecke muss der Radfahrer an drei LSA halten, an denen er nur mit Fußgängern und nicht mit dem MIV in Konflikt steht. An der Fußgänger LSA an der U-Bahn-Station Nestroyplatz muss der Radfahrer Richtung stadtauswärts an der LSA halten, Richtung stadteinwärts muss nur der MIV halten, der Radfahrer kann ohne Signal passieren. Richtung stadteinwärts liegt hier eine Aufstellfläche für die Fußgänger zwischen Radweg und Fahrbahn. Richtung stadtauswärts ist kein Platz für eine Aufstellfläche vorhanden, wodurch eine Entflechtung von Radverkehr und Fußgängerverkehr nicht möglich ist. Bei der Neuplanung von Radwegen und Straßenzügen sollte dies aber berücksichtigt werden. Bei hohem Fußgängerverkehrsaufkommen sollte der Radverkehr aber signalisiert werden um Konflikte zu vermeiden.

Am Knotenpunkt Nordbahnstraße/Kleine Stadtgutgasse muss sich der Radfahrer an der LSA per Drucktaster anmelden. Diese Form der Anmeldung ist für Radfahrer sehr unattraktiv, da es so immer zu einem Halt kommt, sofern sich noch niemand angemeldet hat. Erfolgt die Anmeldung nicht rechtzeitig, wird der Radfahrer auch im folgenden Umlauf nicht berücksichtigt. Auf einer Fahrradhaupttroute sollten keine LSA verwendet werden, an denen sich der Radfahrer mittels Drucktaster anmelden muss. Durch Drucktaster wird die Koordinierung mittels Grüner Welle unmöglich gemacht, da der Radfahrer für die Anmeldung zum Anhalten gezwungen wird. Da der Radverkehr auf der Haupttroute gebündelt wird, ist davon auszugehen, dass die Frequenz der Radfahrer so hoch ist, dass die Zahl der Umläufe, an denen Radfahrer den Knotenpunkt befahren, größer ist als die Zahl der Umläufe ohne Radfahrer. Wenn dennoch eine Anmeldung erfolgen soll, sollte diese mittels Induktionsschleife oder Kameraerfassung im Vorfeld der LSA erfolgen. So kann sich der Radfahrer bereits bei der Annäherung anmelden und muss gegebenenfalls nicht anhalten.

5.3.2 Reise- und Verlustzeiten MIV

Die ermittelten Reisezeiten im MIV auf der Route zwischen Julius-Raab-Platz und dem Knoten und Lassallestraße/Vorgartenstraße sind in Tabelle 14 und Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 14: Reisezeiten MIV stadtauswärts

	Reisezeit	Halte	Reisegeschw.	Fahrzeit	Verlustzeit
N=9	[min]		[km/h]	[min]	[min]
Mittelwert	5:59	6	24	2:47	3:12
Stabw	0:45	2	4	0:03	0:46
Min	4:21	2	21	2:46	1:35
Max	6:43	9	32	2:52	3:57

Stadtauswärts beträgt die Reisezeit im MIV ca. 6 Minuten. Im Durchschnitt treten 6 Halte auf. Die resultierende Reisegeschwindigkeit beträgt 24 km/h. Bei sehr günstigen Bedingungen ist es möglich die Strecke mit nur 2 Halten in 4:20 Minuten zu durchfahren. Bei ungünstigen Bedingungen muss 9 Mal gehalten werden und die Reisezeit steigt auf 6:43 Minuten. Die Verlustzeit beträgt im Durchschnitt ca. 3 Minuten.

Tabelle 15: Reisezeiten MIV stadteinwärts inkl. Messungen mit Stau

	Reisezeit	Halte	Reisegeschw.	Fahrzeit	Verlustzeit
N=9	[min]		[km/h]	[min]	[min]
Mittelwert	12:00	13	12	2:35	9:25
Stabw	5:12	6	4	0:03	5:10
Min	7:42	8	6	2:26	5:06
Max	21:38	22	17	2:37	19:01

Die Mittlere Reisezeit im MIV Richtung stadteinwärts liegt im Durchschnitt bei 12 Minuten. Bei einer mittleren Anzahl der Halte von 13 liegt die mittlere Reisegeschwindigkeit bei 12 km/h. Diese Werte sind nur bedingt aussagekräftig, da die Standardabweichung mit 40 % des Mittelwertes sehr hoch liegt. Dies ist dadurch bedingt, dass es stadteinwärts in den Morgenstunden (ca. 7:00 bis ca. 10:00 Uhr) während der Messfahrten zu einem Rückstau vom Knotenpunkt Untere Donaustraße/Aspernbrückengasse kam, der im Maximum bis zum Knotenpunkt Lassallestraße/Vorgartenstraße zurückreichte. Dadurch erhöht sich die Reisezeit auf bis zu 22 Minuten bei 22 Halten, die vor allem durch

den Stop-and-Go-Verkehr bedingt sind. Die Reisegeschwindigkeit verringert sich so auf 6 km/h. Bei den Messungen, bei denen der Rückstau maximal bis zum Knoten Praterstraße/Aspernbrückengasse zurückreichte, beträgt die Reisezeit stadteinwärts durchschnittlich 8:18 Minuten. Bei einem Durchschnitt von 8 Halten beträgt die Reisegeschwindigkeit 16 km/h (vgl. Tabelle 16).

Tabelle 16: Reisezeiten MIV stadteinwärts exkl. Messungen mit Stau

	Reisezeit	Reisegeschw.	Halte	Fahrzeit	Verlustzeit
N=6	[min]	[km/h]		[min]	[min]
Mittelwert	8:18	16	8	2:34	5:44
Stabw	0:34	1	1	0:04	0:31
Min	7:42	15	8	2:26	5:06
Max	8:51	17	9	2:37	6:15

Bei den Reisezeiten im MIV beträgt der Unterschied der Reisezeiten zwischen stadtauswärtiger und stadteinwärtiger Richtung, ohne Berücksichtigung von Stau, ca. 2 Minuten.

5.4 Koordinierung

Im Bestand sind die LSA auf der Beispielroute für eine Grüne Welle für den MIV koordiniert. An der Aspernbrücke und auf der Lassallestraße liegt die Umlaufzeit bei 100 s, auf der Praterstraße und am Praterstern bei 75 s. Im Folgenden werden exemplarisch die Grünbänder auf der Praterstraße für die Bestandskoordinierung und die für den Radverkehr optimierte Koordinierung analysiert. Eine vollständige Übersicht der Grünbänder der Bestandskoordinierung und der für den Radverkehr optimierten Koordinierung für MIV und Radverkehr sowie die Signalzeitpläne für die Koordinierung des Radverkehrs sind in Anhang 3 und 4 enthalten.

5.4.1 Praterstraße Bestandskoordinierung

In der Praterstraße ist die Koordinierung für den MIV Richtung stadteinwärts (Aspernbrückengasse) optimiert (vgl. Abbildung 29). Es wird ein durchgehendes Grünband vom Praterstern bis zur Aspernbrückengasse erreicht. Richtung stadtauswärts (Praterstern)

tritt eine Bruchstelle an der Rotensterngasse auf. Trotz der Optimierung der Koordinierung Richtung stadteinwärts sind die Reisezeiten stadteinwärts größer als Richtung stadtauswärts. Dies ist vor allem auf das hohe Verkehrsaufkommen Richtung stadteinwärts zurückzuführen. Es ist daher zu hinterfragen, welchen Sinn eine Koordinierung für den MIV macht, wenn sich die Wirkung der Koordinierung auf Grund einer zu großen Verkehrsnachfrage nicht entfalten kann.

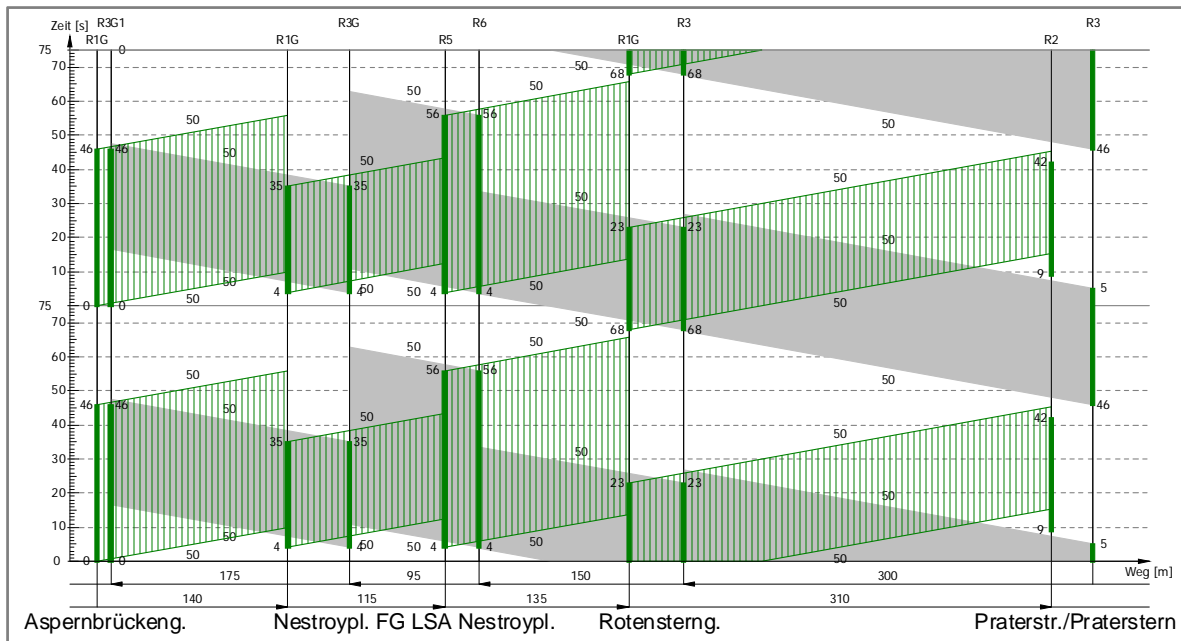


Abbildung 29: Grünbänder Koordinierung Praterstraße Bestand $V_{MIV} = 50$ km/h

Für den Radverkehr gibt es am Knoten Praterstraße/Praterstern und an der Fußgänger-LSA Nestroyplatz keine Signalisierung (vgl. Abbildung 30). Der Radverkehr erreicht den Nestroyplatz direkt nach Ende der Grünzeit und muss somit fast die gesamte Sperrzeit warten. Richtung stadtauswärts (Praterstern) ergibt sich ein durchgehendes Grünband mit einer Breite von 10 s.

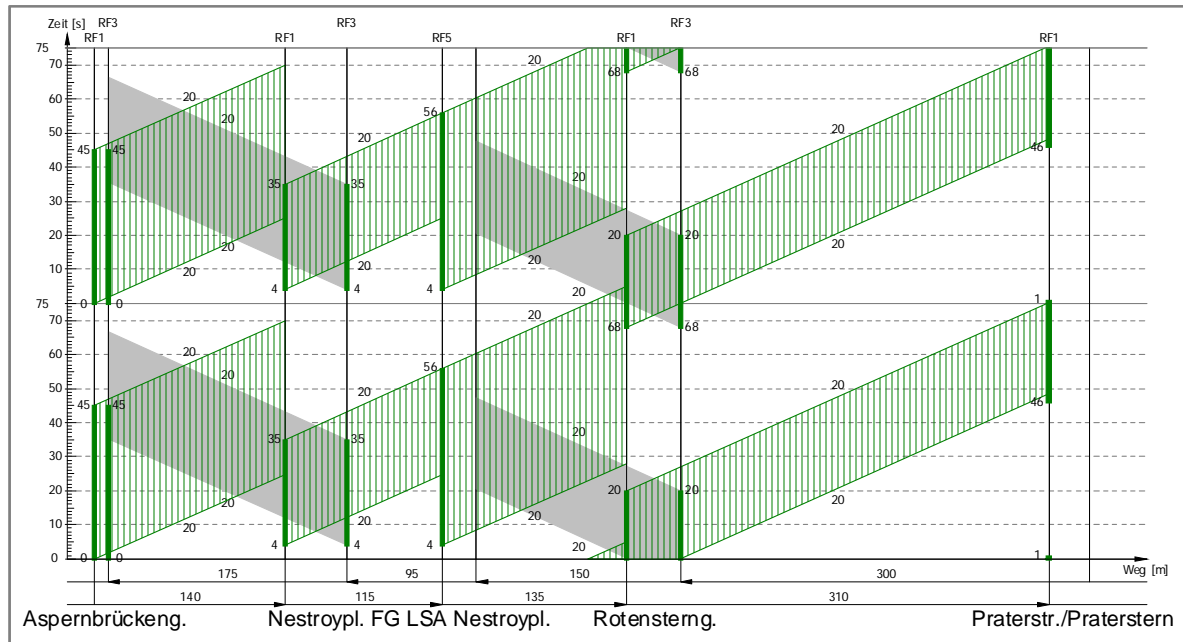


Abbildung 30: Grünbänder Koordination Praterstraße Bestand $V_{\text{RAD}} = 20 \text{ km/h}$

5.4.2 Praterstraße Koordination für den Radverkehr optimiert

Für die Koordination der LSA für den Radverkehr werden ausgehend von den bestehenden Signalzeitplänen der einzelnen LSA die Versatzzzeiten angepasst. Die Progressionsgeschwindigkeit beträgt 20 km/h . Wie im Bestand wird für die Knotenpunkte Julius-Raab-Platz und Untere Donaustraße/Aspernbrückengasse sowie für die Knotenpunkte auf der Lassallestraße eine Umlaufzeit von 100 s verwendet. Für die Praterstraße und den Praterstern wird eine Umlaufzeit von 75 s verwendet. Dadurch entstehen zwei Bruchstellen in der Koordination zwischen den benachbarten Knotenpunkten mit unterschiedlichen Umlaufzeiten. Am Knotenpunkt Nordbahnstraße/Kleine Stadtgutgasse wird das Signalprogramm verändert. Da die Radfahrer an diesem Knotenpunkt zwei Kreuzungsarme nacheinander queren müssen, wird eine Phase eingesetzt, bei der beide Radfahrerfurten gleichzeitig grün zeigen. Somit müssen die Radfahrer höchstens einmal an diesem Knotenpunkt halten.

Die Grünbänder der für den Radverkehr optimierten Koordination für den Abschnitt Praterstraße sind in Abbildung 31 und Abbildung 32 für den Radverkehr und den MIV dargestellt. Für den Radverkehr kann zwischen den Knotenpunkten Aspernbrückengasse/Praterstraße und Praterstraße/Praterstern in beiden Richtungen

gleichzeitig ein durchgehendes Grünband erstellt werden. In beiden Richtungen ist auch der Knotenpunkt Nordbahnstraße/Kleine Stadtgutgasse mit in das Grünband eingeschlossen. Da Radfahrer Richtung stadtauswärts am Knoten Praterstraße/Praterstern die Praterstraße queren müssen, wobei zwei LSA (RF1 und RF2 in Abbildung 31) zu durchfahren sind, die nicht aufeinander abgestimmt werden können, tritt hier eine Bruchstelle in der Koordinierung für die Radfahrer auf. Die Freigabezeit der Signalgruppe RF2 ist dann wieder mit dem Knotenpunkt Nordbahnstraße/Kleine Stadtgutgasse koordiniert, so dass dieser ohne Halt durchfahren werden kann.

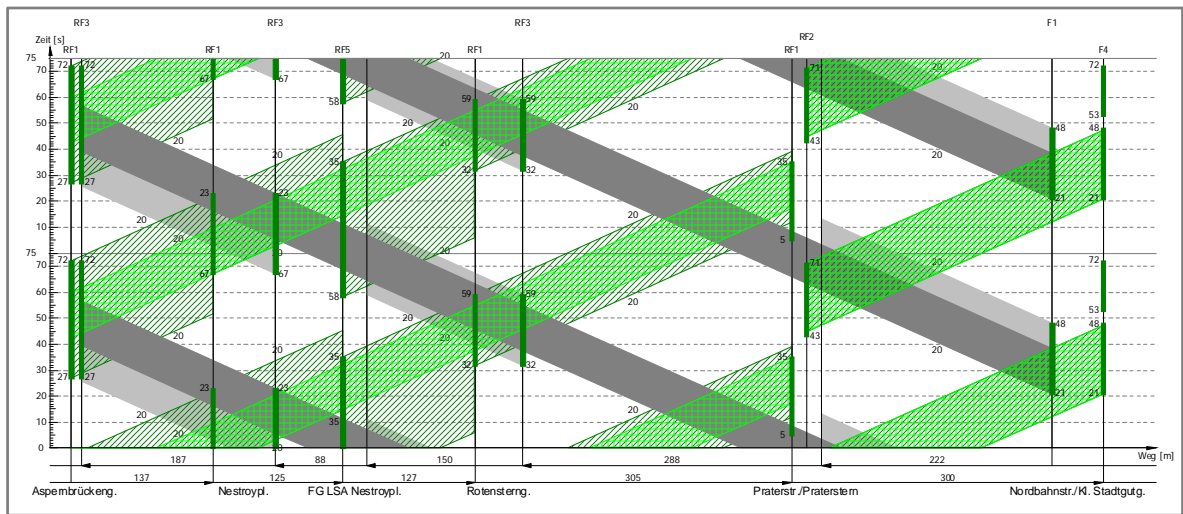


Abbildung 31: Grünbänder Koordinierung Praterstraße radverkehrsoptimiert $V_{RAD} = 20 \text{ km/h}$

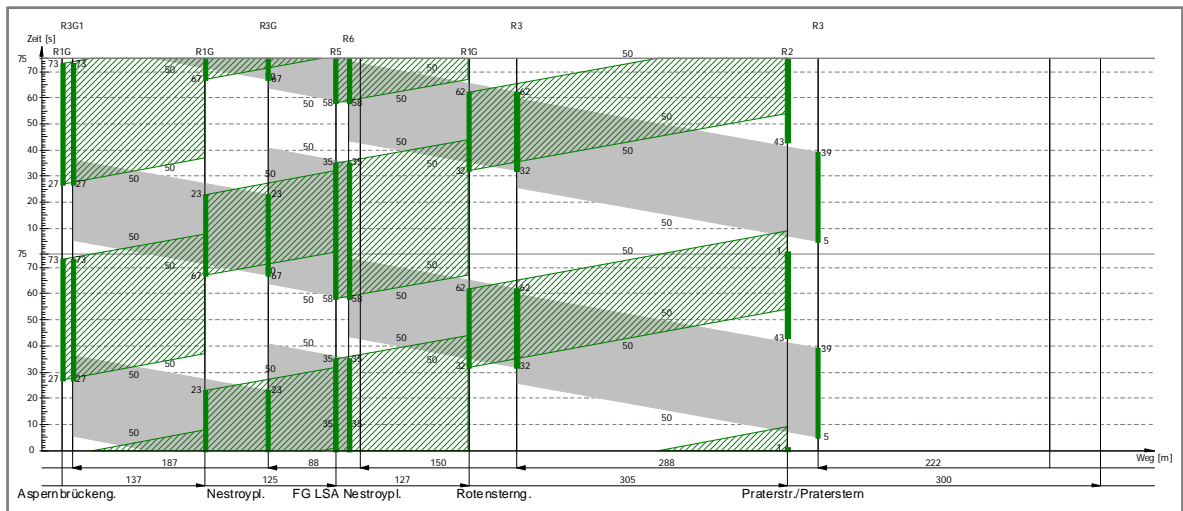


Abbildung 32: Grünbänder Koordinierung Praterstraße radverkehrsoptimiert $V_{MIV} = 50 \text{ km/h}$

Für den MIV ist die Koordinierung Richtung Aspernbrückengasse (stadteinwärts) nicht mehr optimal. Es ergibt sich eine Bruchstelle der Koordinierung im Bereich der Fußgänger LSA Nestroyplatz. Da es in dieser Richtung in den Spitzenstunden oft zu Stau kommt, stellt das Auftreten einer einzelnen Bruchstelle keine wesentliche Beeinträchtigung des Verkehrsablaufs dar.

In Richtung Praterstern (stadtauswärts) ergibt sich eine Bruchstelle im Bereich der Rotensterngasse. Die Koordinierung zwischen der Rotensterngasse und dem Knoten Praterstraße/Praterstern kann beibehalten werden. Im Vergleich zur bestehenden Koordinierung wird die Beeinträchtigung Verkehrsablaufs für den MIV nicht wesentlich erhöht.

5.5 Simulationsmodell

Für die Simulation des Verkehrsablaufs wird ein Mikrosimulationsmodell mit der Software VISSIM der PTV AG erstellt. Im Simulationsmodell werden für den MIV die untersuchte Route sowie alle kreuzenden und einmündenden Strecken modelliert. Für die Simulation des Radwegenetzes wurde nur die untersuchte Route vom Julius-Raab-Platz bis zum Knoten Lassallestraße/Vorgartenstraße modelliert. Die querenden und ein- und abbiegenden Radverkehrsströme wurden bei der Untersuchung nicht berücksichtigt. Da die öffentlichen Verkehrsmittel die untersuchte Route nur kreuzen und sich entlang der Route keine Haltestellen befinden, wird auf eine Modellierung des ÖV verzichtet. Es wurde angenommen, dass der querende ÖV während der Sperrzeiten der koordinierten Route abgewickelt wird.

Die Werte für die Radwegbreite und Radfahrerbreite wurden so gewählt, dass das Überholen auf den Radwegen möglich ist. Da es in VISSIM bislang nicht möglich ist Zweirichtungsradwege zu simulieren, wurde auf den Abschnitten mit Zweirichtungsradwegen je Richtung eine Strecke mit ausreichender Breite zum Überholen modelliert. Die Interaktion zwischen sich entgegenkommenden Radfahrern kann dadurch nicht abgebildet werden. Da bei starkem Radverkehr auch der angrenzende Gehweg zum Überholen genutzt wird, kann die resultierende Ungenauigkeit vernachlässigt werden.

Die Daten für die Modellierung der Zuflüsse (Verkehrsstärke und Verkehrszusammensetzung) und der Routenwahl wurden aus Knotenstromzählungen aus den Jahren 2006 und 2007 (Rosinak & Partner, 2008) entnommen. Die Daten für die Zuflüsse in der

Nordbahnstraße, der Ausstellungsstraße und der Franzensbrückengasse wurden abgeschätzt. Im Bereich des Pratersterns konnte die Routenwahl nicht genau ermittelt werden. Die Verkehrsverteilung wurde ausgehend von den ein- und ausfahrenden Verkehrsströmen abgeschätzt. Für die Geschwindigkeitsverteilung des MIV wurde in VISSIM die Wunschgeschwindigkeit von 50 km/h gewählt.

Als Wunschgeschwindigkeit für den Radverkehr werden in der Simulation drei verschiedene Varianten untersucht. In Variante 1 ($V_{\text{RAD}} = 20(4)$) wird die in Kapitel 5.2 beschriebene Normalverteilung der Geschwindigkeiten mit einem Mittelwert von 20 km/h und einer Standardabweichung von 4 km/h verwendet. In Variante 2 ($V_{\text{RAD}} = 20$) wird davon ausgegangen, dass sich alle Radfahrer an die Progressionsgeschwindigkeit halten. Die Geschwindigkeiten sind dabei zwischen 19,5 km/h und 20,5 km/h gleichverteilt. In Variante 3 ($V_{\text{RAD}} < 20,5$) wird davon ausgegangen, dass sich die Radfahrer mit einer höheren Wunschgeschwindigkeit an die Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h anpassen und die Radfahrer mit einer niedrigeren Wunschgeschwindigkeit diese beibehalten.

Für die Wunsch- und Maximalverteilungen der Beschleunigung und der Verzögerung für Radfahrer wurden die Werte aus Kapitel 2.4 verwendet. Bei den Radfahreinheiten im Simulationsmodell wurde an den modellierten Konfliktflächen ein unrealistisches Verhalten beobachtet. Die Radfahreinheiten verringern teilweise die Geschwindigkeit, auch wenn sie bevorrechtigt sind, oder versuchen sich von zwei Fahrstreifen auf einen Fahrstreifen zu verflechten. Dies führt zu nicht realistischen Verzögerungen im Verkehrsablauf. Die Konflikte zwischen Radfahrern und dem MIV wurden deswegen mittels Querverkehrsstörungen modelliert. Die Reise- und Verlustzeitmessungen erfolgten für den Radverkehr und den MIV vom Julius-Raab-Platz Richtung Lassallestraße/Vorgartenstraße sowie für die Gegenrichtung. Der Startquerschnitt liegt bei jeder Messung ca. 1 m hinter der Haltelinie der ersten LSA. Der Zielquerschnitt liegt jeweils ca. 1 m hinter der Haltelinie der letzten betrachteten LSA.

Die Kalibrierung des Modells sowie die Ermittlung des erforderlichen Stichprobenumfangs sind in Anhang 5 beschrieben. Für jede Variante wurden 20 Simulationsläufe berechnet. Für die Auswertung wird der Mittelwert verwendet, der sich aus den Ergebnissen der Simulationsläufe errechnet.

5.6 Auswertung der Simulationsergebnisse

Die Simulation wurde für den Ist-Zustand mit den Signalzeitplänen und Versatzzeiten, die derzeit eingesetzt werden, und für die Grüne Welle für den Radverkehr durchgeführt. Die Simulation erfolgte jeweils getrennt nach den zuvor beschriebenen drei Varianten der Geschwindigkeitsverteilung im Radverkehr. Als Zeitraum wurde zum einen die Morgenspitzenstunde des MIV zwischen 7:30 und 8:30 Uhr verwendet. Da es in diesem Zeitraum vor allem stadteinwärts zu Stauerscheinungen im MIV kommt, wurde für eine weitere Simulationsvariante die Verkehrsstärke des MIV auf den betroffenen Strecken reduziert, so dass stadteinwärts kein Rückstau im MIV auftritt. Die dargestellten Werte sind die Mittelwerte, die sich aus den Ergebnissen der 20 Simulationsläufe errechnen. Die Werte der einzelnen Simulationsläufe setzten sich wiederum aus dem Mittelwert der Werte der einzelnen Fahrzeuge zusammen. Eine vollständige Übersicht über die Simulationsergebnisse ist in Anhang 6 enthalten.

5.6.1 Bestand

Die ermittelten Reisezeiten (RSZ) und der Anteil der Verlustzeit (VLZ) an der Reisezeit sind in Tabelle 17 dargestellt. Die Werte der empirischen Messung sind die Ergebnisse der Messfahrten.

Tabelle 17: Reisezeiten und Verlustzeitanteil Bestand

	Empirische Messung		Simulation					
			$V_{\text{RAD}} = 20$ (4)		$V_{\text{RAD}} = 20$		$V_{\text{RAD}} \leq 20,5$	
	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ
	[min]		[min]		[min]		[min]	
Radfahrer stadtauswärts	10:56	33%	11:01	34%	10:46	36%	11:31	33%
Radfahrer stadteinwärts	10:03	26%	10:12	30%	10:16	33%	10:48	29%
MIV stadtauswärts	05:59	53%	05:38	52%	05:36	52%	05:39	52%
MIV stadteinwärts	12:00	78%	09:59	75%	10:34	75%	10:12	75%

Die Reisezeitmessungen der Simulation mit $V_{\text{RAD}} = 20$ (4) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung mit den empirisch ermittelten Werte. Legt man die Geschwindigkeitsverteilung $V_{\text{RAD}} = 20$ zu Grunde, verringert sich die Reisezeit stadtauswärts leicht, der Anteil der Verlustzeit hingegen steigt leicht an. Stadteinwärts bleibt die Reisezeit

gleich, wobei der Anteil der Verlustzeit leicht steigt. Verwendet man die Geschwindigkeitsverteilung $V_{\text{RAD}} \leq 20,5$ steigt die Reisezeit in beiden Richtungen leicht, wobei der Anteil der Verlustzeit leicht sinkt.

Im MIV weicht die Reisezeit in der Simulation stadteinwärts von der empirisch ermittelten um zwei Minuten ab. Dies ist vor allem auf die unterschiedlichen Längen des Rückstaus zurückzuführen, die in der Simulation nicht exakt nachgebildet werden konnten. Ein aussagefähiger Vergleich ist nur zwischen den Simulationsvarianten möglich.

Die Unterschiede der Reisezeiten im MIV sind durch die verschiedenen Geschwindigkeitsverteilungen im Radverkehr bedingt. Durch die unterschiedlichen Geschwindigkeiten im Radverkehr ergeben sich verschiedene Zeitlücken im Strom der Radfahrer. Dies spielt vor allem beim Abbiegen von Kfz eine Rolle, die dabei wartepflichtig gegenüber dem Radverkehr sind. Das Verhalten der abbiegenden Fahrzeuge wirkt sich wiederum auf den durchgehenden Verkehrsstrom im MIV aus.

Stadteinwärts beträgt die Verlustzeit im MIV jeweils ca. 75 % der Reisezeit. Stadtauswärts weicht die empirisch ermittelte Reisezeit um 20 Sekunden von der Simulation mit $V_{\text{RAD}} = 20$ (4) ab, was einer Abweichung von ca. 7 %. Der Anteil der Verlustzeit beträgt ca. 52 % der Reisezeit.

5.6.2 Grüne Welle Radverkehr

Tabelle 18 zeigt die Reisezeiten und die Anteile der Verlustzeit an der Reisezeit, die sich aus der Simulation unter Anwendung der Grünen Welle für Radfahrer ergeben.

Tabelle 18: Reisezeiten und Verlustzeitanteil bei Grüner Welle Radverkehr

	$V_{\text{RAD}} = 20$ (4)		$V_{\text{RAD}} = 20$		$V_{\text{RAD}} \leq 20,5$	
	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ
	[min]		[min]		[min]	
Radfahrer stadtauswärts	09:47	25%	08:46	21%	10:01	23%
Radfahrer stadteinwärts	09:02	21%	08:23	19%	09:29	19%
MIV stadtauswärts	05:29	51%	05:33	51%	05:32	51%
MIV stadteinwärts	09:44	75%	10:21	76%	10:13	76%

Die Werte der Reisezeiten im Radverkehr unterscheiden sich zwischen den drei Geschwindigkeitsverteilungen erheblich. So ist die Reisezeit bei der Verteilung $V_{\text{RAD}} = 20$ um

eine Minute geringer als bei der Verteilung $V_{\text{RAD}} = 20$ (4). Dies zeigt, dass sich die Reisezeit am deutlichsten verbessert, wenn sich alle Radfahrer an die Progressionsgeschwindigkeit halten.

Gegenüber dem Bestand ergibt sich unabhängig von der Geschwindigkeitsverteilung eine Verringerung der Reisezeit und des Anteils der Verlustzeit. In Tabelle 19 sind die Veränderungen der Reisezeiten und der Anteile der Verlustzeit gegenüber dem Bestand dargestellt:

Tabelle 19: Veränderung der Reisezeiten und des Verlustzeitanteil (Bestand - Grüner Welle)

	$V_{\text{RAD}} = 20$ (4)		$V_{\text{RAD}} = 20$		$V_{\text{RAD}} \leq 20,5$	
	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ	RSZ	VLZ
	[min]		[min]		[min]	
Radfahrer stadtauswärts	- 01:14	-9%	- 02:00	-14%	- 01:30	-10%
Radfahrer stadteinwärts	- 01:10	-9%	- 01:54	-15%	- 01:19	-10%
MIV stadtauswärts	- 00:09	-1%	- 00:03	0%	- 00:07	-1%
MIV stadteinwärts	- 00:16	0%	- 00:13	+2%	+ 00:01	+1%

Für den Radverkehr ergeben sich in beiden Richtungen Einsparungen bei der Reisezeit. Die größte Einsparung wird erreicht, wenn sich alle Radfahrer an die Progressionsgeschwindigkeit halten. Die Einsparung beträgt ca. zwei Minuten in beiden Richtungen. Die Verlustzeit kann in diesem Fall um ca. 15 % reduziert werden. Die verbleibende Verlustzeit ist im Wesentlichen auf die Brechpunkte der Koordinierung zurückzuführen.

Für den MIV ergeben sich nur marginale Veränderungen der Reisezeit gegenüber dem Bestand. Je nach Geschwindigkeitsverteilung im Radverkehr ergeben sich geringe Reisezeitverluste oder -gewinne. Eine grafische Darstellung der Reisezeiten (RSZ) und der Verlustzeiten (VLZ) zeigen die Abbildung 33 bis Abbildung 36.

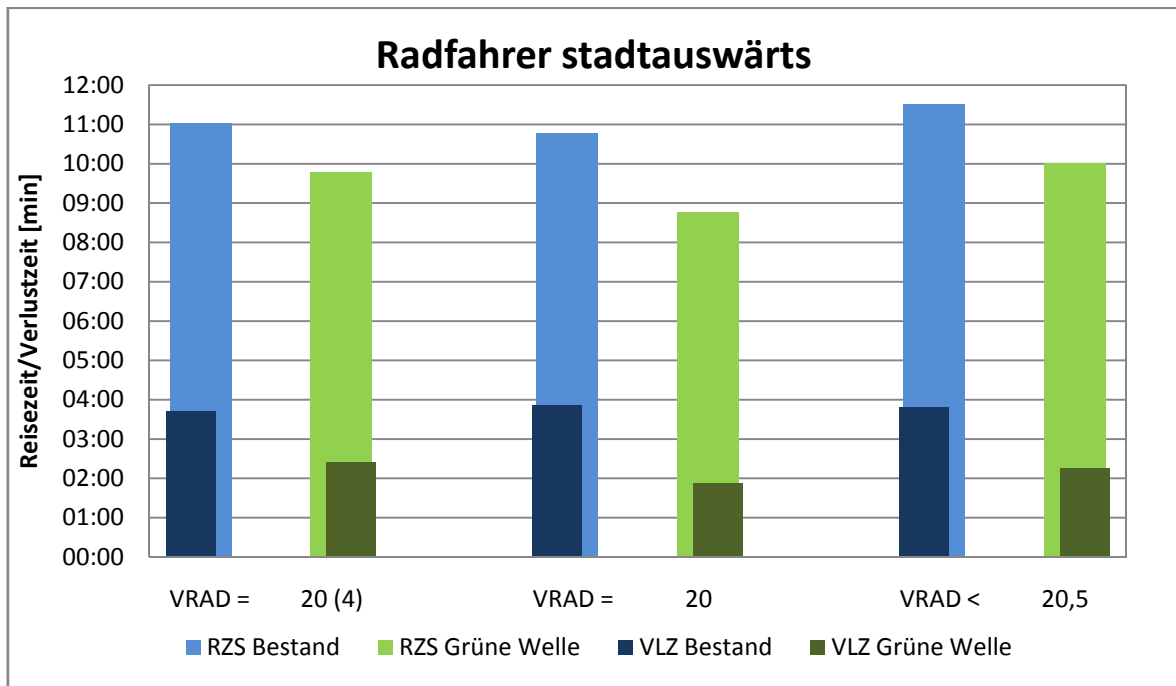


Abbildung 33: Reise- und Verlustzeiten Radfahrer stadtauswärts

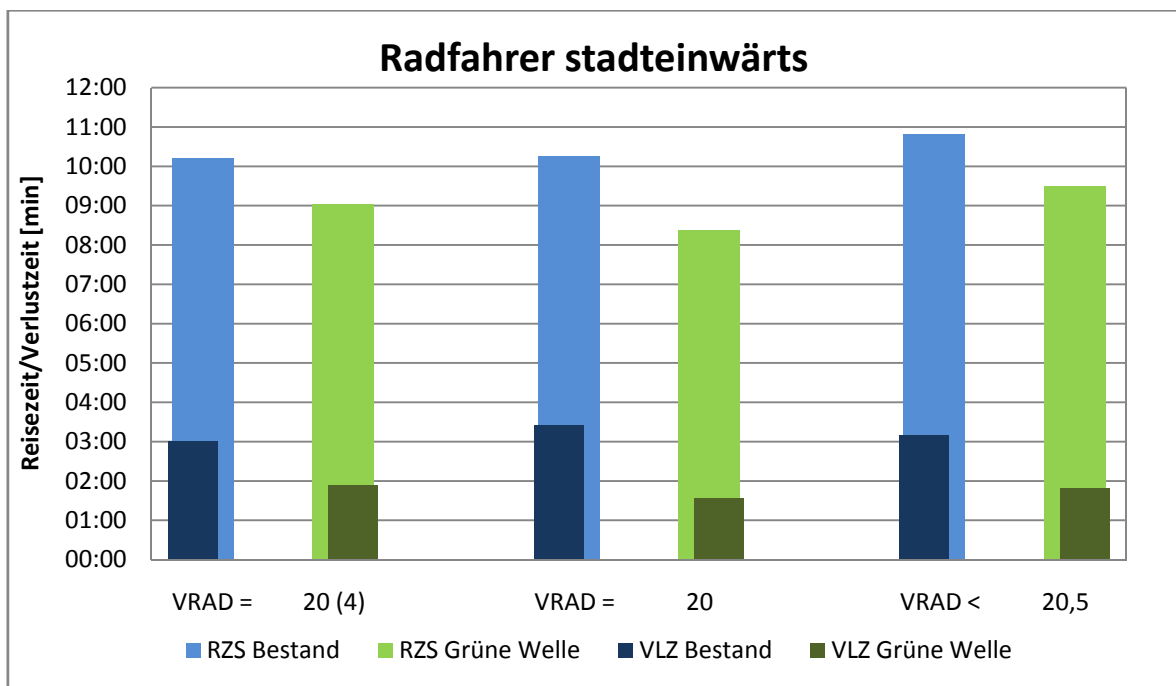


Abbildung 34: Reise- und Verlustzeiten Radfahrer stadteinwärts

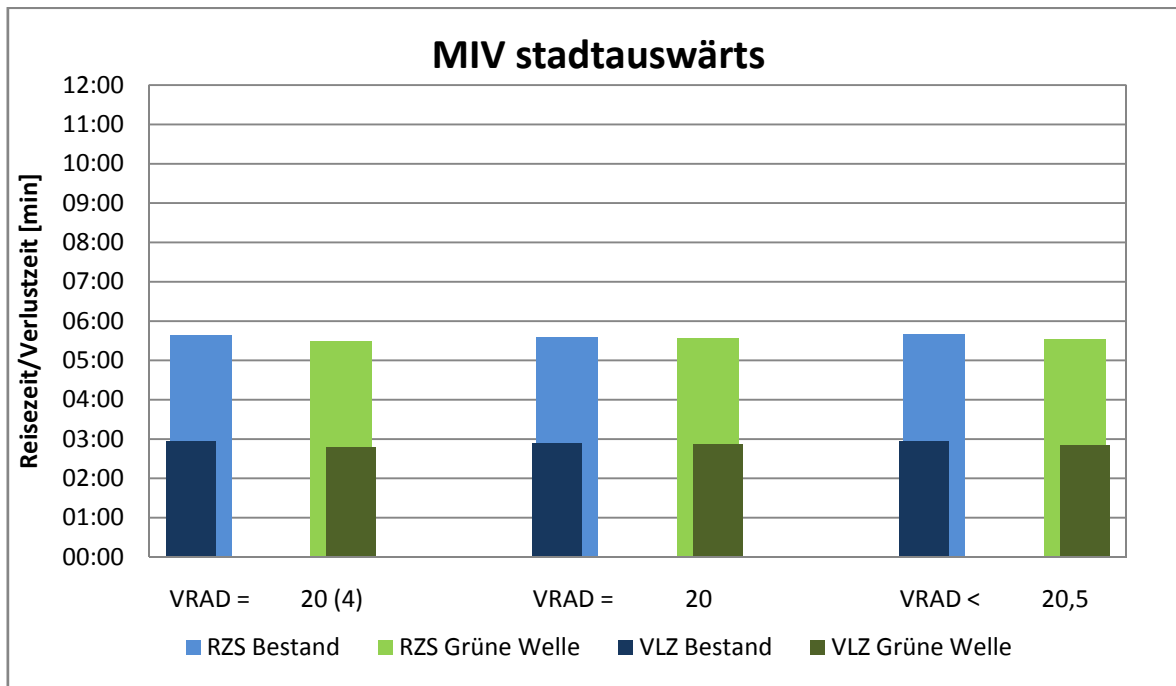


Abbildung 35: Reise- und Verlustzeiten MIV stadtauswärts

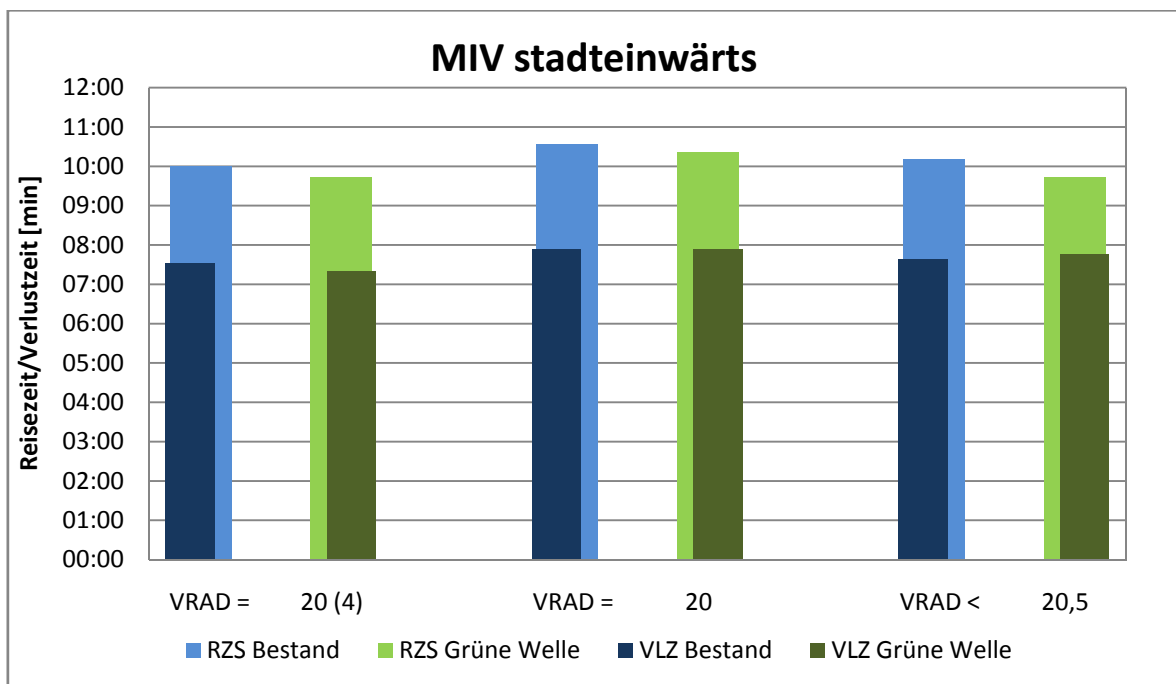


Abbildung 36: Reise- und Verlustzeiten MIV stadteinwärts

Tabelle 20 zeigt die Anzahl der Halte im Bestand, bei Grüner Welle für den Radverkehr und die Differenz zwischen den beiden Varianten. In Abbildung 37 sind die Werte in Diagrammform dargestellt.

Tabelle 20: Anzahl der Halte

	Empirische Messung	Simulation								
		$V_{RAD} = 20 (4)$			$V_{RAD} = 20$			$V_{RAD} \leq 20,5$		
		B*	G*	V*	B	G	V	B	G	V
Radfahrer stadtauswärts	9.0	9.3	5.3	-3.9	10.1	4.8	-5.3	9.4	5.2	-4.2
Radfahrer stadteinwärts	7.0	7.8	3.6	-4.2	8.8	2.8	-6.0	7.9	3.4	-4.5
MIV stadtauswärts	6.0	5.4	5.8	+0.4	5.3	5.8	+0.6	5.4	5.8	+0.4
MIV stadteinwärts	13.1	11.6	11.5	-0.1	12.5	12.6	+0.1	11.9	12.3	+0.4

*B = Bestand, G = Grüne Welle Radfahrer, V = Veränderung

Im Idealfall können im Radverkehr 5 bis 6 Halte eingespart werden. Die Zahl der Halte verringert sich stadteinwärts von 8,8 auf 2,8 Halte. Stadtauswärts treten auch bei einer Grünen Welle noch 4,8 Halte auf. Davon sind zwei Halte knotenpunktbedingt und die anderen 2,8 Halte fallen, wie Richtung stadteinwärts, hauptsächlich auf Grund der Brechpunkte in der Koordinierung wegen unterschiedlicher Umlaufzeiten an. Ausgehend von den Verteilungen $V_{RAD} = 20 (4)$ und $V_{RAD} \leq 20,5$ fallen im Bestand weniger Halte an als bei der Verteilung $V_{RAD} = 20$. Bei diesen Verteilungen lassen sich durch die Koordinierung die Halte aber nicht so stark verringern wie bei $V_{RAD} = 20$.

Im MIV erhöht sich die Anzahl der Halte stadtauswärts um ca. 0,5 Halte. Stadteinwärts ergibt sich keine wesentliche Veränderung.

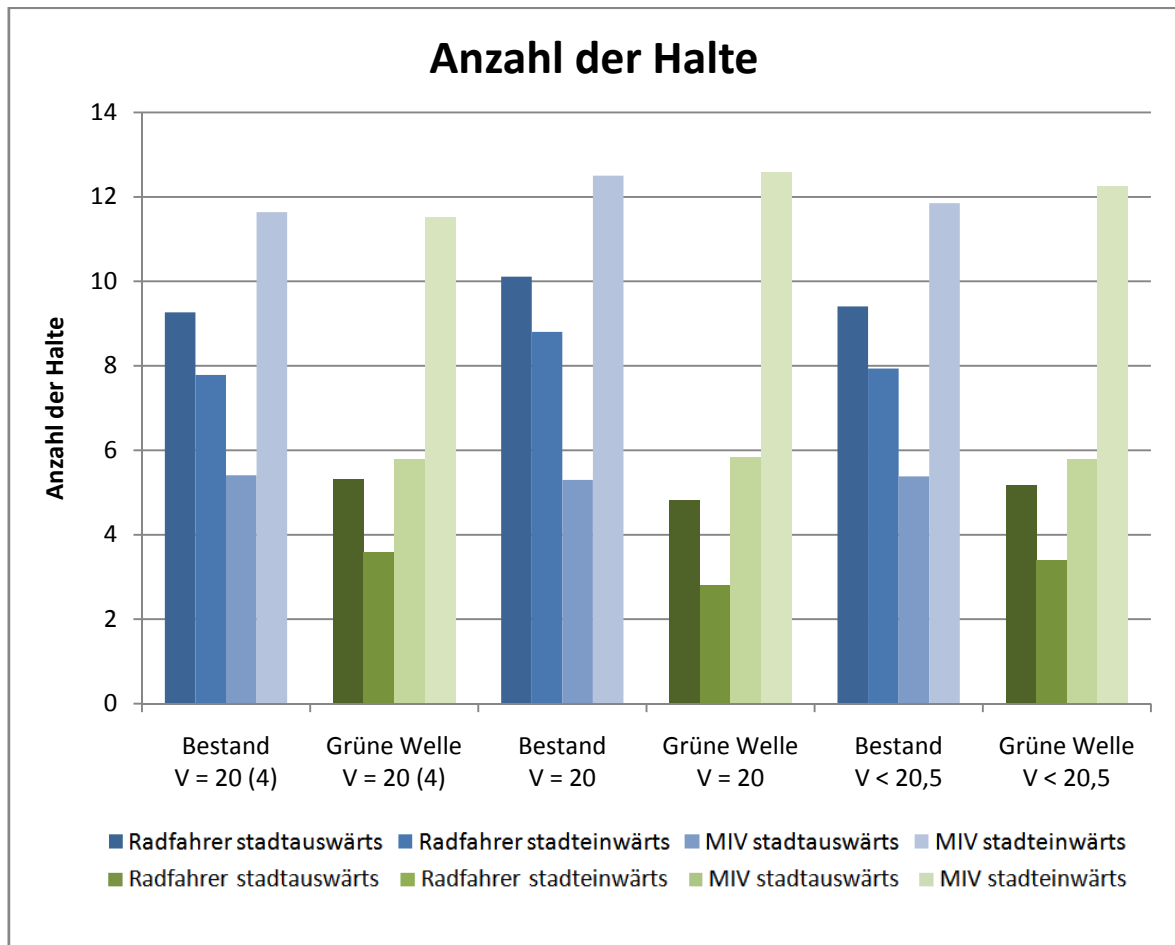


Abbildung 37: Anzahl der Halte im Bestand und bei Grüner Welle für den Radverkehr

5.6.3 Simulation mit verringerter Verkehrsstärke im MIV

Um zu prüfen wie sich die Reisezeiten verändern, wenn keine Überlastungen im MIV auftreten, wurden im Simulationsmodell die Verkehrsstärken im MIV um bis zu 30 % verringert. Im simulierten Verkehrsablauf konnte so eine Rückstaubildung verhindert werden. Abbildung 38 zeigt die Reisezeiten für die zuvor betrachtet Verkehrsstärke im MIV (Morgenspitze) im Vergleich mit den Reisezeiten, die sich bei einer verringerten Verkehrsstärke im MIV ergeben. Es wird dabei von der Geschwindigkeitsverteilung 20 (4) im Radverkehr ausgegangen.

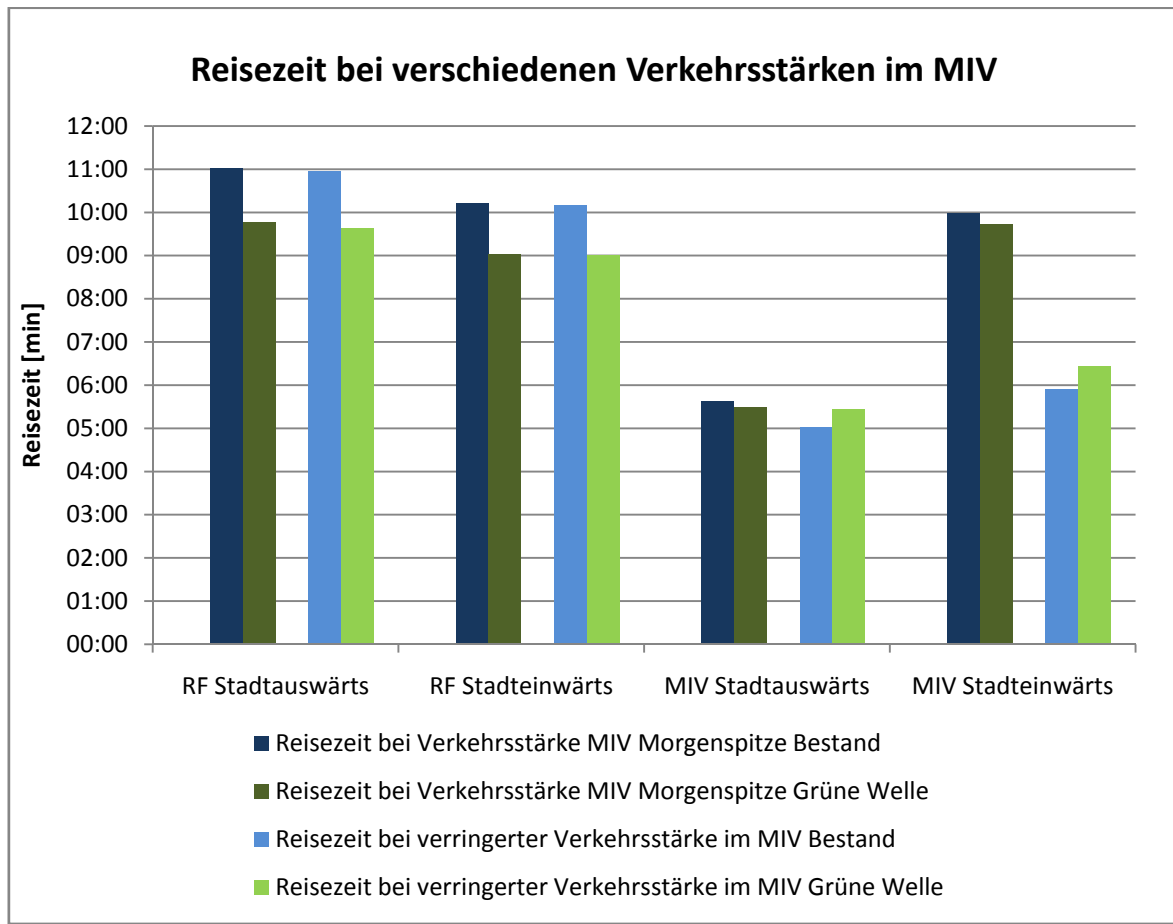


Abbildung 38: Reisezeit bei verschiedenen Verkehrsstärken

Die Simulationsergebnisse zeigten, dass die Verringerung der Verkehrsstärke im MIV keinen wesentlichen Einfluss auf die Reisezeiten des Radverkehrs hat.

Im MIV verringert sich die Reisezeit stadtauswärts im Bestand um eine halbe Minute vom 5:38 auf 5:01 Minuten. Stadteinwärts verringert sich die Reisezeit durch die geringere Verkehrsstärke gegenüber der Bestandsvariante von 9:59 Minuten auf 5:54 Minuten. Die Verlustzeit wird entsprechend von 7:32 Minuten auf 3:27 Minuten mehr als halbiert.

Bei der Simulation der Grünen Welle für den Radverkehr bei verringerter Verkehrsstärke im MIV ergibt sich für den MIV Richtung stadteinwärts unabhängig von der Verteilung der Geschwindigkeit im Radverkehr eine Reisezeit von ca. 6:30 Minuten. Die Reisezeit erhöht sich somit im Vergleich zur bestehenden Koordinierung um ca. 35 Sekunden. Die Anzahl der Halte erhöht sich stadteinwärts um 1,4 Halte von 5,3 auf 6,7 Halte.

5.7 Schlussfolgerungen

Die Simulationsergebnisse zeigen, dass es auf der Beispielroute möglich ist eine Koordinierung für den Radverkehr einzurichten, ohne dass dadurch dem MIV ein wesentlicher Nachteil entsteht. Durch die Verkürzung der Reisezeit und die Verringerung der Anzahl der Halte wird die Verkehrsqualität für den Radverkehr wesentlich erhöht.

Zu den Zeiten, in denen es zu Überlastungen im MIV kommt, ist die Wirkung der Grünen Welle auf den MIV vernachlässigbar. Wenn im MIV kein Stau auftritt, erhöht die Grüne Welle für den Radverkehr die Reisezeit im MIV um ca. 30 Sekunden in beiden Richtungen. Im Vergleich zu den Verlustzeiten von 450 Sekunden (7:30 Minuten) in der Simulation und bis zu 1.140 Sekunden (19 Minuten) in der empirischen Messung, die der MIV während der Spitzenstunden in Kauf nimmt, ist die Beeinträchtigung durch die Grüne Welle des Radverkehrs als geringfügig einzustufen. Die Einrichtung einer Grünen Welle für den Radverkehr auf der Beispielroute wird daher als sinnvoll angesehen.

6 Zusammenfassung

Die Arbeit zeigt, dass eine Koordinierung von Lichtsignalanlagen für den Radverkehr sinnvoll ist, da der überwiegende Teil der Radfahrer auch über längere Strecken einer Grünen Welle folgen kann.

Auf Grund der ermittelten Geschwindigkeitsverteilung der Radfahrer wird auf ebenen Strecken eine Progressionsgeschwindigkeit der Grünen Welle für den Radverkehr von 20 km/h empfohlen. Die Progressionsgeschwindigkeit sollte aber wegen der vielfältigen Einflüsse auf die Geschwindigkeit des Radverkehrs immer an die lokalen Gegebenheiten angepasst werden. Maßnahmen wie Verkehrszeichen oder Geschwindigkeitsanzeigen können den Anteil der Radfahrer, die der Grünen Welle folgen können, erhöhen.

Grüne Wellen für den Radverkehr sollten vor allem auf Radhaupttrouten eingerichtet werden, da es hier ein großes Verkehrsaufkommen im Radverkehr gibt und viele Radfahrer der Route über eine längere Strecke folgen. In der Arbeit wird ein System zur Bewertung des Verkehrsablaufs auf innerstädtischen Radrouten basierend auf der Reisezeit vorgeschlagen.

Die Koordinierung des Radverkehrs ist mit dem öffentlichen Verkehr auf Grund ähnlicher Reisegeschwindigkeiten vereinbar. Es sollten jedoch separate Verkehrsflächen zur Verfügung stehen.

Eine Koordinierung für den Radverkehr wirkt sich nicht negativ auf den Fußgängerverkehr aus. Fußgänger und Radfahrer sollten jedoch über getrennte Verkehrsflächen verfügen, da sonst die Geschwindigkeit im Radverkehr sinkt und inhomogener wird.

Beispiele aus Dänemark und den Niederlanden sowie diese Arbeit zeigen, dass es möglich ist eine Grüne Welle für den Radverkehr einzurichten ohne die Verkehrsqualität im ÖV oder MIV wesentlich zu beeinträchtigen. Teilweise sind die Auswirkungen sogar positiv.

Bei der Untersuchung der Beispielroute in der Praterstraße und der Lassallestraße in Wien konnte durch die Koordinierung der Lichtsignalanlagen für den Radverkehr eine Reisezeitersparnis von bis zu zwei Minuten je Richtung erreicht werden. Im MIV veränderte sich die Reisezeit nur marginal. Bei geringer Verkehrsstärke im MIV stieg die Reisezeit maximal um eine halbe Minute.

Auf Grund der positiven Auswirkungen auf den Radverkehr und der geringen Auswirkungen auf den übrigen Verkehr, sollte die Koordinierung der LSA für den Radverkehr bei der Planung von LSA-Steuerungen mitberücksichtigt werden. Radfahren wird durch die Grüne Welle im Radverkehr attraktiver, was zur Steigerung des Radverkehrsanteils beiträgt.

7 Literaturverzeichnis

- Amsterdam. (2007). *Groene golf voor fietsers*. Abgerufen am 1. März 2009 von amsterdam: <http://www.amsterdam.nl/>
- Berliner Zeitung. (Juli 2004). *Tempo 30, Radfahrer und Staus bremsen Busse aus*. Abgerufen am 30. Mai 2009 von berlinonline: <http://www.berlinonline.de/>
- Botma, H., & Papendrecht, J. (1991). Traffic Operation of Bicycle Traffic. (T. R. Board, Hrsg.) *Transportation Research Record*, 1320, S. 65-72.
- Botma, H., & Papendrecht, J. (1995). Traffic Operation of Bicycle Traffic. (T. R. Board, Hrsg.) *Transportation Research Record*, 1502, S. 38-44.
- Brockhaus. (2006). *Brockhaus in 15 Bänden*. Mannheim: Brockhaus.
- CROW. (2007). *Design manual for bicycle traffic*. Ede, The Netherlands: Centre for Research and Contract Standardization in Civil and Traffic Engineering.
- Edie, L., & Foote, R. (1958). *Traffic Flow in Tunnels*. Proceedings of Highway Research Board No. 37.
- FGSV. (1978). *Begriffsbestimmung, Teil: Straßenplanung und Verkehrstechnik*. Köln: FGSV.
- FGSV. (2001). *Handbuch für die Bemessung von Strassenverkehrsanlagen*. Köln: FGSV.
- FGSV. (2005). *Hinweise zur Signalisierung des Radverkehrs*. Köln: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V.
- Fietsberaad. (21. Mai 2007). *Amsterdam wil fietser vaker proriteit geven bij verkeerslichten*. Abgerufen am 1. März 2009 von fietsberaad: <http://www.fietsberaad.nl/>
- Fietsberaad. (2008). *Amsterdam: voor het eerst meer verplaatsingen per fiets dan per auto*. Abgerufen am 29. Mai 2009 von fietsberaad: <http://www.fietsberaad.nl/>
- Groth, H.-A. (1960). Untersuchungen über den Radverkehr. *Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 9.
- Hoegh, N. (2007). *Green waves for Cyclists in Copenhagen*. Workshop at Velo-city, City of Copenhagen, München.
- Institut for Veje, Trafik og Byplan. (1988). *Rapport 58 Cyklisthastigheder*. Kopenhagen: Vejdirektoratet.
- Meewes, V., & Maier, R. (1984). *Modellversuch B 33: "2+1"-spurige Landstraßen*. Mitteilung der Beratungsstelle für Schadenverhütung des HUK-Verbandes Nr. 22, Köln.
- Meschik, M. (2008). *Planungshandbuch Radverkehr*. Wien: Springer.
- Moritz, W. E. (1997). *A survey of north american bicycle commuters*. Washington D.C.: Transportation Research Board.

- MVG. (August 2006). *Die Dirigenten für Bus und Tram*. München: Münchner Verkehrsgesellschaft mbH.
- Plines, J. L. (1992). *Traffic engineering handbook*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice Hall.
- Roos, R. (1989). *Pulkbildung und Pulkauflösung als Kriterien zur Bemessung dreistreifiger Außerortsstraßen mit der Betriebsform b2+1*. Darmstadt: TU Darmstadt.
- Rosinak & Partner. (2008). *Verkehrskonzept Stadtentwicklungsgebiet Nordbahnhof*. Wien.
- Schnabel, W., & Lohse, D. (1997). *Grundlagen der Strassenverkehrstechnik und der Verkehrsplanung* (Bd. 1). Berlin: Verlag für Bauwesen.
- SGBO. (2001). *Facts about Cycling in the Netherlands*. Delft: Ministry of Transport Public Works and Water Management.
- Snizek & Partner. (2008). *Radverkehr in Wien*. Abgerufen am 17. Mai 2009 von snizek: <http://www.snizek.at/>
- Stadtwerke Bonn GmbH. (2008). *Kennzahlen_SWB_Bus_und_Bahn*. Abgerufen am 30. Mai 2009 von stadtwerke-bonn: <http://www.stadtwerke-bonn.de/>
- Steinbrecher, J. (1982). Ein Beitrag zum Verkehrsablauf an lichtsignalgesteuerten Knotenpunkten. *Stadt-Region-Land*, Heft 46.
- Taylor, D. B. (1993). Analysis of Traffic Signal Clearance Interval Requirements for Bicycle-Automobile Mixed Traffic. *Transportation Research Record*, 1405, S. 13-20.
- Taylor, D. B., & Mahmassani, H. S. (2000). Coordinating Traffic Signals for Bicycle Progression. *Transportation Research Record*, 1705, S. 85-92.
- Transportation Research Board. (2000). *Highway Capacity Manual*. Washington D.C.: National Research Council.
- Verkeerskunde. (2008). *Amsterdamse groene golf voor fietsers slaat aan*. Abgerufen am 1. März 2009 von verkeerskunde: <http://www.verkeerskunde.nl/>
- Wachtel, A., & Forester, J. (March 1995). Signal Clearance Timing for Bicyclists. *ITE Journal*, S. 38-45.
- Wiedemann, R., & Zhang, X. (1989). *Verkehrssimulation mit Radfahrern*. Karlsruhe: Deutsche Forschungsgesellschaft.
- Wilson, D. G. (2004). *Bicycling Science*. Cambridge, USA: MIT Press.
- Winkler, A. (Juni 2008). *Evaluierung Masterplan Verkehr*. Wien.

8 Abkürzungsverzeichnis

DTV	durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke [Kfz/24h]
Fzg	Fahrzeug
HBS	Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen
HCM	Highway Capacity Manual
KP	Knotenpunkt
LSA	Lichtsignalanlage
MIV	Motorisierter Individualverkehr
ÖV	Öffentlicher Verkehr
QSV	Qualitätsstufe des Verkehrsablaufs
RSZ	Reisezeit
SZP	Signalzeitplan
TU	Umlaufzeit
TW	Wartezeit
VLZ	Verlustzeit
VZ	Verkehrszeichen
ZWD	Zeit-Weg-Diagramm

9 Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 1: ANTEIL RADFAHRER OHNE HALT BEI GRÜNBANDBREITEN VON 10 BIS 25 SEKUNDEN OHNE BERÜCKSICHTIGUNG SCHNELLERER RADFAHRER	- 20 -
ABBILDUNG 2 ANTEIL RADFAHRER OHNE HALT BEI GRÜNBANDBREITEN VON 10 BIS 25 SEKUNDEN IN ANHÄNGIGKEIT DER STRECKE MIT BERÜCKSICHTIGUNG SCHNELLERER RADFAHRER.....	- 22 -
ABBILDUNG 3: LEUCHELEMENTE DER GRÜNEN WELLE, ODENSE (TROELS ANDERSEN)	- 24 -
ABBILDUNG 4: MARKIERUNG/VERKEHRSZEICHEN GRÜNE WELLE, KOPENHAGEN	- 24 -
ABBILDUNG 5: PRIMÄR- UND SEKUNDÄRWELLE.....	- 25 -
ABBILDUNG 6: FALL 1	- 28 -
ABBILDUNG 7: FALL 2	- 28 -
ABBILDUNG 8: FALL 3	- 29 -
ABBILDUNG 9: FALL 4	- 29 -
ABBILDUNG 10: FALL 5	- 30 -
ABBILDUNG 11: FALL 6	- 30 -
ABBILDUNG 12: KOORDINIERUNG DES RADVERKEHRS UND DES ÖV IN EINER GEMEINSAMEN GRÜNEN WELLE -	32 -
ABBILDUNG 13: KOPENHAGEN, BUSHALTESTELLE MIT PROVISORISCHEM HALTESTELLEN-KAP (A. WENINGER)-	33
-	
ABBILDUNG 14: KOPENHAGEN, BUSHALTESTELLE DIREKT AM RADWEG (M. SZEILER).....	- 33 -
ABBILDUNG 15 VERKEHRSZEICHEN: GRÜNE WELLE VON 6:30 UHR BIS 12:00 BEI 20 KM/H (KOPENHAGEN)....	- 38 -
ABBILDUNG 16 GESCHWINDIGKEITSPROFIL RADFAHRER NORREBROGADE VOR DER GRÜNEN WELLE STADTEINWÄRTS AM MORGEN	- 39 -
ABBILDUNG 17 GESCHWINDIGKEITSPROFIL RADFAHRER NORREBROGADE NACH DER GRÜNEN WELLE STADTEINWÄRTS AM MORGEN	- 39 -
ABBILDUNG 18 GESCHWINDIGKEITSPROFIL KFZ-VERKEHR NORREBROGADE VOR DER GRÜNEN WELLE STADTEINWÄRTS AM MORGEN	- 40 -
ABBILDUNG 19 GESCHWINDIGKEITSPROFIL KFZ-VERKEHR NORREBROGADE NACH DER GRÜNEN WELLE STADTEINWÄRTS AM MORGEN	- 41 -
ABBILDUNG 20: ANKÜNDIGUNG DER GRÜNEN WELLE MIT ANGABE DER PROGRESSIONSGESCHWINDIGKEIT IN ODENSE (TOM BERTULIS)	- 44 -
ABBILDUNG 21: DIGITALE ANZEIGE DER MOMENTANGESCHWINDIGKEIT FÜR RADFAHRER IN ODENSE	- 44 -
ABBILDUNG 22: EINORDNUNG DER BEISPIELROUTE (ROT) IN DAS WIENER STADTGEBIET	- 46 -
ABBILDUNG 23: SCHEMATISCHE DARSTELLUNG DER BEISPIELROUTE.....	- 47 -
ABBILDUNG 24: TAGESGANGLINIE RADFAHRER DAUERZÄHLSTELLE LASSALLESTRABE (SNIZEK & PARTNER) -	48 -
ABBILDUNG 25: GESCHWINDIGKEITSVERTEILUNG LASSALLESTRABE.....	- 50 -
ABBILDUNG 26: GESCHWINDIGKEITSVERTEILUNG PRATERSTRABE	- 50 -
ABBILDUNG 27: GESCHWINDIGKEITSVERTEILUNG RADVERKEHR STADTEINWÄRTS BEI MINIMALER ANZAHL DER HALTE.....	- 53 -

ABBILDUNG 28: GESCHWINDIGKEITSVERLAUF RADVERKEHR STADTEINWÄRTS BEI MAXIMALER ANZAHL DER HALTE	- 53 -
ABBILDUNG 29: GRÜNBÄNDER KOORDINIERUNG PRATERSTRASSE BESTAND $V_{MIV} = 50$ KM/H	- 57 -
ABBILDUNG 30: GRÜNBÄNDER KOORDINIERUNG PRATERSTRASSE BESTAND $V_{RAD} = 20$ KM/H	- 58 -
ABBILDUNG 31: GRÜNBÄNDER KOORDINIERUNG PRATERSTRASSE RADVERKEHRSOPTIMIERT $V_{RAD} = 20$ KM/H .	- 59 -
ABBILDUNG 32: GRÜNBÄNDER KOORDINIERUNG PRATERSTRASSE RADVERKEHRSOPTIMIERT $V_{MIV} = 50$ KM/H .	- 59 -
ABBILDUNG 33: REISE- UND VERLUSTZEITEN RADFAHRER STADTAUSWÄRTS	- 65 -
ABBILDUNG 34: REISE- UND VERLUSTZEITEN RADFAHRER STADTEINWÄRTS	- 65 -
ABBILDUNG 35: REISE- UND VERLUSTZEITEN MIV STADTAUSWÄRTS	- 66 -
ABBILDUNG 36: REISE- UND VERLUSTZEITEN MIV STADTEINWÄRTS	- 66 -
ABBILDUNG 37: ANZAHL DER HALTE IM BESTAND UND BEI GRÜNER WELLE FÜR DEN RADVERKEHR.....	- 68 -
ABBILDUNG 38: REISEZEIT BEI VERSCHIEDENEN VERKEHRSTÄRKEN	- 69 -

10 Tabellenverzeichnis

TABELLE 1: GRENZWERTE FÜR DIE QUALITÄTSSTUFEN DES FAHRRADVERKEHR NACH HBS	- 11 -
TABELLE 2: QUALITÄTSKRITERIEN FÜR RADVERKEHRSANLAGEN NACH HCM 2000.....	- 13 -
TABELLE 3: GRENZWERTE FÜR DIE QUALITÄTSSTUFEN DES FAHRRADVERKEHRS AUF INNERSTÄDTISCHEN STRABEN NACH HCM 2000	- 13 -
TABELLE 4: GRENZWERTE FÜR DIE QUALITÄTSSTUFEN DES FAHRRADVERKEHRS AUF INNERSTÄDTISCHEN STRABEN NACH HCM 2000 BEZOGEN AUF EINE DURCHSCHNITTSGESCHWINDIGKEIT VON 20 KM/H.....	- 14 -
TABELLE 5: GRENZWERTE FÜR DIE QUALITÄTSSTUFEN DES FAHRRADVERKEHRS AUF INNERSTÄDTISCHEN STRABEN AUSGEHEND VON EINER FREIEN DURCHSCHNITTSGESCHWINDIGKEIT VON 20 KM/H	- 15 -
TABELLE 6: REISEZEIT UND VERLUSTZEIT AUF EINEM KILOMETER STRECKE BEI EINER DURCHSCHNITTSGESCHWINDIGKEIT VON 20 KM/H FREIFAHRENDER RADFAHRER	- 15 -
TABELLE 7: STRECKEN, NACH DENEN DER RADFAHRER BEI GRÜNENDE AM FOLGENDEN KNOTENPUNKT ANKOMMT	- 25 -
TABELLE 8: RANDBEDINGUNGEN FÜR EINE SEKUNDÄRWELLE MIT 20 KM/H	- 29 -
TABELLE 9 EINGESPARTE HALTE UND REISEZEIT FÜR RADFAHRER NACH EINFÜHRUNG DER GRÜNEN WELLE AUF DER NORREBROGADE	- 40 -
TABELLE 10 EINGESPARTE HALTE UND REISEZEIT FÜR DEN KFZ-VERKEHR NACH EINFÜHRUNG DER GRÜNEN WELLE AUF DER NORREBROGADE.....	- 41 -
TABELLE 11 REISEZEIT FÜR BUSSE VOR UND NACH DER EINFÜHRUNG DER GRÜNEN WELLE FÜR RADFAHRER AUF DER NORREBROGADE	- 42 -
TABELLE 12: REISEZEITEN UND VERLUSTZEITEN RADVERKEHR STADTAUSWÄRTS.....	- 52 -
TABELLE 13: REISEGESCHWINDIGKEITEN UND VERLUSTZEITEN RADVERKEHR STADTEINWÄRTS	- 52 -
TABELLE 14: REISEZEITEN MIV STADTAUSWÄRTS.....	- 55 -
TABELLE 15: REISEZEITEN MIV STADTEINWÄRTS INKL. MESSUNGEN MIT STAU	- 55 -
TABELLE 16: REISEZEITEN MIV STADTEINWÄRTS EXKL. MESSUNGEN MIT STAU	- 56 -
TABELLE 17: REISEZEITEN UND VERLUSTZEITANTEIL BESTAND	- 62 -
TABELLE 18: REISEZEITEN UND VERLUSTZEITANTEIL BEI GRÜNER WELLE RADVERKEHR	- 63 -
TABELLE 19: VERÄNDERUNG DER REISEZEITEN UND DES VERLUSTZEITANTEIL (BESTAND - GRÜNER WELLE)	- 64 -
TABELLE 20: ANZAHL DER HALTE.....	- 67 -

11 Anhangverzeichnis

ANHANG 1: BERECHNUNG DES ANTEILS DER DURCHFahrTEN OHNE HALT

ANHANG 2: AUSWERTUNG DER GESCHWINDIGKEITSMESSUNG DES RADVERKEHRS

ANHANG 3: GRÜNBÄNDER DER KOORDINIERUNGEN

ANHANG 4: SIGNALZEITPLÄNE DER KOORDINIERUNG FÜR DEN RADVERKEHR

ANHANG 5: KALIBRIERUNG DES SIMULATIONSMODELLS

ANHANG 6: AUSWERTUNG DER SIMULATIONSERGEBNISSE

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich, dass ich die eingereichte Diplomarbeit selbstständig verfasst und keine anderen als die angegebenen Hilfsmittel verwendet habe.

Wien, 20.07.2009

Felix Beyer

Anhang 1:

Berechnung des Anteils der Durchfahrten ohne Halt in Abhängigkeit von der Strecke und der Grünbandbreite

Inhalt

1. Beschreibung des Rechenweges und Berechnungsergebnisse

1. Beschreibung des Rechenweges

Die Daten, die den Diagrammen in Kapitel 3.2.2 zu Grunde liegen, werden folgender Maßen berechnet:

1. Die Geschwindigkeitsverteilung im Radverkehr mit einem Mittelwert von 20 km/h und einer Standardabweichung von 4 km/h wird zur Standardnormalverteilung z-transformiert.
2. Für die Werte zwischen 8 und 32 km/h wurden die Flächen unter der Normalkurve mittels Tabelle in einer Schrittweite von 0,25 km/h ermittelt.
3. Für jeden Geschwindigkeitswert wurde die jeweilige Fläche mittels Subtraktion ermittelt.
4. Für jeden Geschwindigkeitswert wurde die Fahrzeit für die Strecken von 0 bis 1000 m mit einer Schrittweite von 50 m berechnet.
5. Ausgehend von der Progressionsgeschwindigkeit von 20 km/h werden für die Grünbandbreiten von 10, 15, 20 und 25 Sekunden die obere und die untere Grenze des Grünbandes in Abhängigkeit von der Entfernung berechnet.
6. Für jede Grünbandbreite werden an jedem Wegpunkt die Geschwindigkeiten ermittelt, deren Fahrzeit innerhalb der Grenzen des Grünbandes liegt. Die Wahrscheinlichkeiten der Geschwindigkeiten (aus 3.) werden für diese Werte addiert. Es ergibt sich der Anteil der Radfahrer ohne Halt exklusive der schneller fahrenden Radfahrer.
7. Für jede Grünbandbreite werden an jedem Wegpunkt die Geschwindigkeiten ermittelt, deren Fahrzeit unter der oberen Grenze des Grünbandes liegt. Die Wahrscheinlichkeiten der Geschwindigkeiten (aus 3.) werden für diese Werte addiert. Es ergibt sich der Anteil der Radfahrer ohne Halt inklusive der schneller fahrenden Radfahrer.

Die detaillierten Werte sind in folgender Tabelle dargestellt:

Anhang 2:

Auswertung der Geschwindigkeitsmessungen des Radverkehrs

Inhalt

- 1. Statistische Analyse Geschwindigkeitsmessung Lassallestraße**
- 2. Statistische Analyse Geschwindigkeitsmessung Praterstraße**
- 3. Fehlerrechnung der Geschwindigkeitsmessungen**

1. Statistische Analyse Geschwindigkeitsmessung Lassallestraße

Messbedingungen:

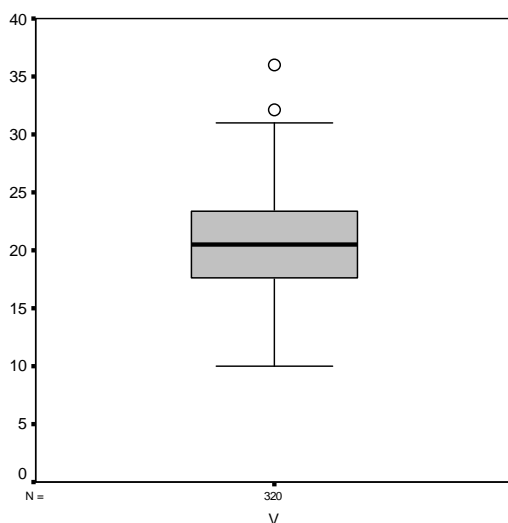
Datum: 08.10.2008 Uhrzeit: 14:00 – 17:45 Uhr
 Radfahranlage: straßenbegleitender Zweirichtungsradschwergeweg
 Breite: 2,40 m
 Gefälle: < 1 %
 Grünstreifen zwischen Radweg und Fahrbahn, Breite ca. 2,00 m
 Trennung zum Gehweg durch Markierung
 Oberfläche: Asphalt
 Wetter: trocken, bewölkt, Wind < 5 km/h, Lufttemperatur 18°C
 Verkehrsaufkommen: Spitzenstunde: 187 Radfahrer/Querschnitt
 Spitzenviertelstunde: 51 Radfahrer/Querschnitt
 Methode: Markierung eines 20 m langen Abschnittes auf dem Radweg
 Aufzeichnung der Radfahrer mittels Videokamera
 Auswertung der Aufzeichnung am PC

Ergebnisse:

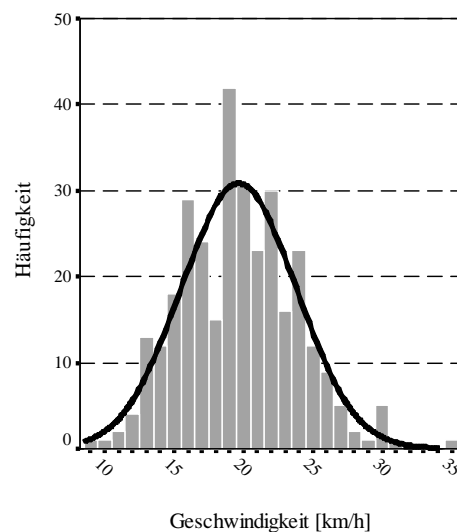
Statistische Kennwerte	
N	320
Mittelwert	20,66
Median	20,54
Standardabweichung	4,13
Minimum	10,00
Maximum	36,00
Schiefe (nach Johannsen)	0,180

Perzentile						
5	10	25	50	75	90	95
14,06	15,38	17,52	20,45	23,38	25,71	27,27

Boxplot der Geschwindigkeitsverteilung



Histogramm der Geschwindigkeitsverteilung



2. Statistische Analyse Geschwindigkeitsmessung Praterstraße

Messbedingungen:

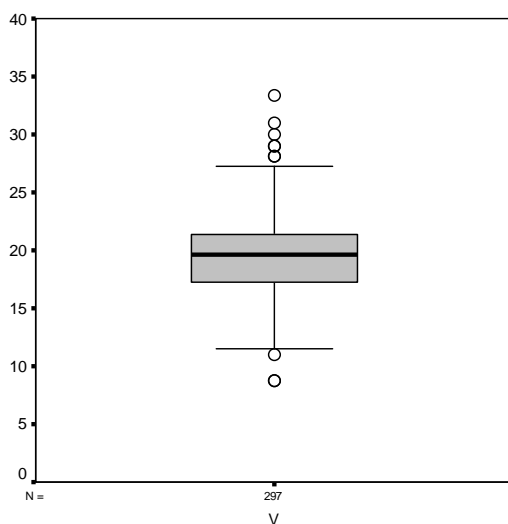
Datum: 10.10.2008 Uhrzeit: 7:30 – 11:30 Uhr
 Radfahranlage: straßenbegleitender Einrichtungsrادweg
 Breite: 1,40 m
 Gefälle: < 1 %
 Schutzstreifen zwischen Radweg und Fahrbahn, Breite ca. 0,60 m
 Trennung zum Gehweg durch Randstein, Höhe 3 cm
 Oberfläche: Asphalt
 Wetter: trocken, sonnig, Wind < 5 km/h, Lufttemperatur 17°C
 Verkehrsaufkommen: Spitzenstunde: 114 Radfahrer/Querschnitt
 Spitzenviertelstunde: 33 Radfahrer
 Methode: Markierung eines 10 m langen Abschnittes auf dem Radweg
 Aufzeichnung der Radfahrer mittels Videokamera
 Auswertung der Aufzeichnung am PC

Ergebnisse:

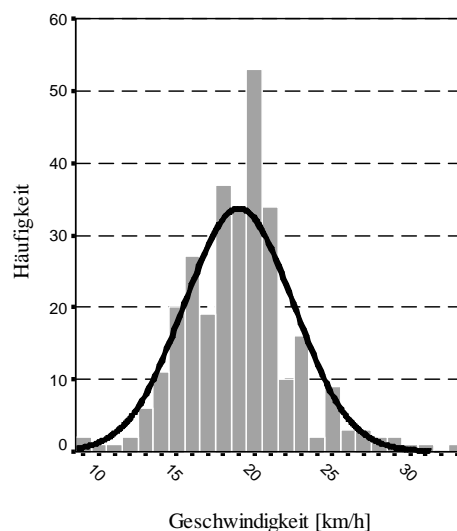
Statistische Kennwerte	
N	297
Mittelwert	19,50
Median	19,57
Standardabweichung	3,51
Minimum	8,74
Maximum	33,33
Schiefe (nach Johanssen)	0,380

Perzentile						
5	10	25	50	75	90	95
14,49	15,25	17,31	19,57	21,43	23,68	25,71

Boxplot der Geschwindigkeitsverteilung



Histogramm der Geschwindigkeitsverteilung



3. Fehlerrechnung der Geschwindigkeitsmessungen

Geschwindigkeit $v = \frac{s}{t}$

Fehler Geschwindigkeit $\varepsilon v = \left| \frac{\partial v}{\partial s} \right| \varepsilon s + \left| \frac{\partial v}{\partial t} \right| \varepsilon t$

$$\varepsilon v = \left| \frac{1}{t} \right| \varepsilon s + \left| \frac{-s}{t^2} \right| \varepsilon t$$

	Praterstraße	Lassallestraße
Mittelwert Strecke	$\bar{s} = 10,0 \text{ m}$	$\bar{s} = 20,0 \text{ m}$
Fehler Strecke	$\varepsilon s = 0,4 \text{ m}$	$\varepsilon s = 0,5 \text{ m}$
Mittelwert Zeit	$\bar{t} = 1,908 \text{ s}$	$\bar{t} = 3,623 \text{ s}$
Fehler Zeit	$\varepsilon t = 2 * \frac{1s}{25} = 0,08 \text{ s}$	$\varepsilon t = 2 * \frac{1s}{25} = 0,08 \text{ s}$
Mittelwert Geschwindigkeit	$\bar{v} = 19,52 \frac{\text{km}}{\text{h}}$	$\bar{v} = 20,65 \frac{\text{km}}{\text{h}}$
Fehler Geschwindigkeit	$\varepsilon v = 0,2097 \frac{\text{m}}{\text{s}} + 0,0220 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$\varepsilon v = 0,1380 \frac{\text{m}}{\text{s}} + 0,1219 \frac{\text{m}}{\text{s}}$
	$\varepsilon v = 0,834 \frac{\text{km}}{\text{h}}$	$\varepsilon v = 0,936 \frac{\text{km}}{\text{h}}$
Geschwindigkeit	$v = (19,52 \pm 0,83) \frac{\text{km}}{\text{h}}$	$v = (20,65 \pm 0,94) \frac{\text{km}}{\text{h}}$

Anhang 3:

Grünbänder der Koordinierung

Inhalt

Grünbänder Aspernbrücke

Grünbänder Praterstraße

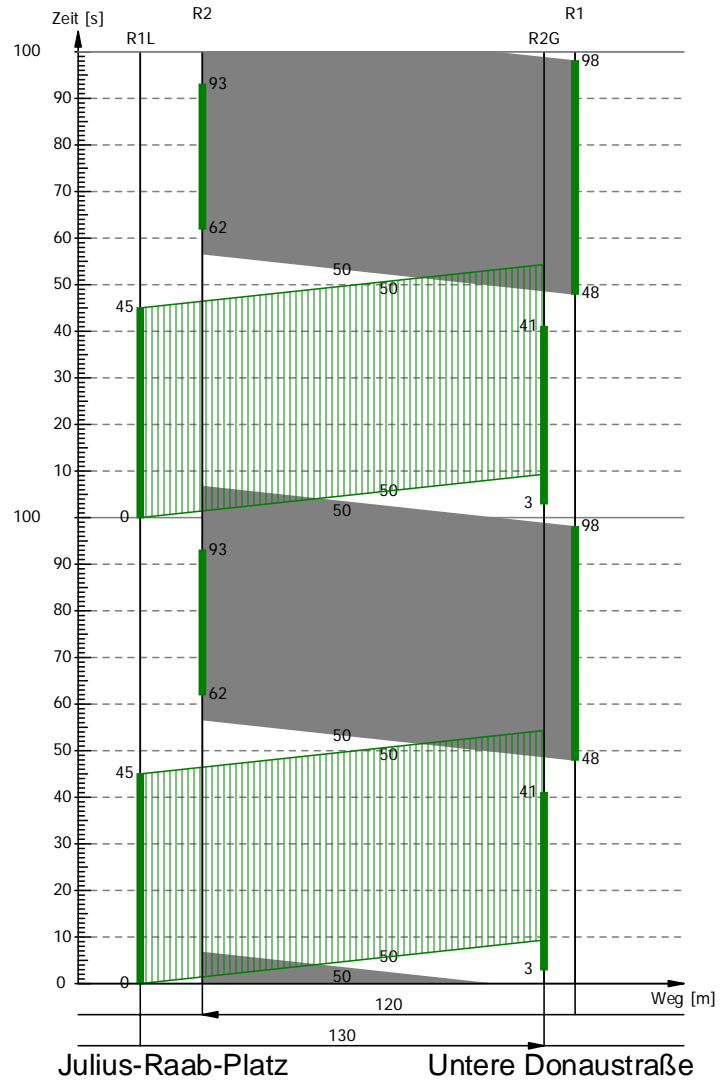
Grünbänder Praterstern

Grünbänder Lassallestraße

ZWD Aspernbrücke Bestand MIV



LISA+

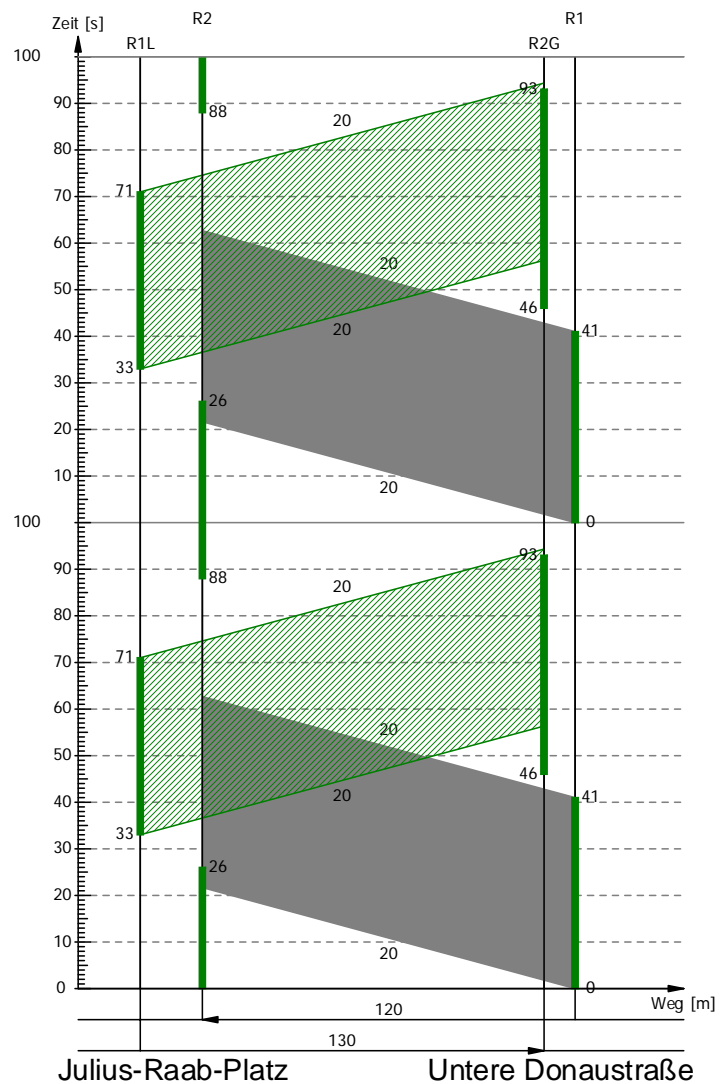


Koordinierung	A_BR_BEST - Aspernbrücke Bestand						
Variante	Koordinierung Aspernbrücke Bestand Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	1

ZWD Aspernbrücke RFopt MIV



LISA+

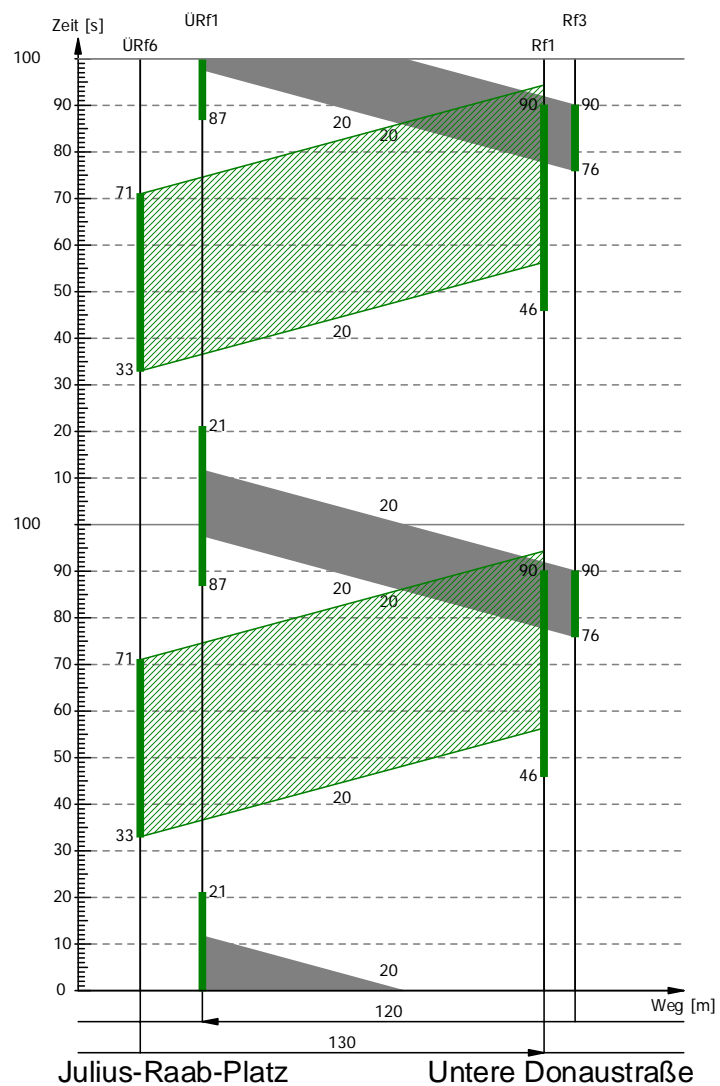


Koordinierung	ASP_RF - Aspernbrücke Rfopt						
Variante	Koordinierung Aspernbrücke RFopt Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	3

ZWD Aspernbrücke RFopt RAD



LISA+

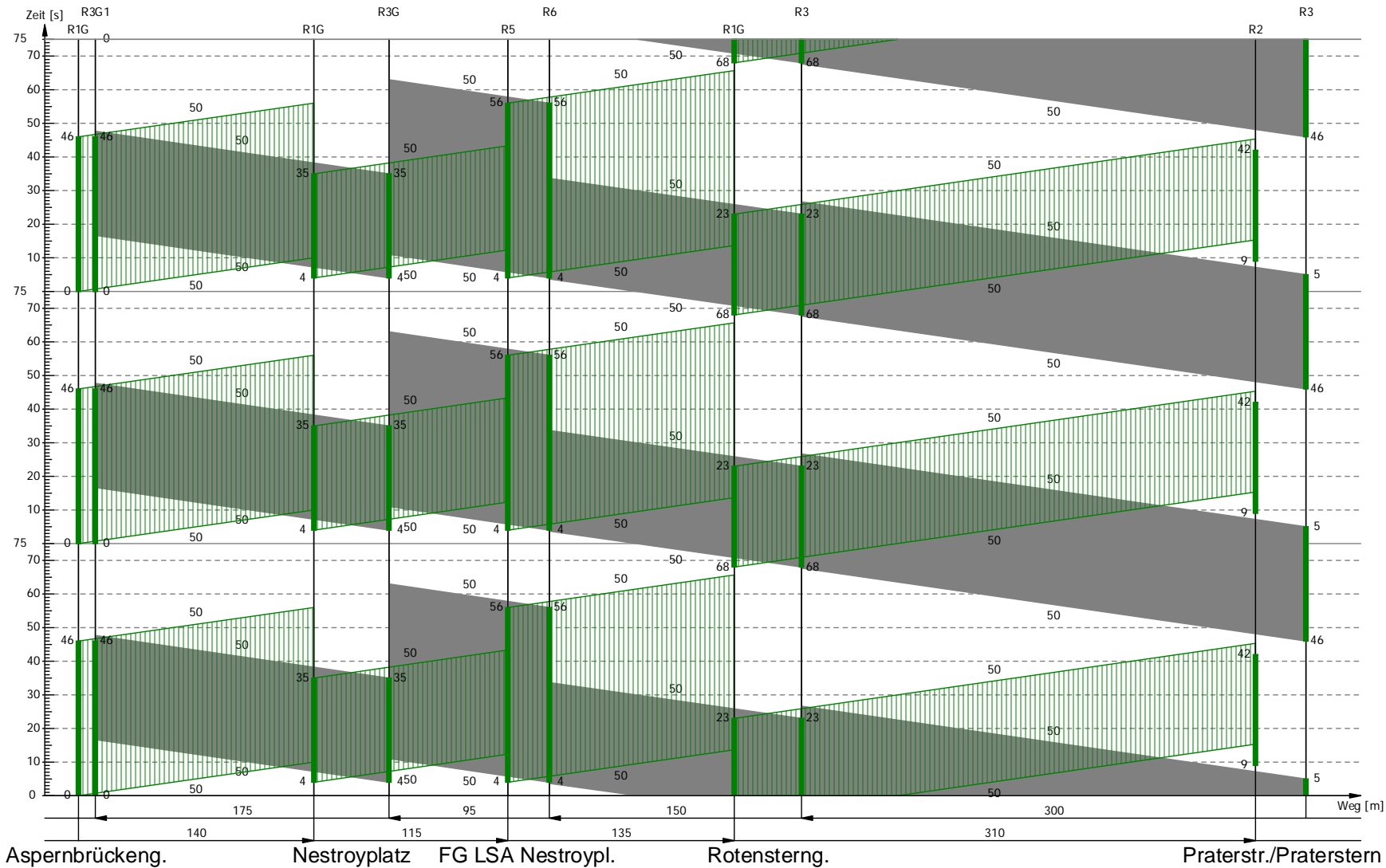


Koordinierung	ASP_RF - Aspernbrücke Rfopt						
Variante	Koordinierung Aspernbrücke Rfopt Morgenspitze RAD						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	4

ZWD Praterstraße Bestand MIV



LISA+

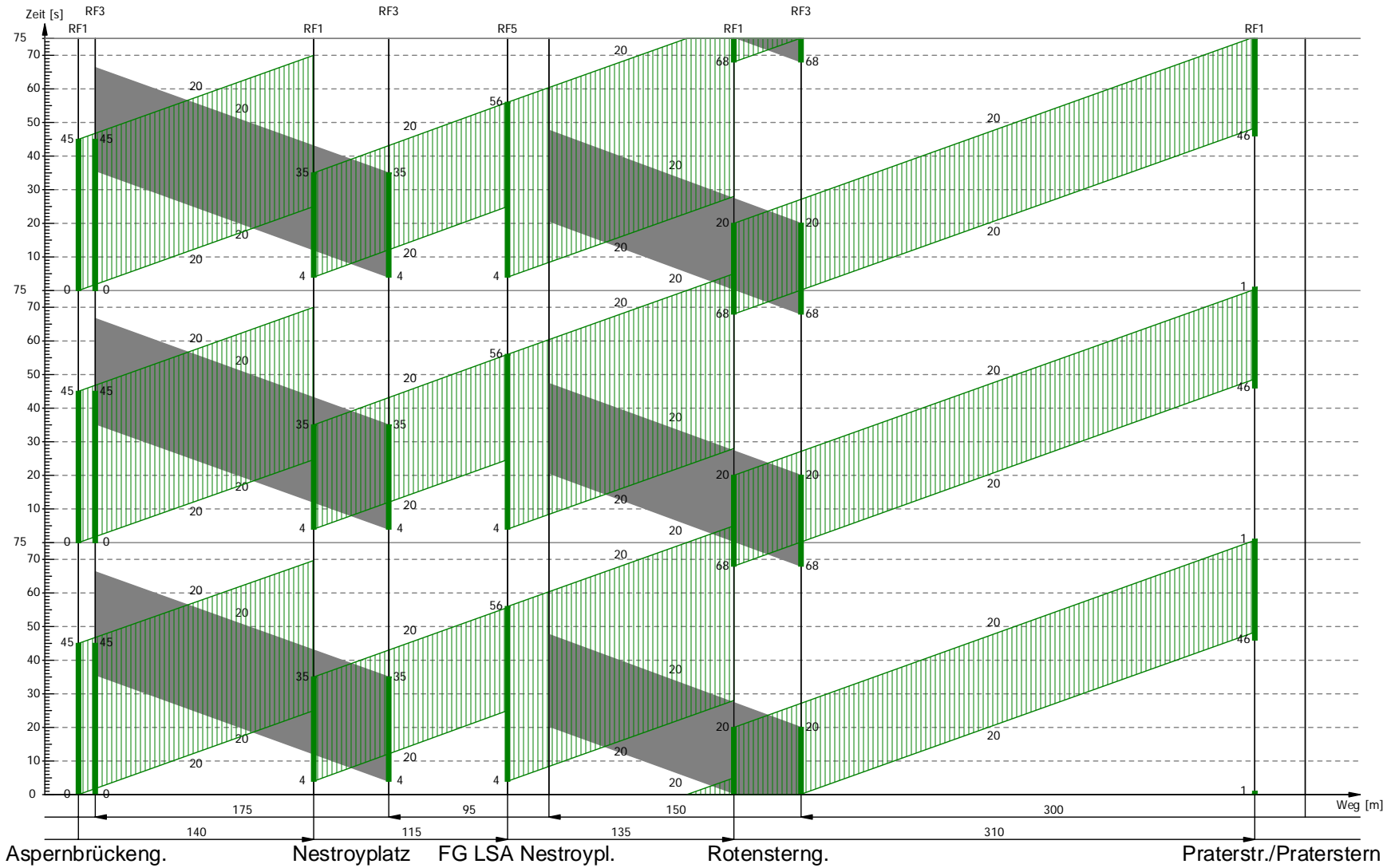


Koordinierung	PRA_BEST - Koordinierung Praterstraße Bestand						
Variante	Koordinierung Praterstraße Bestand Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	5

ZWD Praterstraße Bestand RAD



LISA+

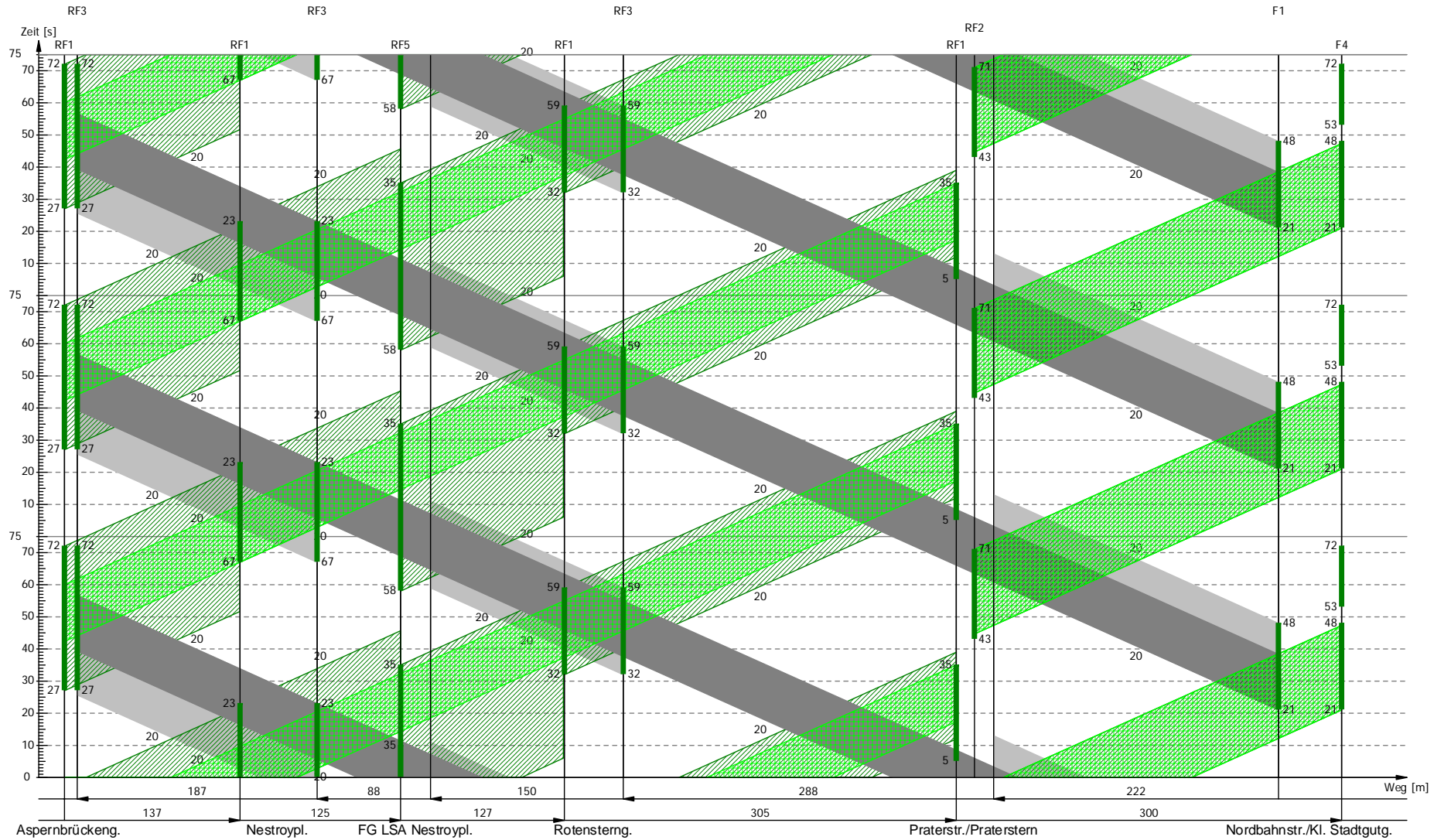


Koordinierung	PRA_BEST - Koordinierung Praterstraße Bestand				
Variante	Koordinierung Praterstraße Bestand Morgenspitze RAD				
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009
				Blatt	6

ZWD Praterstraße RFopt RAD



LISA+

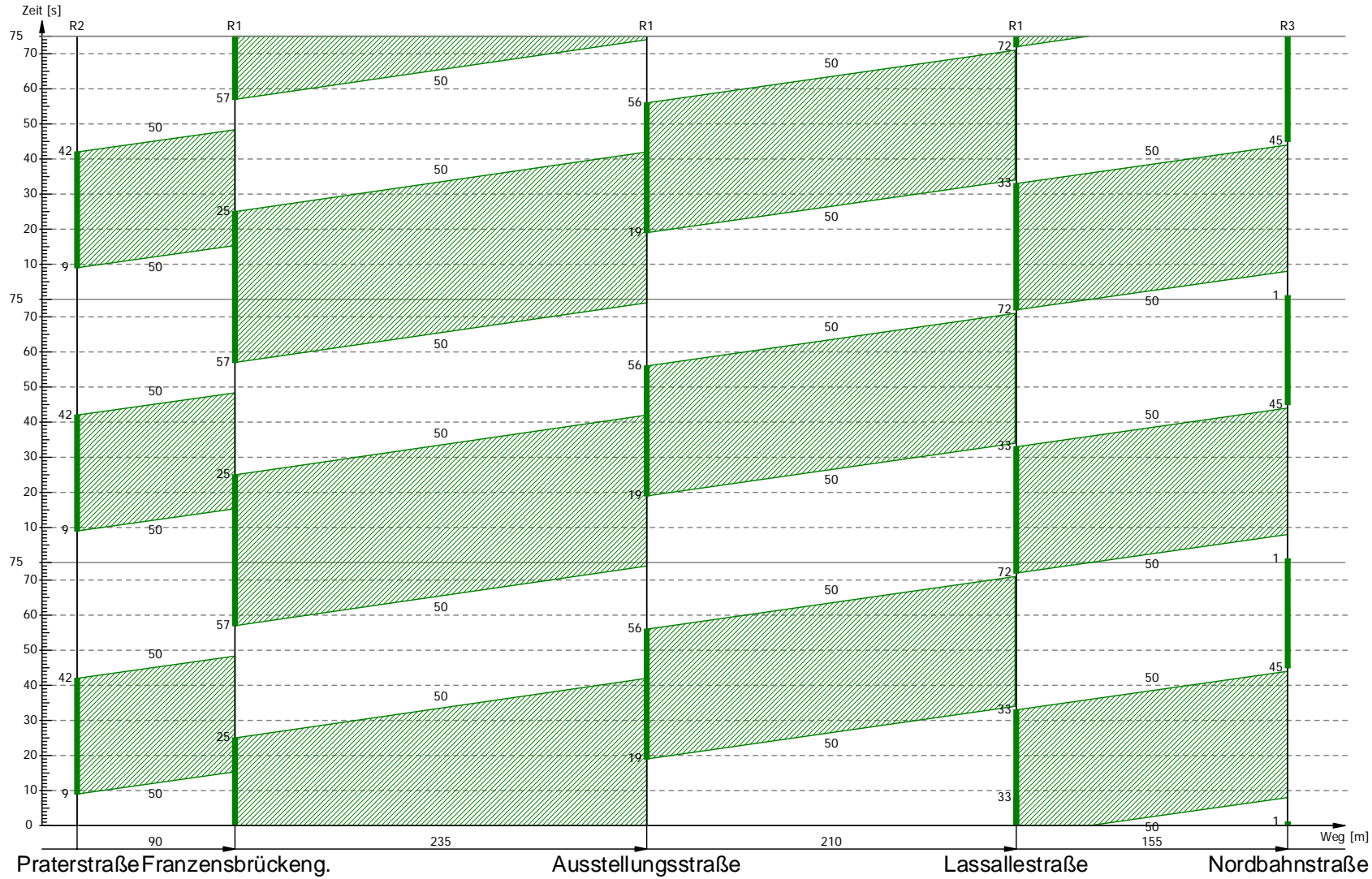


Koordinierung	PRA_NB - Praterstraße bis Nordbahnstraße						
Variante	Koordinierung Praterstraße Radfahrer optimiert Morgenspitze RAD						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	13.07.2009	Blatt	8

ZWD Praterstern Bestand



LISA+

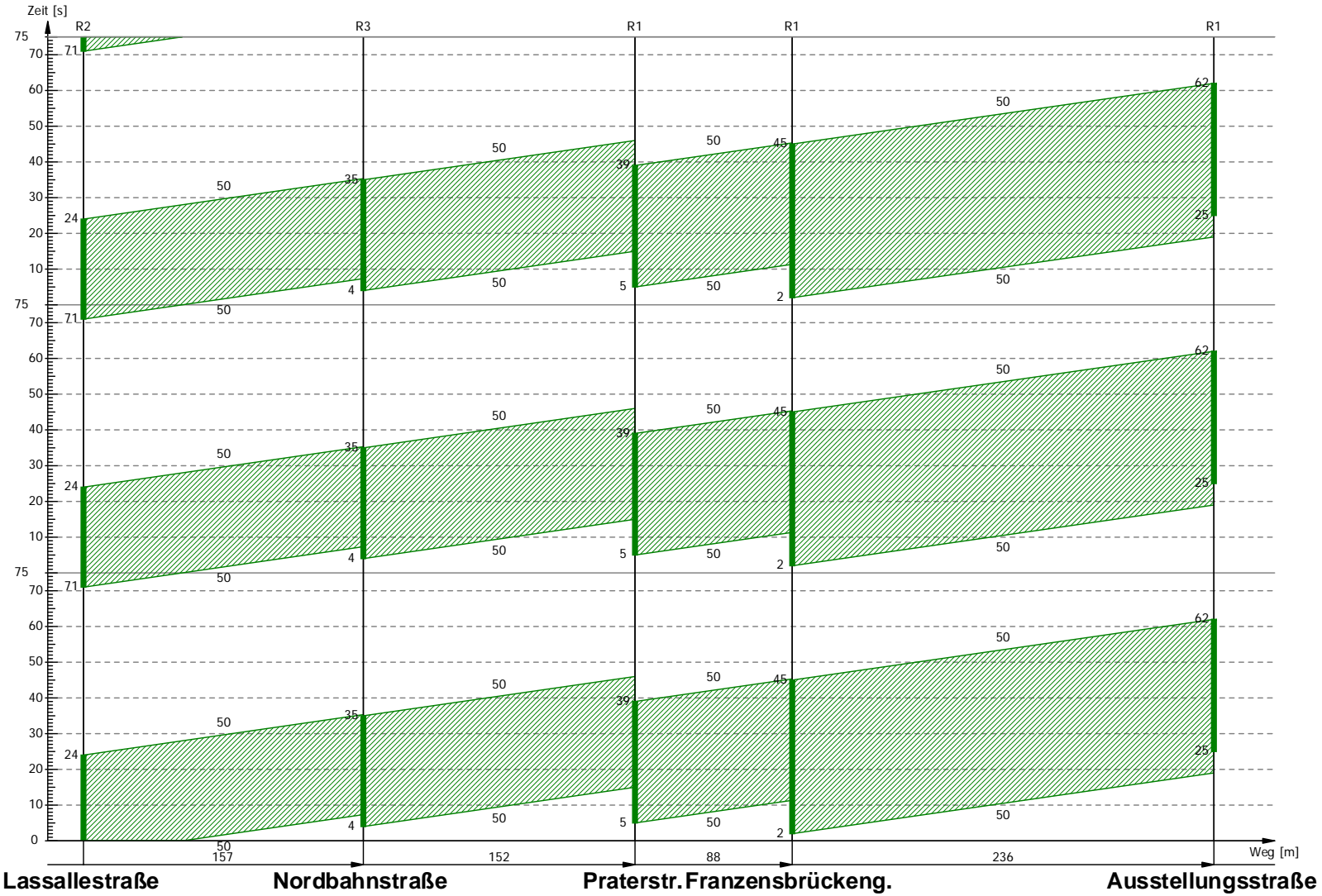


Koordinierung	PS_BEST - Praterstern MPH Bestand						
Variante	Koordinierung Praterstern Bestand Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	9

ZWD Praterstern RFOpt MIV



LISA+

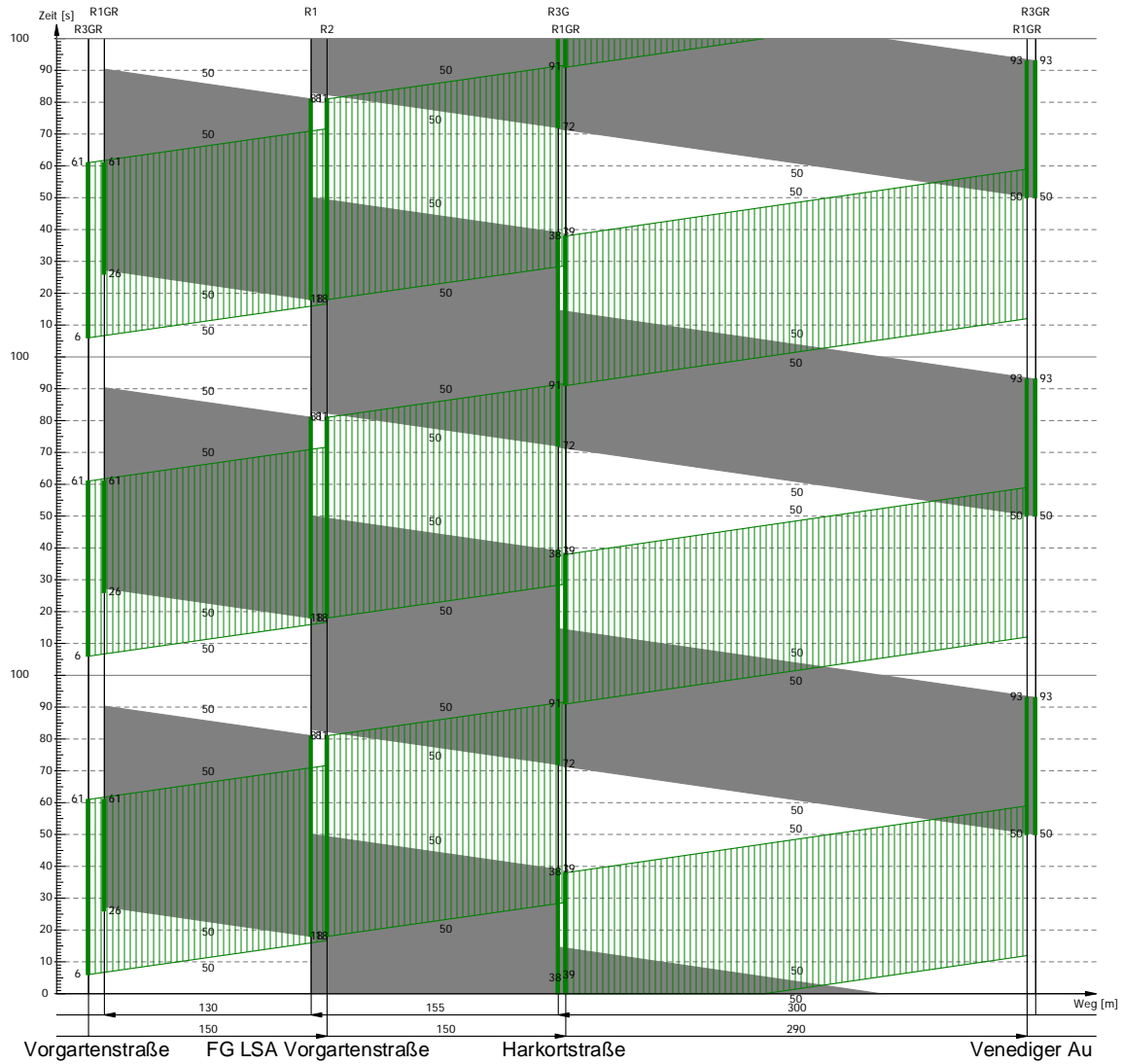


Koordinierung	PS_LS_P - Praterstern Lassallestraße nach Praterstraße						
Variante	Koordinierung Praterstern Radfahrer optimiert Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	10

ZWD Lassallestraße Bestand MIV



LISA+

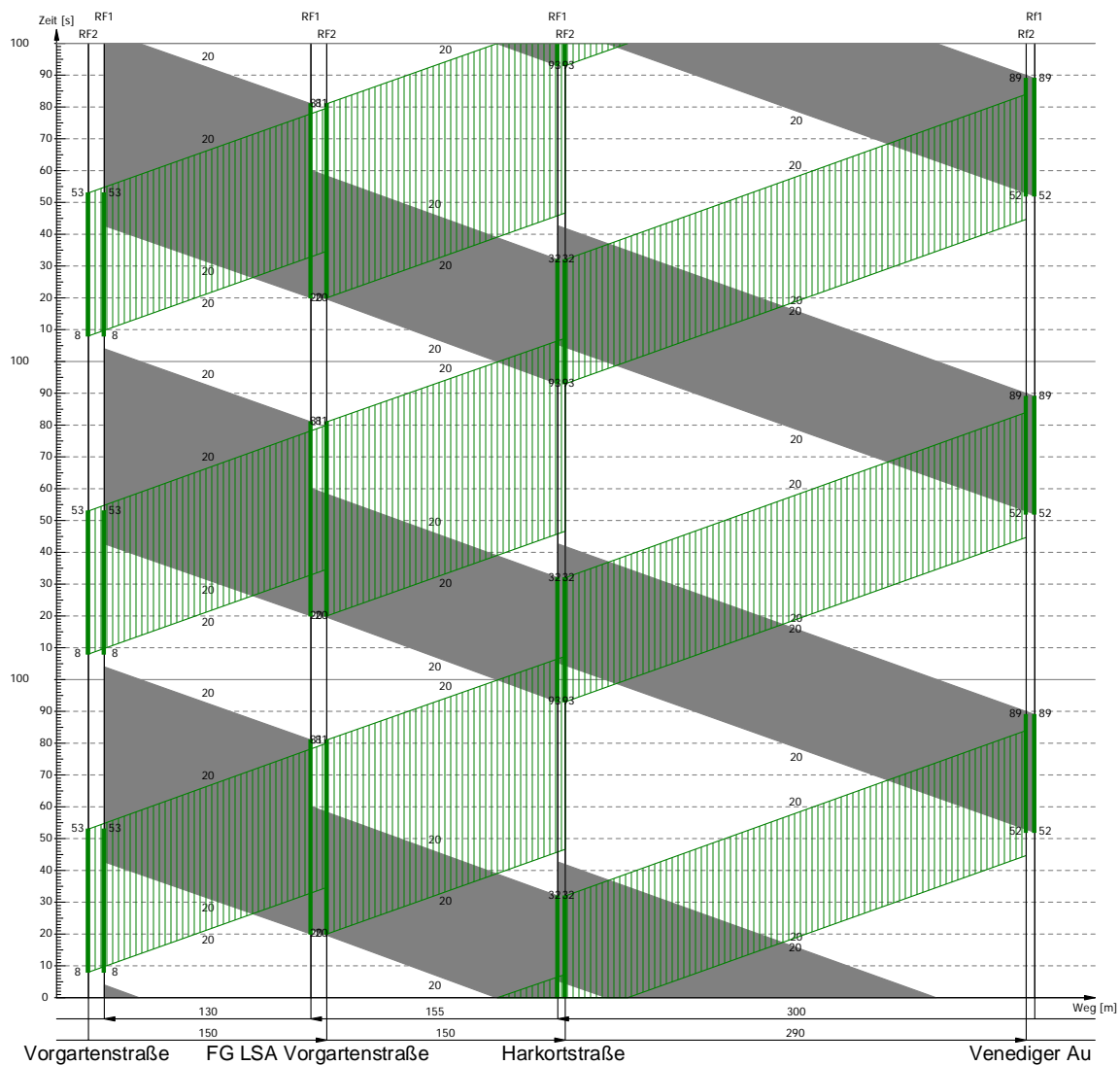


Koordinierung	LAS_BEST - Lassallestraße MPH Bestand				
Variante	Koordinierung Lassallestraße Bestand Morgenspitze MIV				
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009
				Blatt	11

ZWD Lassallestraße Bestand RAD



LISA+

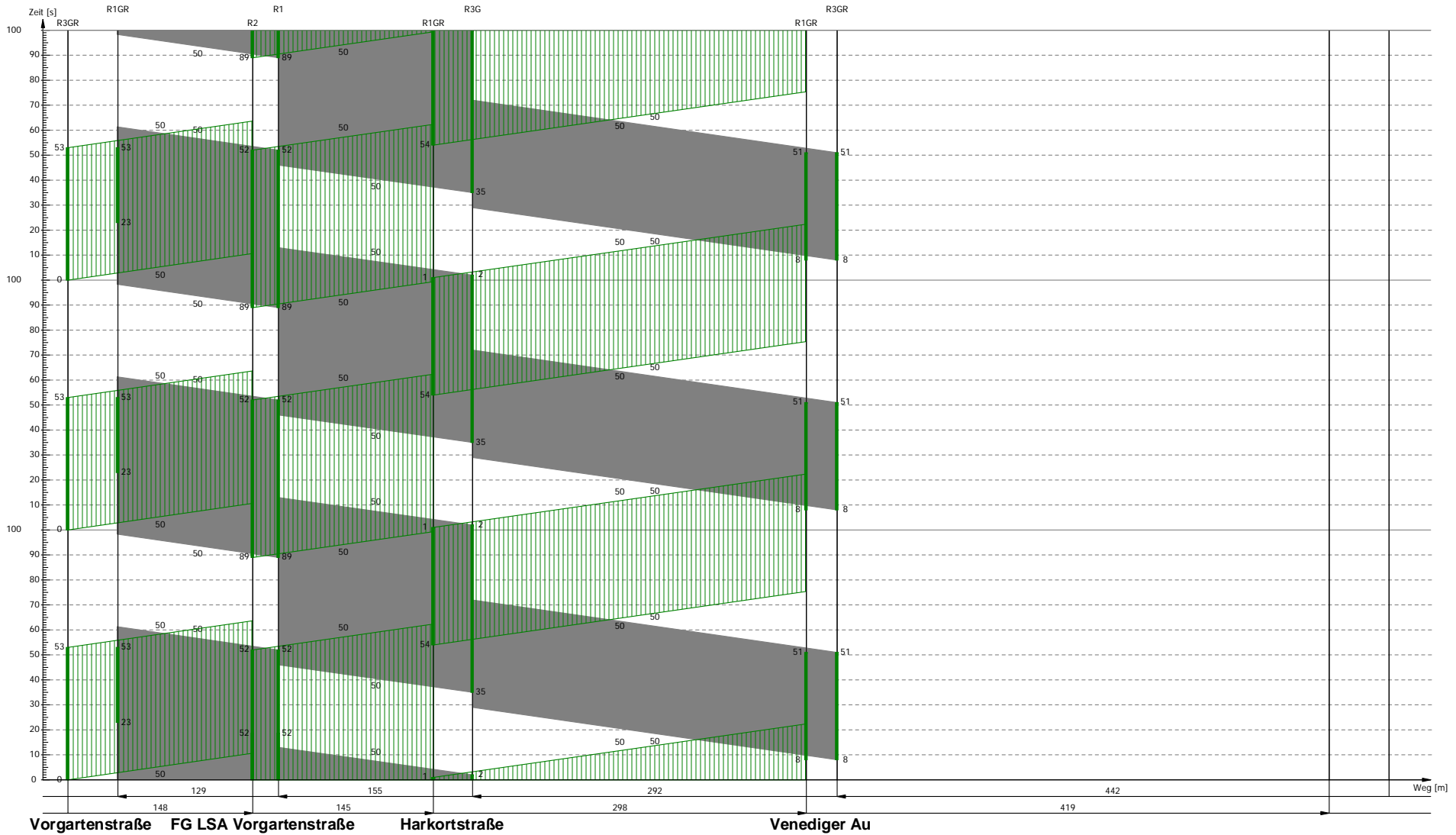


Koordinierung	LAS_BEST - Lassallestraße MPH Bestand				
Variante	Koordinierung Lassallestraße Bestand Morgenspitze RAD				
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009
				Blatt	12

ZWD Lassallestraße RADopt MIV



LISA+

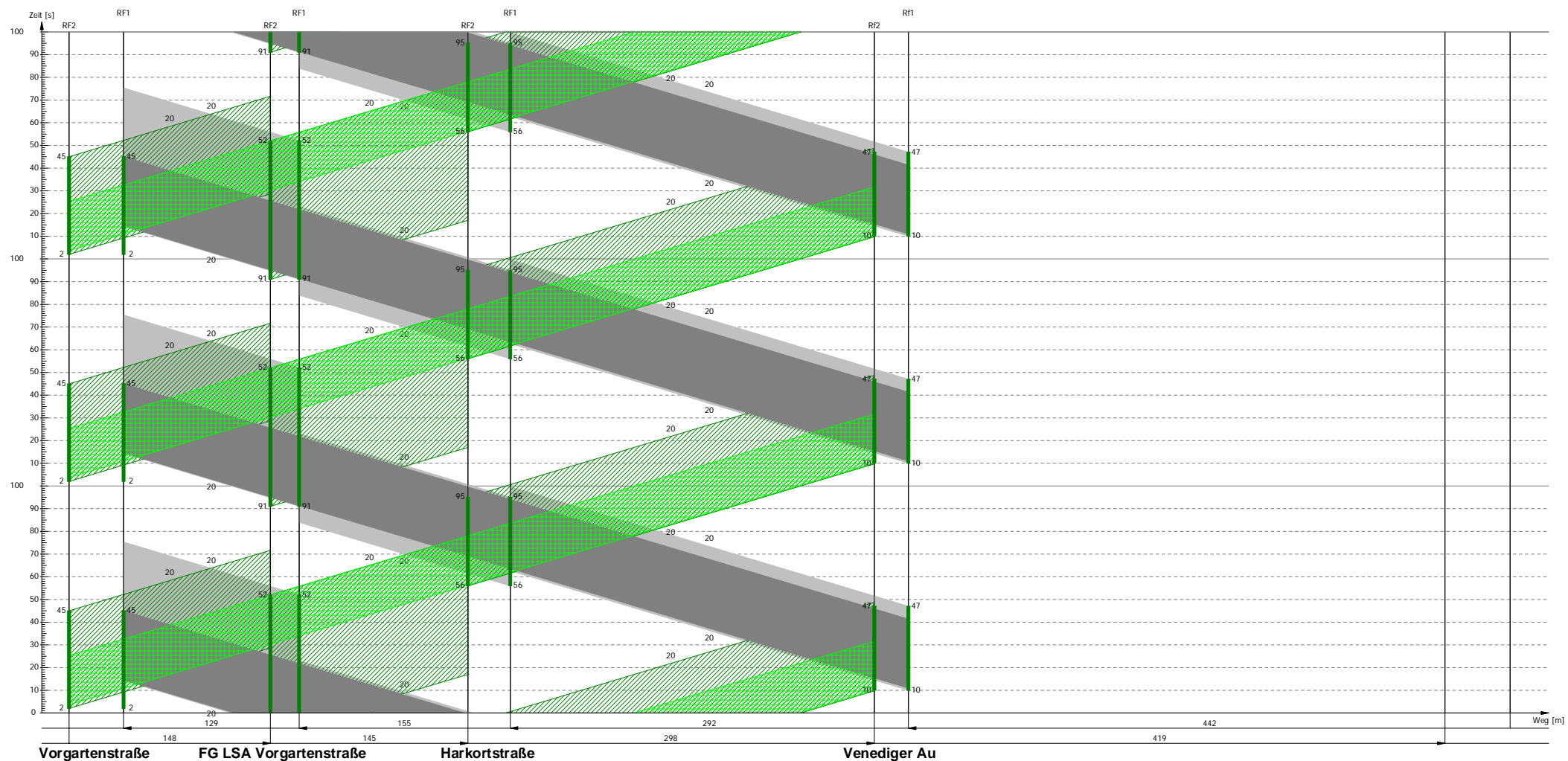


Koordinierung	LAS_100 - Lassallestraße 100						
Variante	Koordinierung Lassallestraße Radfahrer optimiert Morgenspitze MIV						
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung	Datum	07.07.2009	Blatt	13

ZWD Lassallestraße RFopt RAD



LISA+



Koordinierung	LAS_100 - Lassallestraße 100		
Variante	Koordinierung Lassallestraße Radfahrer optimiert Morgenspitze RAD		
Bearbeiter	Felix Beyer	Status	Bearbeitung
Datum	13.07.2009	Blatt	14

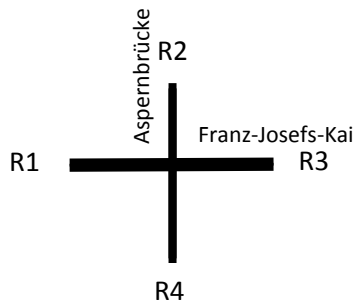
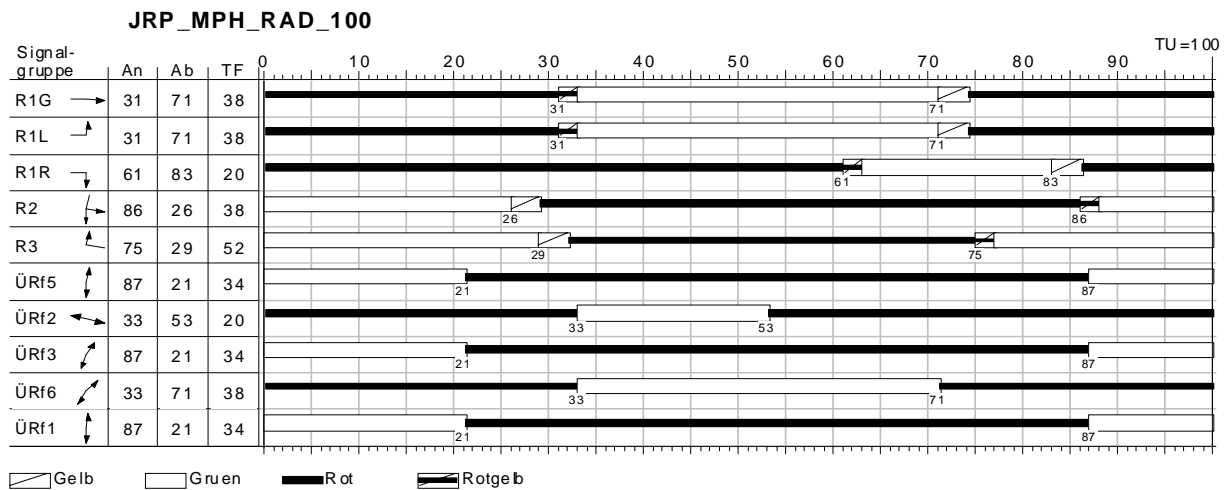
Anhang 4:

Signalzeitpläne der Koordinierung für den Radverkehr

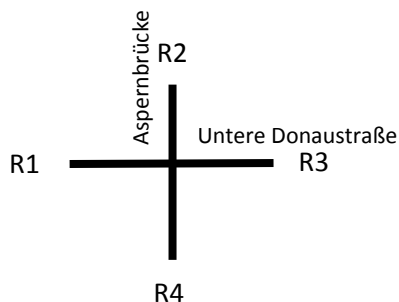
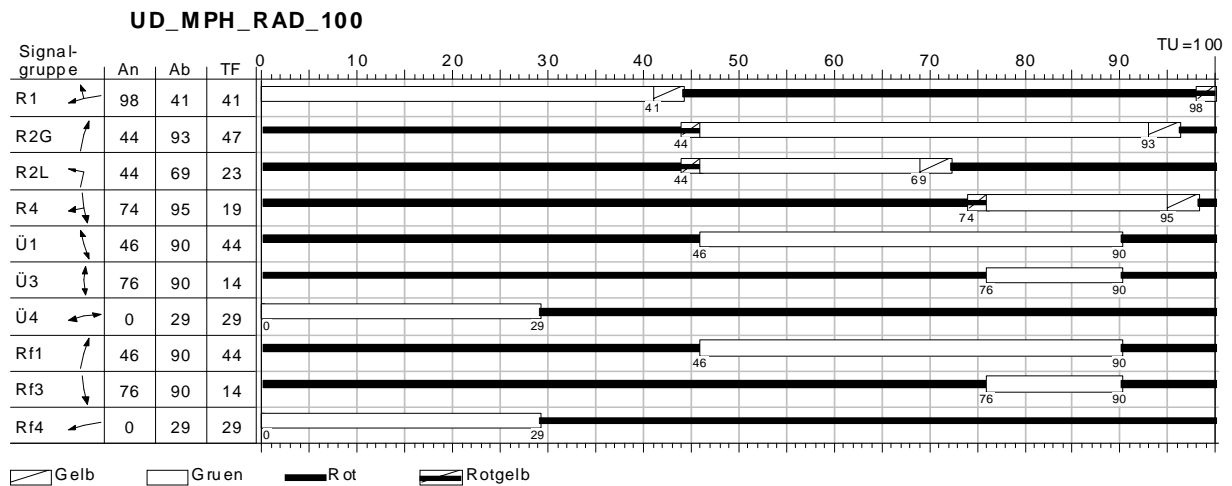
Inhalt

1. Signalzeitpläne

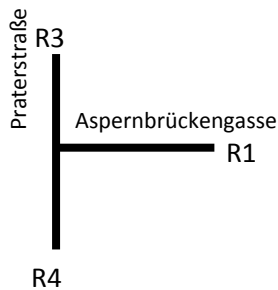
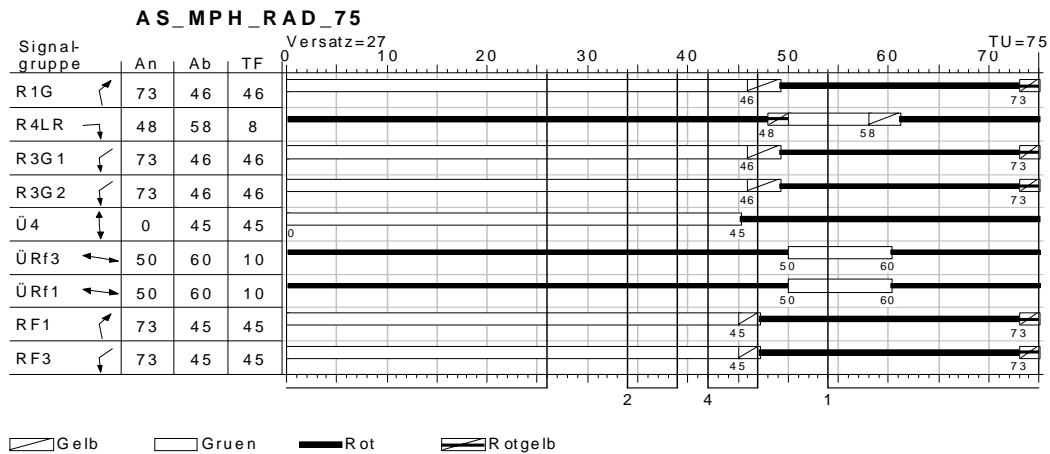
SZP 1: Julius-Raab-Platz



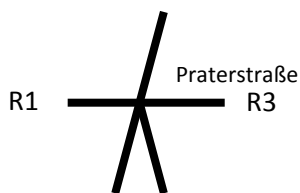
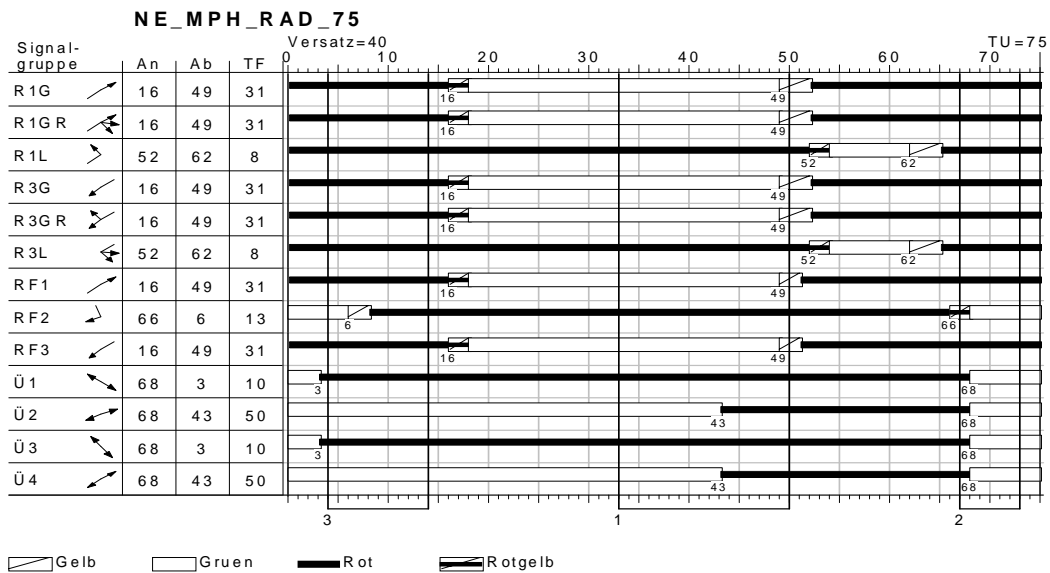
SZP 2: Untere Donaustraße / Aspernbrückengasse



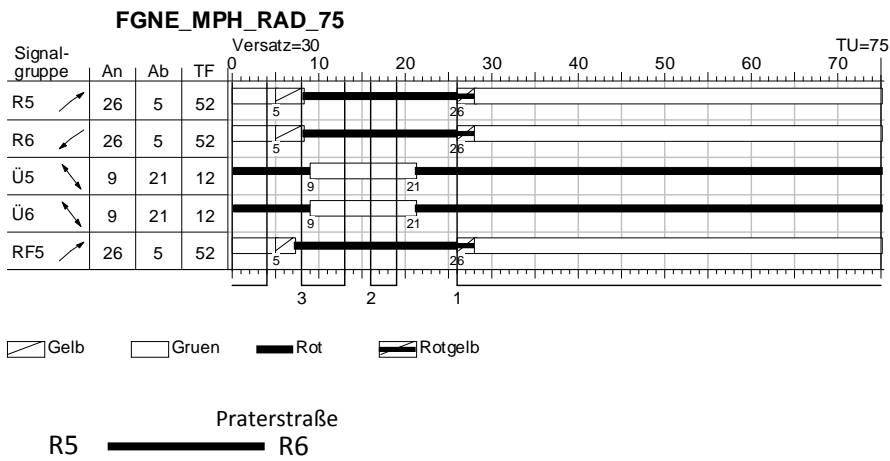
SZP 3: Praterstraße / Aspernbrückengasse



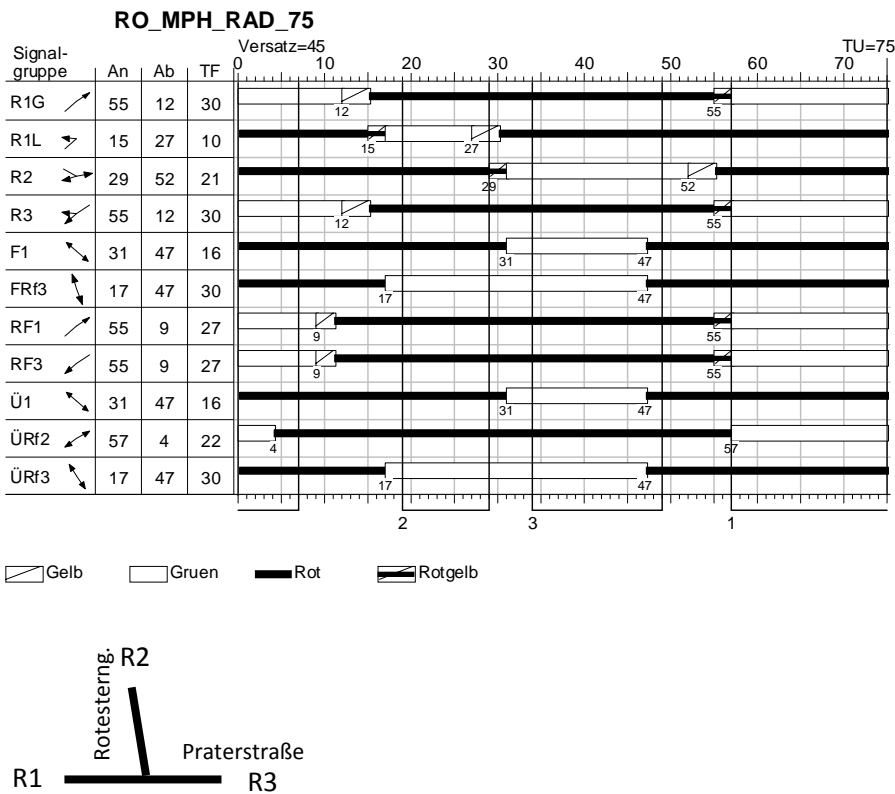
SZP 4: Nestroyplatz



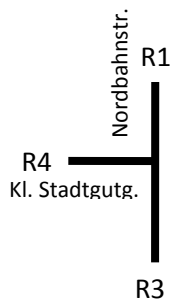
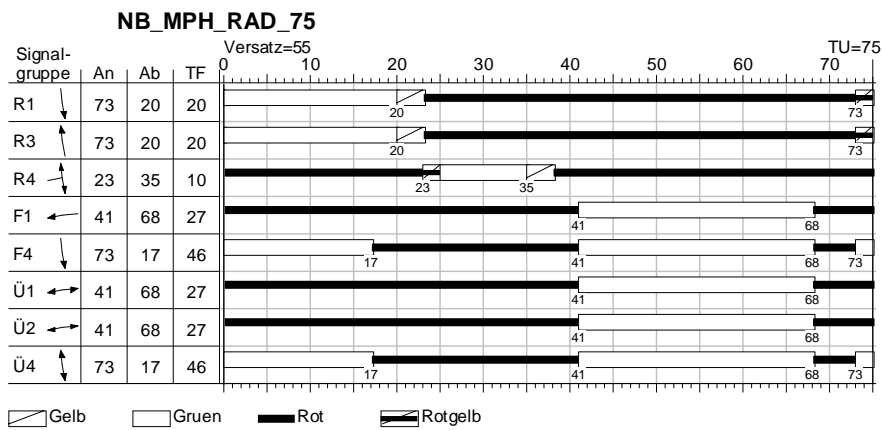
SZP 5: Fußgänger LSA Nestroyplatz



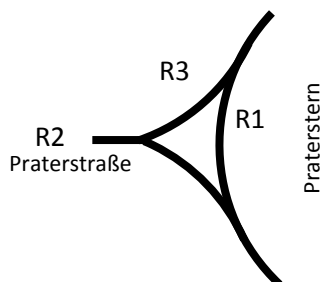
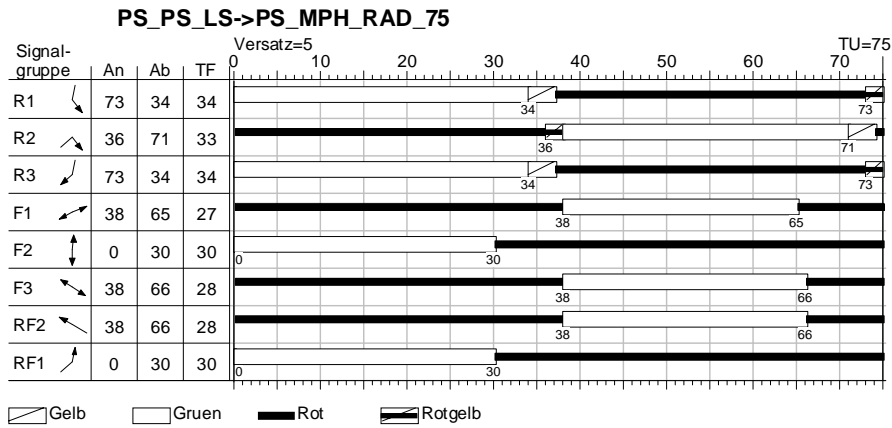
SZP 6: Praterstraße / Rotensterngasse



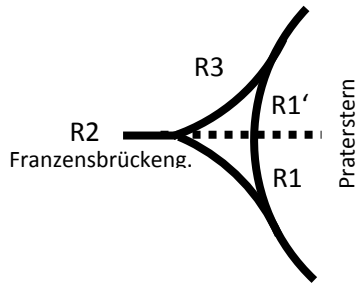
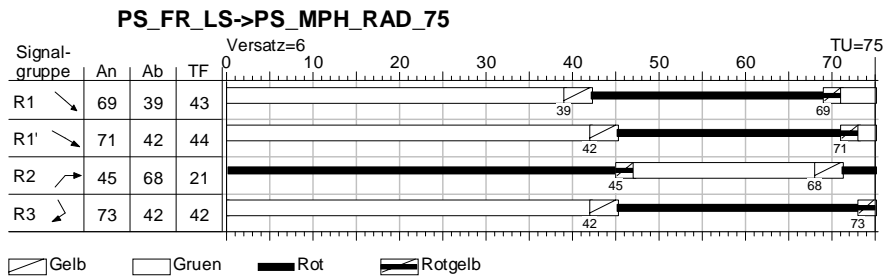
SZP 7: Nordbahnstraße / Kleine Stadtgutgasse



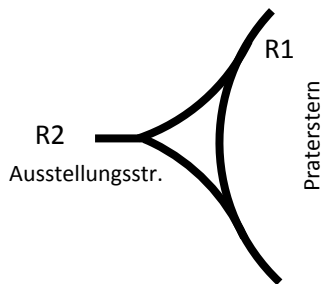
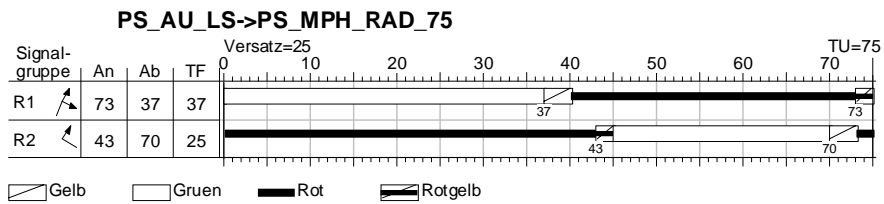
SZP 8: Praterstern / Praterstraße



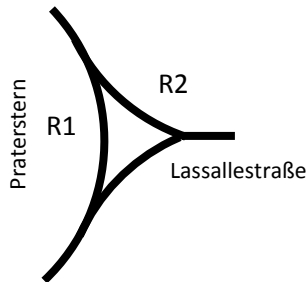
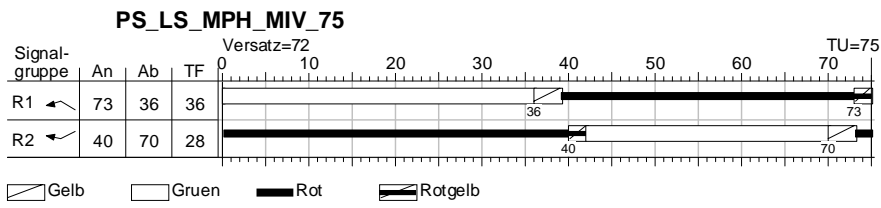
SZP 9: Praterstern / Franzensbrückengasse



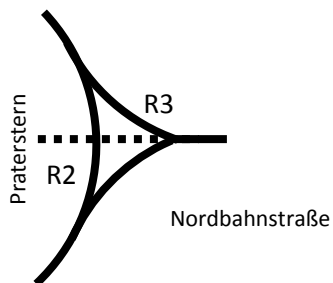
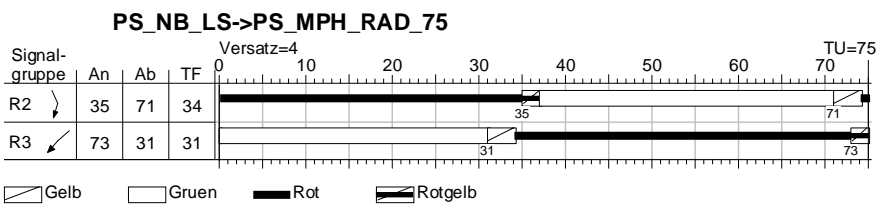
SZP 10: Praterstern / Ausstellungsstraße



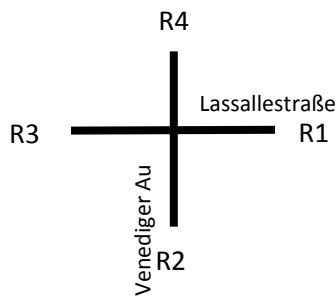
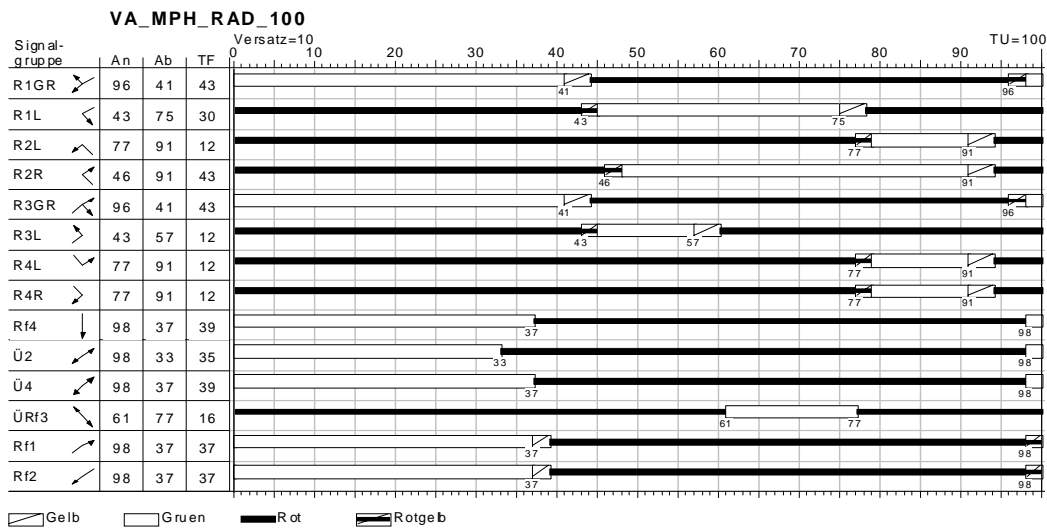
SZP 11: Praterstern / Lassallestraße



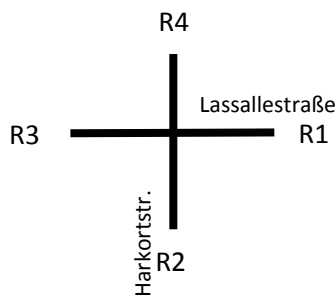
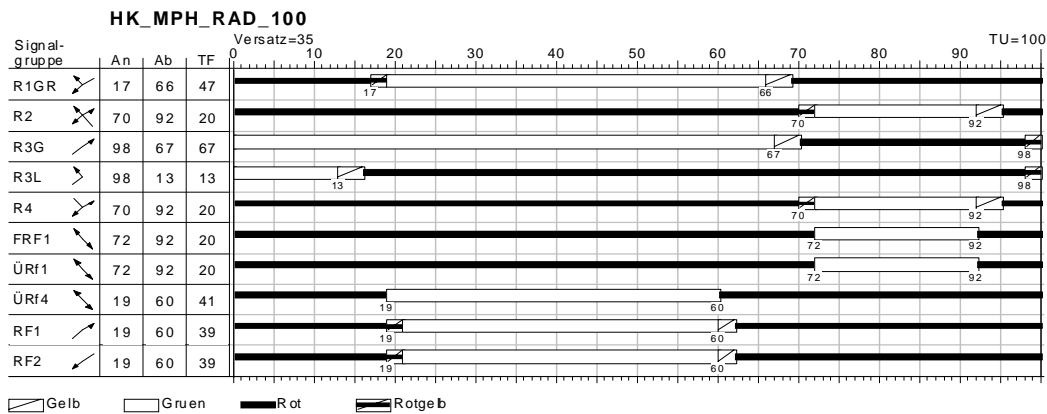
SZP 12: Praterstern / Nordbahnstraße



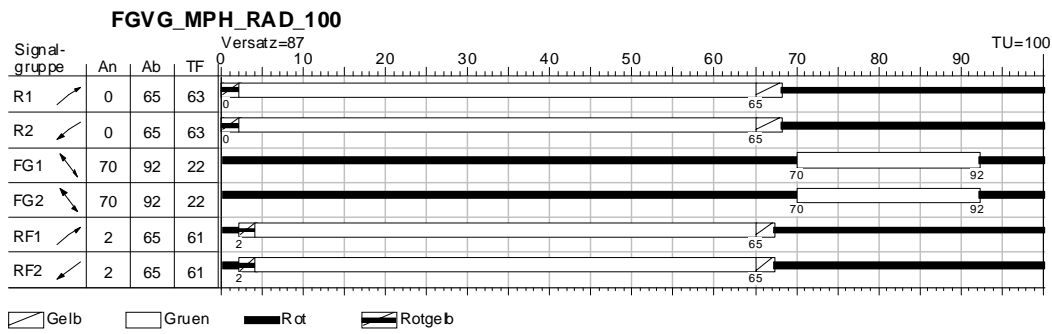
SZP 13: Lassallestraße / Venediger Au



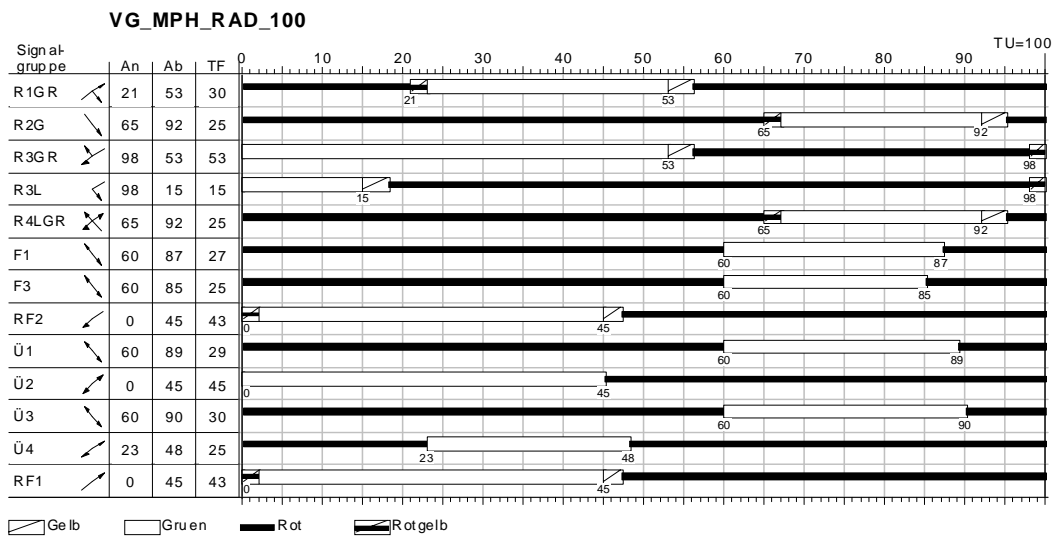
SZP 14: Lassallestraße / Harkortstraße



SZP 15: Lassallestraße / Fußgänger LSA Radlingerstraße



SZP 16: Lassallestraße / Vorgartenstraße



Anhang 5:

Kalibrierung des Simulationsmodells

Inhalt

- 1. Vergleich der Verkehrsstärk**
- 2. Vergleich der Reisezeit**
- 3. Ermittlung des erforderlichen Stichprobenumfangs**

1. Vergleich der Verkehrsstärke

Im Simulationsnetz wurden an ausgewählten Stellen Zählstellen eingesetzt, um die Verkehrsstärke während der Simulationsläufe aufzuzeichnen. Die während der Simulation beobachteten Verkehrsstärken wurden dann mit den Daten aus den Verkehrszählungen verglichen. Dabei wird eine Abweichung der beobachteten Werte von den Werten der Verkehrszählungen von maximal 10 % akzeptiert. Die Ergebnisse für die Bestandsvariante des Simulationsmodells sind im Folgenden dargestellt:

Messstelle	Anzahl Fzg aus Verkehrszählungen [Fzg/h]	Mittelwert der Anzahl der Fzg aus Simulation (N=10) [Fzg/h]	STABW der Anzahl der Fzg aus Simulation (N=10) [Fzg/h]	Abweichung
Praterstraße stadteinwärts (zw. Praterstern und Rotensterngasse)	1350	1393	80	+3 %
Aspernbrückengasse stadteinwärts (Aspernbrückengasse → Aspernbrücke)	750	819	48	+8 %
Lassallestraße stadtauswärts (zw. Harkortstr. und Vorgartenstr)	1035	962	20	-8 %
Reichsbrücke stadteinwärts (Reichsbrücke → Lassallestraße)	2400	2261	33	-6 %
Praterstraße stadtauswärts (zw. Rotensterngasse und Praterstern)	810	827	36	+2 %
Aspernbrückengasse → Unter Donaustr.	220	227	14	+3 %

2. Vergleich der Reisezeiten

Die Reisezeiten im Simulationsmodell wurden mit den empirisch erhobenen Werten verglichen. Die Ergebnisse sind im Folgenden dargestellt:

Reisezeitmessung	Empirisch erhobene Wert	Mittelwert aus Simulation (N=10)	Abweichung	
	[min]	[min]		
Radfahrer stadtauswärts	10:56	11:05	+ 0:09	+ 1 %
Radfahrer stadteinwärts	10:03	10:12	+ 0:09	+ 1 %
MIV stadtauswärts	05:59	05:39	- 0:20	- 6 %
MIV stadteinwärts	12:00	09:46	- 2:14	- 19 %

Die geringe Abweichung der Reisezeiten im Radverkehr zeigt, dass die Abbildung im Simulationsmodell sich der Realität sehr gut annähert. Bei den Reisezeiten im MIV ergeben sich etwas größerer Abweichungen. Die Reisezeiten stadtauswärts sind mit einer Abweichung von 6 % noch als realistisch einzuschätzen. Richtung stadteinwärts weichen die Reisezeiten mit 19 % erheblich ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass in der Morgenspitzenstunde im Bestand verschiedene Stauzustände auftraten. Der Rückstau vom Knotenpunkt Untere Donaustraße/Aspernbrückengasse/ variiert sehr stark. Die Reichweite des Rückstaus variiert zwischen dem Knotenpunkt Nestroyplatz und bis zum Knoten Lassallestraße/Vorgartenstraße. Ein direkter Vergleich der simulierten Werte zu den empirisch erhobenen Werten ist daher nicht möglich. Die in der Simulation berechnete Reisezeit liegt mit 9:46 min zwischen den minimal (8:51 min) und maximal (21:38 min) empirisch ermittelten Werten am Vormittag. Die Werte der Reisezeitmessung stadteinwärts sind damit nur beim Vergleich verschiedener Simulationsvarianten aussagekräftig.

3. Ermittlung des erforderlichen Stichprobenumfangs

Die erforderliche Anzahl an Simulationsläufen wird nach folgender Formel aus den Hinweisen zur mikroskopischen Verkehrsflusssimulation (FGSV, 2006) ermittelt:

$$n \geq \frac{t(\alpha, n-1)^2 * s^2}{C^2}$$

mit	C	=	gewünschtes Konfidenzintervall
	t(α,n-1)	=	Wert aus der Student-Verteilung für die Wahrscheinlichkeit eines einseitigen Fehlers
	n	=	Anzahl der erforderlichen Simulationsläufe
	s	=	Standardabweichung der untersuchten Kenngröße der Voruntersuchung

Tabelle 1: Ergebnisse der Voruntersuchung mit 10 Simulationsläufen

	Reisezeit [min]	Standardabweichung [s]
RF Stadtauswärts	11:05	14
RF Stadteinwärts	10:12	7
MIV Stadtauswärts	05:39	15
MIV Stadteinwärts	09:46	49

Bei der Voruntersuchung mit 10 Simulationsläufen werden für die Reisezeiten im Radverkehr Standardabweichungen von 14 Sekunden (stadtauswärts) und 7 Sekunden (stadteinwärts) ermittelt. Bei den Reisezeiten im MIV ergibt sich eine Standardabweichung von 15 Sekunden (stadtauswärts) und 49 Sekunden (stadteinwärts).

Es wird von einer Standardabweichung von 15 Sekunden und einem Konfidenzintervall von 95 % ausgegangen, wobei ein Fehler von 8 Sekunden zugelassen wird.

Nach der oben angegebenen Formel ergibt sich eine erforderliche Anzahl an Simulationsläufen von 18.

Es wird eine Anzahl von 20 Simulationsläufen gewählt.

Bei einer Anzahl von 20 Simulationsläufen ergeben sich folgende Werte für den zu erwartenden Fehler der Reisezeit bei einem Konfidenzintervall von 95 %:

Radfahrer stadtauswärts:	< 7 Sekunden
Radfahrer stadteinwärts:	< 4 Sekunden
MIV stadtauswärts:	< 8 Sekunden
MIV stadteinwärts:	< 25 Sekunden

Für die Reisezeitmessung MIV stadteinwärts sind die Standardabweichung und somit auch der zu erwartende Fehler am größten. Dies ist vor allem auf die Überlastung in der Praterstraße zurückzuführen, die zu Schwankungen der Reisezeit führt.

Um für die Reisezeitmessung MIV stadteinwärts einen ähnlich geringen Fehler wie bei den anderen Messungen zu erreichen, wäre eine Anzahl von ca. 200 Simulationsläufen notwendig. Diese Anzahl würde jedoch die verfügbaren technischen bzw. zeitlichen Ressourcen übersteigen. Es wird deswegen für die Reisezeitmessung MIV stadteinwärts ein größerer Fehler akzeptiert. Bei einer mittleren Reisezeit von 9:46 Minuten aus der Voruntersuchung entspricht dies einem relativen Fehler von 4 %.

Anhang 6:

Auswertung der Simulationsergebnisse

Inhalt

- 1. Simulationsergebnisse für die Morgenspitzenstunde**
- 2. Simulationsergebnisse bei verringerter Verkehrsstärke im MIV**

1. Simulationsergebnisse für die Morgenspitzenstunde

Reisezeit								
	Bestand							
	Empirische Erhebung		Simulation					
	MW	STABW	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]
RF Stadtauswärts	10:56	38	11:01	12	10:46	1	11:31	10
RF Stadteinwärts	10:03	57	10:12	8	10:16	4	10:48	6
MIV Stadtauswärts	05:59	45	05:38	13	05:36	11	05:39	12
MIV Stadteinwärts	12:00	312	09:59	78	10:34	76	10:12	101
Grüne Welle Radverkehr								
RF Stadtauswärts			08:46	1	09:47	16	10:01	14
RF Stadteinwärts			08:23	3	09:02	10	09:29	8
MIV Stadtauswärts			05:33	7	05:29	7	05:32	8
MIV Stadteinwärts			10:21	73	09:44	59	10:13	81
Verlustzeit								
	Bestand							
	Empirische Erhebung		Simulation					
	MW	STABW	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]
RF Stadtauswärts	03:36	40	03:43	3	03:52	1	03:48	3
RF Stadteinwärts	02:39	62	03:01	4	03:26	4	03:09	4
MIV Stadtauswärts	03:12	46	02:57	12	02:54	10	02:57	13
MIV Stadteinwärts	09:25	310	07:32	78	07:54	74	07:38	101
Grüne Welle Radverkehr								
RF Stadtauswärts			02:25	6	01:53	1	02:15	6
RF Stadteinwärts			01:53	4	01:34	3	01:49	3
MIV Stadtauswärts			02:48	7	02:51	7	02:50	9
MIV Stadteinwärts			07:21	58	07:54	73	07:46	81
Anzahl der Halte								
	Bestand							
	Empirische Erhebung		Simulation					
	MW	STABW	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
RF Stadtauswärts	9	1	9.3	0.3	10.1	0.3	9.4	0.3
RF Stadteinwärts	7	1	7.8	0.2	8.8	0.3	7.9	0.3
MIV Stadtauswärts	6	2	5.4	0.3	5.3	0.2	5.4	0.3
MIV Stadteinwärts	8	6	11.6	2.1	12.5	2.2	11.9	2.9
Grüne Welle Radverkehr								
RF Stadtauswärts			5.3	0.2	4.8	0.1	5.2	0.2
RF Stadteinwärts			3.6	0.2	2.8	0.1	3.4	0.2
MIV Stadtauswärts			5.8	0.2	5.8	0.3	5.8	0.4
MIV Stadteinwärts			11.5	1.6	12.6	1.9	12.3	2.1

2. Simulationsergebnisse bei verringerter Verkehrsstärke im MIV

Reisezeit						
Bestand bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
Simulation						
	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
	MW	STABW	MW	STABW	MW	STABW
	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]
RF Stadtauswärts	10:58	10				
RF Stadteinwärts	10:10	9				
MIV Stadtauswärts	05:01	7				
MIV Stadteinwärts	05:54	12				
Grüne Welle Radverkehr bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
RF Stadtauswärts	09:37	13	08:46	1	09:56	12
RF Stadteinwärts	09:00	10	08:22	3	09:25	9
MIV Stadtauswärts	05:27	6	05:25	8	05:30	7
MIV Stadteinwärts	06:26	9	06:28	10	06:30	8
Verlustzeit						
Bestand bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
Simulation						
	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
	MW	STABW	MW	STABW	MW	STABW
	[min]	[s]	[min]	[s]	[min]	[s]
RF Stadtauswärts	03:42	3				
RF Stadteinwärts	03:01	4				
MIV Stadtauswärts	02:20	7				
MIV Stadteinwärts	03:27	13				
Grüne Welle Radverkehr bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
RF Stadtauswärts	02:22	5	01:52	1	02:13	6
RF Stadteinwärts	01:52	5	01:34	3	01:47	4
MIV Stadtauswärts	02:45	6	02:43	7	02:48	8
MIV Stadteinwärts	03:58	9	04:02	11	04:02	9
Anzahl der Halte						
Bestand bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
Simulation						
	VRAD = 20 (4)		VRAD = 20		VRAD < 20,5	
	MW	STABW	MW	STABW	MW	STABW
RF Stadtauswärts	9.2	0.3				
RF Stadteinwärts	7.8	0.2				
MIV Stadtauswärts	4.4	0.3				
MIV Stadteinwärts	5.3	0.2				
Grüne Welle Radverkehr bei verringerter Verkehrsstärke im MIV						
RF Stadtauswärts	5.3	0.2	4.8	0.1	5.1	0.2
RF Stadteinwärts	3.5	0.2	2.8	0.1	3.4	0.2
MIV Stadtauswärts	5.7	0.2	5.6	0.2	5.7	0.3
MIV Stadteinwärts	6.7	0.2	6.8	0.2	6.8	0.2