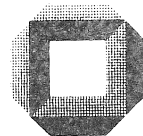


Frank Höfler
Leistungsfähigkeit
von Ortsdurchfahrten
bei unterschiedlichen
Geschwindigkeitsbeschränkungen
– untersucht mit Hilfe der Simulation

INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN
UNIVERSITÄT KARLSRUHE (TH)
PROFESSOR DR.-ING. D. ZUMKELLER



Schriftenreihe Heft 50/94 ISSN 0341-5503

**LEISTUNGSFÄHIGKEIT VON ORTSDURCHFÄHRTEN
BEI UNTERSCHIEDLICHEN GESCHWINDIGKEITSBESCHRÄNKUNGEN
- UNTERSUCHT MIT HILFE DER SIMULATION**

Zur Erlangung des akademischen Grades eines

DOKTOR - INGENIEURS

der Fakultät für

Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Frank Höfler

aus Bochum

Tag der mündlichen Prüfung : 11. Februar 1994

Hauptreferent : em. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. W. Leutzbach

Korreferent : Prof. Dr.-Ing. H. H. Topp

Karlsruhe 1994

VORWORT

DIE ARBEIT AN DER VORLIEGENDE DISSERTATION HABE ICH WÄHREND MEINER TÄTIGKEIT AM INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN DER UNIVERSITÄT (TH) KARLSRUHE BEGONNEN. MIT DEM AUSSCHIEDEN AUS DEM MITARBEITERKREIS DES INSTITUTS WURDEN DIE WEGE UND DIE ABENDE LÄNGER, DIE FREIZEIT KNAPPER - DAS INTERESSE AN DER THEMATIK BLIEB BESTEHEN. DAS ERGEBNIS DER MÜHEN LIEGT HIERMIT VOR.

MEIN BESONDERER DANK GILT AN DIESER STELLE HERRN PROFESSOR LEUTZBACH, DER NICHT ALLEIN DAS REFERAT ÜBERNOMMEN HAT, SONDERN AUCH STETS MIT SEINER WERTVOLLEN UNTERSTÜTZUNG UND LANGJÄHRIGEN GEDULD DIE ENTSTEHUNG DER ARBEIT BEGLEITET HAT. EBENSO DANKE ICH HERRN PROFESSOR TOPP FÜR DIE ÜBERNAHME DES KORREFERATES UND FÜR SEINE KONSTRUKTIVEN UND KRITISCHEN HINWEISE ZUR THEMATIK UND VORGEHENSWEISE.

NICHT VERGESSEN SIND DIE ZAHLREICHEN DISKUSSIONEN, HINWEISE UND ANREGUNGEN ÜBER ALL DIE JAHRE, DIE JEWEILS IHREN TEIL ZUM ERFOLGREICHEN ABSCHLUSS DIESER ARBEIT BEIGETRAGEN HABEN. MEIN DANK GEHT INSBESONDERE AN ALLE KOLLEGINNEN UND KOLLEGEN AM INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN.

ABER AUCH IN MEINEM JETZIGEN TÄTIGKEITSBEREICH WURDE MIR VIEL VERTRAUEN ENTGEGENBRACHT UND DIE MÖGLICHKEIT ZUR SCHAFFUNG ZEITLICHER FREIRÄUME EINGERÄUMT, WOFÜR ICH MICH IN ERSTER LINIE BEI HERRN MAILÄNDER HERZLICH BEDANKE.

ALLES WÄRE JEDOCH NICHT MÖGLICH GEWESEN, OHNE DIE LANGJÄHRIGE UNTERSTÜTZUNG UND DAS FAST GRENZENLOSE VERSTÄNDNIS MEINER FRAU, DER ES GELUNGEN IST, IN MEINE ARBEIT ZU HAUSE DIE NOTWENDIGE RUHE UND KONZENTRATION ZU BRINGEN.

KARLSRUHE, IM APRIL 1994

FRANK HÖFLER

Kurzfassung

Höfler, F. : Leistungsfähigkeit von Ortsdurchfahrten bei unterschiedlichen Geschwindigkeitsbeschränkungen - untersucht mit Hilfe der Simulation
175 Seiten, 78 Abbildungen, 17 Tabellen, Anhang

Die vorliegende Arbeit beschreibt anhand von vier unterschiedlichen äußeren Einflußfaktoren im Verlauf einer Ortsdurchfahrt die Auswirkungen einer Geschwindigkeitsbeschränkung auf 50 km/h bzw. 30 km/h. Grundlage der Ergebnisse bilden Simulationsläufe zur Nachbildung des Verkehrsverhaltens.

Es wird davon ausgegangen, daß der Verkehrsablauf auf einem städtischen Straßenzug von Instationaritäten geprägt ist. Damit ist eine räumlich-zeitliche Auswertungsmethode die Voraussetzung zur Darstellung der *qk*-Beziehungen.

Bei einer Verringerung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit ist eine Abnahme der Leistungsfähigkeit zu erwarten. Dies gilt für alle Untersuchungsfälle. Allerdings wird auch deutlich, daß sowohl bei zulässigen Geschwindigkeiten von 50 km/h als auch von 30 km/h noch Verkehrsmengen um 1.000 Fz/h abgewickelt werden können.

Es sind nur geringe Unterschiede in der Gesamtbewertung des Verkehrsablaufs abzuleiten. Dabei weist eine höhere zulässige Geschwindigkeit jedoch Vorteile bezüglich der Reisezeit und der Anfälligkeit gegenüber dem Aufbau ständiger Rückstaus auf, während sich eine Verringerung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit günstig auf die Homogenität des Verkehrsablaufs im Untersuchungsabschnitt auswirkt.

Die Einbeziehung einer Lichtsignalanlage deutet darauf hin, daß in den Untersuchungsfällen mit höherer zulässiger Geschwindigkeit günstigere Abflußwerte bei etwas geringeren Zeitbedarfswerten erreicht werden. Gerade aus der Tatsache, daß ein lichtsignalgeregelter Knotenpunkt einen bestimmenden Kapazitätssengpaß auf der Strecke darstellt, kommt diesem Ergebnis besondere Bedeutung zu.

Die modellbedingten Grenzen der Simulation werden nicht verkannt. Die kritische Bewertung der Simulationsergebnisse führt zu dem Schluß, daß nicht alle im innerstädtischen Verkehr auftretenden Situationen absolut realitätsgetreu abgebildet werden können. Dabei muß jedoch die Zielsetzung dieser Arbeit berücksichtigt werden, die nicht absolute Grenzwerte darzustellen versucht, sondern die zu erwartenden Auswirkungen einer Reduzierung innerörtlich zulässiger Geschwindigkeiten. Diese konnten in ihrer Relation zueinander verdeutlicht werden.

Abstract

Höfler, F. : Capacity of trough routes for different speed limits - investigated using simulation

175 pages, 78 figures, 17 tables, appendix

This study shows the effects of speed limits to 50 km/h resp. 30 km/h by means of three different external factors of influence following a trough route. The results are based on simulations modelling road behavior.

Proceeding from non steady-state traffic flow in urban road networks a measurement in time and space is required to determine the relationship of traffic volume and density.

Reducing maximum allowable speed a decrease of capacity is expected. This is reputed to all cases of investigation. Allowing maximum speed of 50 km/h as 30 km/h a traffic volume of about 1.000 vph is possible as well by all means.

There are only little differences in overall valuation of traffic flow. However, a higher allowable speed shows some benefit as for travel time and developing of congestion running upstream, whereas reducing speed limit will improve the smoothness of traffic flow.

Including the effects of a fixed-time signal at an intersection there will be some better results in time headway and capacity thereby according to the cases of investigation in reference to higher speed. Even a signal controlled intersection represents a bottleneck on capacity of the referred street section, this result is of special significance.

Being fully aware of the restrictions to simulation, the verification of the results decides that not any occurring situation within traffic flow can be simulated in absolutely true manner. On the other hand the object of this paper must be taken into consideration not to specify a limiting value but get known to the effects being expected while reducing the allowable speed. The relationship as to those effects has been illustrated as well.

Version abrégée

Höfler, F.: Capacité relative à la traversée de localités en liaison avec différentes limitations de vitesse - étudiée par méthode de simulation
175 pages, 78 illustrations, 17 tableaux, annexe

Le présent travail décrit les effets d'une limitation de vitesse à 50 km/h et 30 km/h en ayant recours à quatre différents facteurs d'influence externes sur le tracé d'une traversée. Les processus de simulation imitant le déroulement de la circulation sont à la base des résultats.

Il est considéré que le déroulement de la circulation sur une section de rue en agglomération est empreint de facteurs instables. Aussi une méthodologie d'évaluation spatio-temporelle était-elle la condition de la représentation des rapports *qk*.

On doit s'attendre à une diminution de la capacité d'une section suite à la réduction de la vitesse maximale autorisée. Cette constatation est applicable à tous les cas étudiés. Il devient toutefois également apparent que 1.000 véhicules peuvent encore circuler par heure lors de vitesses autorisées de 50 km/h et de 30 km/h.

Seules quelques légères divergences peuvent être constatées dans le cadre de l'évaluation générale du cours de la circulation. Une vitesse autorisée plus élevée présente cependant des avantages en ce qui concerne la période de déplacement et la réceptivité face à la formation d'engorgements constants alors qu'une réduction de la vitesse maximale autorisée a des effets favorables quant à l'homogénéité de la circulation sur la section étudiée.

L'insertion d'un dispositif de feux de signalisation indique que, dans les cas étudiés à vitesse autorisée plus élevée, des valeurs d'écoulement du trafic plus avantageuses sont obtenues en liaison avec des durées légèrement plus faibles. Le fait qu'un noeud routier réglementé par des feux de signalisation constitue un goulot d'étranglement déterminé sur la section en matière de capacités joue un rôle particulièrement important dans le cadre de ce résultat.

Les limites de la simulation inhérentes à son caractère de modèle ne sont pas ignorées. L'évaluation critique des résultats de la simulation permet de conclure que toutes les situations intervenant au niveau du trafic en agglomération ne peuvent être représentées de manière absolument fidèle à la réalité. Il importe toutefois de prendre l'objectif du présent travail en considération, lequel n'essaie pas de présenter des valeurs limites absolues, mais les effets attendus d'une réduction des vitesses autorisées au sein même d'une agglomération. Ces effets ainsi que leur interaction ont peut être mis en évidence.

INHALTSVERZEICHNIS

1. Einführung	1
2. Erläuterung der Thematik	3
2.1 Reduzierung der zulässigen innerörtlichen Geschwindigkeit	3
2.1.1 Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung	
2.1.2 Definition eines Vorbehaltsnetzes	
2.1.3 Auswirkungen der Geschwindigkeitsreduzierung	
2.2 Ziele im Rahmen dieser Untersuchung	9
3. Literaturübersicht und Diskussion	12
3.1 Derzeitiger Forschungsstand zu Leistungsfähigkeiten	12
3.1.1 Zur Verwendung des Begriffes "Leistungsfähigkeit"	
3.1.2 Leistungsfähigkeitsangaben in Richtlinien und Empfehlungen	
3.1.3 Überblick über Forschungsarbeiten und Veröffentlichungen	
3.1.4 Zusammenfassende Literaturbewertung	
3.2 Weitere Aspekte bezüglich der Aufgabenstellung	21
3.2.1 Einfluß von Störungen	
3.2.2 Einige Aspekte zu Fahrgeschwindigkeit	
3.2.3 Qualität des Verkehrsablaufs	
3.2.4 Überlegungen zur Verträglichkeit des Verkehrs auf Stadtstraßen	
3.2.5 Allgemeine Aussagen	
4. Grundlagen	28
4.1 Beschreibung des Verkehrsablaufs	28
4.1.1 Fahrer-Fahrzeug-Elemente	
4.1.2 Abstände und Sicherheitsabstände	
4.1.3 Einflußfaktoren des Straßenraums auf den Verkehrsablauf	
4.1.4 Definitionen und Ableitung der Kenngrößen des Verkehrsablaufs	
4.1.5 Berücksichtigung des Einflusses einer Lichtsignalanlage	
4.1.6 Auflösung von Fahrzeugpuls	
4.2 Simulationsmodell	50
4.2.1 Vorstellung der Modellkonzeption	
4.2.2 Modellerweiterungen und Auswertemöglichkeiten	
5. Messungen	56
5.1 Konzeption	56
5.1.1 Meßprogramm und Streckenauswahl	
5.1.2 Aussagekraft empirischer Erhebungsgrößen	
5.2 Ergebnisse	61
5.2.1 Geschwindigkeit und Geschwindigkeitswahl	
5.2.2 Reisegeschwindigkeiten auf den Meßstrecken	
5.2.3 Zeitlückenverteilung und Stationarität des Verkehrsablaufs	
5.2.4 Kenngrößen und Leistungsfähigkeiten	
5.2.5 Weitere Ableitungen aus den Messungen	
5.3 Übertragung der Meßergebnisse auf das Simulationsprogramm	92
5.3.1 Ableitung von Geschwindigkeitsverteilungen	
5.3.2 Vorgaben für realistische Verkehrsstärken und Dichten	
5.3.3 Definition von Störungen des Verkehrsablaufs	
5.3.4 Anmerkung zur Realitätsnähe der Simulation	

6. Simulation	98
6.1 Simulationsstrecke und Simulationsparameter	98
6.1.1 Allgemeiner Aufbau eines Streckenabschnittes	
6.1.2 Bausteine zur Beschreibung von Störeinflüssen	
6.1.3 Simulationsparameter	
6.2 Grundlagen zur Ableitung sinnvoller Zuflußmengen	105
6.2.1 Abschätzung durch eine "Einfache Simulation"	
6.2.2 Zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h	
6.2.3 Zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h	
6.2.4 Bewertung der Ergebnisse aus einfacher Simulation	
6.3 Simulation des Verkehrsablaufs	112
6.3.1 Beschreibung der Untersuchungsfälle	
6.3.2 Untersuchungsstrecke ohne äußere Störeinflüsse	
6.3.3 Festzeitgesteuerte Lichtsignalanlage (periodische Störung)	
6.3.4 Bedarfsgesteuerte Lichtsignalanlage (kurzzeitige Störung)	
6.3.5 Behinderung auf der Fahrbahn	
6.4 Diskussion der Ergebnissen aus der Simulation	143
6.4.1 Zur Interpretation der Fundamentaldiagramme	
6.4.2 Allgemeine Beziehungen und Zusammenhänge	
6.5 Qualität des Verkehrsablaufs	152
6.5.1 Entwicklung eines Bewertungsansatzes	
6.5.2 Bewertung des Verkehrsablaufs	
7. Ergebnisse und Perspektiven	164
7.1 Zusammenfassung der Simulationsergebnisse	164
7.2 Übertragung auf reale Verhältnisse im Straßennetz	165
7.3 Perspektiven	167
Literatur	168
A n h a n g	175

1. EINFÜHRUNG

Der Verkehr in unseren Städten nimmt ständig zu. Auf dem vorhandenen Straßennetz drängt sich eine zunehmende Zahl von Fahrzeugen. Der Kraftfahrzeugbestand hat sich seit 1952 bis heute in den alten Bundesländern mehr als verzehnfacht. Die Zahl der Personenkraftwagen ist im gleichen Zeitraum von knapp einer Million auf über dreißig Millionen Fahrzeuge angewachsen. Das Straßennetz ist dagegen im entsprechenden Zeitraum um nicht einmal fünfzig Prozent gewachsen. In den fünf neuen Bundesländern ist nach einem sprunghaften Anstieg des Kraftfahrzeugbestandes im Anschluß an die Vereinigung beider deutscher Staaten eine ähnliche Entwicklung zu erwarten. Eine Sättigung ist bislang, entgegen jeder regelmäßig nach oben aktualisierten Prognose, kaum für Westdeutschland und erst recht nicht für Ostdeutschland abzusehen.

Besonders negativ wirkt sich diese Entwicklung im motorisierten Individualverkehr auf Innerortsstraßen aus. Neben den allgemein durch den Kraftfahrzeugverkehr verursachten Belastungen durch Unfälle, Schadstoffe und Lärm, werden vermehrt Beeinträchtigungen der Lebensqualität und städtebaulichen Qualität als bedeutsames Defizit angeführt. In vielen Städten sind die Grenzen der Autoverkehrsbelastung subjektiv und objektiv erreicht oder bereits überschritten und mit den Funktionen einer Stadt als Wohn- und Aufenthaltsort vielfach nicht mehr vereinbar.

Geht man von der Vermutung aus, daß eine grundsätzliche Verminderung der Kraftfahrzeugfahrten insbesondere auf innerörtlichen Hauptverkehrsstraßen kaum zu erwarten ist, leitet sich daraus unmittelbar die Forderung ab, zumindest eine möglichst hohe Verträglichkeit mit den beeinträchtigten Umfeldbedingungen herzustellen. Zunächst erscheint naheliegend, dies durch eine Reduzierung der Fahrgeschwindigkeiten erreichen zu können. Unbestreitbar führen entsprechende Maßnahmen zu geringeren Abgas- und Lärmbelastungen, unter Umständen zu einem Rückgang der Unfallzahlen sowie zu einer Verminderung der schweren Unfallfolgen. Diese Aussagen sind im wesentlichen unstrittig und werden auch durch die Ergebnisse der allgemein in Wohngebieten erfolgreich eingeschätzten Maßnahmen zur flächenhaften Verkehrsberuhigung in den Städten bestätigt.

Mittlerweile ist das methodische Prinzip der flächenhaften Verkehrsberuhigung aus dem Experimentierstadium einiger Demonstrativprojekte herausgewachsen. Ein breitgefächertes Instrumentarium, basierend auf vielschichtigen Erfahrungswerten, steht der praktischen Umsetzung zur Verfügung und hat bereits Eingang in die aktuellen Empfehlungen zur Straßenplanung der FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN-

UND VERKEHRSWESEN (1985, 1987 und 1992) gefunden. Dabei werden diese Maßnahmen häufig bereits nicht mehr allein auf Anlieger- und Sammelstraßen beschränkt. Immer mehr wird angestrebt, das Prinzip der Verkehrsberuhigung auch auf Hauptverkehrsstraßen auszuweiten, mit dem Ziel, dort vor allem angepasste Geschwindigkeiten durchzusetzen.

Allerdings besteht das Verkehrsstraßennetz innerhalb einer Stadt auch aus Abschnitten, die eine außerordentlich hohe Verkehrsbelastung aufweisen. Die auftretenden Verkehrsmengen sollten für diesen Fall möglichst störungsfrei, d.h. bei flüssigem Verkehrsablauf ohne Stauzustände, abgewickelt werden. Jede Stockung verunstetigt den Verkehrsablauf und führt, neben einer zunehmenden Gefährdung, auch zu höherer Abgas- und Lärmbelastung. Inwieweit eine Reduzierung der Geschwindigkeit sich auf die Qualität des Verkehrsablaufs auf hochbelasteten Innerortsstraßen auswirkt, ist bislang völlig unbekannt. Unter Umständen gilt es, Möglichkeiten zu einer Abwägung verschiedener Einflußfaktoren abzuleiten, sodaß ein optimales Ergebnis erreicht werden kann. Dabei soll nicht verkannt werden, daß sich eine derartige Betrachtung überwiegend auf Straßenabschnitte beziehen wird, deren Verkehrsbelastung bereits jenseits der allgemein als stadtverträglich eingestufteten Werte liegen dürfte.

Die vorgestellte Untersuchung setzt sich zum Ziel, gerade im Bereich dieser kritischen Verkehrsbelastungen Aussagen zu treffen, die dazu beitragen können, die Effizienz entsprechender Maßnahmen zur Verkehrsbeeinflussung abzuschätzen und damit auch Einsatzbereiche verkehrsberuhigender Maßnahmen abzugrenzen.

2. ERLÄUTERUNG DER THEMATIK

*Lasset uns am Alten - so es
gut ist - halten, doch auf
altem Grund, Neues wirken
jede Stund* Keller, G.

2.1 Reduzierung der zulässigen innerörtlichen Geschwindigkeit

"Wir müssen lernen, den Autoverkehr zu beschränken. Auf ein vernünftiges Maß. Die Menge und die Geschwindigkeit. Die Straßen von morgen verlangsamen den Autoverkehr. Es scheint, daß das richtige Maß in der Stadt irgendwo zwischen 20 und 40 km/h liegt. Das gilt für die Höchstgeschwindigkeit. Die Reisegeschwindigkeit liegt auch heute längst darunter". Diese Sätze sind aus der Illustrierten "Stadtverkehr im Wandel", herausgegeben im Jahre 1986 durch den BUNDESMINISTER FÜR RAUMORDNUNG, BAUWESEN UND STÄDTEBAU, zitiert.

Die innerhalb dieser Illustrierten aufgezeigten Gedanken und Anregungen fassen Vorstellungen zusammen, die sich aus den ersten Erfahrungen mit verkehrlichen und städtebaulichen Maßnahmen zur flächenhaften Verkehrsberuhigung in Wohnbereichen ableiten und übertragen diese recht zwanglos auf das gesamte Straßennetz.

Die Illustrierte wendet sich an Planer, Politiker und Verwaltung, aber auch direkt an den Bürger und fordert deren Mitwirkung bei einer menschengerechten Verkehrsplanung. Nicht zuletzt dieses zeigt auch die Zielrichtung hin zu einer politischen Meinungsbildung zu Problemen der Stadt- und Verkehrsplanung - bis hin zu Fragen der Kompetenz der klassischen Verkehrsplanung.

Diese Illustrierte hat damit in Fachkreisen nicht nur Zustimmung erfahren. Als Reaktion darauf veröffentlichte eine Gruppe von Hochschulprofessoren (BARON et al., 1988) einen Diskussionsbeitrag. Sie sehen ein Kernproblem darin, daß die Illustrierte nahelegt, die Aufenthaltsfunktion von Straßen auch in Hauptverkehrs- bzw. Verkehrsstraßen stärker zur Geltung zu bringen. Dem wird entgegengehalten, daß es in einer funktionierenden Stadt gleichermaßen ein Straßennetz geben muß, welches eine primäre Verbindungsfunktion hat und weiterhin eine ausreichende Leistungsfähigkeit und Flüssigkeit des Verkehrs bei entsprechenden Geschwindigkeiten sicherstellt. Man warnt vor einer Einstellung, nach der Leistungsfähigkeit und Verbindungsfunktion auch für Hauptverkehrsstraßen zu sekundären Größen werden, die gegenüber der Wohn- und Aufenthaltsqualität zurückzutreten haben.

Die daraus entstandene Diskussion ist bis auf den heutigen Tag nicht als abgeschlossen

zu betrachten, da auch weiterhin nicht eindeutig die Zusammenhänge zwischen der Leistungsfähigkeit bzw. Flüssigkeit des Verkehrsablaufs und der zulässigen Geschwindigkeit innerorts - und damit die Einsatzgrenzen einer Geschwindigkeitsreduzierung auf Stadtstraßen - geklärt sind (vgl. dazu die Literaturübersicht in Kapitel 3.1).

2.1.1 Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung

Mit einer "Verordnung zur versuchsweisen Einführung von Zonengeschwindigkeitsbeschränkungen" [1] war ab dem 1. März 1985 den Kommunen in der Bundesrepublik Deutschland erstmals die Möglichkeit gegeben, "für abgrenzbare Bereiche, die Straßen gleichartiger Merkmale aufweisen, eine für die gesamte öffentliche Fläche dieses Bereichs wirkende Geschwindigkeits-Beschränkung" anzuordnen, ohne dabei Netzveränderungen vornehmen zu müssen.

Zwar wird in dieser Verordnung vom Gesetzgeber eine bestimmte zulässige Höchstgeschwindigkeit nicht zwingend vorgeschrieben, jedoch wurden dabei in der Mehrzahl Tempo-30-Konzepte verfolgt. Als Alternative stand das Modell mit einer Tempo-40/60-Regelung zur Diskussion [2], d.h. einer Absenkung der zulässigen Geschwindigkeit in abgegrenzten Bereichen auf 40 km/h steht deren Anhebung auf tangentialen Hauptverkehrsstraßen auf 60 km/h gegenüber. Dieses Modell hat sich allerdings in der Praxis nicht in gleichem Maße bewährt (BUNDESANSTALT FÜR STRASSENWESEN, 1988) und wurde damit nicht weiterverfolgt.

Neben der angestrebten flächenhaften Wirksamkeit der beschränkenden Maßnahmen wird eine Geschwindigkeitsreduktion innerhalb der darin einbezogenen Bereiche in der Regel zunächst nicht durch bauliche Maßnahmen erzwungen. Vielmehr wird versucht, die erwünschte Verhaltensweise durch eine Bewusstseinsveränderung des Kraftfahrers herbeizuführen. Dies ergibt sich allein schon aus dem Wunsch, möglichst großräumige zusammenhängende Bezirke einzurichten bei nur beschränkt verfügbaren Mitteln für Umbaumaßnahmen. Als Vorbild bei der Einführung der Tempo-30 Zonen gelten die Niederlande, die eine derartige Regelung seit 1984 eingeführt haben.

[1] Verordnung über die Versuchsweise Einführung einer Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung (Zonen-Geschwindigkeits-Verordnung) vom 19. Februar 1985 (BGBl. I, S. 385; BGBl. III 9231-1-4).

[2] Empfehlung des Arbeitskreises großstädtischer Verkehrsbehörden. Vgl. dazu : Bauer, W.; Burg, H. (1983/1984).

Die Einführung der Tempo-30 Regelung schließt eine bis dahin bestehende Lücke zwischen der seit 1957 allgemein gültigen Innerortsgeschwindigkeit von 50 km/h und dem nur in besonderen Fällen anzuwendenden und im allgemeinen mit aufwendigen Umbauten im Straßenraum verbundenen verkehrsberuhigten Bereich (Zeichen 325/326 StVO, Einführung 1980), der "Schrittgeschwindigkeit" vorschreibt [3].

Diese erste Verordnung zur Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung wurde zunächst versuchsweise befristet bis zum 31. Dezember 1989 eingeführt. Im Anschluß an umfassende Begleituntersuchungen in verschiedenen Modellstädten und die daraus abgeleiteten positiven Erfahrungen mit einer Tempo-30 Regelung haben seit dem 01. Januar 1990 die Zeichen 274.1 und 274.2 (Beginn und Ende der Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung) endgültig Eingang in die StVO gefunden. Allgemein hat sich damit eine Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung auf 30 km/h auch rechtlich durchgesetzt. Diese soll in der Regel flächenhaft auf die Wohn- und Anliegerstraßen ganzer Stadtbezirke angewandt werden und nicht nur einzelne Straßenzüge umfassen.

2.1.2 Definition eines Vorbehaltsnetzes

Straßen von übergeordneter Verkehrsbedeutung bleiben bislang weitgehend von der Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung ausgenommen. Hierbei handelt es sich im allgemeinen um das Netz klassifizierter Straßen, Straßen, auf denen Buslinien verkehren, sowie einige weitere, für den innerörtlichen Verkehr bedeutsame Hauptverbindungen. Diese Straßen werden als sogenanntes *Vorbehaltsnetz* bezeichnet. Eine derartige Aufteilung wurde in dieser Form erstmals in Hamburg definiert, wo in der Einführung von Tempo-30 Bereichen bereits seit Anfang der achtziger Jahre mit der Veröffentlichung eines Gesamtkonzeptes [4] erste Erfahrungen bestehen und die flächenhafte Durchführung im Bereich des gesamten Stadtgebietes seitdem kontinuierlich weiterverfolgt wurde.

Noch während der Diskussionsphase um eine Anschlußregelung zur versuchsweisen Einführung der Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkung wurde seitens des Deutschen Städtetages der Vorschlag eingebracht, generell innerorts eine Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h durch Änderung des §3 Abs.3 der StVO vorzuschreiben, die durch

[3] vgl. dazu Merckens, R. (1988)

[4] Konzept zur Verlangsamung des Verkehrs in Wohngebieten durch "Tempo 30" vom Mai 1983. vgl. dazu : Runge, R. (1984).

entsprechende Beschilderung durch das Vorfahrtszeichen (Zeichen 306 StVO) auf bestimmten, nach den jeweiligen Bedürfnissen einer Gemeinde festzulegenden Straßen, also dem Vorbehaltsnetz, auf 50 km/h (oder einer im Einzelfall gesondert anzuzeigenden Geschwindigkeitsbegrenzung) angehoben werden kann [5]. Dieser beruht auf einem Lösungsvorschlag, den TOPP (1984) in dieser Form bereits in einer Reaktion auf den in Abschnitt 2.1.1 erwähnten Vorschlag des Arbeitskreises großstädtischer Verkehrsbehörden [6] formuliert hatte.

Aus der Tempo-30-Diskussion entwickelten sich allerdings bald weitergehende Vorstellungen, selbst Verkehrsstraßen - vorzugsweise in den sensiblen innerstädtischen Lagen [7] mit hohem Fußgängeraufkommen, bedeutendem Querverkehr und einer ausgeprägten Aufenthaltsfunktion, beispielsweise als "verkehrsberuhigten Geschäftsbereich" nach §45 der StVO [8] - in ein Konzept zur flächenhaften innerörtlichen Geschwindigkeitsdämpfung einzubeziehen, d.h. auch dort eine Höchstgeschwindigkeiten von 30 km/h und weniger vorzuschreiben und damit diese Bereiche aus einem Vorbehaltsnetz herauszunehmen bzw. dieses grundsätzlich in Frage zu stellen. Die StVO kommt dieser Vorstellung einerseits entgegen, indem darin ausgeführt wird: "Zonen-Geschwindigkeitsbeschränkungen kommen für Wohngebiete und - insbesondere bei hoher Fußgänger- und Fahrradverkehrsdichte und hohem Querungsbedarf - auch für andere Gebiete in Betracht". Sie schränkt diesen Hinweis jedoch auch insoweit wieder ein: "Auf die Erhaltung eines leistungsfähigen Verkehrsstraßennetzes, das den überörtlichen und innerstädtischen Durchgangsverkehr sowie den Linienverkehr der öffentlichen Verkehrsmittel aufnehmen kann, ist zu achten".

Im Einzelfall können nun auch "verkehrswichtige" Straßen nach einer Veröffentlichung des MINISTERIUMS FÜR STADTENTWICKLUNG UND VERKEHR (1992) des Landes Nordrhein-Westfalen in Tempo 30-Zonen einbezogen werden, "wenn örtlich die Belange der Verbindungs- und Verkehrsfunktion nicht überwiegen". Eine starke zonenrandübergreifende Erschließungsfunktion wird vorausgesetzt. Vor allem dürften sich nach Aussage des Ministeriums Ortsdurchfahrten in historischen Ortslagen für eine Einbeziehung eignen. Auf die Ausweisung als Vorfahrtstraße ist zu verzichten.

[5] Vorschlag des Deutschen Städtetages vom 8. Juni 1988 zum sogenannten "gespaltenen Tempolimit". Deutscher Städtetag (1988).

[6] siehe Bauer, Burg (1983/1984)

[7] vgl. dazu : Richard, J.; Steven, H. (1992).

[8] Absatz (1c). StVO in der zuletzt zum 01. Jan. 1990 geänderten Fassung (veröffentlicht im BGBl.I S.678 vom 19. März 1992).

Seit Mitte der 80er Jahre werden daher in Nordrhein-Westfalen auch zunehmend innerörtliche Hauptverkehrsstraßen in Maßnahmen der Geschwindigkeitsdämpfung und ortsgerechten Gestaltung einbezogen [9]. Inzwischen sind dort rund 1.100 innerörtliche Hauptverkehrsstraßen - insbesondere mit Maßnahmen zur Geschwindigkeitsdämpfung und zur besseren städtebaulichen Integration - umgestaltet worden, so daß damit rund 10% der innerörtlichen Vorbehaltsnetze (klassifizierte Straßen und sonstige Hauptverkehrsstraßen) erreicht sind. In Nordrhein-Westfalen wird künftig eine deutliche Schwerpunktsetzung für Hauptverkehrsstraßen als erforderlich gesehen.

Der bislang konsequenteste und umfassendste Versuch, eine Tempo-30 Regelung innerhalb des gesamten Stadtgebietes einzuführen, ist zunächst nach einem Urteil des Verwaltungsgerichtes Sigmaringen im Januar 1993 gegen die Stadt Tübingen (Baden-Württemberg) gescheitert. Grundsatzcharakter hatte in diesem Zusammenhang die Aussage des zuständigen Regierungspräsidiums, wonach Zonengeschwindigkeitsbeschränkungen nicht zu dem Zweck eingerichtet werden dürfen, "Ortsdurchfahrten für den Durchgangsverkehr unattraktiv zu machen und diesen statt dessen um die Gemeinde herumzuführen". Insofern sei das Vorhaben einer flächendeckenden Tempo-30 Regelung "weder durch die Straßenverkehrsordnung noch durch irgendwelche ergänzenden Verwaltungsvorschriften gedeckt" [10].

2.1.3 Auswirkungen der Geschwindigkeitsreduzierung

Bei der Ausweitung einer Zonengeschwindigkeitsbegrenzung auf das Netz der Hauptverkehrsstraßen wird gerne derart argumentiert, daß selbst auf diesen Straßen keine höheren Reisegeschwindigkeiten für den Fahrer erzielbar sind und auch Leistungsfähigkeitsengpässe nicht auftreten, da der Verkehrsablauf nicht durch die Kapazität der Strecke selbst, sondern durch daran anschließende Knotenpunkte bzw. andere "Störungen" und Behinderungen im Streckenverlauf bestimmt wird und allein dadurch die Gesamtkapazität im Verlauf einer innerstädtischen Straße begrenzt ist. Als bestimmender Einflußfaktor wird insbesondere ein lichtsignalgeregelter Knotenpunkt im Streckenverlauf angesehen, wobei die "Kapazität" der Lichtsignalanlage unabhängig von einem innerorts geltenden Tempolimit sei. Darüberhinaus könne sich bei einer geringeren

[9] dto., an anderer Stelle. Eine Aussage über die Verkehrsbelastungen auf den einbezogenen Ortsdurchfahrten enthält die Quelle nicht.

[10] Die Stadt Tübingen wird den Rechtsstreit vor dem Verwaltungsgerichtshof Mannheim weiterführen. Zitiert aus : Badische Neueste Nachrichten. Karlsruhe, 05.03.1993.

Geschwindigkeit ein gleichmäßigerer Verkehrsfluß einstellen, der die Leistungsfähigkeit eher erhöhen als reduzieren würde (APEL, 1992).

Im Zusammenhang mit einer generellen Neudefinition der zulässigen Geschwindigkeiten auf dem gesamten Straßennetz wird verstärkt die Diskussion um eine allgemeine innerörtliche Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h - entsprechend dem obengenannten Vorschlag des Deutschen Städtetages - auch mit dem Ziel der Reduktion von Lärmemissionen und Schadstoffen geführt.

Die aktuellen Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen (RLS-90) [11] sind gegenüber den vorhergehenden Ausgaben dahingehend ergänzt worden, daß sie nun auch über einen Korrekturfaktor D_v zulässige Höchstgeschwindigkeiten unterhalb von 50 km/h bei der Berechnung des Emissionspegels berücksichtigen. In Abhängigkeit vom Anteil des Schwerverkehrs reduzieren sich die Pegel um 2...3 dB(A) bei einer Verminderung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h auf 30 km/h. Hieraus ergeben sich Einflüsse auf die Berechnung des Beurteilungspegels im Zusammenhang mit den Erfordernissen zur Lärmvorsorge bzw. Lärmsanierung an Straßen. Die Folgerung ist naheliegend, hierin einen weiteren Ansatzpunkt in dem Versuch zu sehen, innerörtliche Problembereiche auch mit einer Geschwindigkeitsreduzierung zu entschärfen.

Tatsächlich können Lärm- und Schadstoffemissionen durch eine Geschwindigkeitsverminderung und vor allem durch eine Verstetigung des Verkehrsablaufs erreicht werden. Entsprechende Ergebnisse liegen aus den Untersuchungen in Modellstädten zur Einführung und Wirksamkeit der Tempo-30 Regelung in Wohngebieten vor. Für das Netz der Hauptverkehrsstraßen gilt dies entsprechend, wobei der Schwerpunkt verkehrsberuhigender Maßnahmen dort auf die Einhaltung der geltenden Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h zielen sollte. Daneben kommt einer Straßenraumgestaltung, die eine gleichmäßige Fahrweise unterstützt und ermöglicht besondere Bedeutung zu. Positive Effekte konnten bereits anhand vereinzelter punktueller Maßnahmen an wenigen Untersuchungsstrecken nachgewiesen werden.

Allerdings sind auch Ergebnisse zu berücksichtigen, die gegenläufige Tendenzen aufzeigen, wie beispielsweise ein Forschungsbericht von LEUTZBACH, BRANNOLTE, BENZ (1984). Insbesondere wird eine Erhöhung des Kraftstoffverbrauchs durch eine

[11] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (1990). Die RLS-90 sind Bestandteil der Verkehrslärmschutzverordnung - 16.BImSchV vom 12. Juni 1990 zur Durchführung des Bundes-Immissionsschutzgesetzes.

veränderte Fahrweise befürchtet. Gleiches gilt für Kohlenmonoxidemissionen, wobei allerdings hier ein entscheidender Einfluß der Randbedingungen zu sehen ist, da z.B. eine schlechte Koordinierung an Lichtsignalanlagen auch bei zulässigen Geschwindigkeiten von 50 km/h sofort zu veränderten Ergebnissen führt. Hier wird ein wesentlicher Einfluß in der Stetigkeit des Verkehrsablaufs mit beruhigter und defensiver Fahrweise gesehen. Lärm- und Schadstoffemissionen sind auch abhängig von der jeweiligen Gangwahl bei entsprechenden Geschwindigkeitsbereichen und damit einer verhaltenen oder eher aggressiven Fahrweise. Eine strikte Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h führt nach WICHT (1984) im allgemeinen zu einer Fahrt im 2. Gang, mit entsprechender Erhöhung des Antriebsgeräuschs gegenüber der Wahl des höheren Gangs. Der Übergangsbereich vom 2. in den 3. Gang liegt erst oberhalb von 35 km/h. Eine Reihe von Untersuchungen - darunter auch des TÜV-RHEINLAND (1980) und HOFFMANN (1992) - weisen außerdem darauf hin, daß der Kraftstoffverbrauch bei erzielbaren Reisegeschwindigkeiten zwischen 40 km/h und 60 km/h minimale Werte erreicht.

Nicht unberücksichtigt bleiben sollte auch die Tatsache, daß nach Messungen des UMWELTBUNDESAMTES (1981) bereits erhebliche Unterschiede in der Größenordnung von bis zu 10 dB(A) für den Vorbeifahrtpegel bei Konstantfahrt zwischen verschiedenen Pkw-Typen bestehen, die somit weit über den genannten Pegelreduzierungen um 2..3 dB(A) nach RLS-90 bei einer Verminderung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h auf 30 km/h [12] liegen können.

Alle in der Literatur anzutreffenden Aussagen beruhen jedoch auf Messungen und Annahmen, die unter der Voraussetzung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h auf Hauptverkehrsstraßen nicht uneingeschränkt übertragbar sein dürften. Untersucht werden typische Geschwindigkeitsverläufe und Fahrmodi, wie sie entweder bei zulässigen Geschwindigkeiten von 50 km/h oder aber unter den besonderen Bedingungen verkehrsberuhigter Bereiche in Wohngebieten (rechts-vor-links, Geschwindigkeitsbremsen), auftreten. Diese Problematik spricht TOPP (1984) an und fordert die Anwendung spezieller Modi für reduzierte zulässige Geschwindigkeiten.

Zusammenfassend wird deutlich, daß insbesondere von einer gleichmäßigen Fahrweise bei stetigem Verkehrsablauf grundsätzlich ein günstiger Einfluß auf Emissionen und Kraftstoffverbrauch ausgeht. Dieses wäre also demnach in erster Linie sicherzustellen.

[12] Die Messungen des UMWELTBUNDESAMTES (1981) weisen für diesen Fall im Mittel um 4 dB(A) reduzierte Pegel nach.

2.2 Ziele im Rahmen dieser Untersuchung

Inwieweit Einflussfaktoren, wie Knotenpunkte und Lichtsignalanlagen sowie andere mögliche Störungen, die Leistungsfähigkeit und Reisezeiten auf Ortsdurchfahrten bestimmen, wird im Rahmen dieser Arbeit untersucht. Hierbei werden Aussagen zur Abhängigkeit zwischen zulässigen Fahrgeschwindigkeiten und der erzielbaren Leistungsfähigkeit abgeleitet. Weiterhin wird überprüft, in welchem Umfang allgemein im Stadtverkehr auftretende Störungen dieser Abhängigkeit entgegenwirken bzw. diese in ihrer Bedeutung für den zu beobachtenden Verkehrsablauf übertreffen.

Dabei wird grundsätzlich untersucht, ob eine Ausdehnung der Geschwindigkeitsbegrenzung auf 30 km/h auf das Vorbehaltsnetz die Leistungsfähigkeit einer hochbelasteten Hauptverkehrsstraße insoweit negativ beeinflusst, so daß dort in der Regel zu erwartende Verkehrsmengen unter Umständen nicht mehr bewältigt werden können. Insbesondere wird berücksichtigt, wie sich Reisezeiten innerhalb einer längeren Ortsdurchfahrt möglicherweise verlängern, wenn die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Verlauf der Gesamtstrecke reduziert wird. Vorstellbar ist dagegen ebenfalls, daß diesbezüglich keine oder nur vernachlässigbare Veränderungen zu erwarten sind, da anderweitige Störeinflüsse die Reisezeit bestimmen und diese im Mittel die zulässigen Geschwindigkeiten nicht entscheidend beeinflussen können.

Die Abhängigkeiten zwischen Geschwindigkeit und Leistungsfähigkeit einer Ortsdurchfahrt werden in Fundamentaldiagrammen dargestellt. Hierbei wird sowohl die unbehinderte Fahrt berücksichtigt, als auch das Auftreten von Störeinflüssen einbezogen. Hieraus ist unter Umständen eine optimale, allgemein anzustrebende Geschwindigkeit mit günstigen Einflüssen auf die Gesamtleistungsfähigkeit und die Qualität des Verkehrsablaufs abzuleiten.

Die Zielsetzung der Arbeit wird in einer Abwägung der Ergebnisse gesehen, die entsprechend zu der Empfehlung führen, die Einsatzbereiche der Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkungen grundsätzlich auch auf das Vorbehaltsnetz auszuweiten [13] oder dieses andernfalls weiterhin in der Regel auszuklammern bzw. Einsatzgrenzen aufzuzeigen, die nur dann unberücksichtigt bleiben können, wenn die Flüssigkeit des Verkehrsablaufs und die Abwicklung bestimmter Verkehrsmengen kein vordergründiges Ziel auf einem Streckenabschnitt sind.

[13] Hier wäre eine abschnittsweise Ausdehnung von Tempo-30-Beschränkungen auch auf hochbelasteten Hauptverkehrsstraßen innerhalb von Wohngebieten oder im Bereich städtischer Einkaufszentren denkbar. Vgl.: Hamburg, Stresemannstraße, 1991.

Wesentliche Ergebnisse werden über eine Simulation des Verkehrsablaufs abgeleitet. Hierin ist insofern ein entscheidender Vorteil zu sehen, daß auf diesem Wege vergleichbares Datenmaterial ohne von außen vorgegebene - und auch nicht im Rahmen einer angepaßten Versuchsanordnung beeinflussbare - Einflußfaktoren, wie dies bei realen Messungen der Fall ist, vorliegt. Dazu ist es erforderlich, eine Simulation derart durchzuführen, daß verschiedene Randbedingungen geschaffen werden, die eindeutig voneinander abgegrenzt sind und gleichzeitig ansonsten identische Voraussetzungen vorliegen. Diese Situation ist bei einer realen Messung in der Regel nicht gegeben und einzuhalten.

Im Rahmen dieser Arbeit kann nicht das gesamte Spektrum des Verkehrsgeschehens auf innerörtlichen Hauptverkehrsstraßen mit all seinen Randbedingungen umfassend abgedeckt werden. Vielmehr wird angestrebt, anhand einer definierten Untersuchungsstrecke eine Basis zu schaffen, auf deren Grundlage verschiedene Merkmale erklärbar sind. Hierin liegt natürlich eine - im Sinne der Untersuchung jedoch erforderliche und vertretbare - Vereinfachung. Somit sind Ergebnisse derart zu interpretieren, daß sie eine unter den vorgegebenen Randbedingungen ableitbare Tendenz erkennen lassen, die dem allgemeinen Verständnis der Zusammenhänge zwischen Leistungsfähigkeit, zulässiger Geschwindigkeit und Störeinflüssen im Verlauf einer Ortsdurchfahrt dienlich ist.

3. LITERATURÜBERSICHT UND DISKUSSION

Es ist durchaus möglich, daß alles aus einem ursächlichen Grund sich herleitet, ohne daß dieser vernünftig oder weise wäre de Sade, D.A.F.

3.1 Derzeitiger Forschungsstand zu Leistungsfähigkeiten

Im nachfolgenden Kapitel wird ein Überblick aus der Fachliteratur sowie in- und ausländischen Richtlinien und Empfehlungen über den bisherigen Forschungsstand zum Themenbereich Leistungsfähigkeit und Verkehrsstärken im Stadtverkehr gegeben.

Hierbei ist vorweg zu bemerken, daß sich Forschungsarbeiten zu diesem Thema bislang fast ausschließlich mit hochbelasteten, mehrspurigen Hauptverkehrsstraßen beschäftigt haben und darin auch nur zum Teil Fundamentaldiagramme abgeleitet werden konnten. Im Sinne der Aufgabenstellung, insbesondere zum Einfluß der zulässigen Höchstgeschwindigkeit im Innerortsbereich und die damit verbundenen Auswirkungen, liegen keine vergleichbaren abschließenden Aussagen vor. Lediglich in Teilbereichen bzw. zu bestimmten Themenschwerpunkten können der Literatur einige Hinweise entnommen werden, welche jeweils in die Arbeit einfließen und zitiert werden.

3.1.1 Zur Verwendung des Begriffes "Leistungsfähigkeit"

Auf einem Straßenquerschnitt bestimmt sich dessen *Kapazität* aus der maximale Anzahl der Fahrzeuge, die diesen in einem bestimmten Zeitabschnitt unter gegebenen Bedingungen durchfahren können (vgl. LEUTZBACH, 1988). Die Kapazität einer Straße wird dabei nur erreicht, wenn diese ständig durch den maximal möglichen Fahrzeugstrom ausgelastet ist. Dagegen ist die *Verkehrsstärke* ein neutrales Maß für den Durchsatz in Fahrzeugen pro Zeiteinheit. Die ermittelten Werte werden in der Regel auf Stundenwerte hochgerechnet.

Zur Bewertung der Leistungsfähigkeit soll auf die Definition von HEIDEMANN (1989) zurückgegriffen werden. Demnach ist die Leistungsfähigkeit durch die maximale stündliche Verkehrsstärke, die im stochastischen Mittel erreicht wird, bestimmt. Dies bedeutet, daß nicht einzelne extreme Meßwerte auf Stundenwerte hochgerechnet werden dürfen, sondern ein sich einstellender mittlerer Höchstwert maßgeblich ist. Damit liegt die auf einer Straße realisierbare Leistungsfähigkeit grundsätzlich unterhalb deren Kapazität, die bestenfalls kurzzeitig genutzt werden kann.

Insofern ist zwischen zwei Betrachtungsweisen zu unterscheiden :

- die *maximale theoretische Leistungsfähigkeit* wird nur unter idealen Bedingungen bei optimaler Geschwindigkeit erreicht und entspricht der Kapazität
- die *mögliche praktische Leistungsfähigkeit* stellt sich unter den jeweils vorherrschenden Bedingungen bei optimaler Geschwindigkeit ein und liegt unterhalb der Kapazität

Beiden Begriffen wird eine optimale Geschwindigkeit zugewiesen, bei welcher der jeweils maximale bzw. mögliche Wert erreichbar ist. Entsprechend den in Abschnitt 2.3 formulierten Untersuchungszielen wird im Rahmen dieser Arbeit vor allem dem Begriff der möglichen praktischen Leistungsfähigkeit Bedeutung zukommen.

3.1.2 Leistungsfähigkeitsangaben in Richtlinien und Empfehlungen

Es können zunächst lediglich recht allgemeine Aussagen zitiert werden, wie sie beispielsweise die Richtlinien zur Anlage von Straßen, Teil Querschnitte [14], RAS-Q anführen. Zur Querschnittwahl einer innerörtlichen Hauptverkehrsstraße wird eine Obergrenze der Leistungsfähigkeit in Abhängigkeit vom Straßenquerschnitt, d.h. von der Fahrbahnbreite, angegeben. Sie liegt auf einer zweispurigen angebauten Stadtstraße bei maximal 1.700 Kfz/Stunde und Querschnitt auf der knotenpunktfreien Strecke mit durchschnittlichen Behinderungen. Die Richtlinien führen weiter aus, daß Zusammenhänge zwischen der Bemessungsgeschwindigkeit und der zulässigen Verkehrsbelastung wegen der durch Park- und Ladevorgänge ausgelösten Störungen des Verkehrsablaufs innerorts keine Bedeutung mehr haben. Deshalb wird in den RAS-Q auf die Angabe einer Bemessungsgeschwindigkeit verzichtet.

Noch weniger konkret geben die aktuellen Empfehlungen für die Anlage von Hauptverkehrsstraßen (EAHV) [15] eine praktische Leistungsfähigkeit im zweistreifigen Querschnitt zwischen 1.400 und 2.200 Kfz/Stunde an, die bereits übliche Störungen im innerörtlichen Verkehrsablauf berücksichtigen. Gegenüber den RAS-Q 1982 liegen diese Werte höher, werden jedoch nicht einmal mehr bestimmten Querschnittstypen bzw. Fahrbahnbreiten zugeordnet. Die EAHV setzt auf den entsprechenden Strecken

[14] Herausgeber : Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln, 1982.

[15] Hrsg.: s.o. Köln, 1993.

eine zulässige Geschwindigkeit von 50 km/h und mittlere Fahrgeschwindigkeiten um 40 km/h voraus. Die EAHV formuliert als eines ihrer Hauptziele den Erhalt der Leistungsfähigkeit und die Verfestigung des Verkehrsablaufs. Anzustreben ist dazu ein Geschwindigkeitsbereich $v_{gs} = 40 \dots 45$ km/h bei einer maximalen Geschwindigkeit von $v_{max} = 50$ km/h.

Interessant ist innerhalb des deutschen Richtlinienwerkes die Definition von sogenannten Geschwindigkeitsfunktionen in den RAS-W (1986) [16], die auch für den Innerortsverkehr eine funktionale Abhängigkeit der Geschwindigkeit des motorisierten Personenverkehrs V_p von der Gesamtverkehrsstärke beinhalten. Dabei wird nach Straßentypen unterschieden, die auch für die hier betrachtete Fragestellung zutreffend sind. Unter der Kategoriengruppe "Vorfahrtsberechtigzte Innerortsstraße mit Behinderungen (durch Knotenpunkteinflüsse/ruhenden Verkehr/ÖV)" wird bei Straßentypen mit einem Fahrstreifen je Richtung nach der angrenzenden Bebauung (offen/mehrgeschossig, geschlossen, Geschäftsstraße) differenziert (Straßentypen ST 5.11/5.12/5.13) und dafür jeweils eine Funktion der Form

$$V_p = k_i - e^{4,58 \cdot 10^{-3} (Q_{ges})^2 \cdot Q_{ev}} \quad (1)$$

angegeben. Dabei ist die Konstante k_i vom Straßentyp abhängig. Der Verlauf der Funktionen ist in der Abb. 3.1 dargestellt. Mit zunehmender Verkehrsstärke wird darin von einer stetigen Abnahme der anzusetzenden Geschwindigkeit bis zu einer unteren Grenze $V_{min} = 5$ km/h bei Stau ausgegangen. Die maximale Verkehrsstärke (Q_{ges}) wird auf allen drei Straßentypen bei etwa 800 Kfz/h pro Richtung erreicht [17], die maximalen Geschwindigkeiten, d.h. die Konstanten k_i als Grundwerte der Geschwindigkeit bei Nullbelastung, sind mit 36/41/46 km/h angegeben. Dieser Grundwert - in Abhängigkeit von der Bebauung - zeigt einen Zusammenhang zwischen dem Umfeld bzw. dem Straßenraum und der Fahrzeuggeschwindigkeit auf [18].

Weitaus umfangreicher sind Forschungsergebnisse aus dem Bereich mehrspuriger Schnell-Straßen ("Freeway", "Highway") aus den USA, insbesondere für den Außerortsbereich, wobei jedoch allgemein auch davon ausgegangen wird, daß unter idealen

[16] Herausgeber : Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen. Köln, 1986.

[17] dies ist allerdings das umgekehrte Verfahren, wie es in den RAS-W-86 zur Bestimmung der auf einem Netzabschnitt erreichbaren Geschwindigkeiten bei Vorgabe der auftretenden Belastung angewandt wird, um daraus eine Berechnung der Betriebskosten und der Fahrzeit abzuleiten.

[18] vgl. dazu auch Kapitel 4.1.3 "Einflussfaktoren des Straßenraums".

Geschwindigkeitsfunktionen für Innerortsstraßen Streckentypen nach RAS-W-88

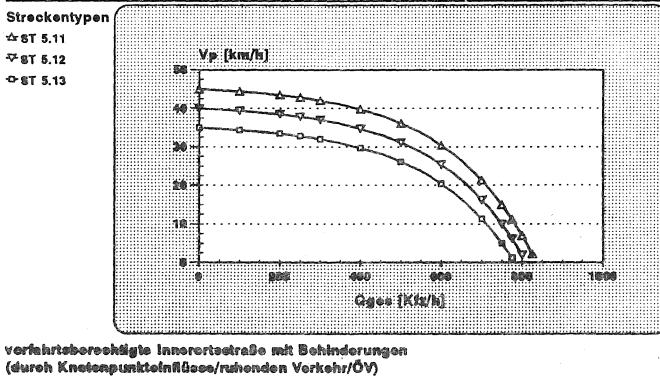


Abb. 3.1 : Geschwindigkeitsfunktionen für Innerortsstraßen
(nach RAS-W-86)

Bedingungen die Leistungsfähigkeiten innerörtlicher und außerörtlicher Straßen einander entsprechen. In verschiedenen Ausgaben des Highway Capacity Manual (HCM) des TRANSPORTATION RESEARCH BOARD (1950/1965/1985) werden Werte von 2.000 Pkw-Einheiten/Stunde und Spur [19] für die mögliche Leistungsfähigkeit (capacity) genannt. Das HCM (1950) gibt eine praktische Leistungsfähigkeit an, die der Höchstzahl der Fahrzeuge entspricht, die ohne ungebührliche Beschränkung der Bewegungsfreiheit der Fahrer unter tatsächlich gegebenen Bedingungen eine Straße befahren können. An Kreuzungen beträgt diese etwa 80 % der möglichen Leistungsfähigkeit. Mit dem HCM (1965) wird der Begriff des "Level of Service" (Qualität des Verkehrsablaufs) eingeführt, wobei der Einzelwert der praktischen Leistungsfähigkeit durch mehrere Werte ersetzt wird, die jeweils eine "Leistungsmenge" unter bestimmten Kombinationen von Betriebsbedingungen repräsentieren. Ab der Ausgabe des HCM (1985) werden die durchschnittliche Gesamtfahrtgeschwindigkeit und die Verkehrsdichte zur Definition des *Level of Service* herangezogen. Dabei unterscheidet man nach sechs *levels* und bezeichnet diese mit den Buchstaben A (freier Verkehrsablauf) bis F (gebun-

[19] pchpl = Passenger Cars per Hour per Lane. Dies entspricht den Pkw-Einheiten, wobei nach HCM für einen Lkw ein Faktor von 2.0 angesetzt ist.

dener Verkehr, niedriges Geschwindigkeitsniveau). Eine praktische Leistungsfähigkeit bei einer Mindestqualität des Verkehrsablaufs ist dem *Level D* zuzuordnen. Die maximal mögliche Verkehrsstärke wird in *Level E* erreicht.

Für 1994 ist eine weitgehende Überarbeitung verschiedener Kapitel des HCM (1985) vorgesehen. Dabei wird die Leistungsfähigkeit - in Anpassung an in der Realität zu beobachtende Werte - auf Autobahnen zu 2.200 pcplpl angesetzt (vgl. dazu in Kapitel 3.1.3 die Messungen von REILLY, 1991).

Die oben genannten deutschen Richtlinien und Empfehlungen verstehen die angegebenen Leistungsfähigkeiten als eine Empfehlung an den Planer zur Sicherstellung eines guten Verkehrsablaufs, während das Highway Capacity Manual demgegenüber das Ziel verfolgt, tatsächliche Grenzwerte anzugeben.

Nach dem Vorbild des amerikanischen HCM stellen BRILON, GROSSMANN, BLANKE (1993) mit den *Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualität des Verkehrsablaufs auf Straßen* den Entwurf eines Handbuches vor. Die Verfasser verwenden eine *praktische Leistungsfähigkeit* als Zielgröße, welche einer Verkehrsstärke entspricht, unterhalb derer eine Gewährleistung von Mindestqualitätsansprüchen gegeben ist. Sie weisen gleichzeitig darauf hin, daß wissenschaftliche Untersuchungen über den Zusammenhang zwischen der Geschwindigkeit v , der Verkehrsstärke q und der Verkehrsdichte k auf Innerortsstraßen bisher nur in geringem Umfang existieren und sehen - insbesondere für den Verkehr auf signalisierten Straßenzügen - Forschungsbedarf zur Absicherung der q - k - v -Beziehungen. In diesem Handbuchentwurf wird eine Arbeit von SPRANGER, ARNDT (1986) zitiert, worin für den Verkehrsablauf auf freier Strecke eine praktische Leistungsfähigkeit (entsprechend *Level D*, vgl. HCM) von 1.530 Fz/h bei einer mittleren Geschwindigkeit von 43,7 km/h angegeben wird. Beide Quellen setzen eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h voraus. Der Einfluß einer reduzierten zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf 30 km/h wird nicht berücksichtigt.

3.1.3 Überblick über Forschungsarbeiten und Veröffentlichungen

Ergebnisse zur Leistungsfähigkeit auf innerstädtischen Straßen, die einer typischen zweispurigen Ortsdurchfahrt mit Störeinflüssen entsprechen, sind in Abhängigkeit von der zulässigen Fahrgeschwindigkeit aus der Literatur nicht zu entnehmen. Insbesondere fehlt jegliche Aussage zu Geschwindigkeitsbereichen unterhalb der derzeit zulässigen

Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h innerorts bzw. zum Einfluß einer Geschwindigkeitsbeschränkung. In einem Referat führt allerdings NIEMANN (1990) unter Zitierung von Schaechterle zu diesen Zusammenhängen aus :

- je höher die Geschwindigkeit, desto schneller hat das Fahrzeug den Straßenabschnitt wieder geräumt,
- je niedriger die Geschwindigkeit, desto enger können die Fahrzeuge hintereinanderfahren.

Daraus leitet er in einem Diagramm einen Zusammenhang zwischen Geschwindigkeiten und relativer Leistungsfähigkeit ab und verdeutlicht daran, daß auf Stadtstraßen die maximale Leistungsfähigkeit oberhalb von 30 km/h praktisch nicht mehr zunimmt. Dies läßt den Schluß zu, daß somit eine Tempo-30 Regelung dort zu keinen nennenswerten Einbußen der Leistungsfähigkeit führt. Für eine zweispurige Stadtstraße wird eine Leistungsfähigkeit von 20.000 Kfz/Tag angegeben.

Für einspurige Straßen liegen Messungen von EDIE (1963) vor, die im Jahre 1960 in der Südröhre (fast lane) des Holland Tunnels, New York, durchgeführt wurden. Hierbei konnten Verkehrsstärken bis zu 1.925 Fahrzeugen pro Stunde bei einer mittleren Geschwindigkeit von etwa 60 km/h gemessen werden. Hierbei wurde bereits eine automatische Aufzeichnung der Fahrzeugdurchfahrten durch Zeitimpulse auf einem Papierstreifen realisiert.

REILLY (1991) gibt in einer Veröffentlichung sogar Werte von 2.200 Pkw-Einheiten pro Stunde und Spur in teilgebundenem [20] Verkehr an, die um etwa zehn Prozent über den bisherigen Höchstwerten nach HCM (siehe 3.1.2) liegen. Diese Leistungsfähigkeiten werden jedoch in einem Geschwindigkeitsbereich von etwa 70 km/h auf Straßen, die eine zulässige Geschwindigkeit von 60 mph [21] aufweisen, erreicht. Es handelt sich dabei außerdem um nicht angebaute Straßen.

BOTMA und FI (1991) messen in einer Untersuchung aus dem Jahre 1990 auf zweibahnigen Landstraßen in Ungarn nur Verkehrsstärken von bis zu 1.500 Kfz/Stunde und

[20] Einen Verkehrsablauf, bei dem nicht alle Fahrzeuge frei überholen können, nennt man teilgebunden. Der Fahrer wird in der Geschwindigkeitswahl durch gegenseitige Behinderungen zwischen den Fahrzeugen beeinflusst.

[21] mph = miles per hour ; 60 mph entspricht 96 km/h und etwa der Geschwindigkeit des freien Verkehrs (bei einer Entwurfsgeschwindigkeit *design speed* von 70 mph).

Spur. Die Meßergebnisse werden auch in Fundamentaldiagrammen dargestellt. Die Kapazität einer Fahrspur wird durch eine Extrapolation auf etwa 1.600 Pkw-Einheiten pro Stunde und Spur (Mittelwert) abgeschätzt [22]. Der Maximalwert liegt in der Extrapolation bei Geschwindigkeiten um 34 km/h, wobei relativ geringe mittlere Geschwindigkeiten auf die weniger stark motorisierte Fahrzeugflotte und den hohen Lkw-Anteil in Ungarn zurückgeführt werden. Der Einfluß der Verkehrsstärke auf die mittlere Geschwindigkeit wird als gering betrachtet, was mit Ergebnissen aus den Niederlanden und den USA korrespondiert.

Messungen auf der Autobahn A5 in Deutschland aus den Jahren 1975 und 1978 wertet WIEDEMANN (1987) aus und stellt dazu Fundamentaldiagramme dar. Hier wurden Verkehrsmengen von bis zu 1.500 Kfz/h auf dem rechten und bis zu 2.000 Kfz/h auf dem linken Fahrbahnbereich gemessen. Diese Maximalwerte stellen sich bei Geschwindigkeiten um 75 km/h ein.

Den Verkehrsablauf auf Stadtstraßen mit Lichtsignalanlagen untersucht MARTIN (1979) unter Anwendung eines Simulationsmodells. Er versucht, verschiedene verkehrsbeeinflussende Faktoren, deren Anteil an der Beeinflussung durch Meßreihen unter Beibehaltung sonst gleicher Faktoren auf empirischem Wege nur mit sehr hohem Aufwand erfaßt werden können, in realistischen Bereichen zu variieren, um so deren relative Auswirkungen auf den Verkehrsablauf festzustellen. MARTIN untersucht ein- und zweispurigen Richtungsverkehr für Streckenabschnitte mit koordinierten Lichtsignalanlagen, wobei er die Streckenlänge zwischen zwei Lichtsignalanlagen, die Progressionsgeschwindigkeit und die Umlaufzeiten variiert. Diese Untersuchung stellt fest, daß eine sinnvolle Verknüpfung der Verkehrsgrößen auf Stadtstraßen nur erfolgen kann, wenn sie räumlich-zeitlich definiert werden. Für den Fall einer Progressionsgeschwindigkeit von 50 km/h werden nur geringe Störungen des Verkehrsablaufs beobachtet. Reisezeiten und Reisegeschwindigkeiten sind dabei von der Verkehrsstärke unabhängig. Dagegen führt eine Progressionsgeschwindigkeit von 30 km/h zu deutlichen Abhängigkeiten und zu einer Zunahme der Störungen. Die Untersuchung legt für die Wunschgeschwindigkeit den Bereich der zulässigen Höchstgeschwindigkeit innerorts zu Grunde. Der Einfluß der zulässigen Höchstgeschwindigkeit wird nicht untersucht.

Der Bericht der OECD (1983) verfolgt das Ziel, einen Überblick über den Stand der Technik auf dem Gebiet der Leistungsfähigkeit von Hauptverkehrsstraßen zu ver-

[22] der Lkw-Anteil liegt in einem Bereich zwischen 20% und 30%, woraus sich ein Umrechnungsfaktor von Kraftfahrzeugen in Pkw-Einheiten von 1,20 bis 1,50 ergibt.

mitteln. Er faßt die Ergebnisse aus Studien in verschiedenen OECD-Mitgliedsländern zusammen. Leistungsfähigkeiten werden demnach in der Regel durch einen theoretischen Wert bestimmt, der einen ununterbrochenen Verkehrsfluß, frei von seitlichen Störungen auf etwa 3.50 m breiten Fahrstreifen [23] und mögliche Fahrgeschwindigkeiten von 70 km/h und mehr voraussetzt. Mit reduzierter Fahrstreifenbreite gehen die Leistungsfähigkeiten deutlich zurück.

Nach dem schwedischen Leistungsfähigkeitshandbuch STATENS VÄGVERK (1977) liegen diese etwa im Bereich von 1.800 Pkw-Einheiten/h bei 3.00 m breiten Fahrbahnen bzw. bei fast 2.200 Pkw-Einheiten/h bei Fahrbahnbreiten von 3.50 m (jeweils ohne zusätzlichen Randstreifen). Die maximalen Leistungsfähigkeiten werden bei Geschwindigkeiten zwischen 60 km/h und 70 km/h erreicht, wobei allerdings nur Messungen auf Strecken mit mehreren Fahrstreifen je Richtung vorliegen. Die Verkehrszusammensetzung hat Einfluß auf die Maximalwerte, sie beeinflusst zudem die Form der Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Kurven insofern, daß abrupt instabile Zustände auftreten. Für zweispurige Straßen werden sehr niedrige Leistungsfähigkeiten im Gesamtquerschnitt angegeben (2.000-2.400 Pkw-Einheiten/h), wobei hier vorhandene Überholmöglichkeiten und damit die gegenseitige Beeinflussung zweier Verkehrsströme entscheidend sind. Können Einflüsse des Gegenverkehrs als gering betrachtet werden, nähert sich die Leistungsfähigkeit in jeder Richtung der eines vollbesetzten Fahrstreifens an.

In einer Untersuchung aus Köln untersucht HOTOP (1973), inwieweit eine Abhängigkeit zwischen der Reisegeschwindigkeit und dem Durchfluß [24] existiert. Er ermittelt darin Reisezeiten und Verkehrsstärken auf repräsentativen Einzelstrecken. Mit steigendem Durchfluß sinkt die Reisegeschwindigkeit mehr oder weniger stark ab. Die Streuung der Meßwerte ist allerdings sehr groß, sodaß keine funktionalen Zusammenhänge abgeleitet werden können. Es wird versucht, anhand der Meßwerte ein Fundamentaldiagramm abzuleiten, was jedoch nur auf Strecken mit einer zulässigen Geschwindigkeit von 70 km/h annähernd gelingt. Bei einer Reisegeschwindigkeit von etwa 25 km/h stellt sich ein Durchfluß von 250 Pkw-Einheiten pro Stunde und Meter Fahrbahnbreite ein.

Derzeit ist eine Forschungsarbeit an der Universität Kaiserslautern zur Thematik der

[23] HCM (1965) : Fahrstreifenbreite = 12 Fuß, zuzüglich Standstreifen und frei von seitlichen Behinderungen innerhalb 6 Fuß ab Bordsteinkante.

[24] Hotop definiert den Durchfluß als Pkw-Einheiten pro Stunde.

Leistungsfähigkeit innerörtlicher Hauptverkehrsstraßen im motorisierten Individualverkehr bei verschiedenen Geschwindigkeiten in Bearbeitung. Anhand von empirischen Erhebungen an lokalen Engpässen - die teilweise einen Vorher-/Nachher-Vergleich nach Reduzierung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit beinhalten - und deterministischen Betrachtungen untersuchen SCHLEICHER-JESTER und TOPP (1993) den Verkehrsablauf und die Auswirkungen verschiedener zulässiger Geschwindigkeiten auf zwei- und mehrstreifigen Strecken. Die Leistungsfähigkeit innerörtlicher Hauptverkehrsstraßen wird durch die Leistungsfähigkeit des schwächsten Gliedes begrenzt, das praktisch immer ein Engpaß (Knotenpunkt oder Streckenhindernis) ist. Die Leistungsfähigkeit der lokalen Engpässe ergibt sich aus dem Stauabfluß, der als weitgehend dichte- und geschwindigkeitsunabhängig gesehen wird. Die Ergebnisse dieser Arbeit sind noch nicht veröffentlicht.

3.1.4 Zusammenfassende Literaturbewertung zur Leistungsfähigkeit

Die angeführten Literaturstellen und Forschungsarbeiten machen deutlich, daß bislang keine abgeschlossene Untersuchung zum Themenbereich der Leistungsfähigkeit auf Ortsdurchfahrten im Sinne dieser Arbeit, insbesondere unter der Einbeziehung einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 30 km/h, vorliegt. Leistungsfähigkeitsbetrachtungen finden für - meist mehrstreifigen - Hauptverkehrsstraßen statt, auf denen Geschwindigkeiten von 50 km/h und darüber zulässig sind. Untersuchungen in einem niedrigeren Geschwindigkeitsbereich haben einen städtebaulichen Hintergrund und befassen sich in erster Linie mit Fragen der Verträglichkeit, wie sie unter anderem im nachfolgenden Kapitel angesprochen werden.

Im wesentlichen amerikanischen Untersuchungen ist zu entnehmen, daß die maximale Leistungsfähigkeit einer Straße im Bereich des teilgebundenen Verkehrs bei einer Geschwindigkeit um 70 km/h auf der freien Strecke zu erwarten ist, was wiederum zulässige Geschwindigkeiten voraussetzt, die für innerörtlichen Verkehr nicht von Belang sind.

Praktisch erreichbare Leistungsfähigkeiten auf städtischen Straßen sind stark von Störeinflüssen innerhalb des zu betrachtenden Streckenabschnitts abhängig. In diesem Zusammenhang wird auf die großen Spannweiten der Leistungsfähigkeit verwiesen, wie sie in den aktuellen Empfehlungen zur Anlage von Hauptverkehrsstraßen (EAHV) angegeben sind.

3.2 Weitere Aspekte bezüglich der Aufgabenstellung

Die Literaturbetrachtung der Forschungsarbeiten und Empfehlungen, welche zur Thematik "Leistungsfähigkeit von Straßen" vorliegen, wird in den folgenden Abschnitten durch die Einbeziehung verschiedener Aspekte ergänzt, die zur Beschreibung des Verkehrsablaufs auf städtischen Straßen dienlich sind bzw. von denen Auswirkungen auf den Verkehrsablauf zu erwarten sind.

3.2.1 Einfluß von Störungen

Der Einfluß von Störungen auf Ortsdurchfahrten wird bislang in keinem Fall untersucht. Hierzu sind bestenfalls die Arbeiten von MARTIN (1979), die bereits in Abschnitt 3.1.3 genannt wurde, sowie von LEUTZBACH und SCHMIDT (1987) anzuführen, die jedoch darin ein grundsätzlich anderes Untersuchungsziel verfolgen. MARTIN untersucht nicht den Einfluß einer einzelnen Lichtsignalanlage, wie sie in Ortsdurchfahrten oftmals an zentralen Knotenpunkten anzutreffen ist, sondern legt eine Koordination mehrerer Anlagen zu Grunde. LEUTZBACH und SCHMIDT berücksichtigen auch unterschiedliche zulässige Geschwindigkeiten bzw. Geschwindigkeitsverteilungen und untersuchen bei unterschiedlicher Ausprägung einer Störung durch ein Lieferfahrzeug den Einfluß auf die Reisezeit über den Untersuchungsabschnitt mit zweispuriger Richtungsfahrbahn. In deren Untersuchung steht im Bereich der Behinderung eine Fahrspur weiterhin uneingeschränkt zur Verfügung. Für diese Arbeit ist daraus ein Teilergebnis interessant, welches besagt, daß die relative Abnahme der Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Standzeit [des behindernden Lieferfahrzeugs] bei einer vorgegebenen Geschwindigkeitsverteilung für $v_{zul} = 30$ km/h wesentlich größer ist als bei $v_{zul} = 50$ km/h. Daraus wird geschlossen, daß Strecken mit verminderter Höchstgeschwindigkeit empfindlicher auf Einflüsse des Lieferverkehrs reagieren.

3.2.2 Einige Aspekte zu Fahrgeschwindigkeiten und Sicherheit

Ein Einfluß der Fahrbahnbreite auf die Fahrgeschwindigkeit ist nach entsprechenden Untersuchungen durchaus gegeben. Somit geht dieser als ein wichtiger Faktor in die Untersuchung ein, da gerade im Verlauf einer Ortsdurchfahrt ein mehrfacher Wechsel im räumlichen Erscheinungsbild des Straßenumfeldes üblich ist oder auch bewusst im Sinne einer gewünschten Beeinflussung eingesetzt werden kann (vergleiche dazu auch Kapitel 4.1.3).

Die Reduzierung der Fahrgeschwindigkeit durch beeinflussende Maßnahmen wirft die Frage auf, inwiefern damit ein Sicherheitsgewinn verbunden sein kann oder ob demgegenüber sogar höhere Gefährdungen auftreten.

Aus dem umfangreichen Forschungsmaterial zur Wirksamkeit von Tempo-30 Bereichen [25] liegen dazu nicht immer eindeutige Aussagen vor. So wird angeführt, daß die - oft nur geringfügige - Verringerung der Geschwindigkeit sich positiv auf die Unfallfolgen auswirkt. Andererseits geht die Häufigkeit der Unfälle nicht grundsätzlich zurück. Vielfach führt die Einführung der rechts-vor-links Regelung zu neuen Unfallschwerpunkten oder die Einbauten im Straßenraum haben Kollisionen zur Folge. Diese Ergebnisse sind jedoch nur sehr eingeschränkt auf die Situation an Hauptverkehrsstraßen übertragbar.

Zwei Forschungsberichte von LEUTZBACH, HÖFLER (1986 und 1990) diskutieren den Einfluß der Fahrbahnbreite auf das Unfallgeschehen. Dabei wird in der Untersuchung von 1986 eine erhöhte Unfallbelastung bei geringen nutzbaren Fahrbahnbreiten (unter 6.50 m) auf Ortsdurchfahrten mit einem DTV unter 7.500 Kfz/24h abgeleitet. Auf den entsprechenden Untersuchungsstrecken liegt die 85%-Geschwindigkeit um 50 km/h. Die Datenbasis ist allerdings sehr gering, sodaß auf die daraus resultierenden Unsicherheiten bei der Ergebnisinterpretation hingewiesen wird. Die Sicherheitsbewertung für Sammelstraßen aus dem Jahre 1990 deutet auf Unfallhäufungen und Gefährdungen auf schmalen Fahrbahnen im Begegnungsverkehr und mit dem ruhenden Verkehr hin. Die Unfallschäden sind meist gering. Es wird in der geringen Fahrgeschwindigkeit auf diesen Strecken ein positiver Einfluß auf die Unfallschwere bzw. die Unfallvermeidung (im Zusammenhang mit Gefährdungen) gesehen.

Beide Forschungsberichte können dahingehend interpretiert werden, daß eine Reduzierung der Fahrbahnbreite zwar zu einer Häufung bestimmter typischer Unfalltypen führt, wobei aber eine Verringerung der Fahrgeschwindigkeiten (die auf den Ortsdurchfahrten im Gegensatz zu den Sammelstraßen deutlich höher liegen) die Unfallfolgen vermindert und bzw. Unfälle vermeidet.

Dies ist verständlich, da bei geringen Geschwindigkeiten einerseits die Aufprallgeschwindigkeit niedriger liegt, sich aber auch der Anhalteweg eines Fahrzeugs entsprechend verringert, so daß dadurch die Möglichkeit besteht, noch rechtzeitig vor dem

[25] beispielhaft sei auf eine Quelle verwiesen, die die Wirksamkeit bzw. die Auswirkungen von Tempo 30 beschreibt : Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung (ILS) des Landes Nordrhein-Westfalen (1988).

Hindernis zum Stehen zu kommen. Diese Erkenntnis ist nicht neu. Sie wurde bereits in der Anfangsphase der Tempo-30 Diskussion durch die VERKEHRSWACHT DORTMUND e.V. (1982) in Vorführungen mit einem Versuchsfahrzeug eindrücklich demonstriert. Die Anhaltewege aus verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten sind in der Abbildung 3.2 als Kombination aus Reaktionsweg und Bremsweg dargestellt.

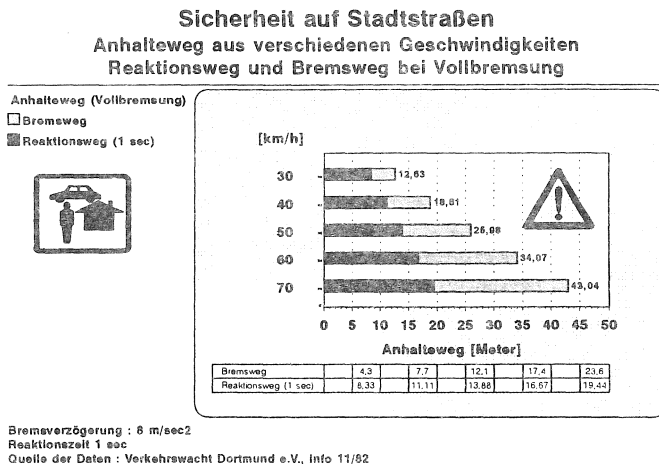


Abb. 3.2 : Anhaltewege aus verschiedenen Fahrgeschwindigkeiten
 Quelle : Verkehrswacht Dortmund e.V. (1982)

Diese lassen beispielsweise erkennen, daß ein Fahrzeug bei Vollbremsung aus einer Geschwindigkeit von 30 km/h heraus bereits zum Stehen gekommen ist, während ein Fahrzeug bei einer Geschwindigkeit von 50 km/h bei sonst gleichen Voraussetzungen noch ungebremst auf das Hindernis trifft. Handelt es sich bei diesem Hindernis um einen Fußgänger, so ist die Wahrscheinlichkeit bei diesem Unfall getötet zu werden sehr hoch [26].

[26] bei einer Aufprallgeschwindigkeit von 40 km/h liegt die Wahrscheinlichkeit, als Fußgänger getötet zu werden bei 30% ; bei 60 km/h über 90%.

Nach Kullik, W. aus Verkehrswacht Dortmund (1982).

3.2.3 Qualität des Verkehrsablaufs

Ein weiterer wichtiger Aspekt bei der Einschätzung der verkehrlichen Situation auf einem Streckenabschnitt ist die Beurteilung der Qualität des Verkehrsablaufs. Diese wird erstmals umfassend im HIGHWAY CAPACITY MANUAL (HCM) aus dem Jahr 1965 definiert.

Im städtischen Bereich sind demnach die "*average overall travel speed*" (Reisegeschwindigkeit) - zusammen mit dem Auslastungsgrad "*service volume / capacity ratio*" - die maßgeblichen Faktoren zur Klassifizierung der Verkehrsqualität. Wie bereits in Kapitel 3.1.2 angesprochen, leitet das HIGHWAY CAPACITY MANUAL daraus eine Abstufung in sechs Qualitätsbereiche - die sogenannten "*level of service*" - ab :

- Level A :** freier Verkehrsfluß - bei hohen Geschwindigkeiten treten auf der Strecke keine oder nur geringfügige Behinderungen auf.
- Level B :** stabiler Verkehrsfluß - der Fahrer wird in der Geschwindigkeitswahl durch gegenseitige Behinderungen zwischen den Fahrzeugen leicht beeinflusst.
- Level C :** noch stabiler Verkehrsfluß - die Geschwindigkeit wird maßgeblich durch die Verkehrsmenge und daraus resultierenden Behinderungen beeinflusst.
- Level D :** fast instabiler Verkehrsfluß - die Geschwindigkeit ist bei starker gegenseitiger Behinderung gerade noch zumutbar.
- Level E :** instabiler, kritischer Verkehrsfluß - an der Grenze der Leistungsfähigkeit der Verkehrsanlage. Hier wird die maximal mögliche Verkehrsstärke erreicht.
- Level F :** gebundener Verkehrsfluß - mit Stauungen, "Stop and Go"-Verkehr.

Im Bereich teilausgelasteter Stadtstraßen erweist sich der Einfluß der Verkehrsbelastung auf die Reisegeschwindigkeit noch als relativ gering. Erst Auslastungsgrade oberhalb von 60 % beeinflussen in stärkerem Maße die Reisegeschwindigkeit und den *Level of Service*. Nähert sich der Auslastungsgrad einem Wert gegen 100 % (instabiler, kritischer Verkehrsfluß) an, wird damit die Grenze der Leistungsfähigkeit einer Verkehrsanlage erreicht. Dabei werden Reisegeschwindigkeiten von ungefähr 15 mph (25 km/h) angegeben.

Auf Stadtstraßen ist der Fahrzeugführer Umwelt- und Verkehrsbedingungen ausgesetzt, die dazu führen, daß er von seiner Wunschgeschwindigkeit in unterschiedlicher Häufigkeit abweichen muß und damit - entsprechend dem unterschiedlichen Einfluß dieser Störgrößen - Beschleunigungsvorgänge je Weeinheit zunehmen (vgl. dazu WINZER, 1980). Nach den Untersuchungen von MONTROLL und POTTS (1964) ist die Standardabweichung der Beschleunigung σ_b (*acceleration noise*) ein Maß für die Homogenität eines Verkehrsflusses. Diese berechnet sich nach der Formel

$$\sigma_b = \frac{1}{T} \cdot \int_0^T (b(t)^2 \cdot dt)^{1/2} \quad [m/s^2] \quad (2)$$

Darin ist T die Gesamtreisezeit und $b(t)$ die Beschleunigung zur Zeit t . Dieser Parameter wird in verschiedenen amerikanischen Untersuchungen als besonders geeignet zur qualitativen Erfassung von Verkehrsabläufen angesehen. In der praktischen Umsetzung erfordert dieses Verfahren bei Aufzeichnung der Beschleunigungsvorgänge über einen Streckenabschnitt und Verwendung empirischer Daten allerdings einen außerordentlichen Meß- und Auswerteaufwand.

3.2.4 Überlegungen zur Verträglichkeit des Verkehrs auf Stadtstraßen

Nicht vernachlässigt werden darf die Überlegung, inwieweit eine Verkehrsbelastung auf einem Streckenabschnitt verträglich sein kann mit dem jeweiligen Straßenumfeld und den dort anzutreffenden Randnutzungen. Hierbei wird diese stadtverträgliche Belastung derjenigen Belastung gegenüberzustellen sein, die technisch auf dem untersuchten Straßenzug abwickelbar sein kann bzw. noch einen qualitativ befriedigenden Verkehrsablauf ermöglicht. Forschungen im Themenfeld Stadtverkehr beschäftigen sich mit dieser Fragestellung. Die tatsächlich erreichbare maximale Leistungsfähigkeit ist dabei nicht von Bedeutung. Denkbar wäre die Formulierung einer Forderung, die Leistungsfähigkeit einer Stadtstraße bewußt zu begrenzen, um stadtverträgliche Grenzwerte einhalten zu können, falls diese andernfalls überschritten würden.

Bereits BUCHANAN (1963) formuliert die These, daß ein Maß der verkehrlichen Nutzung, welches unter guten Umfeldbedingungen als verträglich angesehen werden kann, deutlich unterhalb der verkehrstechnischen Leistungsfähigkeit liegen muß. Daraus läßt sich eine Bewertung von Straßennetzen ableiten. Dieser Ansatz wird später durch VON

MÖRNER, MÜLLER, TOPP (1984) zur Bestimmung der umfeldabhängigen Belastbarkeit von innerörtlichen Straßen über einen "kompensatorischen Ansatz" weiterentwickelt und exemplarisch angewendet. Bestimmte Standards müssen erfüllt sein, um ein Mindestmaß an Verträglichkeit zu erfüllen. Diese werden durch die jeweiligen Entwurfsrichtlinien und Empfehlungen bei Einhaltung entsprechender Maße und Grenzwerte festgelegt. Die Unverträglichkeit nimmt zu, je

- größer die Kfz-Verkehrsmengen,
- stärker der Anteil des Last- und Schwerlastverkehrs,
- höher die Fahrgeschwindigkeiten und
- unstetiger der Verkehrsablauf ("Stop and Go")

sind. Gerade die letzteren beiden Punkte sind auch im Rahmen dieser Untersuchung von besonderem Interesse (s.o.) und werden daher vertiefend betrachtet.

Grundsätzlich wird jedoch die Verkehrsfunktion entsprechender Straßen nicht in Frage gestellt. Dagegen werden die Durchsetzung der maximal zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h, d.h. deren Einhaltung durch den Kraftfahrer, sowie gestalterische und funktionale Verbesserungen als vordringlich erachtet, die ohne Einschränkung der durch die benachbarten Knotenpunkte festgelegten Leistungsfähigkeit erreicht werden sollen (TOPP, 1989).

3.2.5 Allgemeine Aussagen

In diesem Zusammenhang wird, im Rahmen der hier angestrebten Aussagen bezüglich einer Ortsdurchfahrt mit teilweise idealisierenden Randbedingungen, auch zu klären sein, inwieweit davon ausgegangen werden darf, daß nicht die Leistungsfähigkeit der Strecke entscheidend für eine Bewertung ist, sondern vielmehr ein Gesamtwirkungsgrad, der die Abfolge der verschiedenen Elemente wie "freie Strecke" und "Knoten" berücksichtigt (EICHENAUER et.al., 1988). Hierbei kommt insbesondere der These besondere Bedeutung zu, daß die Leistungsfähigkeit nicht von der freien Strecke, sondern von in deren Verlauf liegenden Störeinflüssen und Knotenpunkten - und deren begrenzender Kapazität - bestimmt wird. Erforderlich ist demnach eine angemessene Abstimmung zwischen Strecken und Knoten. Nicht zuletzt sei ein gleichmäßiger Verkehrsablauf ein entscheidender Faktor, der sich erhöhend auf die Leistungsfähigkeit auswirken kann und sich eher bei niedrigeren Geschwindigkeiten einstellen werde (vgl. dazu auch APEL, 1992 in Abschnitt 2.1.3).

Die umfangreichsten Untersuchungen zur Feststellung der Zusammenhänge der Verkehrsparameter finden - wie oben bereits festgestellt - auf der freien Strecke außerhalb geschlossener Ortschaften statt. In den meisten Fällen kann dabei angenommen werden, daß der Verkehrsablauf innerhalb kürzerer Zeiträume stationär über die Zeit ist. Darüberhinaus ist bei entsprechenden Streckenverhältnissen häufig auch die Stationarität über den Weg gegeben. Gemessene Daten eines Meßquerschnitts können somit auf einen benachbarten Querschnitt übertragen werden bzw. es besteht die Möglichkeit, aus errechneten räumlichen Größen auf den Verkehrszustand der Strecke zu schließen.

Der innerörtliche Verkehrsfluß wird dagegen durch viele Faktoren beeinflusst, die dort nicht auftreten bzw. vernachlässigbar sind. Die Komplexität des Verkehrsflusses einer Stadtstraße und die daraus zu erwartenden Instationaritäten über Weg und Zeit lassen eine räumlich-zeitliche Erfassungsmethode und darauf aufbauende Auswerteschritte zur Verknüpfung der Verkehrsgrößen ratsam erscheinen. Dabei weist die räumlich-zeitliche Erhebung einen sehr hohen Aufwand bezüglich Datenerfassung und Auswertung auf, der in realen Messungen in der Regel nicht zur Anwendung kommen kann. In diesem Zusammenhang bieten sich Simulationen des Verkehrsablaufs und darauf basierende rechnergestützte Auswertungen an (vgl. MARTIN, 1979).

4. GRUNDLAGEN

Ein wesentliches Charakteristikum des Verkehrsablaufs auf Straßen ist die stets vorhandene, wenn auch oft recht eng begrenzte Freiheit der Verkehrsteilnehmer, ihre Verhaltensweisen zu wählen Jacobs, F.

4.1 Beschreibung des Verkehrsablaufs

4.1.1 Fahrer-Fahrzeug-Elemente

Zu einer realitätsnahen Beschreibung der Verkehrsabläufe auf einem Streckenabschnitt ist es erforderlich, das Verhalten der Verkehrsteilnehmer (hier : Kraftfahrzeuge und deren Fahrer) darzustellen und Rechenmodelle zur Verfügung zu stellen, die dieses mit einer möglichst guten Genauigkeit nachbilden können.

Hierbei muß zunächst zwischen einer *makroskopischen* und einer *mikroskopischen* Betrachtungsweise unterschieden werden. Bei einer makroskopischen Vorgehensweise werden dazu Fahrzeugströme (oder Teilströme daraus) in Abhängigkeit von einer straßentyp- und regelungsbedingten Ausprägung des Verkehrsdichte-Geschwindigkeits-Zusammenhangs betrachtet. Im Falle der mikroskopischen Modellbildung werden die Bewegungsvorgänge der einzelnen Fahrzeuge in Abhängigkeit von Fahrer-, Fahrzeug-, Fahrbahn-, Umfeld- und Verkehrsregelungsbedingungen abgebildet. Im Mittelpunkt der Betrachtung stehen dabei die momentanen Wechselwirkungen zwischen den daran beteiligten Elementen.

Der Fahrer und das von ihm gelenkte Fahrzeug werden bei dieser Art der Beschreibung von Verkehrsabläufen als eine Einheit, ein sogenanntes *Fahrer-Fahrzeug-Element* (FFE), betrachtet. Dieses wird vor allem in drei Dimensionen beschrieben, die jeweils von bestimmten Faktoren abhängig sind (siehe nachstehende *Tabelle 4.1* nach WIEDEMANN, 1991) und die jeweiligen Fähigkeiten bzw. Eigenschaften des Fahrers und seines Fahrzeugs beinhalten. Die Bewegungsänderungen erfolgen als Reaktion des Fahrers auf vorausfahrende Fahrzeuge innerhalb des momentanen, in dessen Wahrnehmungsbereich liegenden, Umfelds. Eine Reaktion wird mit dem Unter- bzw. Überschreiten einer Wahrnehmungsschwelle ausgelöst, d.h. sobald die Relativbewegung gegenüber dem anderen Fahrzeug wahrgenommen wird und die Bereitschaft zur Umsetzung besteht. Daraus leitet sich eine Entscheidung ab, nach der der Fahrer das Fahrzeug beschleunigt bzw. abbremst und unter Umständen den Fahrstreifen wechselt oder einen Überholvorgang einleitet, sofern dies die Verkehrssituation zuläßt. Ein

Einfluß der zulässigen Höchstgeschwindigkeit ist in der Tabelle nach WIEDEMANN nicht explizit enthalten.

Dimension	Faktoren
Abstandsverhalten	Risikobereitschaft Wahrnehmungsvermögen Reaktionsvermögen momentane Verkehrssituation
Wunschgeschwindigkeit	Fahrzeugart Streckencharakteristik momentane Verkehrssituation
Fahrdynamische Grenzen	Beschleunigungsvermögen Bremsvermögen Fahrzeugtechnik

Tabelle 4.1 : Beschreibung der Eigenschaften eines Fahrer-Fahrzeug-Elements (FFE)

Unter Kapitel 5.2.1 wird weiter unten dargelegt, welchen Einfluß die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf die Verteilung der freien Geschwindigkeiten hat. Dieser Einfluß kann unter der "momentanen Verkehrssituation" oder auch als externe Steuergröße berücksichtigt werden, wobei letzteres insofern als sinnvoller angesehen wird, da die zulässige Höchstgeschwindigkeit im Verlauf eines Streckenabschnittes mehrfach wechseln und als Steuerungsparameter eingesetzt werden kann.

Unter Berücksichtigung der hier vorgegebenen Aufgabenstellung, die eine räumlich-zeitliche Prognose von Verkehrszuständen bei Änderung externer Einflußgrößen erforderlich macht, ist allein die mikroskopische Betrachtungsweise zu einer angemessenen Beschreibung des Verkehrsablaufs und Modellbildung sinnvoll anwendbar.

4.1.2 Abstände und Sicherheitsabstände

Zwei Fahrzeuge fahren im allgemeinen in einem Abstand, der vom Fahrer des nachfolgenden Fahrzeugs nach seinen Sicherheitsanforderungen gewählt und eingehalten wird. Grundsätzlich unterscheidet man dabei zwischen dem absolut sicheren und dem relativ sicheren Abstand. Dabei wird in aller Regel bestenfalls letzterer eingehalten, d.h. ein

Abstand gewählt, der es ermöglicht, hinter einem bremsenden Fahrzeug gerade noch zum Stehen zu kommen. Hierbei wird der Bremsweg des vorausfahrenden Fahrzeugs bei der Berücksichtigung des eigenen Anhalteweges bis zum Stillstand vor dem Hindernis einbezogen.

Der bei dieser Betrachtung erforderliche räumliche Abstand $a(v)$ zweier Fahrzeuge (relativ sicherer Abstand) wird nach der nachstehenden Formel berechnet :

$$a(v) = l_f + l_s + t_R v_2 + \frac{v_2^2}{2b_2} - \frac{v_1^2}{2b_1} \quad [m] \quad (3)$$

mit

l_f	=	Fahrzeuglänge [m]
l_s	=	Sicherheitsabstand haltender Fahrzeuge [m]
t_R	=	Reaktionszeit [s]
v_i	=	Geschwindigkeit des Fahrzeugs i [m/s]
b_i	=	Bremsverzögerung des Fahrzeugs i [m/s ²]

Mit der Vereinfachung für $v_i = v_{i+1}$ und $b_i = b_{i+1}$, wie dies bei hohen Verkehrsdichten meist in guter Näherung vorausgesetzt werden kann, berechnet sich der relativ sichere Abstand zweier Fahrzeuge nach der Formel

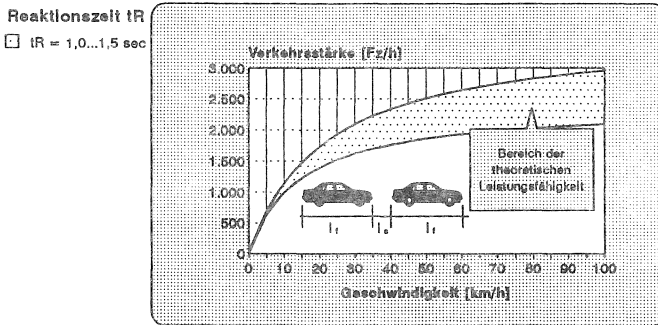
$$a(v) = l_f + l_s + t_R v_2 \quad [m] \quad (4)$$

Mit dem Zusammenhang von $q = kv_m$ (siehe Kapitel 4.1.4) und $k = 1/a(v)$ erhält man für diesen Fall eine stetig steigende Funktion, die aufzeigt, daß $q = q(v)$ im Bereich endlicher Geschwindigkeiten kein Maximum aufweist (LEUTZBACH, 1972).

Diesen Verlauf verdeutlicht die Abb. 4.1, wobei zur Berechnung der Verkehrsstärken Reaktionszeiten t_R im üblichen Bereich zwischen 1,0 s und 1,5 s zu Grunde gelegt sind. Für die Fahrzeuglänge l_f und den Sicherheitsabstand haltender Fahrzeuge l_s werden die in der Abbildung dargestellten Annahmen getroffen. Damit wäre zunächst zu erwarten, daß es keine optimale Fahrgeschwindigkeit v_{opt} gibt, bei der eine maximale Anzahl von Fahrzeugen einen Straßenabschnitt unter idealisierten Bedingungen durchfahren kann.

Nun müssen jedoch auch bei der zunächst vereinfachenden Annahme gleicher Geschwindigkeiten beider Fahrzeuge fahrdynamische Randbedingungen berücksichtigt

Leistungsfähigkeit
theoretischer Wert der Verkehrsstärke
relativ sicherer Fahrzeugabstand



$l_f = 5,0 \text{ m}$; $l_s = 1,0 \text{ m}$
 alle Kfz fahren mit gleicher Geschwindigkeit

Abb. 4.1 : Modell des relativ sicheren Abstandes.
 Verkehrsstärke als Funktion der Geschwindigkeit.

werden, so daß in der Regel im Falle einer Störung unterschiedliche Bremswege auftreten, indem z.B. die Kraftschlußbeiwerte von Fahrzeug 1 und Fahrzeug 2 verschieden sind. Die entsprechende Erweiterung der Formel (4) leitet sich daraus wie folgt ab :

$$a(v) = t_R v + \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{\mu_{T,1}} - \frac{1}{\mu_{T,2}} \right) + l_f + l_s \quad (5)$$

mit

$\mu_{T,i}$ = geschwindigkeitsabhängiger tangentialer Kraftschlußbeiwert zwischen Reifen und Fahrbahn (Fahrzeug i)

g = Fallbeschleunigung (Konstante), ca. $9,8 \text{ m/s}^2$

Diese Erweiterung führt nun zu einem Maximum der Funktion $q = q(v)$. Unter realistischen Bedingungen ist demnach auch bei der Annahme gleicher Fahrgeschwindigkeiten eine Verkehrsstärke als Funktion der Fahrgeschwindigkeit abzuleiten, die bei v_{opt} ihren Maximalwert annimmt. Den daraus berechneten Kurvenverlauf für Reaktionszeiten zwischen $1,0 \text{ s}$ und $1,5 \text{ s}$ beinhaltet die Abb. 4.2. Die Berücksichtigung des

geschwindigkeitsabhängigen Kraftschlußbeiwertes erfolgt anhand der im Merkblatt über Straßengriffbarkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe der FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1968) angegebenen Werte des maximal zulässigen tangentialen Kraftschlußbeiwertes für Bemessungszwecke. Eine optimale Geschwindigkeit liegt für diesen theoretischen Betrachtungsfall zwischen 45 km/h und 50 km/h. Dabei werden die maximalen Verkehrsstärken zwischen 1.700 Fz/h ($t_R = 1,5$ s) und 2.200 Fz/h ($t_R = 1,0$ s) erreicht.

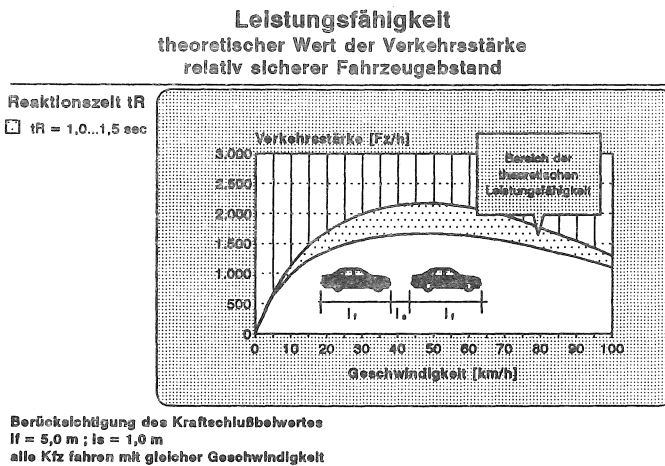


Abb. 4.2 : Modell des relativ sicheren Abstandes unter Berücksichtigung des Kraftschlußbeiwertes. Verkehrsstärke als Funktion der Geschwindigkeit.

Insbesondere für die mikroskopische Betrachtungsweise der Fahrzeugfolge wird die Fahrweise des Einzelfahrzeugs als Reaktion auf das Fahrverhalten des vorausfahrenden Fahrzeugs interessant. Bei Kenntnis dieser Zusammenhänge ist daraus auch der Bewegungsablauf einer Kolonne vollständig und realitätsnah beschreibbar. Hierzu stehen deterministisch mathematische Ansätze oder psycho-physische Modelle [27] zur Verfügung. Gerade letztere Modelle, in denen die Wahrnehmungsgrenzen bei Relativbewegungen zwischen Fahrzeugen in die Beschreibung der Fahrzeugreaktionen einbezogen werden, ermöglichen es, das sehr individuelle Fahrverhalten eines Fahrers

[27] auf Grundlage des wahrnehmungspsychologischen Verhaltens

abzubilden, indem auch fahrdynamische und fahrerspezifische Eigenschaften als stochastisch verteilte Parameter Eingang finden können [28].

Die Fahrzeugfolge läßt sich nach einem deterministischen Ansatz in einer vereinfachten Gleichung des linearen Fahrzeugfolgmodells beschreiben :

$$\ddot{x}(t+T) = \alpha' \cdot [\dot{x}_{n-1}(t) - \dot{x}_n(t)] \quad (6)$$

Dieser Ansatz ist auf das dem Fahrzeug x_n jeweils nachfolgende Fahrzeug x_{n+1} anwendbar. Somit kann das Fahrverhalten einer Folge von Fahrzeugen beschrieben werden, wenn die Voraussetzung gegeben ist, daß zwischen den Fahrzeugen Interaktionen bestehen. Dabei wird der einfache Fall betrachtet, daß das Fahrverhalten nur vom jeweils vorausfahrenden Fahrzeug bestimmt wird. Dieses Modell eignet sich besonders für die Beschreibung einspurigen Verkehrs ohne Überholmöglichkeit bei einer mittleren bis hohen Verkehrsstärke.

Zu berücksichtigen ist dabei jedoch, daß insbesondere bei sehr schwachen Verkehrsbelastungen keine hohen Erwartungen in die Realitätstreue dieses Modells gesetzt werden dürfen. Das nachfolgende Fahrzeug ändert nach obiger Formel seine Geschwindigkeit proportional zu einer Geschwindigkeitsdifferenz gegenüber dem vorausfahrenden Fahrzeug, die T Zeiteinheiten zuvor aufgetreten ist. Dabei werden bereits beliebig kleine Veränderungen in eine Reaktion umgesetzt, selbst wenn die räumlichen Abstände zwischen den Fahrzeugen noch sehr groß sind. Dies steht im Gegensatz zu wahrnehmungspsychologischen Untersuchungen, deren Ergebnisse die Grundlage der realitätsnäheren psycho-physischen Modellvorstellung bilden, wonach Wahrnehmungen erst bei der Über- bzw Unterschreitung gewisser Grenzwerte zu einer Fahrerreaktion führen (vgl. Abschnitt 4.1.1). Da dieses Modell auch innerhalb der hier vorgesehenen Simulation des Verkehrsablaufs angewandt wird, erfolgt die nähere Erläuterung der Zusammenhänge in Kapitel 4.2.1.

4.1.3 Einflußfaktoren des Straßenraums auf den Verkehrsablauf

Auf das Fahrverhalten eines Kraftfahrers auf einer Innerortsstraße haben nach LEUTZBACH, HÖFLER (1986) sowohl die nutzbare Fahrbahnbreite einen entscheidenden Einfluß, als auch das Straßenumfeld, d.h. dessen angrenzende Bebauung, der Raum-

[28] vgl. die Beschreibung des Simulationsmodells in Kapitel 4.2

eindruck und die Nutzung des Straßenraumes. Hierbei vermuten LEUTZBACH, HÖFLER (1990) bezüglich der Geschwindigkeitswahl, daß ein wichtiger Einflußfaktor darin zu suchen ist, ob dieser Raum als weit oder eng empfunden wird. Das Verkehrsaufkommen scheint dagegen, bei Betrachtung von im Rahmen der zulässigen Geschwindigkeit freifahrender Fahrzeuge, über einen weiten Bereich keinen Einfluß auf die Geschwindigkeitswahl, d.h. die Wunschgeschwindigkeit, zu haben. LEUTZBACH und HÖFLER vergleichen dazu die 85%-Geschwindigkeiten bei DTV-Werten zwischen 3.000 Kfz/24h und 7.500 Kfz/24h auf den dort ausgewählten Untersuchungsstrecken. Abhängigkeiten sind demnach in diesem Bereich, in dem von einer in der Regel freien Geschwindigkeitswahl entsprechend der Wunschgeschwindigkeit ausgegangen werden kann, nicht ersichtlich (Abb. 4.3).

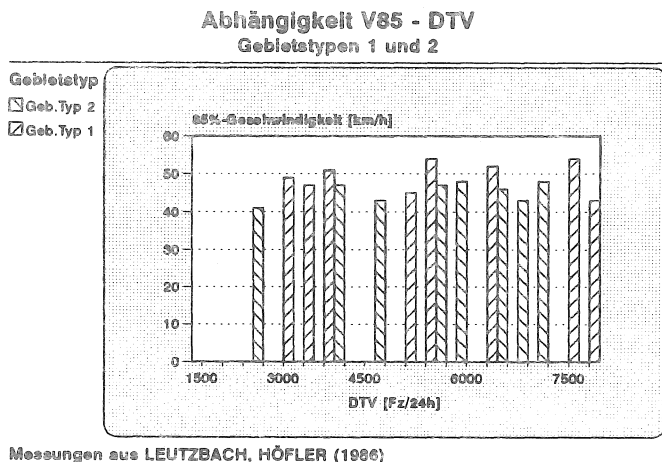


Abb. 4.3 : 85 %-Geschwindigkeit in Abhängigkeit vom DTV [Fz/24h]
nach LEUTZBACH, HÖFLER 1986

Aus den genannten Untersuchungen läßt sich ableiten, daß auf innerörtlichen Straßen durchaus ein unterschiedliches Geschwindigkeitsverhalten zu beobachten ist, auch wenn dort keine geschwindigkeitsbegrenzenden Regelungen durch Vorgabe einer veränderten zulässigen Höchstgeschwindigkeit getroffen werden. Hierbei zeigt sich ein Rückgang der gemessenen 85%-Geschwindigkeiten um bis zu 15 km/h im Vergleich zwischen nutzbaren Fahrbahnbreiten um 9.00 m und etwa 5.00 m auf Ortsdurchfahrten klassifi-

zierter Straßen. Bei einer Unterscheidung nach Gebietstypen und in Abhängigkeit vom Raumeindruck eines Straßenzuges zeigt sich in den Messungen nochmals durchgängig ein Rückgang im Geschwindigkeitsniveau um etwa 5 km/h bei Straßen in eng angebauten, stadtkernnahen Altbaugebieten gegenüber Straßen mit einem weiten Raumeindruck [29], wie er häufig in offen und halboffen bebauten Wohn-/Mischgebieten in Stadtrandlagen anzutreffen ist (siehe Abb. 4.4).

85%-Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der nutzbaren Fahrbahnbreite

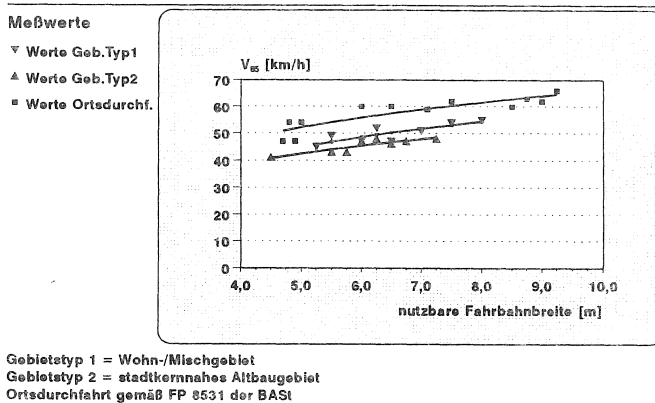


Abb. 4.4 : 85 %-Geschwindigkeit in Abhängigkeit von der Fahrbahnbreite.
nach LEUTZBACH, HÖFLER (1990)

Nicht unbeachtet darf in diesem Zusammenhang auch eine mögliche gegenseitige Behinderung zweier Fahrzeuge bei geringer nutzbarer Fahrbahnbreite bleiben, sei es im Begegnungsverkehr oder auch bei Überholvorgängen, beispielsweise zwischen Kraftfahrzeug und Fahrrädern. Den Ergebnissen des obengenannten Forschungsberichts sind bei schmaleren Fahrbahnen deutliche richtungsbezogene Überschneidungen in der Fahrspureinhaltung zu entnehmen, d.h. eine Orientierung zur Fahrbahnmitte hin bzw. sogar die häufige Mitbenutzung der Gegenfahrbahn, woraus sich auch Auswirkungen auf den Verkehrsablauf durch eine Abnahme der mittleren Geschwindigkeiten ableiten

[29] vgl. dazu auch die Darstellung von Geschwindigkeitsfunktionen der Straßentypen 5.11 und 5.12 nach RAS-W-86 in Kapitel 3.1, Abb. 3.1.

lassen. Die Abbildung 4.5 zeigt als Beispiel eine Gegenüberstellung der Fahrspureinhaltung bei einer sehr schmalen Straße (nutzbare Breite 4.50 m) und einer breiten Straße (nutzbare Breite 7.50 m).

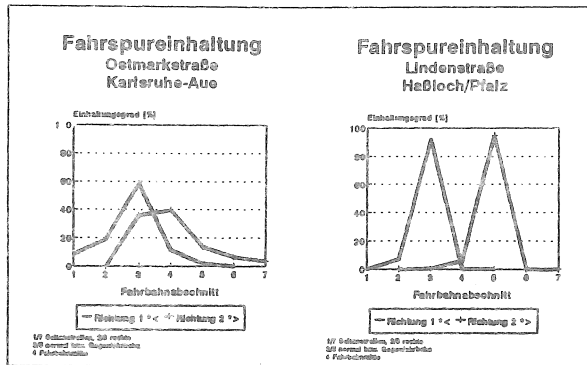


Abb. 4.5 : Fahrspureinhaltung bei 4,5 m nutzbarer Fahrbahnbreite (links)
Fahrspureinhaltung bei 7,5 m nutzbarer Fahrbahnbreite (rechts)

nach LEUTZBACH, HÖFLER (1990)

4.1.4 Definitionen und Ableitung der Kenngrößen des Verkehrsablaufs

Historisch gesehen erste Ausführungen zum Verkehrsablauf (KORTE et.al., 1956) beschränken sich auf die Ableitung einer Maßzahl M für die Fähigkeit einer Fahrspur, eine bestimmte Verkehrsmenge zu bewältigen. Werden stationärer Verkehr, gleiche Geschwindigkeiten und zunächst gleicher Abstand vorausgesetzt, so erhält man

$$M = \frac{1000 \cdot v}{a} \quad [Fz/h] \quad (7)$$

Es bedeuten darin :

M	=	Verkehrsmenge [Fz/h] (heute üblich : q [Fz/h])
v	=	Geschwindigkeit [km/h]
a	=	Bruttoabstand zwischen den Fahrzeugen [m/Fz]

Für den Fall großer Verkehrsdichte ist der Abstand von Fahrzeugen in einem kontinuierlichen Verkehrsstrom eine Funktion der Geschwindigkeit. Die Gleichung weist für diesen Sachverhalt ein Maximum bei einem optimalen Verhältnis zwischen der Geschwindigkeit und dem Fahrzeugabstand $a(v)$ auf (vgl. dazu Abschnitt 4.1.2).

Ungleichförmige Geschwindigkeiten, unterschiedliches Abstandsverhalten oder Störeinflüsse können nach diesem Ansatz nicht Berücksichtigung finden.

Insbesondere für den Stadtstraßenbereich, der eine Vielzahl von Störeinflüssen beinhalten kann, sind somit weitergehende und differenziertere Ansätze erforderlich. Zur Beschreibung des Verkehrsablaufs werden zunächst die makroskopischen Größen

- Verkehrsstärke q [Fz/h]
- Verkehrsdichte k [Fz/km]
- mittlere momentane Geschwindigkeit \bar{v}_m [km/h]

herangezogen. Die Verkehrsstärke ist definiert als die Anzahl der Fahrzeuge, die einen Beobachtungsquerschnitt in einer bestimmten Zeiteinheit überfahren. Die Verkehrsdichte entspricht der Anzahl der Fahrzeuge auf einem Streckenabschnitt zu einem bestimmten Zeitpunkt. Die mittlere *momentane* Geschwindigkeit berechnet sich als Mittelwert der Geschwindigkeiten aller sich zu einem bestimmten Zeitpunkt auf einem Streckenabschnitt befindlichen Fahrzeuge. Der funktionale Zusammenhang zwischen diesen drei Größen, die sogenannte Zustandsgleichung, ergibt sich zu

$$q = k \cdot \bar{v}_m \quad [\text{Fz/h}] \quad (8)$$

mit den obengenannten Kenngrößen und den entsprechenden Dimensionen. Die grafische Darstellung wird als *Fundamentaldiagramm* bezeichnet.

Hierbei ist allerdings zu berücksichtigen, daß die Verkehrsstärke q eine Größe darstellt, die an einem Querschnitt gemessen wird. Dies bedeutet, sie ist eine *lokale* Meßgröße. Die Verkehrsdichte k dagegen wird zu einem bestimmten Zeitpunkt, d.h. als *momentane* Kenngröße erhoben.

Die durchschnittliche Geschwindigkeit eines Fahrzeugs wird in der Form

$$v_i = \frac{x(t_1) - x(t_0)}{t_1 - t_0} = \frac{\Delta x}{\Delta t} \quad (9)$$

als Differenzenquotient dargestellt. An einem Querschnitt x_0 zum Zeitpunkt t_0 , d.h. für den Fall, daß gilt $\Delta t \rightarrow 0$, geht dieser Differenzenquotient in den Differentialquotient

$$v_i = \frac{dx}{dt} \quad (10)$$

über. Darunter versteht man die *lokale Geschwindigkeit* eines Fahrzeugs an diesem Querschnitt.

Der Zusammenhang nach Gleichung (8) gilt strenggenommen jedoch nur bei Stationarität des Verkehrsablaufs. Um ihn auch für einen instationären Verkehrsablauf verwenden zu können, sind die Verkehrsstärke q und die Verkehrsdichte k als *räumlich-zeitliche* Größen zu definieren. Dazu leitet COERS (1970), aufbauend auf EDIE (1963), eine Definition ab, nach welcher die Größen q und k als Kennwerte einer Fläche im Zeit-Weg-Diagramm miteinander verknüpft werden.

Im folgenden sollen die entsprechenden Erhebungsmethoden und ihre Einsatzbereiche in kurzer Form dargestellt und die daraus ableitbaren Kenngrößen des Verkehrsablaufs aufgeführt werden (vgl. LEUTZBACH, 1972 und 1988):

Lokale Erhebung : Das Verkehrsgeschehen wird an einem Querschnitt X über einen Zeitraum T erfaßt. Im Zeit-Weg-Diagramm stellt sich dieses als Parallele zur Zeitachse im Abstand X (Wegpunkt x_0) dar (Abb. 4.6 a). Zunächst lassen sich aus dieser Meßanordnung die Verkehrsmenge M (Fz im Zeitintervall), die Intensität λ (Fz/Zeiteinheit) und die Verkehrsstärke q (Fz/Zeitintervall) als lokale Größen erfassen. Geht man davon aus, daß zur Bestimmung der Parameter zwei eng beieinander liegende Querschnitte (quasilokale Messung) herangezogen werden, kann auch die mittlere lokale Geschwindigkeit \bar{v} von n Fahrzeugen aus den Einzelgeschwindigkeiten v_i nach Formel (11) bestimmt werden.

$$v_i = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_i \quad (11)$$

Aus der mittleren lokalen Geschwindigkeit ist die in der Zustandsgleichung verwendete mittlere momentane Geschwindigkeit ableitbar. Dabei entspricht diese dem harmonischen Mittel der lokal gemessenen Geschwindigkeiten (WARDROP, 1952).

$$v_m = \frac{n}{\sum_{i=1}^n \frac{1}{v_i}} \quad (12)$$

Momentane Erhebung : Analog zur lokalen Messung wird der Verkehr bei der momentanen Erhebung zu einem Zeitpunkt auf einem Streckenabschnitt X aufgezeichnet (Abb. 4.6 b). Daraus sind direkt die Verkehrsmenge N (Fz auf Streckenabschnitt), die Konzentration κ (Fz/Wegeinheit) und die Dichte k (Fz/Wegintervall) zu entnehmen.

Die mittlere momentane Geschwindigkeit \bar{v}_m errechnet sich definitionsgemäß aus der Summe der Einzelgeschwindigkeiten aller Fahrzeuge auf dem betrachteten Streckenabschnitt, dividiert durch die Anzahl der Fahrzeuge, die sich im Moment dort befinden. In der Praxis ist dieses Verfahren nicht durchführbar. Sie wird nach obiger Formel (12) aus der mittleren lokalen Geschwindigkeit abgeleitet. Sofern nicht alle Fahrzeuge mit gleicher Geschwindigkeit fahren, ist die mittlere momentane Geschwindigkeit immer kleiner als die mittlere lokale Geschwindigkeit. Zwischen den beiden Geschwindigkeiten gilt die Beziehung

$$v_i = v_m + \frac{\sigma^2 v_m}{v_m} \quad (13)$$

Aus zwei momentanen Messungen ist auch die zeitabhängige Verkehrsstärke am Ende des Streckenabschnitts X über das Zeitintervall T bestimmbar. Zwei lokale Messungen können dementsprechend auch zur Berechnung der streckenabhängigen Verkehrsdichte über den Streckenabschnitt X zum Ende des Zeitintervalls T herangezogen werden.

Räumlich-zeitliche Erhebung : Die Verkehrsmerkmale werden bei einer räumlich-zeitlichen Messung innerhalb eines Zeit-Weg-Fensters über einen Zeitraum T und einen Streckenabschnitt X erfaßt, wobei hierunter, im Gegensatz beispielsweise zu einer quasilokalen Messung [30], jeweils längere Intervalle zu verstehen sind (siehe dazu

[30] In einer quasilokalen Messung wird die Zeit zum Durchfahren einer vergleichsweisen kurzen Meßstrecke Δx zwischen zwei Detektoren gemessen.

die Abb. 4.6 c). Aus einer räumlich-zeitlichen Messung sind die räumlich-zeitliche Verkehrsstärke q_{RZ} (Fz/Zeitintervall), die räumlich-zeitliche Verkehrsdichte k_{RZ} (Fz/Wegintervall) und die mittlere räumlich-zeitliche Geschwindigkeit v_{RZ} (Wegintervall/Zeitintervall), bezogen auf den Flächenausschnitt X_T innerhalb des Weg-Zeit-Diagramms, zu entnehmen (vgl. dazu COERS, 1970).

Eine Betrachtungsweise über eine räumlich-zeitliche Definition ist nach COERS zur Erfassung und Ableitung von Meßgrößen in der hier betrachteten Fragestellung zu bevorzugen. Die räumlich-zeitliche Verkehrsstärke wird für alle Fahrzeuge n definiert, deren Fahrlinie ganz oder teilweise in das betrachtete Zeit-Weg Fenster fällt :

$$q_{RZ} = \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{TX} = Q \quad (14)$$

Dabei ist x_i die Länge des Weges im Zeit-Weg Fenster, d.h. innerhalb der Fläche TX , die das Fahrzeug i darin zurücklegt.

Entsprechend ist die räumlich-zeitliche Verkehrsdichte definiert als

$$k_{RZ} = \sum_{i=1}^n \frac{t_i}{TX} = K \quad (15)$$

wobei das Fahrzeug i die Zeit t_i innerhalb des Fensters TX verbringt.

Zur Veranschaulichung des Zusammenhanges zwischen der Verkehrsdichte k und der Verkehrsstärke q wird häufig die graphische Darstellung in einem *Fundamentaldiagramm* (kq-Diagramm) verwendet, d.h. einer Ausgleichskurve durch die Wertepunkte der ermittelten Verkehrsstärken bei einer bestimmten Verkehrsdichte. Zur Darstellung gegenseitiger Abhängigkeiten zwischen allen drei Größen erweist es sich als nützlich, darüberhinaus auch qv-Diagramme und kv-Diagramme aufzustellen, wobei eine direkte Transformation der jeweiligen Kenngrößen bzw. Ausgleichskurven in der Regel nicht möglich ist, da bei ihrer Bestimmung und Einpassung der Kurve in Datenpunkte unterschiedliche statistische Regressionen von v_m auf k bzw. v_m auf q zu Grunde gelegt werden müssen (DUNCAN, 1976).

Abbildungen nach MARTIN (1979)

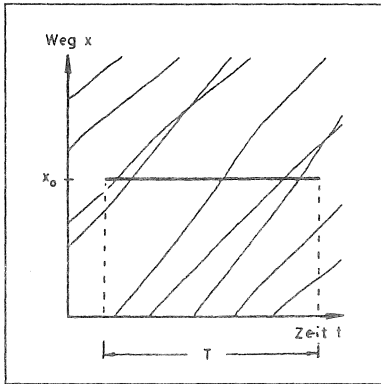


Abb. 4.6 a : lokale Erhebung

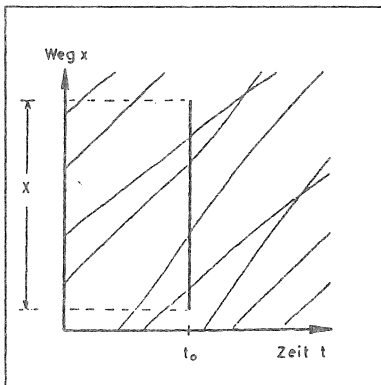


Abb. 4.6 b : momentane Erhebung

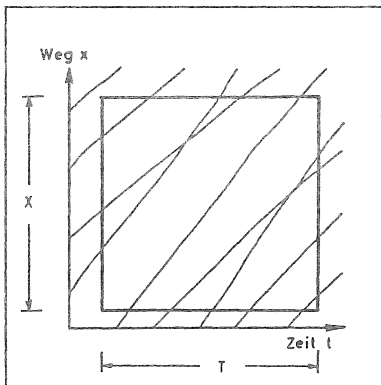


Abb. 4.6 c : räumlich-zeitliche Erhebung

Es ergeben sich somit

- Verkehrsstärke-Geschwindigkeits-Diagramme [$v = v(q)$ - Beziehung]
- Verkehrsdichte-Verkehrsstärke-Diagramme [$q = q(k)$ - Beziehung]
- Verkehrsdichte-Geschwindigkeits-Diagramme [$v = v(k)$ - Beziehung]

Diese drei grundlegenden Beziehungen sind in einer idealisierten Form als Kurve in den Abbildungen 4.7 a - c dargestellt. Die Darstellungen sind KELLER, SACHSE (1991) entnommen.

Die Grundlage dazu bilden Untersuchungen von GREENSHIELDS (1935), der den Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke q und der Verkehrsdichte k in einem mathematischen Modell darzustellen versuchte. Er stellte in Regressionsrechnungen auf Grundlage von Beobachtungen des Verkehrsablaufs auf der freien Strecke einen linearen Zusammenhang für $v = v(k)$ her.

$$v(k) = v_f - \frac{v_f k}{k_{\max}} = v_f \left(1 - \frac{k}{k_{\max}}\right) \quad (16)$$

Daraus ergibt sich ein parabolischer Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke und der Verkehrsdichte nach Formel (17).

$$q(k) = v_f k - \frac{v_f k^2}{k_{\max}} \quad (17)$$

mit der freien Geschwindigkeit v_f und der maximalen Verkehrsdichte k_{\max} .

Charakteristische Größen sind dabei weiterhin die maximale Verkehrsstärke q_{\max} am Scheitelpunkt dieser Parabel, die nach der allgemeinen Gleichung $q = kv$ bzw. nach

$$q(v) = k_{\max} \left(v - \frac{v}{v_f}\right) \quad (18)$$

bei einer optimalen Dichte k_{opt} erreicht wird, und die dabei auftretende optimale Geschwindigkeit v_{opt} . Das Verkehrsdichte-Verkehrsstärke-Diagramm nimmt eine besondere Stellung ein, da darin alle Verkehrsparameter innerhalb eines Diagrammes darstellbar sind : die Dichte k und die Verkehrsstärke q ergeben als Koordinaten der Diagramm-

Abbildungen aus KELLER, SACHSE (1991)

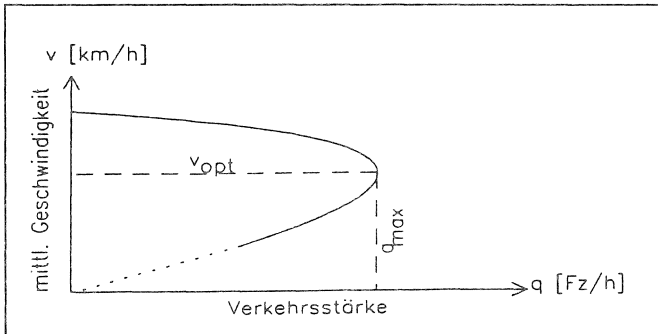


Abb. 4.7 a :Idealisierte Darstellung der $v = v(q)$ - Beziehung

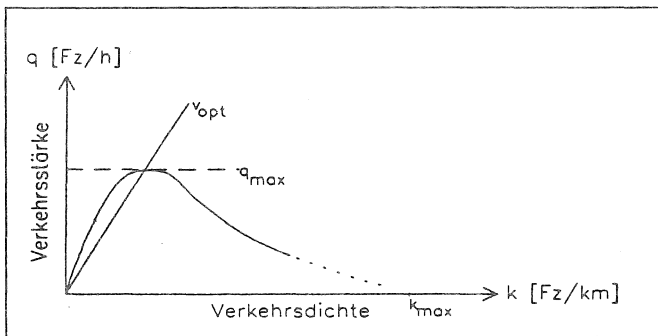


Abb. 4.7 b :Idealisierte Darstellung der $q = q(k)$ - Beziehung

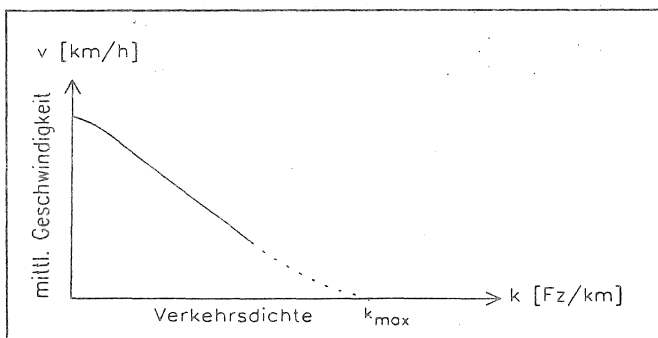


Abb. 4.7 c :Idealisierte Darstellung der $v = v(k)$ - Beziehung

achsen eine Punktekombination; die entsprechende Geschwindigkeit entspricht der Steigung einer Geraden durch den Koordinatenursprung und diesen Punkt.

Jeder Punkt des Fundamentaldiagramms ist einem bestimmten Verkehrszustand zuordenbar. Eine durch diese Punkte gelegte Kurve beschreibt die Erwartungswerte für bestimmte, innerhalb eines Zeitraumes auftretende Verkehrssituationen. Bei einer Veränderung der Strecken- oder Meßparameter bzw. der äußeren Einflußgrößen sind Diagramme zu erwarten, die sich voneinander unterscheiden.

Die oben abgeleiteten Beziehungen zwischen der Verkehrsstärke q und der Dichte k werden nur für einen stationären Verkehrsablauf innerhalb des betrachteten Zeitintervalles Δt beschrieben. LIGHTHILL und WITHAM (1955) übertragen in Analogie zur Dynamik flüssiger oder gasförmiger Medien die Kontinuumtheorie auf den Verkehrsfluß und betrachten die Bewegung der Gesamtheit der Einzelfahrzeuge als ein kontinuierliches Fließgeschehen.

Diese Betrachtungsweise eignet sich insbesondere für die Analyse des Verkehrs bei höheren Dichten, sobald nicht mehr von der Unabhängigkeit des Auftretens einzelner Fahrzeuge ausgegangen werden kann [31]. Dabei wird vorausgesetzt, daß die genannten Beziehungen gleichsam auf einen instationären Verkehrsfluß angewandt werden können. Aus der Annahme, daß auf einem Straßenabschnitt Δx kein Fahrzeug hinzukommen oder verschwinden kann, wird die zeitliche Änderungsrate der Fahrzeuganzahl auf dem Abschnitt Δx , die *Kontinuitätsgleichung des Verkehrs*, abgeleitet als

$$\frac{\partial k(x,t)}{\partial t} + \frac{\partial q(x,t)}{\partial x} = 0 \quad (19)$$

Aus der Kontinuumtheorie läßt sich ein Modell entwickeln, welches Veränderungen der Größen q und k in der Raum-Zeit-Dimension darstellt. Wird ein Zusammenhang in der Art $q = q(k)$ angenommen, so gilt

$$\frac{\partial q}{\partial x} = \frac{dq}{dk} \frac{\partial k}{\partial x} \quad (20)$$

Durch Einsetzen in die Kontinuitätsgleichung erhält man

[31] Während Flüssigkeiten weitgehend inkompressibel sind, ist dies bei einem Verkehrsstrom mit variablen Fahrzeugabständen nicht gegeben.

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{dq}{dk} \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (21)$$

Dabei kann $dq/dk = c$ für geringe Veränderungen von k um seinen Mittelwert als konstant gesetzt werden. Damit ergibt sich als Lösung dieser partiellen Differentialgleichung eine Geradenschar, die nach LIGHTHILL, WITHAM (1955) als kinematische Wellen gleicher Dichte mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit c bezeichnet werden.

Diese Gleichung wurde auch bereits von WARDROP (1952) abgeleitet. Mit $q = vk$ besteht zwischen dieser Wellengeschwindigkeit und der Fahrzeuggeschwindigkeit v ein Zusammenhang nach Formel (22).

$$c = \frac{dq}{dk} = \frac{d(vk)}{dk} = v + k \frac{dv}{dk} \quad (22)$$

Die mittlere momentane Geschwindigkeit im Straßenverkehr nimmt mit zunehmender Fahrzeugdichte ab. Daher gilt $c < v$, d.h. die Welle wandert für diesen Fall dem Fahrzeugstrom entgegen. Folgen einander zwei Verkehrsströme unterschiedlicher Dichte, so werden Wellen hoher Dichte von solchen geringerer Dichte, d.h. größerer Geschwindigkeit eingeholt. An deren Schnittpunkt treten Diskontinuitäten auf, die in einer Stoßwelle mit der Geschwindigkeit u im Fahrzeugstrom wandern. Für zwei Verkehrssituationen mit den Werten q_1, k_1 vor der Stoßwelle und q_2, k_2 nach der Stoßwelle beträgt die Geschwindigkeit dieser Stoßwelle

$$u = \frac{q_2 - q_1}{k_2 - k_1} \quad (23)$$

Im Fundamentaldiagramm (q - k -Diagramm) entspricht dies einer Sekante durch die Punkte $P_1 (q_1, k_1)$ und $P_2 (q_2, k_2)$ mit der Steigung u . Die Sekante geht für sehr schwache Dichtestöße bzw. für $k_1 \approx k_2$ in eine Tangente an die Kurve mit der Neigung c über, entspricht damit also der Wellengeschwindigkeit der Dichte k_i (KELLER, 1987).

4.1.5 Berücksichtigung des Einflusses einer Lichtsignalanlage

Wie bereits angesprochen, eignet sich ausschließlich eine räumlich-zeitliche Erhebung der Verkehrskenngrößen auch für Situationen instationären Verkehrsflusses. Hierbei

wird zwar idealisierend innerhalb jedes Zeit-Weg-Intervalls Stationarität angenommen, nicht jedoch für den gesamten Betrachtungszeitraum vorausgesetzt. Dies ist insbesondere wichtig, wenn Störungen in der Zeitlückenverteilung eines Verkehrsflusses, d.h. Nicht-Poisson-Bedingungen, einbezogen werden müssen, wie dies in der Regel bei städtischem Verkehr unter hohen Belastungen der Fall sein dürfte. Insbesondere für zwei Bereiche dieser Untersuchung ist diese Situation weiterhin von besonderem Interesse. Zunächst ist grundsätzlich im Anschluß an eine Lichtsignalanlage, an der Fahrzeuge nicht ungehindert, z.B. im Zuge einer Koordination, passieren können, von einem instationären Verkehrsfluß und einer Pulkbildung auszugehen. Daneben kann durchaus auch der Zufluß auf diese Lichtsignalanlage gestört sein, die Zeitlücken treten also nicht poissonverteilt auf.

Die Abschätzung des Einflusses der Lichtsignalanlage auf die Leistungsfähigkeit einer Straße, respektive die mittlere Wartezeit der Fahrzeuge wird in den meisten Fällen nach einer Formel von AKCELIK (1980) abgeschätzt. Eine Anwendung dieser Formel führt in Spitzenverkehrszeiten jedoch zu einer Unterschätzung der Wartezeiten. WU (1990) entwickelt eine neue Näherungsformel, die eine sehr gute Übereinstimmung mit einer exakten Berechnung mittlerer Wartezeiten an festzeitgesteuerten Lichtsignalanlagen mittels Markow-Ketten und empirischen Meßergebnissen während der Spitzenverkehrszeiten zeigt. Die Resultate eignen sich auch zur Berechnung der notwendigen Grünzeit in Spitzenverkehrszeiten bei gegebenen bzw. geforderten Werten für die Verkehrsstärke und die mittlere maximale Wartezeit. Die Ergebnisse werden in Form von Diagrammen dargestellt. Die Obergrenze der Leistungsfähigkeit liegt demnach in einem Bereich zwischen 1.400 und 1.500 Fahrzeugen pro Stunde.

In einer ähnlichen Größenordnungen liegen die Werte für die nach dem AKF-Verfahren nach GLEUE (1972) [32] zur Abschätzung der kritischen Belastungssummen zu Grunde gelegten möglichen Leistungsfähigkeiten eines lichtsignalgeregelten Knotenpunktes je Stunde Freigabezeit. Sie berechnen sich nach Formel (24).

$$\sum q_{\text{mögl.}} = \frac{3600 \left(1 - \frac{\sum t_z}{t_u}\right)}{t_b} \quad (24)$$

[32] Die Abkürzung AKF ist abgeleitet aus Addition kritischer Fahrzeugströme.

Der mittlere Zeitbedarfsgrenzwert t_b , d.h. die Zeittücke zwischen zwei aufeinander folgenden Fahrzeugen beim Passieren eines Bezugsquerschnitts, wird bei der Berechnung üblicherweise mit zwei Sekunden angesetzt. Die benötigte Zwischenzeitensumme Σt_z ist abhängig von der Anzahl der Signalphasen und wird als überschläglich abgeschätzter Wert ($\Sigma t_z = 12 \dots 22$ s) in die Formel eingesetzt. Im günstigsten Fall einer zweiphasigen Signalsteuerung und einer Umlaufzeit t_u von 90 Sekunden ergibt sich daraus ein Grenzwert der Leistungsfähigkeit im Gesamtknoten zu 1.560 Fz/h.

In den von der FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1992) herausgegebenen Richtlinien für Lichtsignalanlagen (RILSA) wird die rechnerische *Sättigungsverkehrsstärke* grob vereinfachend zu 2.000 Fz pro Stunde Freigabezeit und Fahrstreifen angenommen. Zur Vermeidung von zunehmenden Stauungen beim Erreichen des Auslastungszustandes wird die Sättigungsverkehrsstärke jedoch zur Dimensionierung von Lichtsignalanlagen um den Faktor *Auslastungsgrad* $\alpha = 0,8 \dots 0,9$ abgemindert. Der bereits oben angesprochene mittlere Zeitbedarfswert t_b liegt zwischen 1,6 s/Fz und 2,2 s/Fz. In der Regel wird er nach RILSA angenommen zu $t_b = 2,0$ s/Fz.

Die Diskussion der theoretischen Leistungsfähigkeiten an Lichtsignalanlagen soll an dieser Stelle nicht vertieft werden. Es wird jedoch deutlich, daß eine solche Anlage grundsätzlich die abwickelbaren Verkehrsstärken im Verlauf einer Strecke nach oben begrenzt. Eine günstige Wahl der Umlaufzeit begünstigt die Gesamtleistungsfähigkeit am Knotenpunkt. Wichtig ist für diese Untersuchung die Angabe eines Größenordnungsbereichs der erreichbaren Leistungsfähigkeit unter günstigen Bedingungen im Hauptstrom. Wird beispielsweise der Zeitbedarfswert im Mittel zu $t_b = 2,0$ s/Fz angesetzt und beträgt die Umlaufzeit der Lichtsignalanlage $t_u = 60$ s bei einer nutzbaren Grünzeit $t_{gr} = 40$ s im zu untersuchenden Hauptstrom, so berechnet sich daraus die abwickelbare Verkehrsstärke $M_{m\ddot{o}gl.}$ je Fahrstreifen und Richtung vereinfachend zu

$$\sum M_{m\ddot{o}gl.} = \frac{3.600 \cdot t_{gr}}{t_b \cdot t_u} \text{ [Fz/h]} \quad (25)$$

Diese mögliche Verkehrsstärke, d.h. der Abfluß nach der Lichtsignalanlage, liegt für obige Vorgaben bei 1.200 Fz/h. Kann ein sehr günstiger Zeitbedarfswert von $t_b = 1,6$ s/Fz angenommen werden, erhöht sich dieser Verkehrsstärkewert bis auf 1.500 Fz/h, womit er auch den Obergrenzen der anderen genannten Verfahren entspricht. Eine Spuraddition und anschließende -subtraktion vor bzw. nach der Lichtsignalanlage zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit am Knoten wird hier nicht einbezogen.

Die obige Betrachtungsweise ist insofern allerdings nicht korrekt, da ein durchschnittlicher konstanter Zeitbedarfswert für alle Fahrzeuge zum Passieren des Bezugsquerschnitts am Knotenpunkt nach Beginn der Grünzeit angesetzt wird. Tatsächlich ist für die ersten Fahrzeuge beim Anfahrvorgang aus dem Stand jedoch ein erheblicher Zeitmehrabbedarf festzustellen.

Dieser Anfahrzeitverlust liegt beispielsweise nach Messungen von GREENSHIELDS (1947) bei 3,7 Sekunden für das erste Fahrzeug einer Kolonne und nimmt bis etwa ab dem sechsten Fahrzeug auf einen im weiteren konstanten Wert der Zeitlücken von 2,1 Sekunden kontinuierlich ab. Andere Messungen [33] zeigen demgegenüber zunächst eine Zunahme der Anfahrzeitlücke vom ersten zum zweiten Fahrzeug und erst im Anschluß daran wiederum eine Abnahme auf Werte um 2,0 Sekunden (vgl. dazu auch die Gegenüberstellungen in Kapitel 6.3.3).

Bei Berücksichtigung des Zeitmehrabbedarfs wird die Kapazität C am Knoten gegenüber der Sättigungsverkehrsstärke S um diesen Zeitmehrabbedarf t_{MB} abgemindert und berechnet sich demnach zu

$$C = S \cdot \left(1 - \frac{t_{MB}}{t_u} \right) \quad [Fz/h] \quad (26)$$

Unter den genannten Bedingungen reduziert sich somit die Kapazität des Knotens von 1.200 Fz/h auf 1.126 Fz/h.

Diese Betrachtung zeigt auch den Einfluß der Grünzeit auf die mögliche Leistungsfähigkeit auf. Ist diese zu kurz, so führen die mit hohen Zeitverlusten verbundenen Anfahrvorgänge zu einer Reduzierung der Leistungsfähigkeiten. Lange Grünzeiten weisen ebenfalls Zeitverluste auf, da zu beobachten ist, daß die hinteren Fahrzeuge einer Kolonne bereits wieder mit größeren Abständen am Knotenpunkt eintreffen und der optimale Abfluß nicht mehr gegeben ist.

4.1.6 Auflösung von Fahrzeugpuls

Im Anschluß an eine festzeitgesteuerte Lichtsignalanlage sind klar begrenzte Fahrzeugpuls erkennbar, die sich aus der konstanten Kombination von Freigabe- und Sperr-

[33] beispielsweise Axhausen, K.W.; Fellendorf, M.; Hook, D. (1989)

zeiten ergeben. Mit zunehmendem Abstand von der Lichtsignalanlage lösen sich diese Pulkerscheinungen im Idealfall auf. Die Auswirkungen derartiger Verkehrsbedingungen lassen sich über das "Diffusionsmodell" beschreiben. Dessen mathematischer Modellansatz geht allerdings davon aus, daß im Anschluß an die Lichtsignalanlage jeder gewünschte Überholvorgang möglich ist. Die Verkehrsintensität $\lambda(x,t)$ an einer Stelle x nach der Lichtsignalanlage zum Zeitpunkt t wird durch den funktionalen Zusammenhang gemäß Formel (27) beschrieben.

$$\lambda(x,t) = \lambda + f(t_u, t_g, \epsilon) \quad (27)$$

Dabei ist λ die Verkehrsintensität vor dem Einflußbereich der Lichtsignalanlage, t_u und t_g sind die Umlauf- bzw. Grünzeiten und ϵ ist ein Variationskoeffizient, gebildet aus dem Quotienten der Parameter \bar{v} und σ der normalverteilten Geschwindigkeiten, die über die Gesamtstrecke als invariabel angenommen werden. Die entsprechende Verkehrsstärke $q(x,t)$ ergibt sich aus der Integration der Intensitätsganglinie über ein definiertes Meßintervall T .

Die besonderen Bedingungen einer zweispurigen Ortsdurchfahrung mit Gegenverkehr bringen es dagegen in der Regel mit sich, daß uneingeschränkte Überholmöglichkeiten im Verlauf dieser Strecke nicht gegeben - und im Rahmen dieser Untersuchung auch grundsätzlich nicht vorgesehen - sind. Eine Auflösung von Fahrzeugpulks nach einer Lichtsignalanlage ist daher nur sehr eingeschränkt möglich. Ein langsames Fahrzeug innerhalb oder an der Spitze des Pulkes beeinflußt alle nachfolgenden Fahrzeuge in ihrer erreichbaren Geschwindigkeit. Gleiches gilt für ein Fahrzeug mit geringer Beschleunigungsmöglichkeit - beispielsweise kann dies ein Lkw sein - beim Anfahren an einer Lichtsignalanlage (dessen erhöhter Zeitbedarfswert wirkt sich auch auf die mögliche Abflußmenge nach Abschnitt 4.1.5 aus) oder bei der Auflösung eines Staus.

Im Gegensatz zu der theoretischen Ableitung des Diffusionsmodells ist demnach in einer realitätsnahen Abbildung einer derartigen Ortsdurchfahrt eine ansatzweise Pulkauflösung nur unter der Voraussetzung zu erwarten, daß die Pulkspitze von relativ schnell fahrenden Fahrzeugen gebildet wird, die sich vom übrigen Fahrzeugfeld absetzen können. Daher wird im Rahmen dieser Untersuchung keine Anwendungsmöglichkeit des Diffusionsmodells gesehen.

Darüberhinaus stellte WIEDEMANN (1968) bereits fest, daß eine Beschreibung durch das Diffusionsmodell im unmittelbaren Bereich im Anschluß an eine Lichtsignalanlage nicht befriedigen kann. Dort stellt sich ein Bewegungsablauf ein, der sich einer exakten

mathematischen Formulierung entzieht. Aus dem Stand anfangende Fahrzeuge bilden zu Beginn einer Grünphase für später am Signal eintreffende Fahrzeuge eine "bewegliche Barriere", die umso länger wirksam ist, je mehr Fahrzeuge während der vorausgegangenen Rotphase vor dem Signal zum Halten gekommen sind. Daraus resultiert, daß die größte Intensität innerhalb eines Fahrzeugpulses u.U. erst in einer mehr oder weniger großen Entfernung hinter dem Signal auftritt.

4.2 Simulationsmodell

Die Simulation des Verkehrsablaufs beinhaltet die möglichst realitätsnahe modellmäßige Nachahmung der Faktoren, die den räumlichen und zeitlichen Verlauf von Ortsveränderungen sich bewegender Elemente des Verkehrssystems beeinflussen. Im vorliegenden Fall ist darunter der Bewegungsablauf von Kraftfahrzeugen auf einem begrenzten Abschnitt einer Stadtstraße zu verstehen. Entscheidend ist dabei die Berücksichtigung der Tatsache, daß in allen Zustandsformen des Straßenverkehrs eine mehr oder weniger eingeschränkte Entscheidungsfreiheit des Fahrers eines Fahrzeugs besteht, die zu stochastischen Einflüssen führt. Der Verkehrsablauf stellt sich somit als ein zufälliger Prozeß dar, geprägt von unterschiedlichen Verhaltensweisen der Fahrer und ebenso unterschiedlicher Eigenschaften der von ihnen gesteuerten Fahrzeuge.

Ein von einer Vielzahl stochastischer Einflüsse beeinflusster Prozeß - als welcher also der Verkehrsablauf aufzufassen ist - bedingt ein ebenfalls stochastisches Modellkonzept zu seiner Nachbildung. Die in Abschnitt 4.1.2 vorgestellte Fahrzeugfolgegleichung nach Formel (6) zur Beschreibung der Reaktionen einander folgender Fahrzeuge beinhaltet bereits eine mathematische Modellvorstellung, in welche die genannten stochastischen Einflüsse eingebunden und einer numerischen Lösung zugeführt werden können.

Daneben ist es unumgänglich, äußere Einflußfaktoren auf den Verkehrsablauf in angemessener Weise einzubeziehen. Dies stellt eine wichtige Erweiterung eines Simulationsmodells dar, indem die isolierte Betrachtung allein der Fahrzeuginteraktionen überwunden wird. Dazu gehören Eingriffe durch Verkehrsregelungsmaßnahmen oder auch die Berücksichtigung der Streckengeometrie.

Hilfreich ist es außerdem, wenn sich die Konzeption des Modells im Grundsatz nicht von üblichen Beobachtungsmethoden im realen Verkehrsablauf unterscheidet. Dies erleichtert den Vergleich und die Übertragbarkeit zwischen Daten und Ergebnissen aus

realen Messungen und Simulationen. Dabei weist die Simulation den unschätzbaren Vorteil auf, daß Einflußfaktoren unabhängig voneinander variiert und Untersuchungen unter genau definierten gleichartigen Bedingungen durchgeführt werden können.

4.2.1 Vorstellung der Modellkonzeption

Die Simulation des Verkehrsablaufs erfolgt unter Anwendung des Simulationsmodells MISSION [34], das eine mikroskopische, zeitschrittorientierte Darstellung und realitätsnahe Nachbildung der Fahrzeugbewegungen und Einflußfaktoren auf einem definierbaren Streckenabschnitt ermöglicht. Eine mikroskopische Darstellung beschreibt in diesem Zusammenhang die Arbeitsweise des Modells, indem jedes Einzelfahrzeug und jeder einzelne Fahrer mit allen wesentlichen Eigenschaften, die für den Verkehrsablauf von Belang sind, nachgebildet wird.

Die Programmkonzeption gliedert sich generell in einen Steuerteil, der modular aufgebaut ist und der aus einem Eingabemodul, einem Aktionsmodul und einem Ausgabemodul besteht sowie in nachgeordnete Auswertungen, die auf durch das Ausgabemodul zur Verfügung gestellte Daten zugreifen.

Im Eingabemodul werden zunächst die Fahrzeugankünfte poissonverteilt erzeugt. Die Verteilung richtet sich nach den Vorgaben der Zuflußmengen. Es erfolgt gleichzeitig eine Zuweisung bestimmter Kenngrößen zur Beschreibung der Fahrzeugart bzw. der Fahrzeugeigenschaften, wie z.B. die maximale Geschwindigkeit und das Brems- und Beschleunigungsvermögen sowie der Fahreigenschaften, die die jeweilige Wunschgeschwindigkeit, die Bremsbereitschaft und das Reaktionsvermögen berücksichtigen. Die Erzeugung und Zuweisung geschieht mit Hilfe der *Monte-Carlo-Methode* und einer daraus abgeleiteten Zufallszahl. Alle Parameter sind querschnittsbezogen. Sie werden dem Fahrzeug und dessen Fahrer am Einfahrquerschnitt in die Simulationsstrecke zugewiesen und während der Simulation nicht mehr verändert.

Die *Monte-Carlo-Methode* verlangt eine vorzugebende Startzufallszahl x_0 und erzeugt daraus alle weiteren Zufallszahlen x_i über eine Rekursionsformel. Dieses Verfahren gewährleistet, indem für verschiedene Simulationsläufe eine identische Startzufallszahl gewählt wird, die Sicherstellung stets identischer Ausgangsbedingungen bezüglich der Fahrzeugerzeugung. Hiermit ergibt sich ein definierter Zustand, der Vergleichsunter-

[34] Hubschneider (1984)

suchungen bei veränderlichen Einflußfaktoren ermöglicht, wie dies in den allgemeinen Bemerkungen zu Simulationsmodellen oben bereits als wesentlicher Vorteil der Simulation gegenüber realen Messungen, bei denen diese Voraussetzung nicht gegeben sein kann, herausgestellt wurde.

Das Modell verwendet zunächst eine Fahrzeugfolgetheorie gemäß Formel (6), d.h. das Fahrverhalten eines Fahrzeugs wird jeweils allein von dem vorausfahrenden Fahrzeug unmittelbar bestimmt. Wie bereits in Kapitel 4.1.1 angesprochen, werden die Fähigkeiten des Fahrers und die Eigenschaften seines Fahrzeugs in einer Einheit, dem sogenannten *Fahrer-Fahrzeug-Element* (FFE), zusammengefaßt. Auf Grundlage psychophysischer Abstandsmodelle werden darüberhinaus innerhalb des Simulationsmodells Verhaltensbereiche definiert, die durch Wahrnehmungsschwellen voneinander abgegrenzt sind (WIEDEMANN, 1974). Dies bedeutet konkret, daß ein Fahrzeug auf eine Abstandsveränderung gegenüber dem vorausfahrenden Fahrzeug erst reagiert, sobald definierte Grenzen über- bzw. unterschritten werden, diese Veränderung vom Fahrzeugführer als solche erkannt wird und eine Reaktion hervorruft. Diese Wahrnehmungsschwellen sind abhängig vom Sicherheitsbedürfnis des Fahrers, dessen Schätzvermögen für Relativbewegungen und gleichfalls von einer Signalwirkung durch das Ansprechen der "Bremslichter" des vorausfahrenden Fahrzeugs. Dabei wird das Folgeverhalten, d.h. das fahrerabhängige Verhalten eines Fahrzeugs, innerhalb eines "*Ineraktionsteils*" berechnet und daraus in einem getrennten "*Bewegungsteil*" die Ausführung als Bewegungsänderung (Bremsen, Beschleunigen, Spur- oder Richtungswechsel) des Fahrzeugs abgeleitet.

Zur Simulation des Verkehrsflusses auf Straßen wird allgemein eine zeitintervallorientierte Technik bevorzugt. Diese bietet gegenüber der ereignisorientierten Betrachtung Vorteile, da starke Interaktionen zwischen den betrachteten Fahrer-Fahrzeug-Elementen auftreten und sich zudem auch die Reihenfolge der Elemente im Netz durch Überholvorgänge ändern kann. Eine zeitschrittorientierte ist dabei gegenüber einer wegschrittorientierten Betrachtung einsichtiger, da auf diese Weise die beteiligten Prozesse besser überschaubar und wegen der einfacheren Zeit-Weg-Beziehungen leichter darstellbar werden (WIEDEMANN, 1991). Die Interaktionen zwischen zwei Fahrzeugen sind daher im Modell programmtechnisch durch eine Diskretisierung der Zeitachse (*zeitschrittorientierte Simulation*) realisiert. Dies bedeutet, daß nach Ablauf eines Zeitintervalles (hier : eine Sekunde) jede Fahrer-Fahrzeug-Einheit einer sukzessiven Behandlung unterzogen wird, indem die aktuelle Position auf der Wegachse und das Fahrverhalten für den folgenden Zeitschritt berechnet werden. Im einzelnen beinhaltet dies :

-
- die Ermittlung der Wahrnehmung des äußeren Umfelds durch den jeweiligen Fahrer auf Grund der jeweiligen Weg- und Geschwindigkeitsdifferenz zum mittelbar vorausfahrenden Fahrzeug;
 - die Festlegung der einzuleitenden Reaktion auf die Wahrnehmung, welche in erster Linie in der Realisierung einer situationsgemäßen Beschleunigung oder Bremsung besteht;
 - die kinematische Berechnung des neuen Fahrzustandes, also der weiteren Geschwindigkeit und Beschleunigung sowie der aktuellen Wegposition.

Die Wahrnehmung und Reaktion richtet sich nach den jeweiligen spezifischen Eigenschaften der Fahrer-Fahrzeug-Elemente. Die in der Realität kontinuierlich ablaufenden Informationsaufnahme und -verarbeitung und deren Umsetzung in einer entsprechenden Fahrzeuglenkung werden im Modell durch einen diskreten Vorgang nachgebildet.

Das Simulationsmodell MISSION in der vorliegenden Spezifikation wurde vor allem zur Nachbildung des Verkehrsablaufs auf einem innerstädtischen Straßenzug erstellt. Die Entwicklung des Modells beruht auf den Ergebnissen diesbezüglicher Forschungsarbeiten und umfangreicher empirischer Messungen. Das Modell kann als ausgereift angesehen werden.

4.2.2 Modellerweiterungen und Auswertemöglichkeiten

Das Simulationsprogramm MISSION wurde um ein nachgeordnetes Programm-Modul zur Durchführung und Auswertung räumlich-zeitlicher Messungen erweitert. Hierbei wird prinzipiell ein vereinfachtes Verfahren in Anlehnung an MARTIN (1979) angewandt, das vergleichbaren Messungen in der Realität zu Grunde liegt und damit eine weitgehende Übereinstimmung zwischen den aus Meß- und Simulationenwerten abgeleiteten Verkehrsparametern verspricht. Dieses ermöglicht, innerhalb eines wählbaren Zeit- und Wegfensters alle in einen Streckenabschnitt ein- und/oder ausfahrenden Fahrzeuge zu erfassen und auszuwerten. Im Gegensatz zu einer realen Messung ist in der Simulation auch das Wegfenster in der Auswertung variabel wählbar [35]. Eine entsprechende Kombination aus der Wegstrecke und dem Zeitfenster ermöglicht eine

[35] bei einer realen Messung werden in der Regel Videokameras am Ein- und Ausfahrquerschnitt aufgestellt. Der Standort der Kameras - und damit das Wegintervall der Messung - bleiben für weitere Auswertungen konstant.

exakte Definition der abgeleiteten Ergebnisse bei vergleichbarer Intervalllänge bzw. in Anpassung z.B. an die Umlaufzeit einer Lichtsignalanlage.

Die räumlich-zeitliche Auswertung der Simulationsdaten führt zur Ableitung der Kenngrößen des Verkehrsablaufs : mittlere Geschwindigkeit, Verkehrsstärke und Verkehrsdichte jeweils als räumlich-zeitliche Werte, wie sie in Abschnitt 4.1.4 beschrieben wurden. Hierbei ist lediglich ein sinnvolles Verhältnis der Intervalle zueinander (Zeitintervall und Wegintervall) zu beachten, um die zur Auswertung erforderlichen Fahrzeugdurchfahrten zu gewährleisten. Aus der Kombination der Meßgrößen ergeben sich Wertepunkte in Fundamentaldiagrammen.

Die räumlich-zeitliche Verkehrsstärke ergibt sich nach Formel (14), die Verkehrsdichte nach Formel (15) (vgl. dazu Kap. 4.1.4). Zur Berechnung sind die Erfassung der von allen Fahrzeugen im betrachteten Zeit-Weg-Fenster zurückgelegten Wegstrecken ΣX_i bzw. die Summe der entsprechenden Durchfahrungszeiten ΣT_i erforderlich [36]. Dazu ist innerhalb des Auswertemoduls ein kleinster und ein größter Grenzwert für das zu wählende Zeitintervall einzuhalten. Hierbei sind demnach die Randbedingungen nach den Formeln

$$T < \frac{X}{\max v_R} \quad (28)$$

und

$$T > \frac{X}{\min v_R} \quad (29)$$

zu beachten. Damit ist sichergestellt, daß jedes Fahrzeug zumindest an einer Grenze des Zeit-Weg-Fensters registriert werden kann, was für die rechentechnische Ableitung der räumlich-zeitlichen Parameter durch das Auswertemodul erforderlich ist.

Zur Berechnung der Verkehrsstärke Q setzt sich die Gesamtsumme der innerhalb der X - T -Fläche zurückgelegten Wege aus den entsprechenden Einzelsummen zusammen, für alle

- Fahrzeuge, die während des Intervalls den Meßbereich vollständig durchfahren

[36] siehe MARTIN (1979).

-
- Fahrzeuge, die sich zu Beginn des Meßintervalls bereits im Meßbereich befinden und diesen während der Meßzeit verlassen

 - Fahrzeuge, die während der Messung in den Bereich einfahren und diesen bis zum Ende der Meßzeit noch nicht verlassen haben.

Analog dazu wird die zur Berechnung der Dichte K zu berechnende Gesamtsumme aus den Einzelsummen aller benötigter Durchfahrungszeiten innerhalb der X - T -Fläche zusammengefaßt.

Die räumlich-zeitlichen Kenngrößen werden in 60-Sekunden Intervallen berechnet bzw. zu Minutenwerten aggregiert. Damit kann eine systematische Überschätzung z.B. der Verkehrsstärke vermieden werden, da es sich andernfalls um den Maximalwert einer Zufallsvariablen handeln würde und nicht ein Zustand beschrieben würde, der über einen zwar kurzen aber realisierbaren Zeitraum aufrecht erhalten werden kann. Das zu wählende Wegintervall ergibt sich - neben der Bedingung einer sinnvollen Zuordnung auf dem Streckenabschnitt - auch durch die Einhaltung der nach Formel (28) und (29) geforderten Grenzwerte. Eine kurze Diskussion zur Wahl geeigneter Meß- und Auswertintervalle erfolgt in Kapitel 6 mit der Beschreibung der Simulationsparameter und im Rahmen einer Fehlerbetrachtung der abgeleiteten Ergebnisse.

Die Zeit- und Wegintervalle lassen sich über die Zeit- und Wegachse mit beliebiger Schrittweite zur Auswertung anordnen. Hierdurch ist es möglich, über einen festen Wegabschnitt zeitabhängige Kenngrößen zu berechnen. Die zeitbezogene Änderung der Kennwerte ist auf diese Weise anschaulich darstellbar. Entsprechend der zeitschritt-orientierten Simulation in Ein-Sekunden-Intervallen bietet sich diese Schrittweite ebenfalls für die Auswertung an.

5. MESSUNGEN

*...Wer ist's, der sie beherrscht ?
 Wer, der sie zusammenbindet ?
 Wer ist es, der weilt ohne Mühe
 und alles das in Gang erhält ?
 Manche denken, es sei eine Trieb-
 kraft die Ursache, daß sie nicht
 anders können...* Dschuang Dsi

5.1 Konzeption

5.1.1 Meßprogramm und Streckenauswahl

Innerörtliche Hauptverkehrsstraßen mit derart hohen Belastungen, die eine Untersuchung bezüglich maximal abwickelbarer Verkehrsstärken interessant erscheinen lassen und auf denen gleichzeitig eine dauerhafte Geschwindigkeitsbegrenzung auf 30 km/h angeordnet ist, sind außerordentlich rar. Daraus ergibt sich das Problem - sollen überhaupt Messungen an Strecken dieser Art durchgeführt werden - eine Untersuchungsstrecke nicht freizügig aus einer Vielzahl zur Verfügung stehender Alternativen auswählen zu können. Damit liegt bereits eine erste Einschränkung in der Durchführung einer auf realen Messungen basierenden Untersuchung vor. Kompromisse im Hinblick auf die Vergleichbarkeit mehrerer Untersuchungsstrecken sind erforderlich. Mögliche Einflußfaktoren auf den Verkehrsablauf, die nicht die zulässige Höchstgeschwindigkeit betreffen, also beispielsweise eine Lichtsignalanlage oder eine Behinderung auf der Strecke, können kaum unabhängig voneinander bewertet und dem Verkehrsablauf auf einem Streckenabschnitt ohne äußere Störungen, der als Referenzstrecke dienen kann, gegenübergestellt werden.

Im Bewußtsein dieser Problematik erheben die in diesem Kapitel vorgestellten Meßergebnisse nicht den Anspruch - und es soll auch kein dementsprechender Anschein erweckt werden - im Sinne der formulierten Untersuchungsziele zu abschließenden und signifikanten Bewertungen beizutragen. In erster Linie soll anhand der vorliegenden Meßergebnisse eine Abschätzung ermöglicht werden, in welcher Größenordnung sich die auf einer typischen innerörtlichen Hauptverkehrsstraße zu beobachtenden Verkehrsparameter bewegen. Daneben kommt der Untersuchung auf Stationarität der Verkehrsabläufe besondere Bedeutung zu. Ist diese Voraussetzung nicht gegeben, so wird dadurch die Notwendigkeit einer räumlich-zeitliche Auswertung in den anschließenden Simulationen hervorgehoben - ein Verfahren, welches sich allerdings auf den realen Meßabschnitten nicht uneingeschränkt verwirklichen läßt.

Alle Messungen wurden auf Ortsdurchfahrten bzw. auf städtischen Hauptverkehrsstraßen durchgeführt, auf denen die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf 30 km/h bzw. 50 km/h begrenzt ist. Höhere zulässige Geschwindigkeiten sind nicht berücksichtigt. Dem Verkehr steht ein Fahrstreifen zur Verfügung. Somit sind Überholungen bei ständigem Gegenverkehr nicht möglich. In die Untersuchung aufgenommen werden die folgenden Strecken [37] :

- Karlsruhe : Kriegsstraße B 10
hochbelastete innerstädtische Hauptverkehrsstraße
zulässige Geschwindigkeit 50 km/h im betrachteten Abschnitt
- Heidelberg : Neckaruferstraße
hochbelastete Hauptverkehrsstraße im Stadtrandbereich
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h

Zwei weitere Untersuchungsstrecken werden in Teilbereichen zur Auswertung herangezogen :

- Füssen (Allgäu) : Kemptener Straße B 310
hochbelastete Ortsdurchfahrt (vor Freigabe der Umgehung Füssen)
zulässige Geschwindigkeit 50 km/h
- Wolfartsweier : Steinkreuzstraße B 3
hochbelastete Ortsdurchfahrt
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h mit Dauerüberwachung

Die Überwachung der Fahrgeschwindigkeit auf der Steinkreuzstraße in Wolfartsweier mittels einer Dauermeßstelle (Lichtschranke) läßt in deren Bereich eine sehr gute Einhaltung der dort zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h erwarten. In den anderen Fällen liegen die Geschwindigkeiten innerhalb üblicher Streubereiche, wie die unten beschriebenen Auswertungen zeigen. Die jeweilige Geschwindigkeitsbegrenzung bestand bereits langfristig vor den Messungen. Veränderungen im Geschwindigkeitsverhalten, wie sie durch Gewöhnungseffekte beobachtet werden, sind somit auszuschließen.

[37] die Untersuchungen wurden z.T. im Rahmen verschiedener Forschungsaufträge am Institut für Verkehrswesen in den Jahren 1986 - 1991 durchgeführt.

Es werden im städtischen Bereich typische Verkehrsbelastungen im fließenden Verkehr abgedeckt. Die Meßintervalle beinhalten teilgebundenen bis gebundenen Verkehrsablauf. Ein längerer Stillstand oder Stauzustände treten innerhalb der Aufzeichnungszeiten nicht auf. Alle Strecken weisen in ihrem Verlauf mit vergleichbarer Charakteristik - jedoch nicht innerhalb des Untersuchungsabschnitts - eine oder mehrere Lichtsignalanlagen an Knotenpunkten auf.

Die Fahrzeugerfassung erfolgte an zwei unterschiedlich weit entfernten Meßquerschnitten. Dabei kamen zwei verschiedenartige Erfassungsmethoden zum Einsatz, die jedoch im Ergebnis zu vergleichbaren Datengrundlagen führen :

- 1) Der Verkehrsablauf wird durch Videokameras mit synchroner Einblendung der Uhrzeit aufgezeichnet. Anhand der Videobilder sind Fahrzeuge am Ein- und Ausfahrquerschnitt eindeutig identifizierbar. Das Video-Aufzeichnungsverfahren mit einer Bildfrequenz von 24 Bildern/Sekunde und die Zuordnung des Überfahrungszeitpunktes an den Bezugsquerschnitten bestimmen die Genauigkeit einer Auswertung. Diese erfolgt manuell im Anschluß an die Messung und ist sehr zeitaufwendig.
- 2) Abspeicherung der Durchfahrungszeitpunkte über einen Querschnitt durch Auslösung eines Impulses (Betätigung einer Taste auf einem Erfassungsgerät) und Eingabe des Fahrzeugkennzeichens bzw. Teile davon. Die Aufzeichnung der Durchfahrungszeitpunkte ist bei den im Stadtverkehr üblichen Geschwindigkeiten noch relativ genau möglich. Probleme ergeben sich bei fehlerhaften oder nicht übereinstimmenden Eingaben der Kennzeichen in der Fahrzeugidentifizierung. Die Auswertung kann automatisiert werden und erfordert - bei Vorliegen geeigneter Auswerte-Software - nur einen geringen Zeitaufwand.

Eine Abschätzung des Fehlers bei den durchgeführten Videoauswertung nach 1) zeigt, daß dieser für den gemessenen Wertebereich auch im ungünstigsten Fall unter 3,0 % für die aus den Durchfahrungszeitpunkten abgeleiteten Reisezeiten liegt [38]. Die zweifelsfreie Wiedererkennungsquote bei einer Abspeicherung des Fahrzeugkennzeichens nach dem Verfahren 2) erreicht einen Wert von etwa 99 % unter der Voraussetzung, daß alle Fahrzeuge den Streckenabschnitt durchfahren und keine Quellen und Senken auftreten. Dagegen ist die Reaktionszeit, die den Meßfehler wesentlich beein-

[38] angenommen wird ein maximaler Schätzfehler der Fahrzeugposition von 1,0 m gegenüber dem Meßquerschnitt. Abschätzung siehe Anhang 1.

flussen kann und mit der Zunahme der Geschwindigkeit entsprechend an Gewicht gewinnt, bei der Aufzeichnung des Durchfahrungszeitpunktes entscheidend [39]. Mit anwachsender Verkehrsstärke und längerer Erhebungsdauer ist eine weitere Zunahme der Fehlerrate zu erwarten, obwohl die Empfehlungen für Verkehrserhebungen der FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRASSEN- UND VERKEHRSWESEN (1991) eine Obergrenze von maximal 2.000 Fz/h für diese Methode angeben. Das Verfahren nach 2) hat weiterhin den Nachteil, daß eine fehlerhafte Aufzeichnung im Nachhinein in der Regel nicht erkannt und korrigiert werden kann. Demgegenüber erlaubt eine Videomessung jederzeit eine Überprüfung der Eingabedaten. Dieses Verfahren erscheint daher insgesamt als eine geeignetere Erfassungsmethode.

In der gewählten Meßanordnung liegen also jeweils zwei lokale Erfassungen der Überfahrungszeitpunkte an zwei Querschnitten über einen definierten Streckenabschnitt (Abstand der Meßquerschnitte) vor. Am Einfahrquerschnitt registrierte Fahrzeuge können am Ausfahrquerschnitt wiedererkannt werden. Grundsätzlich kann daraus auf die Fahrweise des Einzelfahrzeugs innerhalb der Meßstrecke geschlossen werden, solange innerhalb des Abschnittes ein weitgehend stationärer Verkehrsablauf zugrunde gelegt wird. Die Meßergebnisse stehen fahrzeugfein und nicht lediglich als aggregierte Werte zur Verfügung. Die Ergebnisse liefern Aussagen zur Geschwindigkeitsverteilung (Reisegeschwindigkeiten), Zeitlückenverteilung, Verkehrsstärke (lokal) und Verkehrsdichte (momentan und räumlich-zeitlich) auf dem Untersuchungsabschnitt. Die Ableitung räumlich-zeitlicher Werte ist von der Einhaltung bestimmter Randbedingungen abhängig (siehe Abschnitt 5.2.4).

In den Abschnitten 5.2.1 bis 5.2.4 werden insbesondere die Meßergebnisse der Strecken "Karlsruhe Kriegsstraße" und "Heidelberg Neckaruferstraße" (beide Videomessungen) vorgestellt. Neben diesen Messungen können eine Vielzahl in anderem Zusammenhang durchgeführte Verkehrsbeobachtungen auf Ortsdurchfahrten herangezogen werden, die Aufschluß über das Geschwindigkeitsverhalten in Abhängigkeit von der jeweils nutzbaren Fahrbahnbreite und der straßenräumlichen Gesamtsituation geben. Hierbei sind unter anderem auch der Raumeindruck und die Möglichkeit einer gegenseitigen Behinderung zweier Fahrzeuge entscheidend. Diese Ergebnisse gehen in Abschnitt 5.2.5 ein.

[39] eine angenommene Reaktionszeit von 1/10 sec führt zu einem maximalen Fehler bei der Berechnung der Reisegeschwindigkeit von rund 3,5 %. Abschätzung siehe Anhang 1.

5.1.2 Aussagekraft empirischer Erhebungsgrößen

Die Auswertung empirischer Daten des Verkehrsflusses und die Ableitung von Fundamentaldiagrammen aus diesen weist teilweise nicht unbedeutende Probleme auf. Je nach Lage des Meßquerschnitts und Dauer der Erhebung können unter Umständen nur Ausschnitte des Gesamtspektrums der auftretenden Verkehrssituationen erfaßt werden. Somit ist denkbar, daß Teile eines Fundamentaldiagrammes durch empirisches Datenmaterial nicht abgedeckt sind. Dies könnte zu einem Eindruck des Vorhandenseins von Unstetigkeiten im Fundamentaldiagramm führen, ist dabei jedoch lediglich auf fehlende, d.h. in den Messungen nicht erfaßte, Datenpunkte zurückzuführen (HALL und LAM, 1988).

Von besonderer Bedeutung für die Berechnung der Verkehrsstärke, Verkehrsdichte und momentanen mittleren Geschwindigkeit ist die Wahl des Bezugsintervalles. Kleine Bezugsintervalle können große statistische Streuungen nach sich ziehen. Ein zu großes Intervall kann nicht kontrollierbare Verschiebungen der Datenpunkte eines Fundamentaldiagrammes nach sich ziehen, die aus verstärkt auftretenden Instationaritäten innerhalb des Intervalls resultieren (vgl. dazu BECKMANN et.al., 1973 und WIEDEMANN, 1987a).

Hierbei handelt es sich also um ein Stationaritätsproblem, indem zeitliche Abschnitte mit konstanten Verkehrsdichten nicht befriedigend abgrenzbar sind. Bei Vorhandensein mehrerer unterschiedlicher Dichten k_i in einem Bezugsintervall wird anstelle mehrerer Datenpunkte (q_i, k_i) für einen solchen Fall daraus dennoch nur ein Meßpunkt abgeleitet und in das Fundamentaldiagramm übernommen, der somit lediglich eine konvexe Linearkombination der tatsächlich auftretenden Werte darstellt (HEIDEMANN, 1989). Allein schon aus dieser Tatsache ergeben sich notwendigerweise Abweichungen der Datenpunkte von einer idealen, durch das Fundamentaldiagramm nach der Zustandsgleichung repräsentierten Kurve. Die realitätsnahe Ableitung der Verkehrsparameter wird durch derartige Unsicherheiten, insbesondere auch bei hohen Dichten nahe dem Stauzustand, erheblich erschwert.

Neben der nicht grundsätzlich innerhalb eines Meßintervalles gegebenen Stationarität spricht HEIDEMANN das Problem der Korrelation an. Hierbei gibt er zu bedenken, daß sowohl Geschwindigkeiten aufeinander folgender Fahrzeuge bei mittleren bis hohen Dichten positiv korreliert sind, als auch Korrelationen zwischen der Geschwindigkeit und dem Abstand auftreten. Gängige Auswerteverfahren berücksichtigen diesen Zusammenhang nicht, da sie lediglich für stochastisch unabhängige und daher unkorre-

lierte Beobachtungen geeignet sind. HEIDEMANN warnt davor, diese Zusammenhänge bei der Berechnung von Geschwindigkeitsverteilungen bei mittleren und höheren Dichten zu vernachlässigen. Dies führt in der Regel dazu, daß die Varianzen der Geschwindigkeitsverteilungen bei konstanten Dichten unterschätzt werden.

Hieraus werden die Grenzen und Unschärfen ersichtlich, die mit einer empirischen Erhebung zwangsläufig verbunden sind. Aus den Meßergebnissen können daher nur bedingt Grundlagen für eine spätere theoretische Betrachtung abgeleitet werden. Insbesondere ist zu berücksichtigen, daß nach HEIDEMANN eine empirische Verteilung prinzipiell einen latenten Verzerrungseffekt beinhaltet.

5.2 Ergebnisse der Messungen

5.2.1 Geschwindigkeit und Geschwindigkeitswahl

Zu beobachten ist, daß Verkehrsvorschriften in der Regel nur von einem Teil der Fahrer eingehalten werden (LEUTZBACH, 1986). Gleiches gilt für die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf einem Streckenabschnitt, deren Einhaltung um so besser ist, desto intensiver eine Überwachung durchgeführt wird. Allgemein wird jedoch noch von einer Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit gesprochen, wenn 85 % aller Fahrzeuge diese nicht überschreiten.

Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h innerorts wird dieser Richtwert in den meisten Fällen bei einer normalen nutzbaren Fahrbahnbreite überschritten. Die dort gemessenen 85%-Geschwindigkeiten freifahrender Fahrzeuge betragen etwa 55 - 60 km/h [40]. Diese Werte weisen auf eine unbefriedigende allgemeine Akzeptanz hin. Sie sind jedoch insbesondere auf Grund der hohen Maximalgeschwindigkeiten bedenklich. Wird die zulässige Höchstgeschwindigkeit auf 30 km/h beschränkt, so ist zwar generell ein Abfall der Geschwindigkeiten und insbesondere ein starker Rückgang der Maximalgeschwindigkeiten zu beobachten, die 85%-Geschwindigkeiten liegen allerdings noch in einem zu hohen Bereich um 40 km/h [41]. Als ein Beispiel dazu wird stellvertretend ein Ergebnis aus Vorher-/Nachher - Messungen auf

[40] vgl. dazu die Werte der Ortsdurchfahrt nach Abb. 4.4 bei nutzbaren Fahrbahnbreiten um 6,5 m.

[41] Die Ergebnisse beziehen sich auf vorher-nachher Messungen auf Sammelstraßen, die in den Jahren 1989 bzw. 1991 im Auftrag der Stadt Schwetzingen durchgeführt wurden. Sie entsprechen auch den Geschwindigkeitsverteilungen auf der Meßstrecke "Heidelberg - Neckaruferstraße".

Sammelstraßen von HÖFLER (1989) in der Abb. 5.1 dargestellt. Hier betragen die 85 %-Geschwindigkeiten in der Vorhermessung noch 59 km/h. In der Nachhermessung ist ein Rückgang auf 45 km/h festzustellen. Die Maximalgeschwindigkeit reduziert sich von 83 km/h auf 62 km/h.

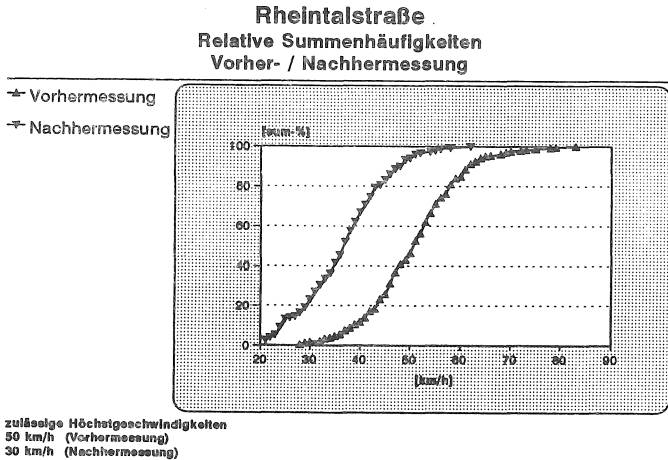


Abb. 5.1 : Vorher-/Nachhervergleich der Geschwindigkeitsverteilung bei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 50 km/h bzw 30 km/h auf einer Sammelstraße

Dies bestätigen ebenfalls die Messungen, die auf den in Kapitel 5.1.1 genannten Untersuchungsstrecken durchgeführt wurden. Erläuternd dazu werden die Geschwindigkeitsverteilungen für die Untersuchungsstrecken "Heidelberg Neckaruferstraße", "Karlsruhe Kriegsstraße", und "Wolfartsweier Steinkreuzstraße", die während der Meßdauer eine hohe Verkehrsbelastung mit ununterbrochenem Zufluß aufweisen, in den Abbildungen 5.2 a, 5.2 b und 5.2 c dargestellt.

Hier ist zunächst die noch befriedigende Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit auf der 50 km/h-Strecke ("Karlsruhe Kriegsstraße") erkennbar (die 85 %-Geschwindigkeit aller Fahrzeuge fällt in die Geschwindigkeitsklasse bis 55 km/h), andererseits auch das deutlich niedrigere Geschwindigkeitsniveau auf der Strecke mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h ("Heidelberg Neckaruferstraße"). Deren Einhaltung ist insgesamt jedoch weiterhin unbefriedigend im Sinne der Straßenver-

kehrordnung. Die 85%-Geschwindigkeit aller Fahrzeuge wurde dort zu 37 km/h gemessen.

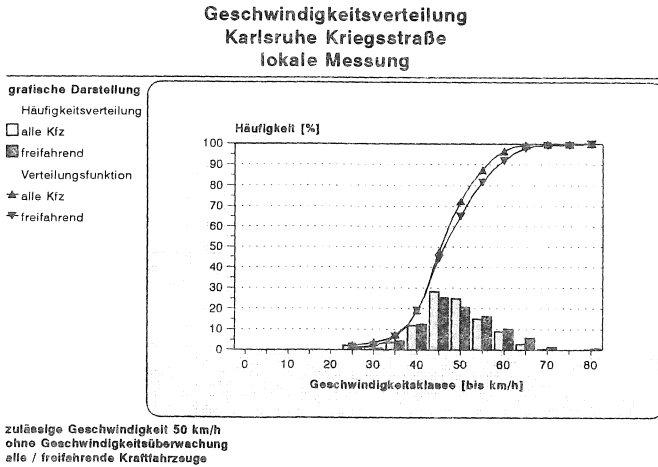


Abb. 5.2 a : Geschwindigkeitsverteilung "Karlsruhe Kriegsstraße"
zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h

Interessant ist auch der Vergleich der Geschwindigkeitsverteilungen freifahrender Fahrzeuge [42] mit derjenigen aller Fahrzeuge, die in der Messung erfaßt wurden. Bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h unterscheiden sich beide Verteilungskurven erkennbar im oberen Geschwindigkeitsbereich, die Unterschiede sind statistisch jedoch nicht signifikant [43]. Die Höchstgeschwindigkeiten liegen innerhalb einer Geschwindigkeitsklasse. Demgegenüber zeigen sich bereits deutliche Unterschiede bezüglich der Verteilungskurve bei der Messung auf einer Strecke mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h. Die oberen Geschwindigkeitsklassen sind für freifahrende Fahrzeuge relativ stärker besetzt, die Geschwindigkeitsverteilung

[42] als freifahrend wird ein Fahrzeug in diesen Geschwindigkeitsauswertungen definiert bei einer Bruttozeitlücke gegenüber dem vorausfahrenden Fahrzeug größer als fünf Sekunden bzw. bei Geschwindigkeitsdifferenzen von mehr als +/- 15%.

[43] Kolmogoroff-Smirnoff-Test bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$. Die größte Differenz D_{\max} zwischen den beiden empirischen Verteilungskurven ist kleiner als der kritische Wert D_{crit} für die Verteilungsfunktion $F(D) = 0,975$.

ist weniger straff. Die zulässige Höchstgeschwindigkeit wird lediglich von etwa der Hälfte der freifahrenden Fahrzeuge nicht überschritten, der 85%-Wert der Geschwindigkeit freifahrender Fahrzeuge beträgt 40 km/h. Der Signifikanztest liefert bereits einen deutlichen statistischen Unterschied zwischen den beiden Verteilungskurven [44].

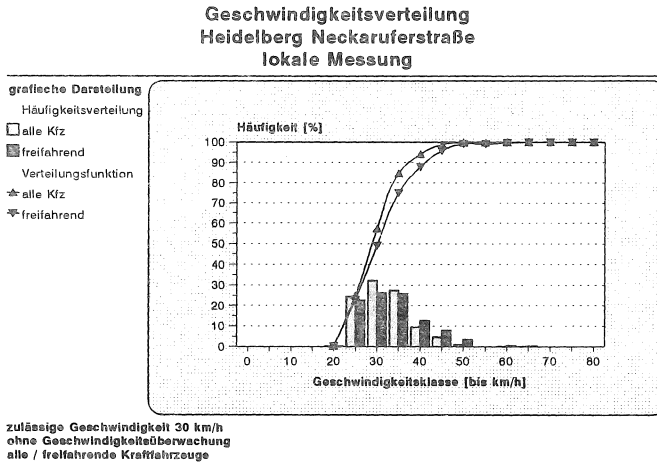


Abb. 5.2 b : Geschwindigkeitsverteilung "Heidelberg Neckaruferstraße"
zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h

Auf der Meßstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße" mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h treten gegenüber der Meßstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße" bei 30 km/h stärkere Streuungen der Geschwindigkeitsverteilung auf. Die Geschwindigkeiten freifahrender Fahrzeuge streuen in beiden Fällen gegenüber denen aller gemessenen Fahrzeuge stärker. Dabei ist die relative Zunahme der Streuungen bzw. der Standardabweichung $(S_{\text{frei}} - S_{\text{alle}}) / S_{\text{alle}}$ aus der Messung aller Fahrzeuge gegenüber den freifahrenden Fahrzeugen auf der 50 km/h-Meßstrecke größer als bei 30 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit.

[44] für diesen Fall ist $D_{\text{max}} > D_{\text{krit}}$. Damit ist die Testbedingung nach Kolmogoroff-Smirnoff für einen signifikanten Unterschied erfüllt.

Die Meßergebnisse für freifahrende und unbehinderte Fahrzeuge (Def. nach [41]) können bezüglich der Geschwindigkeit als Wunschgeschwindigkeitsverteilungen betrachtet werden. Daraus wird deutlich, daß für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h im allgemeinen von einer deutlich darüberliegenden Wunschgeschwindigkeit ausgegangen werden muß. Bestenfalls durch eine konsequente Überwachung kann die Einhaltung erreicht werden. Dies bestätigt die Darstellung der Geschwindigkeitsverteilung in der Abb. 5.2 c für die Untersuchungsstrecke "Wolfartsweier Steinkreuzstraße" [45], auf welcher die Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit durch eine Dauermeßstelle überwacht wird.

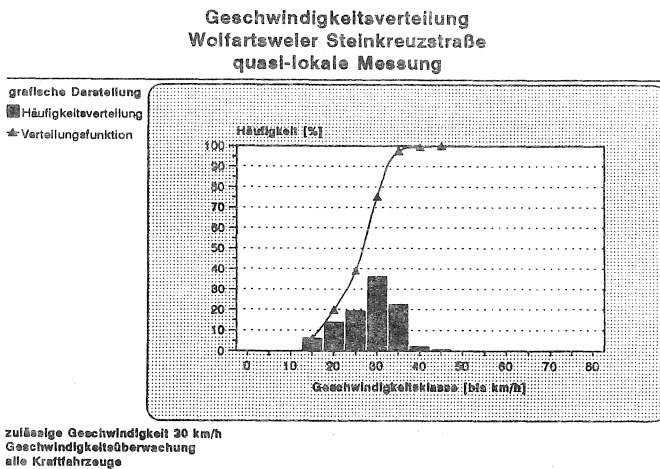


Abb. 5.2 c : Geschwindigkeitsverteilung "Wolfartsweier Steinkreuzstraße"
zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h (Überwachung)

Neben einem relativ hohen Anteil sehr niedriger Geschwindigkeiten fällt der deutliche Abbruch der Geschwindigkeitsverteilung ab der Geschwindigkeitsklasse bis 35 km/h auf, d.h. höhere Geschwindigkeiten werden praktisch nicht mehr beobachtet, als Maximalwert konnten am Meßbereich 40 km/h ermittelt werden. Die 85%-Geschwindigkeit beträgt 31 km/h. Hier sind in der entsprechenden "Wunschgeschwindigkeitsver-

[45] Die Geschwindigkeiten wurden aus den Durchfahrungszeiten über eine definierte kurze Meßstrecke berechnet (quasilokale Messung). Eine zuverlässige lokale Messung mit einem mobilen Radargerät ist für geringe Geschwindigkeiten technisch nicht durchführbar.

teilung" der große Anteil der "ängstlichen" (und damit besonders langsamen Fahrer) sowie nur sehr wenige "mutige" Fahrer, die die zulässige Geschwindigkeit bereits nennenswert überschreiten, zu berücksichtigen. Diese Verteilung unterscheidet sich signifikant [46] von der entsprechenden Kurve der Messung *Heidelberg Neckaruferstraße* bei gleicher zulässiger Geschwindigkeit im Falle einer für den Kraftfahrer nicht erkennbaren, offensichtlichen Überwachung und ohne die entsprechenden Hinweise darauf.

Die Einzelwerte der Geschwindigkeiten und der Standardabweichung auf den Untersuchungsstrecken sind der *Tabelle 5.1* zu entnehmen.

Meßstrecke	[km/h]	V_{\min}	V_{mittel}	V_{\max}	V_{85}	S
Karlsruhe Kriegsstraße	alle Kfz	21,0	46,1	76,0	51,0	7,9
	freifahrend	23,0	46,6	79,0	54,0	11,2
Heidelberg Neckaruferstraße	alle Kfz	20,0	30,0	61,0	37,0	5,9
	freifahrend	22,0	31,4	61,0	40,0	7,3
Wolfartsweier Steinkreuzstraße	alle Kfz	12,4	25,5	40,0	31,0	6,0

Tabelle 5.1 : Meßwerte der Geschwindigkeiten und der Standardabweichung auf den Untersuchungsstrecken

5.2.2 Reisegeschwindigkeiten auf den Meßstrecken

Die Reisegeschwindigkeit \hat{v} , ist als Mittelwert der Geschwindigkeitsganglinie definiert (LEUTZBACH, 1972). Durch diese wird der Verlauf der Geschwindigkeit über der Zeit dargestellt. In der Reisegeschwindigkeit sind somit auch Intervalle berücksichtigt, in denen ein Fahrzeug zum Stillstand gekommen ist. Damit gehen auch verkehrsbedingte Stauerscheinungen auf einem Streckenabschnitt in eine Auswertung ein.

Auf den Untersuchungsstrecken "*Heidelberg Neckaruferstraße*" und "*Karlsruhe Kriegs-*

[46] auch hier gilt entsprechend $D_{\max} > D_{\text{krit}}$.

"straße" wurden - neben den Auswertungen der lokalen Geschwindigkeiten nach Abschnitt 5.2.1 - auch Reisegeschwindigkeiten, bezogen auf den durch die Videoaufzeichnung erfaßten Streckenabschnitt, für jedes Einzelfahrzeug, welches die Gesamtstrecke durchfährt, ermittelt.

Aus der Verteilung der Reisegeschwindigkeiten über den Gesamtbereich der Meßstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße" (Abb. 5.3 a) wird ebenfalls ersichtlich, daß deutlich höhere Geschwindigkeiten als die zulässige Höchstgeschwindigkeit gefahren werden. Die maximale Reisegeschwindigkeit eines Einzelfahrzeugs liegt dort bei 57,5 km/h, die mittlere Reisegeschwindigkeit immerhin noch bei einem Wert von 29,0 km/h. Der 85%-Wert der Reisegeschwindigkeit liegt im Intervall zwischen 30 km/h und 35 km/h und somit innerhalb des entsprechenden Bereiches des 85%-Wertes aus der Geschwindigkeitsverteilung aller Fahrzeuge. Dagegen überschreiten weniger als zwei Prozent aller Fahrzeuge eine Reisegeschwindigkeit von 40 km/h. Der berechnete Maximalwert kann somit nur als Extremwert interpretiert werden. Ebenso wenig treten absolute Minimalwerte in nennenswerter Anzahl auf. Reisegeschwindigkeiten unter 20 km/h repräsentieren einen entsprechend geringen Anteil von etwa einem Prozent.

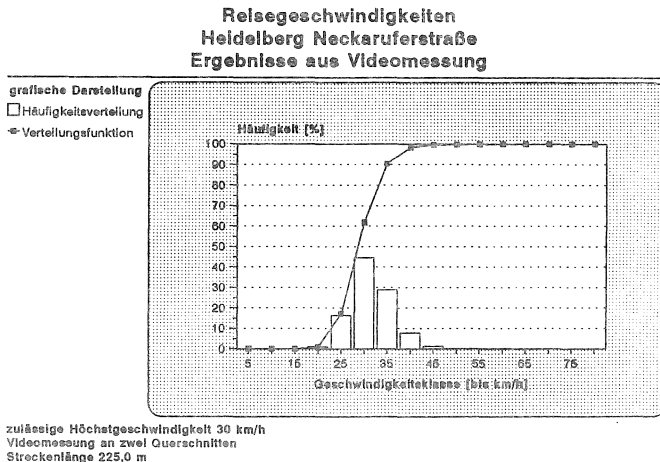


Abb. 5.3 a : Reisegeschwindigkeitsverteilung "Heidelberg Neckaruferstraße"

Für die Reisegeschwindigkeiten auf der Untersuchungsstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße" mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h sind deutlich höhere Werte zu erwarten. Wie die Abbildung 5.3 b zeigt, sind die Verteilungen gegenüber der Strecke "Heidelberg Neckaruferstraße" zu höheren Geschwindigkeitsklassen verschoben. Die 85%-Anteile der Reisegeschwindigkeiten fallen hier in die Klasse bis 55 km/h. Die mittleren Reisegeschwindigkeiten bewegen sich um 45 km/h, die Maximalwerte werden um 70 km/h erreicht. Die Reisegeschwindigkeiten weisen eine breite Streuung auch noch in die niedrigen Geschwindigkeitsklassen auf. Eine Reisegeschwindigkeit von 60 km/h wird noch von mehr als vier Prozent der Fahrzeuge überschritten. Die Maximalwerte oberhalb 65 km/h sind auch auf dieser Strecke nur als Ausnahmewerte zu interpretieren. Ihr Anteil liegt unter 1,5 % aller gemessenen Geschwindigkeiten.

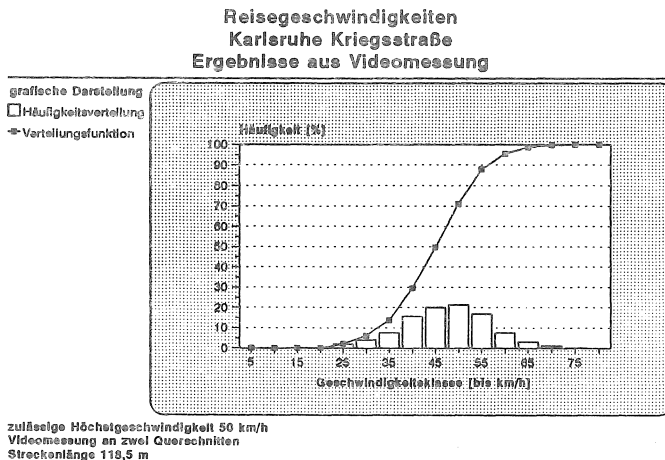


Abb. 5.3 b : Reisegeschwindigkeitsverteilung "Karlsruhe Kriegsstraße"

Die Streuungen der Reisegeschwindigkeiten liegen - vergleichbar mit den Ergebnissen der lokalen Geschwindigkeitsverteilung - für die Untersuchungsstrecke mit einer zulässigen Geschwindigkeit von 50 km/h deutlich über denen bei 30 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit.

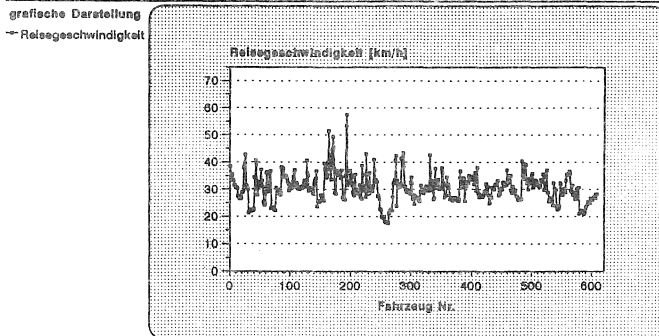
In der *Tabelle 5.2* sind die Einzelwerte der Reisegeschwindigkeiten und der Standardabweichung S für die betrachteten Untersuchungsstrecken einander gegenübergestellt.

Werte aus V_R	km/h	V_{\min}	V_{mittel}	V_{\max}	V_{85}	S
Karlsruhe Kriegsstraße		13,8	44,7	70,6	51,0	9,1
Heidelberg Neckaruferstraße		17,6	29,0	57,5	33,0	4,7

Tabelle 5.2 Meßwerte der Reisegeschwindigkeiten und der Standardabweichung auf den Untersuchungsstrecken

Ergänzend zu den Auswertungen der Reisegeschwindigkeit aller Fahrzeuge werden in den Abbildungen 5.4 a (Untersuchungsstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße") und 5.4 b (Untersuchungsstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße") die Reisegeschwindigkeiten der Einzelfahrzeuge dargestellt.

Reisegeschwindigkeiten der gemessenen Fahrzeuge Heidelberg Neckaruferstraße Ergebnisse aus Videomessung



zulässige Geschwindigkeit 30 km/h
Videomessung an zwei Querschnitten
Streckenlänge 225,0 m

Abb. 5.4 a : Reisegeschwindigkeiten der gemessenen Fahrzeuge auf der Untersuchungsstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße"

**Reisegeschwindigkeiten der gemessenen Fahrzeuge
Karlsruhe Kriegsstraße
Ergebnisse aus Videomessung**

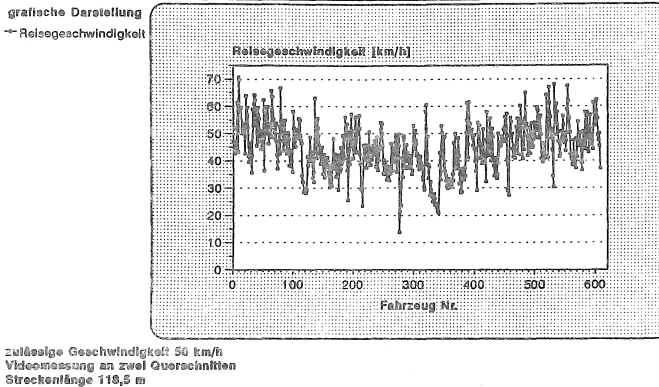


Abb. 5.4 b : Reisegeschwindigkeiten der gemessenen Fahrzeuge auf der Untersuchungsstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße"

Wie bereits aus *Tabelle 5.2* zu entnehmen ist, verdeutlichen auch die Abbildungen unterschiedlich starke Streuungen der Werte. Daneben ist der ausgeglichene Verlauf der Reisegeschwindigkeiten bei 30 km/h über alle Fahrzeuge bemerkenswert, wobei an dieser Stelle noch keine Aussagen zu den Ursachen möglich sind. Hierzu sind abrundende Kenntnisse der Zuflussganglinie und der zugehörigen Dichten auf der Untersuchungsstrecke erforderlich.

5.2.3 Zeitlückenverteilung und Stationarität des Verkehrsablaufs

Zur Beurteilung der Qualität des Verkehrsablaufs ist es von Interesse festzustellen, ob der Verkehr frei fließt oder sich die Fahrzeuge gegenseitig behindern. Ungestörter Verkehrszufluß liegt vor, wenn die Anzahl der Fahrzeuge an einem Querschnitt pro Zeitintervall poissonverteilt ist. Für diesen Fall sind die Ereignisse, also die Fahrzeugankünfte, rein zufällig und voneinander unabhängig. Die Poisson-Verteilung weist die nachstehende Wahrscheinlichkeitsfunktion auf :

$$p(x) = \frac{m^x}{x!} \cdot e^{-m} \quad (30)$$

Der Parameter m ist zugleich der Erwartungswert μ . Bei empirischen Untersuchungen entspricht der Erwartungswert dem arithmetischen Mittelwert \bar{x} . Der Parameter wird aus der Multiplikation des Beobachtungsintervalls der Größe Δ [sec] und der Intensität λ [Fz/sec] ermittelt. Die diskrete Poisson-Verteilung ist für "seltene" Ereignisse anwendbar, d.h. die zu erwartende Anzahl p der Träger eines bestimmten Merkmals im Verhältnis zu allen Beobachtungsfällen n muß sehr klein sein [47]. Bei der Untersuchung von Ankunftsverteilungen ist dies bei der hohen Anzahl von Meßwerten in der Regel gegeben, sofern die Intervalle genügend klein gewählt wurden. Mit zunehmenden Werten des Parameters m nähert sich die zunächst unsymmetrische Poisson-Verteilung einer symmetrischen Verteilung [48] an.

In der praktischen Anwendung erweist sich die Berechnung der Wahrscheinlichkeitsfunktion über eine Rekursionsformel als zweckmäßig :

$$p(x+1) = p(x) \cdot \frac{m}{x+1} \quad (31)$$

Der Ausgangswert dieser Rekursionsformel ist $p(0)$ nach Formel (30).

Sind die in einem Intervall eingetretenen Ereignisse durch eine Poisson-Verteilung beschreibbar, so sind die Abstände zwischen diesen Ereignissen, d.h. die Bruttozeitlücke zwischen zwei Fahrzeugen am Querschnitt, exponentialverteilt. Im freien und ungestörten Verkehr entsprechen somit die zeitlichen Abstände von Fahrzeugen, die in kleinen Intervallen beobachtet werden, dieser Verteilung. Zum Nachweis werden die empirischen Überschreitungswahrscheinlichkeiten den theoretisch exponentialverteilten Wahrscheinlichkeiten gegenübergestellt. Trägt man die Wahrscheinlichkeiten in logarithmischem Maßstab in einem halblogarithmischen Koordinatensystem über der Zeitlücke auf, so bildet sich die Verteilungsfunktion

$$P(X > x) = 1 - F(x) = e^{-\lambda \cdot x} \quad (32)$$

als Gerade ab. Dies ermöglicht bereits einen besonders anschaulichen Vergleich der

[47] mit genügender Genauigkeit ist dies bei $p \leq 0,01$ der Fall.

[48] ab $m > 9$ kann mit genügender Genauigkeit die Normalverteilung benutzt werden.

möglichen Abweichung der empirischen von der theoretischen Verteilung (vgl. dazu LEUTZBACH und NEUHERZ, 1993). Die Güte der Anpassung, d.h. die Übereinstimmung bzw. signifikante Abweichung der Verteilungsform, kann über einen Signifikanztest mit der χ^2 -Verteilung als Prüfverteilung überprüft werden.

Bei hohen Verkehrsstärken und dementsprechend zunehmenden Dichten auf einem Streckenabschnitt werden sich Fahrzeuge gegenseitig beeinflussen und damit keine unabhängigen Fahrzeugankünfte vorliegen. BREIMANN et al. (1969) weisen jedoch auch bei aus Minutenintervallen hochgerechneten maximalen Verkehrsstärken bis zu 2.070 Fz/h noch unabhängige Ereignisse nach. Es wurden in dieser Untersuchung Zeitlückenfolgen ausgewählt, aus denen kein Trend abzuleiten war und die sich als unabhängiger Prozeß darstellen.

Anhand der Überprüfung der Zeitlückenverteilung am Einfahrquerschnitt ist demgegenüber bereits zu vermuten, daß auf den Meßstrecken "Heidelberg-Neckaruferstraße" und "Karlsruhe-Kriegsstraße" kein ungestörter Verkehrsablauf vor der Meßstrecke zu Grunde gelegt werden darf [49]. Im Bereich üblicher Zeitlücken bei hohem Verkehrsaufkommen, d.h. unterhalb etwa zehn Sekunden, entspricht die Kurve der empirischen Überschreitungshäufigkeiten nur bedingt derjenigen der theoretischen exponentiellverteilten Zeitlücken. Bei einer signifikanten Übereinstimmung müßte gelten :

$$\chi^2 \leq \sum_j \frac{(B_j - E_j)^2}{E_j} \quad (33)$$

In dieser Formel bedeutet : B_j beobachtete absolute Häufigkeit in Klasse j
 E_j erwartete absolute Häufigkeit in Klasse j

Die Werte der Prüfgröße χ^2 sind für das gewählte Signifikanzniveau und die Anzahl der Freiheitsgrade in entsprechenden Tafeln tabelliert.

Sehr geringe Zeitlücken sind in den Meßergebnissen stärker vertreten, mittlere Zeitlücken dagegen schwächer. Mit zunehmenden Zeitlücken laufen Meßergebnisse und die

[49] Die empirische Zeitlückenverteilung wird durch einen χ^2 -Test für $F(\chi^2) = 0,95$ mit dem Signifikanzniveau $\alpha = 0,05$ auf Übereinstimmung mit dem Erwartungswert der Exponentialverteilung geprüft. Als Zeitintervall werden 30 Sekunden gewählt. Der Erwartungswert μ ergibt sich aus der Anzahl der beobachteten Fahrzeuge. Als Nullhypothese wird formuliert, daß die Anzahl der Fahrzeuge innerhalb eines 30-Sekunden Intervalls poissonverteilt ist mit dem Erwartungswert μ . Die Nullhypothese ist zu verwerfen.

theoretischen Häufigkeiten immer weiter auseinander, wobei die Anteile großer Zeitlücken aus den Meßergebnissen nun wiederum deutlich oberhalb der theoretischen Werte verlaufen (vgl. Abb. 5.5 a und Abb. 5.5 b). Das legt den Schluß nahe, daß es sich in der Gesamtheit nicht um poissonverteilte Fahrzeugankünfte am Querschnitt handeln kann. Dies bestätigen die Betrachtung der beobachteten Fahrzeugankünfte sowohl am Einfahr- als auch am Ausfahrquerschnitt bei der Gegenüberstellung mit den Erwartungswerten der Poissonverteilung [50].

Die Abbildungen 5.6 a und 5.6 b (relative Summenhäufigkeiten) stellen dies auch anschaulich dar. Hier zeigt sich deutlich eine den Zeitlücken vergleichbare Verteilung, indem sowohl sehr geringe als auch sehr hohe Anzahlen von Fahrzeugankünften innerhalb eines Zeitintervalls gegenüber den jeweiligen theoretischen Erwartungswerten der Poisson-Verteilung mit größerer Häufigkeit auftreten. Der Maximalwert der theoretischen Verteilung wird in den Meßwerten bei weitem nicht erreicht, es ist sogar das Fehlen eines ausgeprägten Maximums zu beobachten (Abb. 5.7 a für "Heidelberg Neckaruferstraße" und Abb. 5.7 b für "Karlsruhe Kriegsstraße").

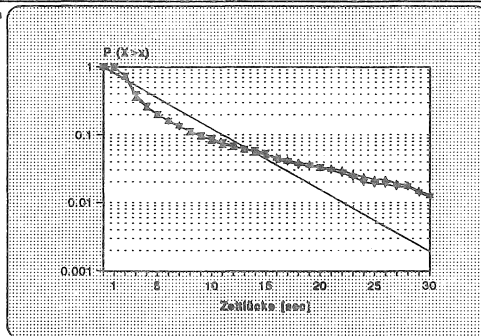
Die Vermutung liegt für diese Untersuchungsstrecken nahe, daß eine vor dem Meßabschnitt liegende Lichtsignalanlage eine Pulkbildung der Fahrzeuge hervorruft, die sich bis zur Meßstrecke nicht vollständig abbauen konnte (vgl. WIEDEMANN, 1986). Daneben führen unterschiedliche Fahrgeschwindigkeiten - wie sie sich aus der Geschwindigkeitsverteilung ergeben - dazu, daß schnellere Fahrzeuge auf langsamere Fahrzeuge aufschließen. Bei fehlender Überholmöglichkeit entstehen derart ebenfalls Fahrzeugpuls, die eine entsprechende Form der Zeitlückenverteilung bestimmen.

Damit ist die Voraussetzung für einen ungestörten Verkehrsablauf vor der Untersuchungsstrecke nicht mehr gegeben. In der Tatsache, daß stets Störungen vorhanden sind - die häufig weder genau lokalisiert noch in irgend einer Art quantifiziert werden können - ist die besondere Problematik bei der Interpretation innerörtlicher Verkehrsverhältnisse zu sehen (zum Stationaritätsproblem vgl. auch Kapitel 5.1.2.). Eine Störung kann ihre Ursache beispielsweise bereits in mangelnden Überholmöglichkeiten im teilgebundenen Verkehr haben. Eine Analyse und Beschreibung gestörter Ströme wurde in mehreren Arbeiten Mitte der 50-er Jahre (z.B. LEUTZBACH, 1956) durchgeführt.

[50] Der χ^2 -Test bei einem Signifikanzniveau von $\alpha = 0,05$ ergibt in allen Fällen einen signifikanten Unterschied zwischen dem Erwartungswert der Poisson-Verteilung und der empirischen Häufigkeitsverteilung.

Messung Heidelberg Neckaruferstraße Zeitlückenverteilungen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

Überschreitungshäufigkeiten
 * Einfahrquerschnitt
 * Ausfahrquerschnitt
 — Exponentialverteilung

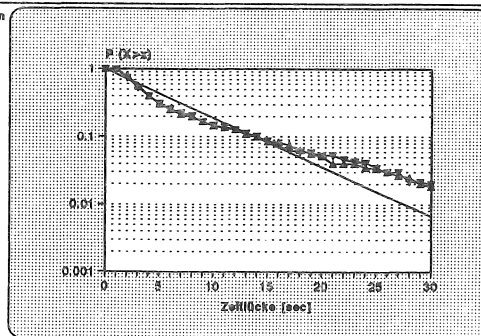


Untersuchung auf ungeordneten Verkehrsablauf
 Gegenüberstellung empirischer Überschreitungshäufigkeiten und
 theoretischer exponentialverteilter Überschreitungshäufigkeiten

Abb. 5.5 a : Verteilung der Zeitlücken "Heidelberg Neckaruferstraße"

Messung Karlsruhe Kriegsstrasse Zeitlückenverteilungen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

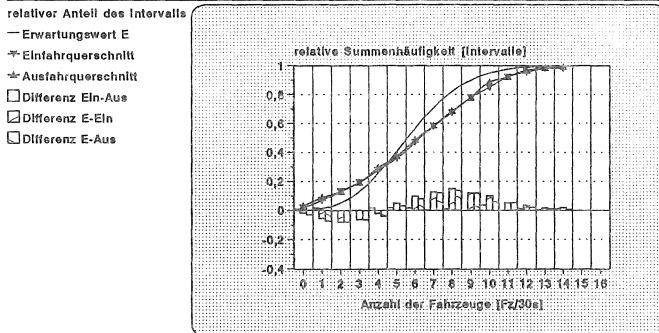
Überschreitungshäufigkeiten
 * Einfahrquerschnitt
 * Ausfahrquerschnitt
 — Exponentialverteilung



Untersuchung auf ungeordneten Verkehrsablauf
 Gegenüberstellung empirischer Überschreitungshäufigkeiten und
 theoretischer exponentialverteilter Überschreitungshäufigkeiten

Abb. 5.5 b : Verteilung der Zeitlücken "Karlsruhe Kriegsstraße"

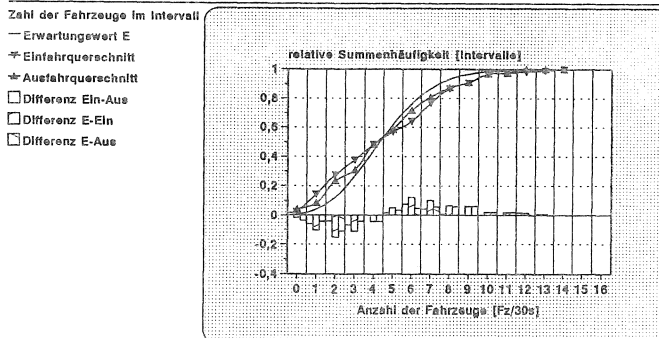
Messung Heidelberg Neckaruferstraße Test auf Poissonverteilung Fahrzeugankünfte am Querschnitt



Anzahl der Intervalle $n = 160$
Anzahl Beobachtungswerte $Fz = 1000$
Parameter der Poissonverteilung $m = 6,25$

Abb. 5.6 a : Fahrzeugankünfte am Meßquerschnitt "Heidelberg Neckaruferstraße"

Messung Karlsruhe Kriegsstraße Test auf Poissonverteilung Fahrzeugankünfte am Querschnitt



Anzahl der Intervalle $n = 120$
Anzahl Beobachtungswerte $Fz = 600$
Parameter der Poissonverteilung $m = 5$

Abb. 5.6 b : Fahrzeugankünfte am Meßquerschnitt "Karlsruhe Kriegsstraße"

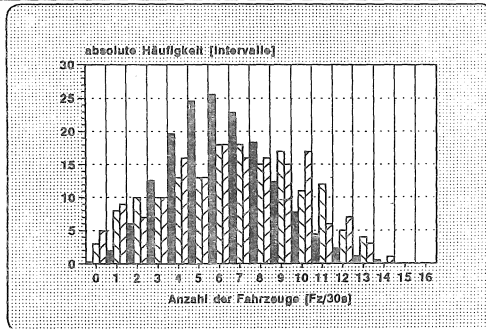
Messung Heidelberg Neckaruferstraße Vergleich mit Poissonverteilung Fahrzeugankünfte am Querschnitt

Häufigkeit der Intervalle

■ Erwartungswert

□ Einfahrt

▨ Ausfahrt



Anzahl der Intervalle $n = 160$

Anzahl Beobachtungswerte $Fz = 1000$

Parameter der Poissonverteilung $m = 6,25$

Abb. 5.7 a : Vergleich der Meßergebnisse "Heidelberg Neckaruferstraße" mit dem Erwartungswert

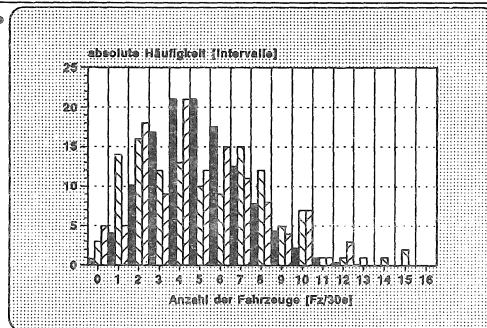
Messung Karlsruhe Kriegsstraße Vergleich mit Poissonverteilung Fahrzeugankünfte am Querschnitt

Häufigkeit der Intervalle

■ Erwartungswert

□ Einfahrt

▨ Ausfahrt



Anzahl der Intervalle $n = 120$

Anzahl Beobachtungswerte $Fz = 600$

Parameter der Poissonverteilung $m = 5$

Abb. 5.7 b : Vergleich der Meßergebnisse "Karlsruhe Kriegsstraße" mit dem Erwartungswert

Allerdings ist zu bemerken, daß sich die empirischen Verteilungskurven für den Einfahr- und den Ausfahrquerschnitt bei Betrachtung über die Meßstrecke untereinander nicht signifikant unterscheiden, d.h. aus derselben Grundgesamtheit stammen können. Die Abbildungen 5.8 a und 5.8 b unterstreichen diese Vermutung durch die erkennbar gute Übereinstimmung im Kurvenverlauf. Der Nachweis erfolgt über den Vergleich der Verteilungsfunktionen mit Hilfe des Kolmogoroff-Smirnoff-Tests (siehe *Tabelle 5.3*). Dies gilt gleichermaßen für die Verteilung der Zeitlücken wie auch der Fahrzeugankünfte.

Meßstrecke	Prüfgröße D_{\max}	D_{kritisch}	Testbedingung
Heidelberg Neckaruferstraße	0,040	0,061	erfüllt
Karlsruhe Kriegsstraße	0,065	0,078	erfüllt

Tabelle 5.3 : Kolmogoroff-Smirnoff-Test der Zeitlückenverteilung am Einfahr- und Ausfahrquerschnitt der Untersuchungsstrecken

Als Nullhypothese wird formuliert, daß die Zeitlücken bzw. die Fahrzeugankünfte am Einfahr- und Ausfahrquerschnitt auf dieselbe Weise verteilt sind. Soll diese Hypothese nicht verworfen werden, so muß gelten $D_{\max} < D_{\text{krit}}$. Mit D_{\max} wird die maximale Differenz zwischen den zu prüfenden Verteilungsfunktionen bezeichnet :

$$D = \max \{F_1(x) - F_2(x)\} \quad (34)$$

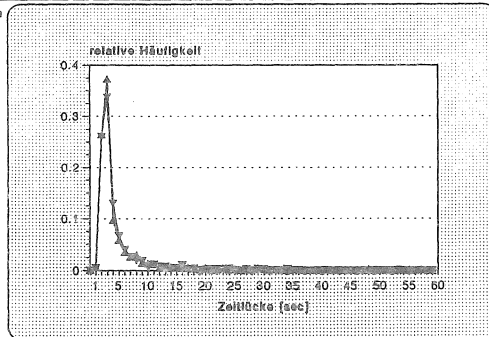
Der kritische D-Wert ergibt sich dabei für ein Signifikanzniveau $\alpha = 0,05$ aus der Verteilungsfunktion $F(D) = 0,975$. Die Werte D_{krit} sind in Abhängigkeit vom Stichprobenumfang tabelliert oder können auf einfache Weise berechnet werden. Die Testbedingung $D_{\max} < D_{\text{krit}}$ ist für alle vier Untersuchungsstrecken erfüllt (siehe dazu die Darstellung der maximalen Differenz D in den Abbildungen 5.9 a und 5.9 b und dazu ebenfalls die Darstellung der *Differenz Ein-Aus* in den Abbildungen 5.6 a und 5.6 b).

Daraus kann abgeleitet werden, daß sich zwar der Zufluß in den Untersuchungsabschnitt nicht als poissonverteilte Fahrzeugankünfte, d.h. ohne Störungseinflüsse vor dem Einfahrquerschnitt, einstellt, jedoch innerhalb des relativ kurzen Beobachtungsabschnittes keine weitere nennenswerte Störung des Verkehrsablaufs auftritt. Dies kommt

Messung Heidelberg Neckaruferstraße Zeitlückenverteilungen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

Verteilung der Häufigkeiten

- ☐ Einfahrquerschnitt
- ★ Ausfahrquerschnitt



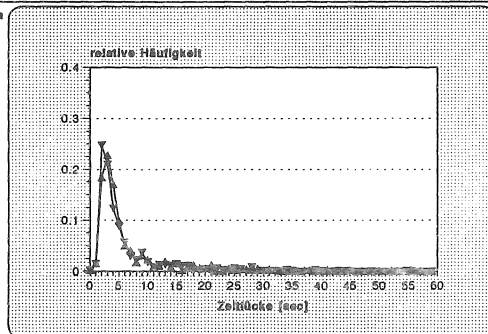
Datengrundlage :
1000 Fahrzeuge in 80 Minuten
am Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

Abb. 5.8 a : Zeitlückenverteilungen "Heidelberg Neckaruferstraße" Ein-/Ausfahrquerschnitt

Messung Karlsruhe Kriegsstraße Zeitlückenverteilungen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

Verteilung der Häufigkeiten

- ☐ Einfahrquerschnitt
- ★ Ausfahrquerschnitt



Datengrundlage :
800 Fahrzeuge in 60 Minuten
am Einfahr- und Ausfahrquerschnitt

Abb. 5.8 b : Zeitlückenverteilungen "Karlsruhe Kriegsstraße" Ein-/Ausfahrquerschnitt

Messung Heidelberg Neckaruferstraße
Kolmogoroff-Smirnoff Test
Vergleich der Zeitlückenverteilungen

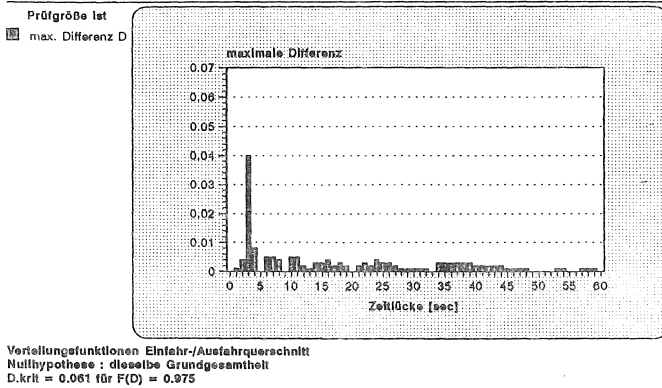


Abb. 5.9 a : max.D als Prüfgröße für Kolmogoroff-Smirnoff-Test ("Heidelberg Neckaruferstraße")

Messung Karlsruhe Kriegsstrasse
Kolmogoroff-Smirnoff Test
Vergleich der Zeitlückenverteilung

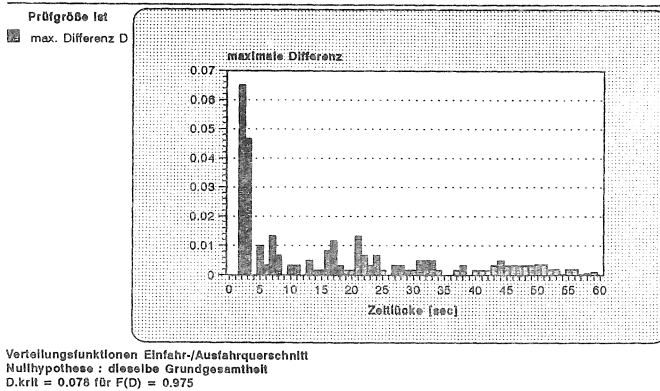


Abb. 5.9 b : max.D als Prüfgröße für Kolmogoroff-Smirnoff-Test ("Karlsruhe Kriegsstraße")

den Auswertungsschritten insofern entgegen (vgl. Abschnitt 5.2.4), daß somit für den isolierten Untersuchungsabschnitt ein weitgehend stationärer Verkehrsablauf vorausgesetzt werden darf.

Für die Untersuchungsstrecke "Wolfartsweier Steinhäuserstraße" liegt in der betrachteten Fahrtrichtung (von Durlach in Richtung Ettlingen) ebenfalls kein ungestörter Zufluß vor. Dieser wird vor allem von den Lichtsignalanlagen an den Knotenpunkten B 3 / K 9652 (Südtangente) zwischen Durlach und Wolfartsweier sowie an der Ringstraße am Ortseingang Wolfartsweier bestimmt. Insbesondere größere Zeitlücken weisen eine gegenüber der theoretischen Verteilung zu große Häufigkeit auf. Dieses verdeutlicht auch die Darstellung nach Abb. 5.10 .

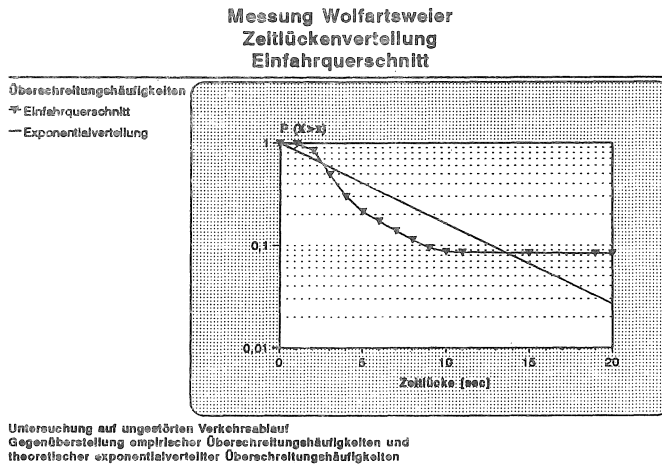


Abb. 5.10 : Zeitlückenverteilung der Untersuchungsstrecke "Wolfartsweier Steinkreuzstraße"

Die Ergebnisse der Messungen an der ehemaligen Bundesstraße B 310 "Füssen (Allgäu) Kemptener Straße" im Bereich des freien Zuflusses innerhalb der Ortsdurchfahrung Füssen lassen dagegen erwartungsgemäß auf einen weitgehend ungestörten Verkehrsablauf schließen. Die Gegenüberstellung der empirischen und der theoretischen Überschreitungshäufigkeiten zeigt eine gute Übereinstimmung im geradlinigen Verlauf (dazu

Abb. 5.11) [51]. Der in den Ortsbereich einfahrende Verkehr ist naturgemäß noch nicht von üblicherweise auftretenden innerörtlichen Störeinflüssen geprägt.

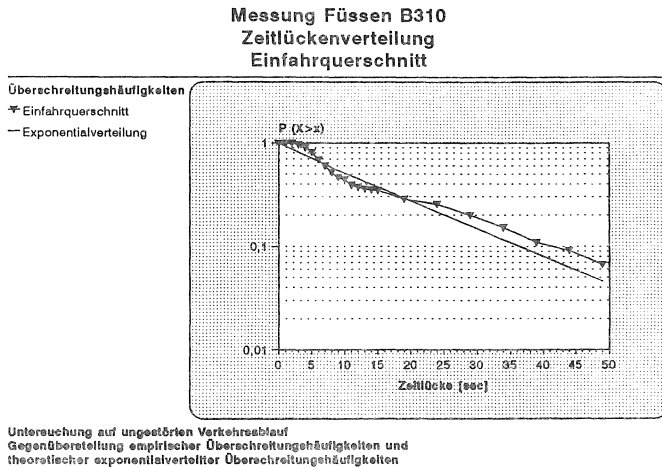


Abb. 5.11 : Zeitlückenverteilung der Untersuchungsstrecke "Füssen (Allgäu) Kempfener Straße"

Die Meßergebnisse aller hier vorgestellten Untersuchungsstrecken erlauben keine direkt ableitbare Bewertung der Qualität des Verkehrsablaufs, da das genaue Fahrverhalten des Einzelfahrzeugs bzw. des Fahrzeugkollektivs über den Verlauf der Untersuchungsstrecke nicht bekannt ist. Geschwindigkeitsschwankungen, eventuell sogar ein Stillstand, innerhalb des Untersuchungsabschnittes können nicht nachvollzogen werden und beeinflussen zunächst lediglich den Wert der mittleren Geschwindigkeit des Fahrzeugkollektivs bzw. die Reisegeschwindigkeit eines Fahrzeugs. Wie die Meßergebnisse und die aus den Zeitlückenverteilungen abgeleiteten Schlußfolgerungen zeigen, ist bei hohen Verkehrsbelastungen im städtischen Verkehr allgemein von einem nichtstationären Verkehrsfluß über einen längeren Streckenabschnitt auszugehen. Die Homogenität des Verkehrsflusses ist dabei nur indirekt über rein qualitative Beobachtungsergebnisse oder den Vergleich auf statistisch signifikante Abweichungen der Zeitlückenverteilungen zwischen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt bzw. der Ankunftsverteilungen auf einer

[51] Der Signifikanztest liefert jedoch auch für diese Untersuchungsstrecke keine ausreichende Übereinstimmung mit dem Erwartungswert der Exponentialverteilung.

kurzen Meßstrecke zu bewerten. Sind aus einer derartigen Bewertung Instationaritäten auch im Verlauf dieses Streckenabschnitts ableitbar, so ist auf einen inhomogenen Verkehrsablauf zu schließen und zu vermuten, daß die Verkehrsqualität sich auf einem niedrigen bis unbefriedigenden Niveau bewegt.

Auch in dieser Tatsache verdeutlichen sich die Grenzen der empirischen Datenerfassung. In einer Messung ist bei vertretbarem Aufwand meist die Beschränkung auf definierte Meßquerschnitte erforderlich. Die Auswertemöglichkeiten und darauf aufsetzende Interpretationen leiden in ihrer Aussagekraft unter dem Mangel an statistisch abgesicherten Informationen. Demgegenüber bietet eine Simulation des Verkehrsablaufs die Gelegenheit, die jeweilige Verkehrssituation zu praktisch beliebigen Zeitpunkten und Orten zu variieren, abzubilden und fahrzeugfein Bewegungsabläufe über einen Streckenabschnitt zu untersuchen. Dabei muß selbstverständlich vorausgesetzt werden können, daß das verwendete Simulationsmodell in der Lage ist, den Verkehrsablauf realitätsnah nachzubilden. Diese Möglichkeit soll in Kapitel 6 vertiefend diskutiert werden.

5.2.4 Kenngrößen und Leistungsfähigkeiten

Auf Grundlage der Ergebnisse nach Kapitel 5.2.3 wird für die Untersuchungsstrecken "Karlsruhe Kriegsstraße" und "Heidelberg Neckaruferstraße" der Verkehrsablauf innerhalb des kurzen Meßabschnittes als weitgehend stationär definiert. Für diesen Fall erleichtert sich die Auswertung bezüglich der auftretenden Verkehrsstärken und Dichten erheblich.

Soweit nämlich Stationarität über einen Streckenabschnitt vorausgesetzt wird, ist zwischen Verkehrsgrößen aus momentanen oder lokalen Messungen und räumlich-zeitlichen Größen ein korrelativer Zusammenhang gegeben. Die Abweichungen Δq und Δk zwischen den räumlich-zeitlichen Größen und lokal ermittelter Verkehrsstärke bzw. momentaner Verkehrsdichte können durch eine Normalverteilung beschrieben werden. Für den Erwartungswert gilt $E(\Delta q) = 0$ und gleichfalls $E(\Delta k) = 0$ (BRILON, 1974).

Auf den Untersuchungsstrecken wurden die Fahrzeuge sowohl an lokalen Meßstellen als auch räumlich über den gesamten Meßabschnitt erfaßt. Aus der Fahrzeugerkennung und Kennzeichnung sowie einer Zeitregistrierung der Durchfahrtszeiten am Ein- und

Ausfahrquerschnitt lassen sich die räumlich-zeitlichen Dichten ermitteln [52]. Für die Auswertung gilt die Formel

$$K = \frac{\sum T_i}{X \cdot T} \quad (35)$$

Dabei ist lediglich die Bedingung

$$T > \frac{X}{\min v_R} \quad (36)$$

einzuhalten. Es beschreiben X und T die Größe des Zeit-Weg Fensters; $\min v_R$ ist die minimale Reisegeschwindigkeit eines Fahrzeugs. Mit dieser Bedingung ist sichergestellt, daß jedes Fahrzeug an zumindest einer Grenze des Zeit-Weg Fensters (d.h. in diesem Fall Einfahr- und/oder Ausfahrquerschnitt) erfaßt wird. Für die Untersuchungsstrecken ist diese Voraussetzung gegeben. Das Wegintervall entspricht in der Auswertung der Streckenlänge zwischen den Meßquerschnitten. Ein Zeitintervall beträgt 60 Sekunden.

Eine Auswertung der an den Untersuchungsstrecken durchgeführten lokalen Messungen ergibt am Querschnitt maximale Verkehrsstärken von 1.980 Fz/h und Spur ("*Karlsruhe Kriegsstraße*") bei 50 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit. Auf der Untersuchungsstrecke "*Neckaruferstraße Heidelberg*" konnten 1.620 Fz/h und Spur bei 30 km/h beobachtet werden. Diese Werte stellen jeweils eine aus 60-Sekunden-Intervallen hochgerechnete Belastung dar [53]. Demnach nimmt die Leistungsfähigkeit am lokalen Querschnitt bei 30 km/h um etwa 20 Prozent gegenüber 50 km/h bei vergleichbaren Randbedingungen ab. Über den gesamten Meßzeitraum von jeweils etwa einer Stunde gemittelt liegen diese Werte lediglich bei 1.120 Fz/h bzw. 980 Fz/h und Richtung auf den Untersuchungsstrecken "*Karlsruhe Kriegsstraße*" bzw. "*Heidelberg Neckaruferstraße*".

Die in den Abbildungen 5.12 a und 5.12 b dargestellten Q-K-Beziehungen geben die Meßwerte wieder, die jeweils aus einer Videomessung an zwei auseinanderliegenden Meßquerschnitten berechnet wurden.

[52] vgl. dazu Martin (1979).

[53] es wurden innerhalb eines gleitenden 60-Sekunden-Intervalls gezählt :

Karlsruhe Kriegsstraße	:	maximal 33 Fz/60s
Heidelberg Neckaruferstraße	:	maximal 27 Fz/60s

Verkehrsstärke-Dichte Diagramm Heidelberg Neckaruferstraße Ergebnisse aus Videomessung

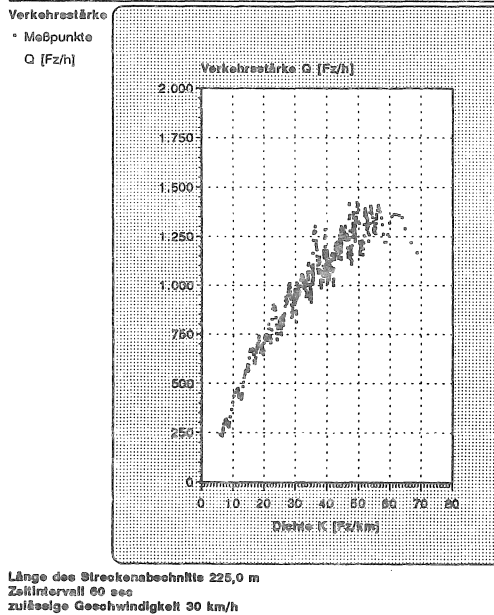


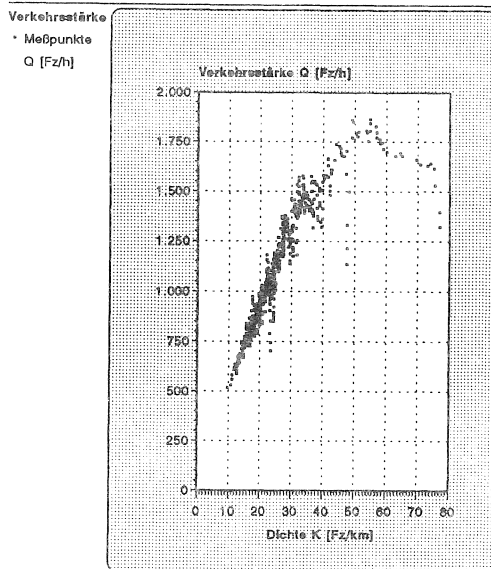
Abb. 5.12 a : Fundamentaldiagramm aus Messung "Heidelberg Neckaruferstraße"

Das aus den Messungen abgeleitete Q-K-Diagramm für die Meßstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße" weist einen leicht abknickenden Verlauf ab einer Verkehrsstärke oberhalb von etwa 700 Fz/h auf. Bis zu dieser Verkehrsstärke liegen die mittleren Geschwindigkeiten um 35 km/h. Die Datenpunkte sind bei geringen Dichten bis 20 Fz/km straff verteilt, es liegt noch eine weitgehend geradlinige Ausrichtung vor. Mit zunehmender Verkehrsstärke sinkt die mittlere Geschwindigkeit unter 30 km/h. Mit steigender Dichte sind zunehmende Streuungen der Geschwindigkeit zu verzeichnen. Dieses Phänomen der Verbreiterung der Geschwindigkeitsverteilung in Folge wachsender Verkehrsdichten wird auch von HEIDEMANN (1989) angesprochen und konnte von KÜHNE (1984) empirisch bestätigt werden. Der Bereich bis 700 Fz/h läßt einen Verkehrsablauf, in welchem die Fahrer weitgehend ihre Wunschgeschwindigkeit einhalten können, vermuten. Erst darüber hinausgehende Verkehrsstärken führen zu

stärkeren gegenseitigen Beeinflussungen zwischen den Fahrzeugen und einem Rückgang der mittleren Geschwindigkeit.

Die abwickelbaren Verkehrsstärken reichen bis etwa 1.400 Fz/h für Maximalwerte. Aus dem Fundamentaldiagramm kann ein Abfallen der Kurve ab 1.400 Fz/h und Dichten oberhalb 60 Fz/km vermutet werden. In diesem Bereich wird eine realisierbare Leistungsfähigkeit für entsprechende Strecken bei 30 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit gesehen.

Verkehrsstärke-Dichte Diagramm Karlsruhe Kriegsstraße Ergebnisse aus Videomessung



Länge des Streckenabschnitts 118,5 m
Zellintervall 60 sec
zulässige Geschwindigkeit 50 km/h

Abb. 5.12 b : Fundamentaldiagramm aus Messung "Karlsruhe Kriegsstraße"

Die Werte des Fundamentaldiagramms der Meßstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße" verlaufen weitgehend im linearen Bereich. Mit zunehmenden Verkehrsstärken ab 1.500 Fz/h zeigen sich allerdings bereits leichte Abweichungen von einer Geraden und die Ausbildung von Störeinflüssen. Die maximal beobachteten Verkehrsstärken bewegen

sich zwischen 1.800 und 1.900 Fz/h. Die Dichten erreichen - im Gegensatz zur Untersuchungsstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße" - nur vereinzelt Werte oberhalb von 40 Fz/km. Die Wertepunkte im ansteigenden Ast des Diagramms repräsentieren auch die in Abschnitt 5.2.2 beschriebene mittlere Reisegeschwindigkeit um 40 km/h. Im oberen Wertebereich der Verkehrsdichten ab 50 Fz/km ist bereits der Übergang des Fundamentaldiagramms in den Bereich abnehmender Verkehrsstärken und - damit dem Wechsel zu gebundenem Verkehr - abzulesen. Das Maximum der Kurve wird etwa bei 1.850 Fz/h erreicht.

Im folgenden wird die erreichbare Obergrenze der Leistungsfähigkeit gemäß den Meßergebnissen auf der Untersuchungsstrecke "Karlsruhe Kriegsstraße" für eine Stadtstraße bei üblichen Behinderungen auf der freien Strecke und einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h mit Werten von 1.900 Fz/h als charakteristisch für diesen Streckentyp angesehen und dementsprechend als Grundlage für weitere Untersuchungen herangezogen.

Der Bereich abnehmender Verkehrsstärken kann sich im Fundamentaldiagramm nur im Zusammenhang mit abnehmender Geschwindigkeit bei zunehmender Dichte und im Falle von stop-and-go-Verkehren bis hin zum Stillstand darstellen. Dies bedeutet, daß hier die Streckenleistungsfähigkeit überschritten ist, sofern nicht ein Rückstau vor einer Störung eintritt. Dabei kann es sich beispielsweise um eine Behinderung im Streckenverlauf oder auch um eine Lichtsignalanlage handeln. Eine derartige Situation ist auf den Untersuchungsstrecken jedoch nicht eingetreten.

Alle dargestellten Q-K-Diagramme sind nach der Zusammenfassung und Glättung der Meßwerte innerhalb eines 60-Sekunden Intervalls entstanden. Hiermit wird bewußt auf die Darstellung tatsächlich beobachteter Maximalwerte zu Gunsten im Verkehrsablauf regelmäßig und beständiger auftretender Verkehrsmengen verzichtet. Dies ist auch im Sinne der Zielsetzung dieser Untersuchung zu verstehen, wobei nicht einzelne Extremwerte nachgewiesen werden sollen, sondern vielmehr Aussagen zu grundsätzlichen Ereignissen und Auswirkungen zu treffen sind.

Prinzipiell zeigen die Verkehrsstärke-Dichte-Diagramme der beiden Untersuchungsstrecken ein Ergebnis auf, welches sich bereits aus der Zustandsgleichung ableiten läßt. Höhere Geschwindigkeiten ermöglichen bei gleicher Dichte eine höhere Verkehrsstärke bis zu einem bestimmten Grenzwert. Dieser liegt etwa bei 1.400 Fz/h bzw. 1.900 Fz/h bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bzw. 50 km/h. Zwar liegt die dabei zu beobachtende Dichte bei geringeren Geschwindigkeiten erkennbar über

derjenigen bei 50 km/h, eine entsprechend hohe Verkehrsstärke kann jedoch nicht erreicht werden. Die maximalen Dichten überschreiten auch bei niedrigeren Geschwindigkeiten den Grenzwert von 70 Fz/km im fließenden Verkehr nicht. Damit wird ein geschwindigkeitsbedingter Leistungsfähigkeitsverlust durch eine entsprechend höhere Fahrzeugdichte auf der Strecke nicht kompensiert.

In der *Tabelle 5.4* sind die Werte für die maximale Verkehrsstärke, die zugehörige optimale Dichte und die sich dabei einstellende mittlere Reisegeschwindigkeit näherungsweise zusammengestellt. Sie ergeben sich aus den Fundamentaldiagrammen der Meßstrecken "Heidelberg Neckaruferstraße" und "Karlsruhe Kriegsstraße".

aus den Fundamentaldiagrammen abgeleitete Näherungswerte			
zulässige Höchstgeschwindigkeit	Q_{\max} [Fz/h]	K_{opt} [Fz/km]	V_{mittel} [km/h]
30 km/h	1.400	60	25
50 km/h	1.900	50	35

Tabelle 5.4 : Ableitung von Näherungswerten für die Leistungsfähigkeit, die optimale Dichte und die sich dabei einstellende mittlere Geschwindigkeit

Aus der Reduzierung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h auf 30 km/h läßt sich demnach, bei ansonsten vergleichbaren Umfeld- und Verkehrsbedingungen, eine Verringerung der möglichen Leistungsfähigkeit auf der Strecke von etwa 1.900 Fz/h auf etwa 1.400 Fz/h ableiten. Dies entspricht einem Rückgang von 25 Prozent. Dieses Ergebnis kann anhand zweier Meßstrecken nicht als repräsentativ festgehalten werden. Zudem sind direkte Einflüsse von innerhalb der Untersuchungsstrecke liegenden Knotenpunkten nicht berücksichtigt. Eine breitere Datengrundlage soll anhand mehrerer Simulationsläufe aufgebaut werden. Insbesondere wird der Einfluß von Knotenpunkten berücksichtigt, die unter Umständen in ihrer Leistungsfähigkeit den oberen Grenzwert maßgeblich bestimmen.

In Ergänzung zu den in Abschnitt 5.2.2 vorgestellten Abbildungen der Reisegeschwindigkeiten aller gemessenen Fahrzeuge (Abb. 5.4 a und Abb. 5.4 b) werden in einem Vergleich mit dem Verlauf der Dichten und Verkehrsstärken die über die Zustandsgleichung gegebenen Zusammenhänge zwischen Geschwindigkeit, Verkehrsstärke und Dichte verdeutlicht.

Der im Mittel zunächst weitgehend konstante Verlauf der Reisegeschwindigkeit (Abb. 5.4 a) auf der Strecke "Heidelberg Neckaruferstraße" korrespondiert mit den im Trend leicht ansteigenden Dichten (Abb. 5.13 a) bei ebenfalls zunehmenden Verkehrsstärken (Abb. 5.14 a). Relativ hohe Verkehrsstärken und mittlere Dichten fallen in den letzten Intervallen mit abnehmenden Geschwindigkeiten zusammen. Entsprechendes gilt für den Rückgang und die anschließende Zunahme der Reisegeschwindigkeiten im mittleren Bereich des Diagramms nach Abb. 5.4 b für die Strecke "Karlsruhe Kriegsstraße", die sich mit einem kurzzeitigen Anstieg der Dichten bis zu den beobachteten Maximalwerten (Abb. 5.13 b) und sehr hohen Verkehrsstärken (Abb. 5.14 b) überschneidet.

Eine derartige Darstellung gibt - im Gegensatz zu den Fundamentaldiagrammen - den (zeitlichen) Verlauf der Verkehrsparameter wieder. Hieraus können Schlußfolgerungen bezüglich des Auf- und Abbaus von Störeinflüssen gezogen werden. Grundsätzlich wäre auch die Beschreibung in dynamischen Fundamentaldiagrammen dazu geeignet, wie sie LEUTZBACH, BEXELIUS (1966) vorstellen. Diese sind besonders zweckmäßig zur Illustration des Anfahrvorganges an einer Lichtsignalanlage und verdeutlichen, wie sich eine Fahrzeugkolonne zusammendrückt oder auseinanderzieht. Hier ergibt sich allerdings das Problem, daß die Vielzahl der Datenpunkte keine übersichtliche Abbildung dieser Art zuläßt.

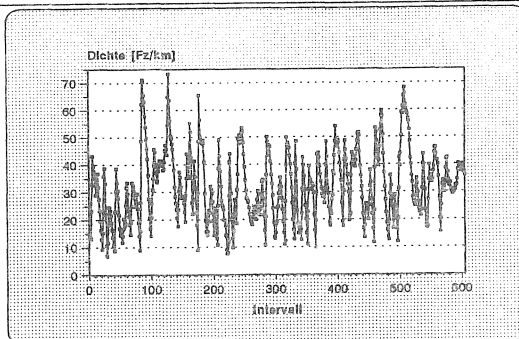
5.2.5 Weitere Ableitungen aus den Messungen

Das umfangreiche Datenmaterial aus vorhandenen Messungen ermöglicht eine Reihe weiterer Interpretationen, die hilfreich für das Verständnis innerörtlicher Verkehrsabläufe sind. Sie ergeben auf Grund ihres geringen Stichprobenumfangs bzw. der Beschränkung auf eine einzige Meßstelle keine repräsentativen Aussagen, sind jedoch durchaus von Interesse für den Vergleich realer Meßdaten mit den Ergebnissen der vorgesehenen Simulationen.

So liegt innerhalb der Ortsdurchfahrt von Füssen im Allgäu - in ihrem Ausbauzustand zur Zeit der Messungen - in der Ortsmitte ein zentraler Knotenpunkt der Bundesstraßen B 310 und B 16 mit einer Lichtsignalanlage. Der Zufluß über die B 310 in Richtung Ortsmitte, d. h. auf diesen Knotenpunkt, führt vom frühen Vormittag bis in die späten Nachmittagsstunden zu ständigem Rückstau vor der Lichtsignalanlage. Der mögliche Abfluß über die Signalanlage am Knoten ist demnach zu bestimmten Tageszeiten geringer als der Zufluß. In der Abb. 5.15 sind die Rückstaulängen in Metern vor dem Knotenpunkt als Ganglinie über die Zeit dargestellt.

Fahrzeugdichten Heidelberg Neckaruferstraße Ergebnisse aus Videomessung

grafische Darstellung
→ gemessene Dichte K

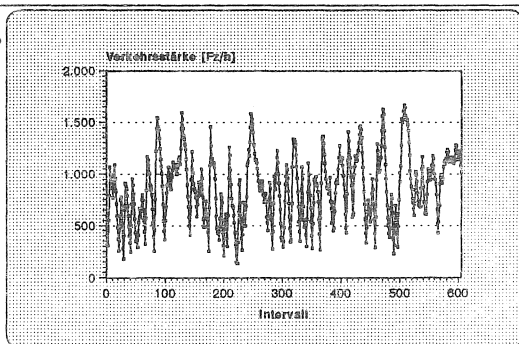


zulässige Geschwindigkeit 30 km/h
Videomessung an zwei Querschnitten
Streckenlänge 225,0 m

Abb. 5.13 a : Darstellung der Dichten "Heidelberg Neckaruferstraße"

Verkehrsstärken Heidelberg Neckaruferstraße Ergebnisse aus Videomessung

grafische Darstellung
→ lokale Verkehrsstärke

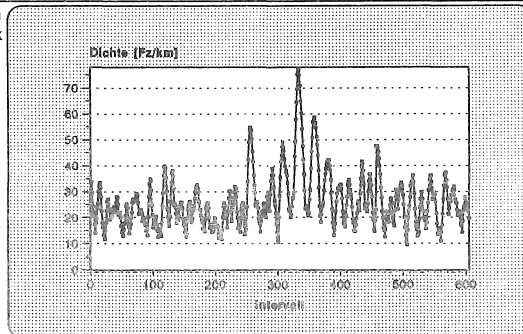


zulässige Geschwindigkeit 30 km/h
Videomessung an zwei Querschnitten
Streckenlänge 225,0 m

Abb. 5.14 a : Darstellung der Verkehrsstärken "Heidelberg Neckaruferstraße"

Fahrzeugdichten Karlsruhe Kriegsstraße Ergebnisse aus Videomessung

grafische Darstellung
— gemessene Dichte K

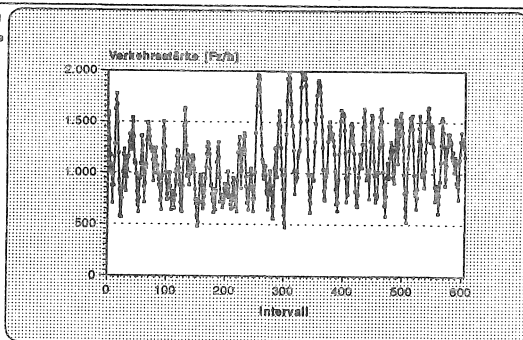


zulässige Geschwindigkeit 50 km/h
Videomessung an zwei Querschnitten
Streckenlänge 118,5 m

Abb. 5.13 b : Darstellung der Dichten "Karlsruhe Kriegsstraße"

Verkehrsstärken Karlsruhe Kriegsstraße Ergebnisse aus Videomessung

grafische Darstellung
— lokale Verkehrsstärke



zulässige Geschwindigkeit 50 km/h
Videomessung an zwei Querschnitten
Streckenlänge 118,5 m

Abb. 5.14 b : Darstellung der Verkehrsstärken "Karlsruhe Kriegsstraße"

Der Rückstau baut sich in den Vormittagsstunden bei hohem Zufluß bis auf eine Länge von etwa 2.000 m auf. Mit abnehmendem Zufluß in den Nachmittagsstunden sinkt die Staulänge. Vollständig abgebaut wird der Rückstau erst am Spätnachmittag.

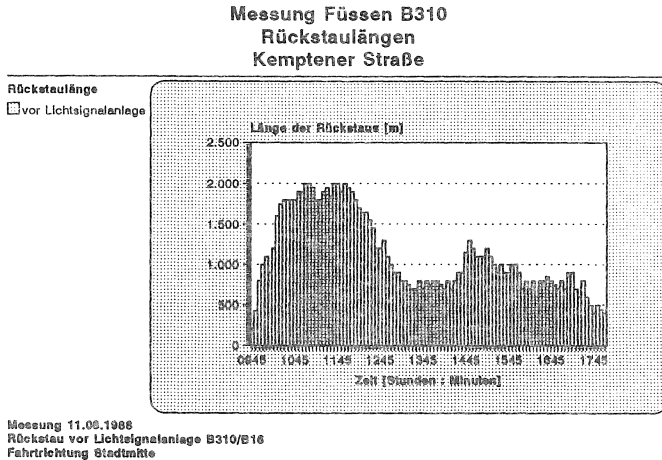


Abb. 5.15 : Tagesganglinie der Rückstaulängen vor der Signalanlage "Füssen B 310 / B 16"

Die Umlaufzeit der Lichtsignalanlage (Festzeitsteuerung) in Ortsmitte beträgt 90 sec, bei einer Grünzeit von 50 sec (davon 15 sec Grünpfeil für Linksabbieger) für die betrachtete Beziehung. Der Gesamtabfluß über die Lichtsignalanlage ist für den entsprechenden Strom in der Abbildung den Rückstaulängen gegenübergestellt. Der Durchfluß an der Haltelinie beträgt 15...23 Fahrzeuge/Grünphase. Die Abflußmenge am Knoten erreicht somit im günstigen Fall Werte von etwa 900 Fz/h, oft liegen diese jedoch deutlich niedriger, z.T. um 600 Fz/h. Der Zufluß geht von Werten über 800 Fz/h am Vormittag kontinuierlich bis auf 400 Fz/h zurück. Um die Mittagszeit ist erstmals dauerhaft der Abfluß an der Lichtsignalanlage größer als der Zufluß, sodaß sich der bis dahin anwachsende Rückstau abbauen kann. Erst am Spätnachmittag normalisieren sich die Verhältnisse, d.h. es werden positive Werte für die aufsummierten Differenzen zwischen Zu- und Abfluß erreicht (Abb. 5.16). Eine Beobachtung des Verkehrsablaufs am Knotenpunkt zeigt, daß Behinderungen durch Rückstau des Linksabbiegers auftreten. Diesem ist keine eigene Phase zugeordnet. Lediglich innerhalb der letzten 15 Sekunden der Grünzeit können Linksabbieger ungehindert durch den Gegen-

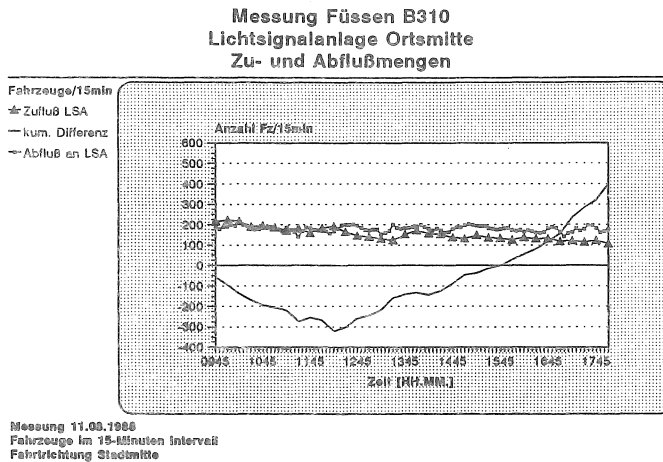


Abb. 5.16 : Zufluß- und Abflußganglinie, sowie Aufsummierung der Differenz

verkehr abfließen. Der Anteil des Linksabbiegers beträgt etwa 20 % des Gesamtverkehrsaufkommens.

Eine Fahrlinie über die Untersuchungsstrecke in den Nachmittagsstunden ist in Abb. 5.17 wiedergegeben. Das Meßfahrzeug erreicht nach einer Fahrt mit einer mittleren Geschwindigkeit um 40 km/h das Stauende etwa 700 m vor der Lichtsignalanlage. Bis zum Erreichen der Signalanlage und dem Überfahren der Haltelinie werden über fünf Minuten benötigt. Im Anschluß fährt das Fahrzeug unbehindert weiter über die Meßstrecke. Für einen insgesamt 3,30 km langen Streckenabschnitt werden auf diese Weise 9 min 13 sec benötigt. Dies entspricht einer Reisegeschwindigkeit innerhalb der Ortsdurchfahrt von $\bar{v} = 21,5$ km/h. Unter der Voraussetzung einer weitgehend unbehinderter Fahrtmöglichkeit (ohne Halt an der Lichtsignalanlage) durchgängig mit einer Reisegeschwindigkeit von 40 km/h wäre die Strecke in fünf Minuten zu durchfahren. Bei einer Wartezeit an der Lichtsignalanlage von 40 Sekunden (entspricht einer Rotzeit) kann unter gleichen Voraussetzungen eine Reisegeschwindigkeit von 35 km/h erzielt werden. Beträgt die Wartezeit einen vollen Umlauf (90 Sekunden) liegt diese noch bei 30,5 km/h. Zu Zeiten der maximalen Rückstaulängen wurden auf dieser Strecke Reisezeiten um fünfzehn Minuten ermittelt ($\bar{v} = 13,2$ km/h). Die längste Reisezeit erreicht zur Zeit des stärksten Zuflusses nahezu dreißig Minuten ($\bar{v} = 6,7$ km/h).

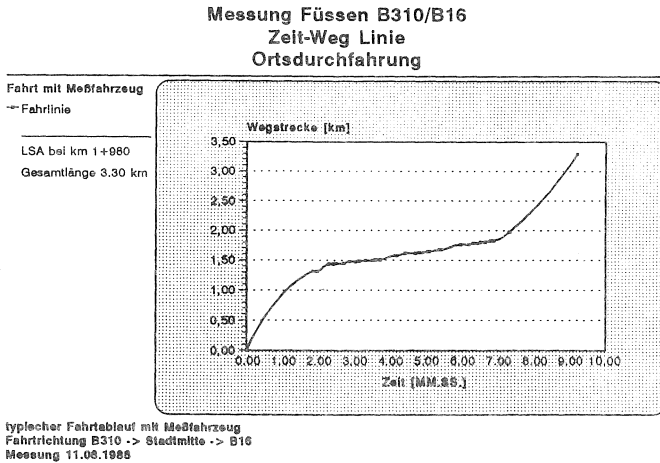


Abb. 5.17 : typischer Fahrtablauf während des Rückstaus vor der Signalanlage

Messungen auf der Bundesstraße B3 (*Wolfsartweier Steinkreuzstraße*) bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h, deren Einhaltung durch eine Überwachungskamera unterstützt wird, zeigen Verkehrsstärken bis 1.260 Fz/h im Maximum am Einfahrquerschnitt und mittlere Verkehrsstärken um 750 Fz/h. Am Ausfahrquerschnitt beträgt die maximal beobachtete Verkehrsstärke 1.200 Fz/h, der Mittelwert geht auf 700 Fz/h zurück (Abb. 5.18). Der Abfluß am Ausfahrquerschnitt wird durch die Leistungsfähigkeit einer Signalanlage bestimmt. Die dargestellten Stundenwerte sind aus 60-Sekunden-Intervallen hochgerechnet.

5.3 Übertragung der Meßergebnisse auf das Simulationsprogramm

5.3.1 Ableitung von Geschwindigkeitsverteilungen

Zur Beschreibung des Fahrverhaltens eines Einzelfahrzeuges wird innerhalb des Simulationsmodells eine vorgegebene Wunschgeschwindigkeitsverteilung verwendet (siehe dazu 4.2.1). Die Wunschgeschwindigkeit wird vom Fahrer im Falle einer unbehinderten Fahrtmöglichkeit durchgängig angestrebt und mit geringen Schwankungen eingehalten. Diese Kenngröße ist u.a. von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit abhängig.

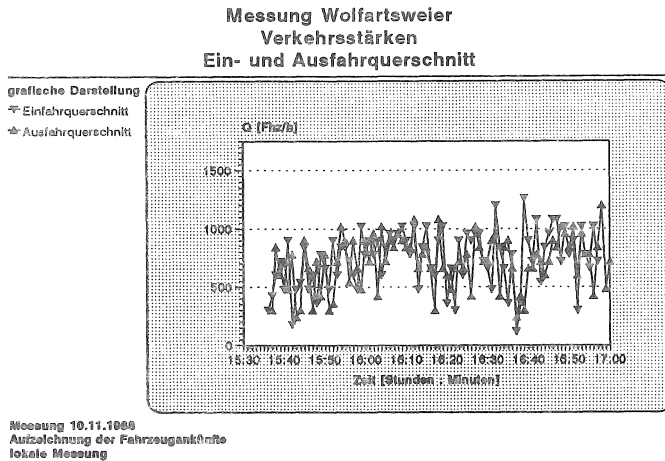


Abb. 5.18 : Lokale Verkehrsstärken am Ein- und Ausfahrquerschnitt
 Meßstrecke "Wolfartsweier Steinkreuzstraße"

Aus den Meßergebnissen lassen sich typische Wunschgeschwindigkeitsverteilungen ableiten, wie sie in den Abbildungen (vgl. Kapitel 5.2.1) als relative Summenhäufigkeiten für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h bzw. 30 km/h dargestellt sind. Derartige Kurven werden über mehrere Stützstellen durch einen Polygonzug angenähert. Durch die Eingabe dieser Stützstellen in das Eingabemodul des Simulationsmodells werden die entsprechenden Geschwindigkeitsverteilungen als Fahrereigenschaft zur Nachbildung der Fahrzeugbewegung übernommen.

Daneben ist die Geschwindigkeitsverteilung auch abhängig vom Straßenraum und von der nutzbaren Fahrbahnbreite, wie bereits in Kapitel 5.2.1 dargelegt wurde. Zur Nachbildung entsprechender Situationen werden daher Geschwindigkeitsverteilungen herangezogen, die einem Verkehr auf angebauten Fahrbahnen mit einer nutzbaren Breite von 6,50 m entsprechen. Eine durch einen Störeinfluß reduzierte nutzbare Breite führt zu einer entsprechend modifizierten Wunschgeschwindigkeitsverteilung im Modell (siehe Kapitel 6.1.3).

Die hierdurch jeweils festgelegte Geschwindigkeitsverteilung wird durch das Simulationsmodell derart interpretiert, daß - sofern keine Behinderungen oder andere punktu-

elle Einflüsse dem entgegenstehen - Fahrzeuge erzeugt werden, deren Fahrer versuchen, entsprechende Geschwindigkeiten über den gesamten Streckenabschnitt einzuhalten. Es wird dabei die Geschwindigkeitsverteilung entsprechend einer "freien und unbehinderten" Geschwindigkeitswahl durch den Fahrzeugführer (diese entspricht dessen Wunschgeschwindigkeit) benutzt.

Die verwendeten Wunschgeschwindigkeitsverteilungen werden in Kapitel 6.1.3 näher beschrieben und den einzelnen Untersuchungsfällen zugeordnet.

5.3.2 Vorgaben für realistische Verkehrsstärken und Dichten

Die Meßergebnisse stellen lokale Verkehrsstärken bis zu 2.000 Fz/h bzw. 1.600 Fz/h für zulässige Höchstgeschwindigkeiten von 50 km/h bzw. 30 km/h dar. Die aus den Fundamentaldiagrammen abzuleitenden Leistungsfähigkeiten auf den Streckenabschnitten erreichen etwa 1.900 Fz/h bzw. 1.400 Fz/h im Maximum. Hierbei handelt es sich um aus 60-Sekunden-Intervallen hochgerechnete Werte. Darüber hinaus gehende Meßwerte liegen nicht vor, was allerdings nicht gleichbedeutend sein kann mit der Schlußfolgerung, damit sei die absolute Grenze der Leistungsfähigkeit erreicht. Allerdings ist bei mittleren Dichten oberhalb 60 Fz/km davon auszugehen, daß eine nennenswerte Steigerung im fließenden Verkehrsablauf nicht mehr erwartet werden darf. In der Umkehrung bedeuten die vorgestellten Meßwerte aber auch, daß Verkehrsstärken in dieser Größenordnung auf innerörtlichen Straßen tatsächlich kurzzeitig zu beobachten sind.

Zu berücksichtigen ist der funktionale Zusammenhang zwischen der Verkehrsdichte und der Verkehrsstärke sowie der mittleren momentanen Geschwindigkeit, wie er über die Zustandsgleichung nach Formel (8) beschrieben wird. Daraus ist ersichtlich, daß bei gleichbleibender Verkehrsstärke die Verkehrsdichte mit Reduzierung der zulässigen Geschwindigkeit (und damit der mittleren momentanen Geschwindigkeit) entsprechend zunehmen muß [54]. Damit wird ein Streckenabschnitt, auf dem eine bestimmte Anzahl von Fahrzeugen fließen soll, bei niedrigerer Geschwindigkeit "voller", ein Ergebnis, welches unter Umständen städtebaulichen Zielvorstellungen widersprechen

[54] Diese Aussage ist gültig für die Betrachtung an einem Beobachtungsbereich. Werden dagegen bei gleicher Verkehrsmenge an zwei Beobachtungspunkten zwei verschiedene Verkehrsdichten beobachtet, so können diese Dichten zu Punkten auf den beiden Ästen desselben Fundamentaldiagrammes gehören. Sie können jedoch ebensogut zu zwei verschiedenen Fundamentaldiagrammen gehören (vgl. dazu LEUTZBACH und BEXELIUS, 1966).

kann. In der Gegenüberstellung der aus den Messungen abgeleiteten Verkehrsstärke-Dichte Diagramme wird diese Situation deutlich. Zur Abwicklung einer entsprechenden Verkehrsstärke liegen die beobachteten Dichten bei 30 km/h zulässiger Geschwindigkeit um etwa 50 % oberhalb der Dichten bei 50 km/h.

Die auf den Untersuchungsstrecken beobachteten Meßwerte stellen jedoch keine statistisch abgesicherten Ergebnisse dar. Ein Vergleich mit weiteren Strecken zur Absicherung der Parameter war im Rahmen der vorliegenden Untersuchung nicht möglich. Dennoch wird davon ausgegangen, daß hiermit realistische Größenordnungen vorgegeben sind.

5.3.3 Definition von Störungen des Verkehrsablaufs

Eine Störung des Verkehrsablaufs liegt vor, wenn Fahrzeuge durch äußere Einflußfaktoren von einer freien Fahrweise abgehalten werden [55]. Die Störung kann räumlich entweder punktuell - wie z.B. eine Lichtsignalanlage oder ein auf der Fahrbahn haltendes Fahrzeug - oder linear - wie eine fahrdynamisch wirksame Fahrbahnverengung oder eine Geschwindigkeitsbegrenzung - auftreten. Zeitlich ist zwischen einer momentanen bzw. kurzzeitigen, einer dauernden oder einer in gleichen oder zufälligen Intervallen wiederkehrenden Störung zu unterscheiden.

Diese Störung wirkt sich auf den Verkehrsablauf aus und kann zu Stauerscheinungen bzw. Dichteveränderungen führen, also Instationaritäten des Verkehrsablaufs, woraus sich eine Diskontinuität mit einer Stoßwelle gemäß Formel (23) entwickelt, die wiederum eine Störung darstellt.

Jede Störung zeigt sich in ihrer Auswirkung als Abweichung der Weg-Zeit-Linie (Fahrlinie) eines Fahrzeugs von der annähernden Geradenform, d.h. das Fahrzeug wird daran gehindert, eine gleichförmige Fahrweise einzuhalten und verzögert oder beschleunigt im Verlauf seiner Fahrt.

Für den Verkehrsablauf innerhalb der kurzen Meßstrecken "*Heidelberg Neckaruferstraße*" und "*Karlsruhe Kriegsstraße*", deren Ergebnisse im wesentlichen für weitere

[55] Eine "Störung" zeigt sich durch die Abweichung der beobachteten Zeitlückenverteilung von der Exponentialverteilung (vgl. Abschnitt 5.2.3). Solche Störungen können auch bei freiem Verkehr ihre Ursache in einer zeitlichen Instationarität der Verkehrsstärke oder bei teilgebundenem Verkehr in mangelnden Überholmöglichkeiten haben (LEUTZBACH und NEUHERZ, 1993).

Untersuchungen die Grundlage bilden, wird vorausgesetzt, daß er derartige Störeinflüsse nicht aufweist. Die beobachteten Werte der Verkehrsparameter werden daher als Größen angenommen, die sich von denjenigen, wie sie bei gestörten Verkehrsabläufen auftreten, unterscheiden.

Die Definition und Beschreibung der Nachbildung von Störeinflüssen auf einer Untersuchungsstrecke erfolgt in Kapitel 6.

5.3.4 Anmerkung zur Realitätsnähe der Simulation

Das gewählte Modell zur Nachbildung des Verkehrsablaufs und der Verhaltensweisen der Verkehrsteilnehmer soll mit der Realität weitestgehend übereinstimmen. Bei dessen *Validierung* [56] wird ein Vergleich zwischen Ergebnissen aus Simulationen mit in der Realität erfaßten Meßdaten vorgenommen. Eine derartige Validierung kann jedoch in aller Regel nur für ausgewählte Eingabegrößen oder für einzelne Bereiche des Modells durchgeführt werden. Dies ist insofern nachvollziehbar, da, wenn alle Ergebnisse bekannt wären, auch das Modell überflüssig wäre. Die Validierung ist dabei eine Anpassung der Eingabeparameter an die nachzubildende reale Situation.

Im Gegensatz zur Validierung versteht man unter *Eichung* die Anpassung der Modellstruktur und der modellinternen Parameter. Dies ist im Rahmen dieser Arbeit weder möglich noch sinnvoll. Durch Anwendung des Simulationsprogrammes MISSION wird auf ein bewährtes und getestetes System zurückgegriffen, dessen Grundstruktur seine Eignung zur Nachbildung städtischer Verkehrsabläufe bereits in einer Vielzahl von Forschungsprojekten unter Beweis gestellt hat.

[56] d.h. Prüfung der Gültigkeit der getroffenen Modellannahmen

6. SIMULATION

Ein Modell kann seiner Natur nach niemals vollständig oder in einem höheren Sinne wahr sein. Die ihm zugrunde liegenden Vorstellungen dürfen sich jedoch nicht widersprechen, sonst ist das Modell falsch
Jacobs, F.

6.1 Simulationsstrecke und Simulationsparameter

6.1.1 Allgemeiner Aufbau eines Streckenabschnittes

Grundlagen zur Konzeption und Arbeitsweise eines Simulationsmodells und die Beschreibung des modularen Aufbaus sind dem Kapitel 4.2 "Simulationsmodell" zu entnehmen. Darin wurde auch bereits der Einfluß der Wahrnehmung auf das Fahrverhalten und die Umsetzung in Reaktionen der Fahrer-Fahrzeug-Elemente angesprochen. Dieses Kapitel beschreibt nun die praktische Anwendung, die dazu getroffenen Annahmen und die Implementierung der Untersuchungsvarianten.

Zur Vorbereitung einer Simulation wird zunächst eine Strecke definiert, die einem einspurigen Straßenabschnitt ohne Berücksichtigung des Gegenverkehrs [57] und ohne Überholmöglichkeit innerhalb des Untersuchungsbereichs entspricht. Innerhalb des Streckenabschnittes eingebundene definierte Störeinflüsse werden über die Zuordnung zu festen Wegkoordinaten, jedoch nach Bedarf zeitlich variabel, beschrieben. Zuflüsse und Abflüsse im Streckenverlauf sind nicht berücksichtigt. Die in den Untersuchungsabschnitt einfahrenden Fahrzeuge verlassen diesen ohne Ausnahme und in der ursprünglichen Reihenfolge. Diese Vereinfachungen sind mit den Anforderungen an die Abbildung einer Ortsdurchfahrt im Sinne dieser Untersuchung vereinbar.

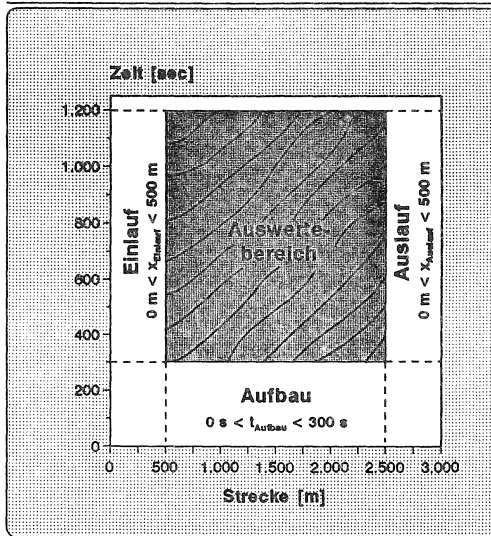
Alle zur Beschreibung der Simulationsstrecke und zur Abwandlung der Simulationsläufe notwendigen und variabel vorgebbaren Parameter sind in einer Eingabe-Textdatei, der sogenannten *INPUT*-Datei, abgelegt. Darin werden die Länge einer Strecke, die Simulationsdauer, Wunschgeschwindigkeitsverteilungen und Verkehrszusammensetzung sowie besondere Streckenmerkmale, wie der Standort und die Steuerung einer Lichtsignalanlage oder die zeitliche Dauer und Häufigkeit einer Störung und deren streckenbezogene Ausdehnung festgelegt. Darüberhinaus sind in der *INPUT*-Datei mehrere

[57] Eine Ausnahme stellt die Notwendigkeit zur Benutzung der Gegenfahrbahn innerhalb der Untersuchungsfälle (siehe Abschnitt 6.1.2) dar. Für diesen Fall werden Beeinflussungen durch den Gegenverkehr als Störeinfluß modellmäßig berücksichtigt.

Meßquerschnitte definiert, an denen das Fahrverhalten des Fahrzeugs (Durchfahrungszeitpunkt, Geschwindigkeit, Beschleunigung) lokal ermittelt wird.

Die Verwendung dieser *INPUT*-Datei zur Beschreibung und für die Ablaufsteuerung der Simulation gewährleistet eine beliebige Reproduzierbarkeit der Simulationsläufe und deren Vergleichbarkeit untereinander durch zunächst gleiche Ausgangsbedingungen und Annahmen in der Phase der Fahrzeugerzeugung. Jeder Rechenlauf wird dazu mit einer identischen Startzufallszahl zur Definition der Anfangsparameter und Erzeugung jedes Fahrzeugs am Einspeisungsquerschnitt durchgeführt.

Abgrenzung des Auswertebereiches Untersuchungsstrecke zur Nachbildung einer Ortsdurchführung



Abgrenzung des Auswertebereiches
 $500 \text{ m} < X < 2.500 \text{ m}$ (Gesamtlänge 3.500 m)
 $300 \text{ s} < T < 1.200 \text{ s}$ (Simulationsdauer 1.200 s je 1 auf)

Abb. 6.1 : zeitliche und räumliche Abgrenzung des Auswertebereiches innerhalb einer Simulation

Ein simulierter Streckenabschnitt ist insgesamt 3.500 m lang. Er setzt sich zusammen aus einer Einlaufstrecke zur Einrichtung einer Anlauf- und Auffüllphase des Simula-

tionsmodells (500 m), in der sich das anfänglich leere System bis zum Erreichen eines stationären Systemzustands [58] füllt, dem eigentlichen Auswertungsbereich mit einer Länge von 2.500 m, in welchem Auswertungen des Fahrverhaltens möglich sind (Aktionsphase) und einer abschließenden Auslaufstrecke von 500 m Länge. Die Simulationsdauer beträgt für jeden Lauf 1.200 Sekunden (d.h. 20 Minuten), wovon 300 Sekunden innerhalb der Anlaufphase vorgesehen sind. Damit verbleiben zur Auswertung 900 Sekunden (15 min). Der Aufbau einer Simulationsstrecke ist in der Abb. 6.1 unmaßstäblich skizziert. Daraus sind die drei Bereiche der Anlaufphase, der Aktionsphase und der Auslauf ersichtlich. Die Anlaufphase ist zeitlich entsprechend gewählt, daß mit Beginn der Aktionsphase das System als gefüllt betrachtet werden kann, d.h. das erste eingespeiste Fahrzeug hat bereits den gesamten Untersuchungsabschnitt durchfahren. Es hat somit innerhalb der Anlaufphase eine Wegstrecke zurückgelegt, die alle Meßbereiche beinhaltet [59].

6.1.2 Bausteine zur Beschreibung von Störeinflüssen

Der Verkehrsablauf auf innerörtlichen Straßen wird im Verlauf einer Ortsdurchfahrt von "Störungen" beeinflusst, die zeitlich oder räumlich begrenzt sein können. Hierunter sollen in dieser Untersuchung die folgenden Beeinflussungen verstanden werden :

- eine Geschwindigkeitsbegrenzung unterhalb der üblichen zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h über einen längeren Streckenabschnitt.
- eine Lichtsignalanlage (Festzeitsteuerung oder Aktivierung durch "Anforderung") an einem Streckenquerschnitt.
- eine Behinderung auf der Fahrbahn und eine damit verbundene Fahrbahnverengung mit Einfluß auf die Fahrgeschwindigkeit und die Passierbarkeit über einen kurzen Streckenabschnitt.

[58] Das Erreichen eines stationären Zustandes innerhalb des Simulationssystems ist nicht mit einem stationären Verkehrsablauf zu verwechseln.

[59] bei einer Strecke von 2.500 m bis hinter die letzte aktivierte Entscheidungsvariable (vgl. Kapitel 6.3.1 "Beschreibung der Untersuchungsfälle") ergibt sich aus einem Vorlauf von 300 s die Forderung, daß das erste in das System einfahrende Fahrzeug mindestens eine Reisegeschwindigkeit von 30 km/h erreichen sollte. Dies wird über eine entsprechende Startzufallszahl sichergestellt. Dieses Fahrzeug trifft nicht auf eine räumlich oder zeitlich variable Störungsstelle.

Diese Einflußfaktoren sind als Baustein mit definierten Eigenschaften in die Simulationsstrecke eingefügt. Sie bilden für diesen Fall einen Bestandteil der *INPUT*-Datei. Darin besteht die Möglichkeit verschiedene Parameter zur Programmsteuerung frei zu wählen.

Die geforderte Bereitschaft zur Einhaltung einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit durch freifahrende Fahrzeuge wird durch eine angepaßte Wunschgeschwindigkeitsverteilung in der Phase der Fahrzeugerzeugung vorgegeben.

Eine Lichtsignalanlage ist über ihren Standort auf der Strecke, ihre Umlaufzeit, den Grünzeitanteil und den Beginn einer periodischen Grünzeit beschrieben. Die Lichtsignalanlage arbeitet mit Festzeitsteuerung, d.h. über den Untersuchungszeitraum treten Störeinflüsse in definierten Intervallen auf.

Im Rahmen dieser Untersuchung, die eine Darstellung des Verkehrsablaufs auf einer Ortsdurchfahrt zum Ziel hat, wird davon ausgegangen, daß der Anteil ein- und abbiegender Fahrzeuge im Streckenabschnitt, und damit auch an einem darauf auftretenden Knotenpunkt mit Lichtsignalanlage, vernachlässigbar ist. Der Einfluß der Lichtsignalanlage wird daher auf den durchgehenden Hauptstrom reduziert. Eine Veränderung der Fahrzeugmengen durch Ein- bzw. Abbiegeströme bleibt somit unberücksichtigt.

Daneben wird eine Lichtsignalanlage in die Untersuchung einbezogen und in einem vereinfachten Ansatz nachgebildet, die in ihrer Grundstellung "Dauergrün" zeigt und lediglich auf Anforderung geschaltet wird. Hieraus entsteht ein zeitlich begrenzter Störeinfluß, was gleichbedeutend ist mit einem Stillstand der Fahrzeuge bei Erreichen der Störungsstelle. Hierbei kann es sich grundsätzlich um eine einmalige oder auch eine mehrfach auftretende Störung handeln. Auf diese Weise wird auch beispielsweise die Situation an einem Fußgängerüberweg dargestellt, an welchem der Fußgänger seine Freigabezeit anfordert. Ebenfalls läßt sich diese Situation modellmäßig auf einen nichtsignalisierten Fußgängerüberweg (die Dauer der Störung entspricht der Querungszeit des Fußgängers) und auf eine zeitlich begrenzte punktuelle Behinderung auf der Fahrbahn (kurzzeitig haltendes Fahrzeug o.ä.), die z.B. wegen des Gegenverkehrs nicht umfahren werden kann, übertragen.

Behinderungen auf der Fahrbahn, wie beispielsweise eine örtlich begrenzte Fahrbahnverengung, sind durch eine entsprechend angepaßte Geschwindigkeitsverteilung dar-

stellbar, welche die daraus resultierenden Zeitverluste in diesem Streckenabschnitt [60] berücksichtigt. Der Einflußbereich einer Behinderung ist über zwei Wegkoordinaten (lineare Beeinflussung) beschrieben. Die Behinderung besteht über die gesamte Simulationsdauer.

6.1.3 Simulationsparameter

Eine bestimmte Verkehrssituation, wie sie in der *INPUT*-Datei beschrieben ist, wird einheitlich über einen Zeitraum von 1.200 Sekunden (20 Minuten) beibehalten und simuliert. Die ersten 300 s der Simulationsdauer bilden eine Anlaufzeit zur vollständigen Auffüllung der Untersuchungsstrecke im System und können nicht in die daran anschließende Auswertung einbezogen werden. Die Auswertung eines Simulationslaufes umfaßt somit jeweils das Verkehrsgeschehen über einen Zeitabschnitt von fünfzehn Minuten.

Die Wunschgeschwindigkeiten des Fahrzeugkollektivs sind durch ihre über einen Polygonzug angenäherte Wunschgeschwindigkeitsverteilung beschrieben, wie sie bereits in Kapitel 5.3.1 angesprochen wurde. Die Verteilung für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h stellt einen Mittelwert aus den Ergebnissen mehrerer Querschnittsmessungen (LEUTZBACH und HÖFLER, 1986) - bezogen auf freifahrende Fahrzeuge - bei nutzbaren Fahrbahnbreiten um 6.50 m an angebauten innerörtlichen Hauptverkehrsstraßen dar. Dieses Fahrbahnmaß entspricht nach den gültigen Empfehlungen zur Straßenplanung einer für alle Begegnungsfälle bei unbehinderter Fahrweise ausreichenden Breite [61]. Für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h konnte eine befriedigende Einhaltung aus den durchgeführten Messungen (vgl. dazu Abschnitt 5.2.1) nicht abgeleitet werden. Eine den Zielvorstellungen entsprechende Wunschgeschwindigkeitsverteilung wird daher aus HÖFLER (1989) entnommen.

Die 85%-Geschwindigkeiten freifahrender Fahrzeuge gehen mit Werten von etwa 35 km/h bzw. 55 km/h für zulässige Höchstgeschwindigkeiten von 30 km/h bzw. 50 km/h in die Simulation ein. Die Wunschgeschwindigkeitsverteilung wird über den gesamten Bereich des Geltungsbereiches eines Einflußparameters im Streckenverlauf unverändert beibehalten. Es treten somit die üblicherweise im städtischen Verkehr zu beobachtenden Geschwindigkeitsdifferenzen zwischen Fahrzeugen auf.

[60] vgl. LEUTZBACH, SCHMIDT (1987).

[61] vgl. dazu die empfohlenen Fahrbahnbreiten nach EAE '89 und EAHV '92 (Entwurf).

Eine Unterscheidung nach Fahrzeugarten (Pkw/Lkw) ist grundsätzlich möglich. Darauf wird jedoch bei der Nachbildung der Wunschgeschwindigkeiten im innerörtlichen Verkehrsablauf bei allgemein geringen Geschwindigkeiten verzichtet, da die dort zu beobachtenden Geschwindigkeiten auch von Lastkraftwagen problemlos erreicht werden können. Das abweichende Fahrverhalten eines Lastkraftwagens berücksichtigen die modellinternen Fahrzeugparameter "Brems- und Beschleunigungsvermögen".

Geschwindigkeitsverteilungen abgeleitet aus Meßergebnissen Eingangsgrößen für Simulation

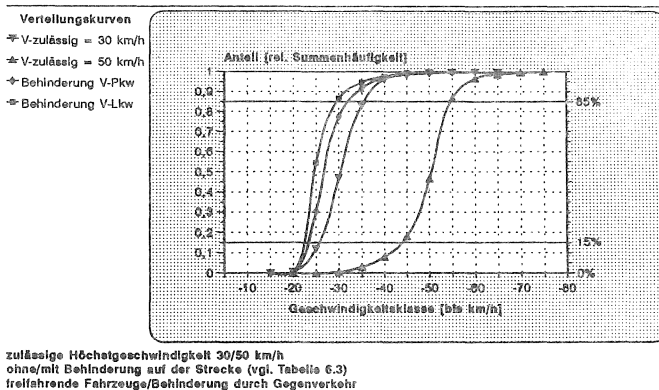


Abb. 6.2 : Wunschgeschwindigkeitsverteilungen als Eingangsverteilung in der Simulation

Die Abb. 6.2 zeigt die verwendeten Geschwindigkeitsverteilungen für die unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 30 km/h bzw. 50 km/h, sowie für die Berücksichtigung des Störeinflusses durch eine Behinderung auf der Fahrbahn, die nur eingeschränkt umfahren werden kann. Im Bereich dieser Engstelle wird eine nutzbare Fahrbahnbreite von 4.50 m angenommen. Damit sind Begegnungsfälle mit Lastkraftwagen auszuschließen. Die verminderte nutzbare Fahrbahnbreite erfordert in diesem abgegrenzten Bereich allerdings unterschiedliche Verteilungskurven der Geschwindigkeiten für den Pkw- bzw. den Lkw-Verkehr. Die Länge der Behinderungsstrecke beträgt 50 m [62].

[62] Leutzbach, Schmidt (1987) stellen in ihrer Untersuchung fest, daß die Länge der Behinderungsstrecke auf zweistreifigen Richtungsfahrbahnen keinen nennenswerten Einfluß ausübt. Dieses Ergebnis wird für den vorliegenden Untersuchungsfall übernommen.

Insbesondere an Lichtsignalanlagen ist das Beschleunigungsvermögen unterschiedlicher Fahrzeugarten beim Anfahren nach einem Halt ein wichtiger Einflußfaktor. Das geringere Beschleunigungsvermögen eines Lastkraftwagens, der im weiteren Verlauf der Untersuchungsstrecke auch nicht überholt werden kann, wirkt sich unter Umständen auf die erreichbaren mittleren Abflußmengen aus und damit auf Rückstaulängen und den Aufbau von Störungen im Verkehrsablauf (vgl. auch die Abschnitte 4.1.5 und 4.1.6). Dieses findet im Rahmen der Simulationsläufe durch eine Vorgabe eines Lkw-Anteils am Gesamtverkehrsaufkommen, wie er auf innerörtlichen Hauptverkehrsstraßen im Mittel zu beobachten ist (*normal* = 5 %), seine entsprechende Berücksichtigung. Die angenommene Wunschgeschwindigkeitsverteilung der Lastkraftwagen unterscheidet sich im betrachteten Geschwindigkeitsbereich nicht von derjenigen des Pkw-Verkehrs.

Zur Darstellung der Verkehrsbelastung auf einem Untersuchungsabschnitt wird der Zufluß auf die Strecke über die Erzeugung einer poissonverteilten Ankunftsverteilung der Einzelfahrzeuge am Einfahrquerschnitt an Streckenkilometer km 0+000 durch das Simulationsmodell variiert. Dabei ist ein Zielwert für den Zufluß Q in Fahrzeugen pro Stunde anzugeben. In einem ersten Arbeitsschritt - der im folgenden Kapitel 6.2 als "*einfache Simulation*" bezeichnet wird - ist abzuschätzen, welche Zuflußmengen am Einspeisungsquerschnitt erzeugt und über den sich daran anschließenden Streckenverlauf maximal abgewickelt werden können. Das Simulationsprogramm versucht dabei zunächst, den vorgegebenen Zielwert des Zuflusses in den Untersuchungsabschnitt vollständig einzuspeisen. Dabei muß ein Mindestabstand zum vorausfahrenden Fahrzeug eingehalten werden, der dem momentanen, relativ sicheren Abstand bei maximalem Bremsvermögen des Folgefahrzeugs entspricht. Ist dies durch Vorgabe eines zu großen Zuflußwertes nicht ausführbar, wird das folgende Fahrzeuge solange zurückgehalten, bis eine "sichere" Einfahrt in den überlasteten Streckenabschnitt gewährleistet werden kann.

Ein daraus sich einstellender "programmierter Rückstau" vor dem Einspeisungsquerschnitt wirkt sich nicht auf das Verkehrsverhalten innerhalb der Untersuchungsstrecke aus. Dies entspricht somit einem ständigen Rückstau vor dem Untersuchungsabschnitt, welcher dazu führt, daß der Streckenabschnitt stets mit der maximal möglichen Verkehrsbelastung beschickt wird.

Auf dieser Grundlage und den Ergebnissen der *einfachen Simulation* werden die in den Simulationsläufen des Untersuchungsprogramms einzuspeisenden Verkehrsmengen festgelegt.

6.2 Grundlagen zur Ableitung sinnvoller Zuflußmengen

6.2.1 Abschätzung durch eine "Einfache Simulation"

In einem ersten Schritt zur Simulation des Verkehrsablaufs wird ein Stadtstraßenabschnitt ohne Störeinflüsse abgebildet und nacheinander mit zunehmenden Verkehrsstärken belastet. Ein Lkw-Anteil ist hierbei nicht berücksichtigt. Das Geschwindigkeitsverhalten beschreibt eine sehr straffe Wunschgeschwindigkeitsverteilung (Abbildung 6.3) für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bzw 50 km/h, die somit idealisierten Bedingungen nahekommen soll. Der Streckenabschnitt entspricht der in 6.1.3 vorgestellten Untersuchungsstrecke. Die Simulation wird jedoch nur für einen verkürzten Zeitraum über 300 Sekunden ausgewertet.

Dieses Verfahren verfolgt das Ziel, in einem ersten Schritt Grenzwerte für den Zufluß in den Untersuchungsabschnitt anzugeben, die grundsätzlich noch auf einer freien Strecke abgewickelt werden können. Dabei ist auch der Gegenstand dieser Untersuchung zu berücksichtigen, daß nicht alleine maximale Belastungswerte ermittelt werden sollen, sondern vielmehr eine Aussage angestrebt wird, welchen Einfluß Störfaktoren auf den Verkehrsablauf ausüben.

Der vorzugebende Zielwert der Verkehrsbelastung wird dazu in Schritten von 500 Fz/h zwischen 500 Fz/h und 2.500 Fz/h vor dem Einspeisungsquerschnitt gesteigert. Zur Abschätzung des Verkehrsablaufs über den Streckenabschnitt werden in dessen Verlauf an vier Meßquerschnitten Q1 - Q4 [63] der Durchfahrungszeitpunkt, die lokale Geschwindigkeit und momentane Beschleunigung jedes Fahrzeugs aufgezeichnet. Der Auswertebereich umfaßt den Streckenabschnitt von km 0+500 bis km 3+000 und den Zeitraum $t_a = 300$ s bis $t_e = 600$ s. Die Tabellen in Anhang 2 fassen statistische Werte für das Geschwindigkeits- und Beschleunigungsverhalten an den Meßquerschnitten Q1 - Q4 zusammen. Dargestellt sind ebenfalls die Zeit-Weg-Diagramme über den Auswertebereich.

Neben den lokalen Aufzeichnungen an den Meßquerschnitten werden räumlich-zeitliche Auswertungen zur Ableitung der Beziehung zwischen der Verkehrsstärke und der Fahrzeugdichte durchgeführt. Das dabei zu Grunde gelegte Wegintervall weist eine Länge von 100 m auf, ein Zeitintervall umfaßt 60 Sekunden. Die Auswertebereiche

[63]	Meßquerschnitte	Q1 : km 0+800	Q2 : km 1+500
		Q3 : km 2+000	Q4 : km 2+200

Idealisierte Geschwindigkeitsverteilungen
Eingangsgrößen für "Einfache Simulation"
Simulation einer Ortsdurchfahrt

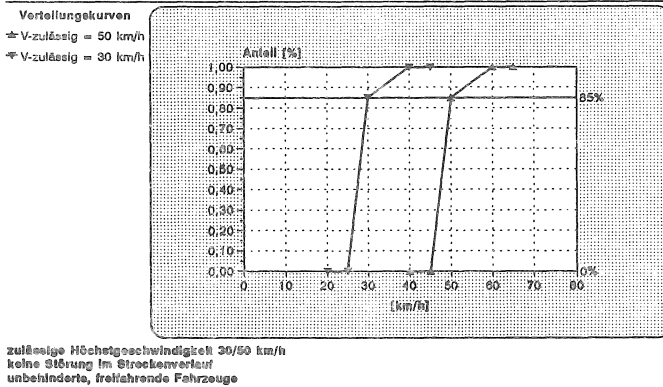


Abb. 6.3 : idealisierte Wunschgeschwindigkeitsverteilungen für die "einfache Simulation"

Q10 bis Q40 sind den Querschnitten Q1 bis Q4 zugeordnet [64]. Die Fundamentaldiagramme werden in den Abbildungen des Anhangs 2 für zulässige Höchstgeschwindigkeiten von 30 km/h und 50 km/h dargestellt. Die aus den unterschiedlichen Zielwerten des Zuflusses berechneten Datenpunkte lassen sich im Diagramm durch verschiedenartige Symbole unterscheiden.

6.2.2 Zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h

Für den Geschwindigkeitsbereich um 30 km/h kann bei Zuflüssen von 500 Fz/h und 1.000 Fz/h ein gleichmäßiger Verkehrsablauf beobachtet werden. Dies ist aus den Zeit-Weg-Diagrammen ersichtlich und wird von den tabellierten Werten des Geschwindigkeits- und Beschleunigungsverhaltens bestätigt. Erst mit dem Versuch, einen Zufluß von 1.500 Fz/h und mehr zu realisieren, treten abschnittsweise im Bereich der Querschnitte Q1 und Q2 stärkere Störungen auf, die sich auch in den Geschwindigkeits-

[64] Zur Unterscheidung lokaler Meßquerschnitte und zugeordneter räumlich-zeitlicher Auswertabschnitte wird eingeführt und innerhalb dieser Untersuchung im weiteren beibehalten:

lokale Meßquerschnitte : QX..QY
 räumlich-zeitliche Abschnitte : QX0..QY0

werten durch hohe Differenzen und eine deutlich zunehmende Standardabweichung, sowie teilweise in starken Brems- und Beschleunigungsreaktionen widerspiegeln.

Die maximal in diesen Messungen realisierte lokale Verkehrsstärke, die aus einem 60-Sekunden-Intervall hochgerechnet wurde, liegt mit ca. 1.560 Fz/h im Bereich des ersten Meßquerschnitts. Sie nimmt im Verlauf der Strecke leicht ab. Die gleichzeitig abnehmenden Streuungen der Geschwindigkeit und der Beschleunigung weisen auf eine "Beruhigung" des Verkehrsablaufs nach anfänglichen Störungen an den ersten Querschnitten hin, indem im Anschluß an die "Staubereiche" weiterhin nur noch entsprechend reduzierte Verkehrsstärken auf dem Streckenabschnitt liegen. Verkehrsmengen von 2.000 Fz/h und mehr können nicht in die Strecke eingespeist werden. Hier tritt der Fall des "internen Rückstaus" auf, indem das Modell Fahrzeuge vor dem Einspeisungsquerschnitt zurückhält. In der Mittelung über alle 60-Sekunden-Intervalle bei Zuflüssen von 1.500 Fz/h und mehr werden Verkehrsstärken um 1.200 Fz/h erreicht.

Bei einer Hochrechnung auf Stundenwerte aus Fünfminutenwerten (Auswertezeitraum) können Zuflußmengen von 500 Fz/h und 1.000 Fz/h über alle vier Meßquerschnitten noch weitgehend vollständig abgewickelt werden. Die höchsten Stundenwerte liegen oberhalb 1.200 Fz/h bei einem Zielwert für den Zufluß bis 1.500 Fz/h und 2.000 Fz/h. Rückstaus wirken sich bereits vor den Einspeisungsquerschnitt aus, sodaß die Zielwerte des Zuflusses nicht in den Streckenabschnitt eingespeist werden können. Eine weitere Anhebung des Zielwertes führt somit nicht zu weiter zunehmenden Verkehrsstärken auf dem Untersuchungsabschnitt. Eine Zunahme der Störungen an den vorderen Querschnitten wirkt sich bei Zuflußmengen von 2.000 Fz/h bzw. 2.500 Fz/h vermindern auf die Leistungsfähigkeit gegenüber 1.500 Fz/h aus (siehe *Tabelle 6.1*).

Zielwert [Fz/h]	500	1.000	1.500	2.000	2.500
Meßquerschnitt	Verkehrsstärke am Meßquerschnitt [Fz/h]				
Q1 : km 0+800	513	1.036	1.211	1.240	1.204
Q2 : km 1+500	554	1.009	1.190	1.169	1.144
Q3 : km 2+000	489	947	1.176	1.146	1.151
Q4 : km 2+200	504	941	1.121	1.143	1.126

Tabelle 6.1 : zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h
lokale Verkehrsstärken an den Meßquerschnitten [Fz/h]

Die aus der räumlich-zeitlichen Auswertung in 60-Sekunden Intervallen abgeleiteten Fundamentaldiagramme bestätigen diese Ergebnisse. Die Diagramme lassen eine Zuordnung verschiedener Verkehrszustände zu unterschiedlichen Zuflußmengen erkennen. Lücken in den Fundamentaldiagrammen sind nicht als Unstetigkeit zu interpretieren, sondern können auf die relativ geringe Anzahl von Datenpunkten zurückgeführt werden. Größtmögliche Verkehrsstärken bei z.T. noch linearem Verlauf der Q-K-Beziehung im Bereich freien Verkehrs sind bei Zuflußwerten bis 1.000 Fz/h und eingeschränkt noch bei 1.500 Fz/h zu beobachten. Die mittleren Geschwindigkeiten bewegen sich dabei um 25 km/h. Ein deutlicher Übergang zu instabilen Verkehrszuständen beginnt bei Dichten oberhalb 40 Fz/km. Maximale Verkehrsstärken erreichen Werte bis 1.400 Fz/h bei Dichten bis 60 Fz/km. Höhere Zuflußwerte als 1.500 Fz/h führen zu stark gestörten Verkehrsabläufen, wie die streuenden Werte des Fundamentaldiagramms für diesen Fall anzeigen.

6.2.3 Zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h

Ein weitgehend gleichförmiger Verkehrsablauf ist für Geschwindigkeiten um 50 km/h bei ansonsten identischen Bedingungen wie für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h im Bereich von 500 Fz/h bis 1.500 Fz/h im Zufluß zu beobachten (vgl. die zugehörigen Zeit-Weg-Diagramme und Tabellen in Anhang 2). Hier zeigen sich ebenfalls ausgeprägte Störungserscheinungen bis hin zu kritischen Fahr Situationen im Bereich der Querschnitte Q1 und Q2 sobald versucht wird, eine Verkehrsbelastung von 2.000 Fz/h und darüber auf der Strecke durch eine Anhebung der Zielwerte zu realisieren. Bereits kleine Störungen wirken sich stark auf nachfolgende Fahrzeuge aus und können sich bei einem Zielwert von 2.500 Fz/h innerhalb des Untersuchungszeitraumes nicht mehr abbauen.

Es treten - gegenüber einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h - weitaus stärkere Reaktionen im Fahrverhalten auf, wie die sehr hohen Werte der Standardabweichung der Geschwindigkeit und z.T. sehr starke Bremsverzögerungen zeigen. Die Störungen bauen sich auch nicht vollständig ab, sondern wiederholen sich beim Aufschließen schnellerer Fahrzeuge auf ein langsamer fahrendes Fahrzeug im weiteren Streckenverlauf. Nicht zuletzt dürften hier Ursachen in den höheren auftretenden Geschwindigkeitsdifferenzen im Streckenverlauf als bei 30 km/h liegen.

Die kurzzeitig realisierbare lokale Verkehrsstärke an den Querschnitten erreicht mit 2.040 Fz/h ihre Obergrenze bei einer Auswertung und Hochrechnung aus 60-Sekunden-

Intervallen. Im Mittel bewegt sie sich um 1.700 Fz/h bei Zuflußwerten von 2.000 Fz/h und 2.500 Fz/h.

Die Hochrechnung aus Intervallen von fünf Minuten (entspricht dem Auswertzeitraum) auf mittlere lokale Stundenwerte zeigt, daß es möglich ist bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h einen Zufluß von bis zu 1.500 Fz/h vollständig und ohne ständigen Rückstau über den Streckenabschnitt abzuwickeln. Ein ständiger Zufluß von 2.000 Fz/h kann nur noch teilweise bewältigt werden, wobei Verkehrsstärken um 1.600 Fz/h nicht mehr überschritten werden. Ein weiter ansteigender Zufluß bis auf 2.500 Fz/h führt wieder zu einem leichten Rückgang der lokal erfaßten Verkehrsstärken (Tabelle 6.2).

Zielwert [Fz/h]	500	1.000	1.500	2.000	2.500
Meßquerschnitt	Verkehrsstärke am Meßquerschnitt [Fz/h]				
Q1 : km 0+800	525	1.042	1.571	1.670	1.657
Q2 : km 1+500	521	1.043	1.571	1.616	1.591
Q3 : km 2+000	537	1.027	1.567	1.592	1.585
Q4 : km 2+200	537	1.042	1.559	1.597	1.591

Tabelle 6.2 : zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h
lokale Verkehrsstärken an den Meßquerschnitten [Fz/h]

Die Fundamentaldiagramme erreichen maximale Werte der Verkehrsstärke von bis zu 2.000 Fz/h an allen Untersuchungsabschnitten. Dabei stellen sich diese Maximalwerte bei Zielwerten des Zuflusses von 1.500 Fz/h bzw. 2.000 Fz/h und Dichten bis 40 Fz/km ein. Die Zeit-Weg-Diagramme zeigen bei derart hohen Verkehrsstärken eine hohe Anfälligkeit des Verkehrsablaufs bereits auf kleinste Störungen. Höhere Zuflüsse als 1.500 Fz/h führen zu deutlichen Störungen in den Abschnitten Q10 und Q20, die einen Abfall der Leistungsfähigkeit auch bereits bei niedrigeren Verkehrsdichten zur Folge haben. In den sich anschließenden Auswertabschnitten Q30 (km 1+900 - km 2+000) und Q40 (km 2+100 - km 2+200) werden dagegen wiederum Verkehrsstärken von etwa 1.900 Fz/h bei mittleren Geschwindigkeiten um 45 km/h erreicht. Hierbei handelt es sich offensichtlich um Fahrzeuge, die im Anschluß an Störungen in den ersten Abschnitten im weiteren Streckenverlauf unbehindert abfließen können. Ein simulierter Zufluß am Einspeisungsquerschnitt von mehr als 2.000 Fz/h ermöglicht

keine weitere Zunahme. Daraus resultiert vielmehr eine Störung in den ersten Abschnitten, die sich im weiteren Verlauf der Strecke zwar weitgehend abbauen kann, worauf sich dann allerdings nur noch wesentlich niedrigere Verkehrsstärken um 1.600 Fz/h einstellen.

6.2.4 Bewertung der Ergebnisse aus einfacher Simulation

Ohne weitere Einflußfaktoren zu berücksichtigen und unter der Voraussetzung idealisierter Ausgangsbedingungen bezüglich der Geschwindigkeitsverteilung und der Zusammensetzung des Fahrzeugkollektivs sind anhand der vorgestellten Ergebnisse bereits grundlegende Aussagen möglich, die die folgenden Interpretationen ermöglichen :

- in einem Geschwindigkeitsbereich um 50 km/h liegt - bei ansonsten identischen Bedingungen - die an einem Querschnitt aufgezeichnete, realisierbare mittlere Verkehrsstärke um etwa ein Drittel höher als in einem Bereich um 30 km/h.
- bei geringerer Geschwindigkeit ist ein insgesamt gleichmäßiger Verkehrsablauf durch die Möglichkeit zum Abbau von Störungen, die sich aus einer Überlastung im Zufluß ergeben, im weiteren Verlauf der Strecke zu erwarten. Es stellt sich dabei allerdings im Anschluß daran eine niedrigere Verkehrsstärke als im Zufluß ein.

Darüberhinaus kann ein sinnvoller Bereich für den Zufluß in den Untersuchungsabschnitt für nachfolgende Simulationsläufe abgeleitet werden. Erreicht der Zufluß Werte oberhalb 1.500 Fz/h, so sind bereits - unabhängig von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit - erhebliche Störeinflüsse auf den Verkehrsablauf zu erwarten. Bei Zielwerten über 2.000 Fz/h können keine weiteren Steigerungen der Verkehrsmengen auf den Streckenabschnitten erreicht werden. Dies gilt bereits unter den genannten idealisierten Bedingungen, womit zu erwarten ist, daß bei einer realitätsnahen Nachbildung diese Reaktionen verstärkt auftreten. Die räumlich-zeitliche Auswertung der Simulationsläufe für 60-Sekunden Zeitintervalle bestätigt diese Aussagen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden : Grundsätzlich können bei einer zulässigen Geschwindigkeit von 50 km/h mehr Fahrzeuge im Streckenabschnitt aufgenommen werden. Die Grenzen sind dabei im Bereich bis 2.000 Fz/h bei Dichten etwas oberhalb von 40 Fz/km und Geschwindigkeiten um 45 km/h zu sehen. Eine zulässige Höchst-

geschwindigkeit von 30 km/h reduziert die abwickelbaren Mengen auf Werte unterhalb von 1.500 Fz/h. Störungen treten bereits bei Zuflußmengen oberhalb 1.000 Fz/h und Dichten um 50 Fz/km auf. Die Dichte erreicht im Maximum Werte bis zu 60 Fz/km. Die mittleren Geschwindigkeiten liegen etwas über 25 km/h.

Somit macht es keinen Sinn, Verkehrsstärken oberhalb eines Zielwertes von 2.000 Fz/h im Zufluß zu erzeugen. Hierin ist der innerhalb dieser Untersuchung anzusetzende Grenzwert zu sehen.

Ein Vergleich der Daten aus *einfacher Simulation* mit den Messungen "Heidelberg Neckaruferstraße" und "Karlsruhe Kriegsstraße" (siehe Kapitel 5.2) zeigt eine näherungsweise Übereinstimmung der Ergebnisse bei den maximal beobachteten Verkehrsmengen (60-Sekunden-Intervalle). Gleiches gilt für den Verlauf der q-k-Beziehung im Fundamentaldiagramm. Allerdings liegen die gemessenen mittleren Geschwindigkeiten für die Untersuchungsstrecke "Heidelberg Neckaruferstraße" mit etwa 30 km/h deutlich über denjenigen der entsprechenden Simulation (um 26,0 km/h), bei der allerdings eine straffe Geschwindigkeitsverteilung mit sehr guter Einhaltung vorausgesetzt wurde. Daneben weisen die Abbildungen 5.14 a und 5.14 b und die Ergebnisse der Zeitlückenverteilungen nach Abschnitt 5.2.3 auf den realen Meßstrecken auf eine stark schwankende Verkehrsstärke im Zufluß hin, während die Simulation versucht, Fahrzeuge poissonverteilt mit einem vorgegebenen Erwartungswert (Zielwert der Verkehrsstärke) in den Streckenabschnitt einzuspeisen. Die direkte Vergleichbarkeit ist damit zwar nicht gegeben, zumindest kann in der grundsätzlichen Übereinstimmung bereits eine Bestätigung der Anwendbarkeit einer Simulation gesehen werden.

Aus einer Betrachtung der aus der *einfachen Simulation* abgeleiteten Zeit-Weg-Linien zeigt sich ein weiteres wichtiges Ergebnis. Die unterschiedlichen Wunschgeschwindigkeiten der Fahrzeuge - die eingeschränkt auch bereits bei den hier vorgegebenen idealisierten Geschwindigkeitsverteilungen auftreten - führen sehr schnell zu einer Pulkbildung im Verlauf der Untersuchungsstrecke, indem Fahrzeuge mit höherer Geschwindigkeit auf ein vorausfahrendes langsames Fahrzeug treffen, welches im weiteren Verlauf die Geschwindigkeit des gesamten Pulks bestimmt. Hierbei wirkt sich die Einschränkung aus, daß Überholungen nicht möglich sind, somit also auch eine eventuell höhere Wunschgeschwindigkeit des Einzelfahrzeugs nicht mehr realisiert werden kann. Die Pulks bleiben daher über den Untersuchungsbereich bestehen und können sich nicht auflösen. Hieraus erklären sich auch die relativ deutlichen Abweichungen der in einem Zeitintervall auftretenden Verkehrsstärke vom jeweils vorgegebenen Zielwert, wie sie in den q-k-Diagrammen auch in ungebundenem Verkehr ohne

Störeinflüsse zu erkennen sind. Mit zunehmender Verkehrsstärke bzw. erhöhtem Zuflußzielwert verliert die Pulkbildung gegenüber einer steigenden Fahrzeugdichte auf dem Streckenabschnitt an Bedeutung. Dabei bleibt jedoch auch weiterhin das langsamste Fahrzeug bestimmend für die Geschwindigkeit der nachfolgenden Fahrzeuge, sofern die Wunschgeschwindigkeit noch einen Einfluß auf die Geschwindigkeitswahl aufweist.

6.3 Simulation des Verkehrsablaufs

6.3.1 Beschreibung der Untersuchungsfälle

Wie bereits unter 6.1.1 dargestellt, umfaßt der Untersuchungsabschnitt eine Gesamtstrecke von 3.500 Metern, wovon 2.500 Meter als eigentlicher Auswertungsbereich zur Verfügung gestellt werden.

Im Rahmen der eigentlichen Untersuchungsfälle werden über die Wegstrecke verschiedene Entscheidungen aktiviert, die beeinflussend auf den Verkehrsablauf einwirken. Sie sind in *Tabelle 6.3* zusammengestellt und in der *Abb. 6.4* entsprechend ihrer Anordnung auf der Strecke dargestellt. Der Tabelle ist zu entnehmen, für welchen Untersuchungsfall die jeweilige Entscheidung aktiviert ist. Die Beeinflussung ist zum Teil zeitlich variabel vorgebar, sodaß es möglich ist, eine kurzzeitig bestehende Behinderung, die zu einer Beeinflussung des Verkehrsablaufs oder einer Verringerung der Geschwindigkeiten führt, über ein begrenztes Zeitintervall hinweg nachzubilden.

Wegkoordinate	Entscheidungsvariable X = aktiviert	Untersuchungsfall							
		1	2	3	4	5	6	7	8
km 1+000	$v_{zul} = 30 \text{ km/h}$					X	X	X	X
	$v_{zul} = 50 \text{ km/h}$	X	X	X	X				
km 2+000	Lichtsignalanlage (Festzeit)		X				X		
	kurzzeitige Behinderung			X				X	
	Behinderung auf Fahrbahn				X				X
km 2+500	$v_{zul} = 50 \text{ km/h}$	X	X	X	X	X	X	X	X

Tabelle 6.3 : Zusammenstellung der Untersuchungsfälle

Neben der zulässigen Höchstgeschwindigkeit von $v_{\text{zul}} = 30$ bzw. $v_{\text{zul}} = 50$ km/h im Streckenverlauf zwischen km 1+000 und km 2+500 - dieser Abschnitt könnte in der Realität den Kernbereich der Ortsdurchfahrung umfassen - ist bei km 2+000 für jeweils drei vergleichbare Untersuchungsfälle (2, 3, 4 und 6, 7, 8) eine Störung angeordnet. Die Untersuchungsfälle (1 und 5) ohne diesen zusätzlichen Störungseinfluß stellen damit jeweils den zugehörigen Referenzzustand dar.

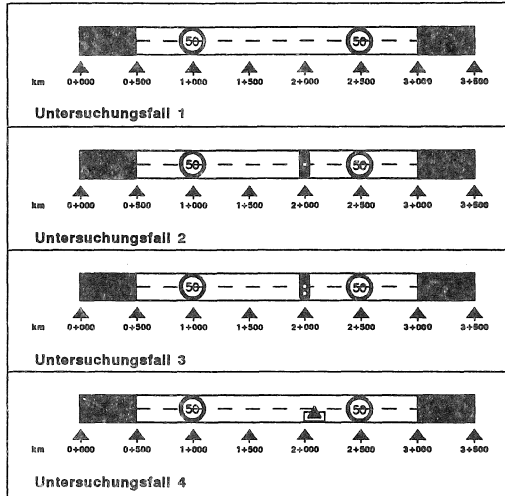
Die simulierte Lichtsignalanlage mit Festzeitsteuerung (Untersuchungsfälle 2 und 6) bei km 2+000 hat eine Umlaufzeit von 60 Sekunden. Die Freigabezeit in der Hauptrichtung (= Untersuchungsstrecke) beträgt 40 Sekunden. Für die Untersuchungsfälle 3 und 7 mit einer kurzzeitigen Behinderung über eine Grünzeitanforderung durch den Querverkehr (Fußgänger) werden innerhalb des Auswertezitraumes mehrmals 20 Sekunden Sperrzeit angesetzt.

Eine Behinderung auf der Fahrbahn, die unter Einschränkungen umfahren werden kann, ist durch eine Anpassung der Geschwindigkeitsverteilung über den Streckenabschnitt von km 2+000 bis 2+050 gemäß den Verteilungskurven nach Abbildung 6.2 (Behinderung V-Pkw bzw. Behinderung V-Lkw) dargestellt. Diese Geschwindigkeitsverteilungen entsprechen dem Geschwindigkeitsverhalten auf einer Fahrbahn mit 4,50 m nutzbarer Breite bei Gegenverkehr (der Lkw-Anteil wird berücksichtigt; es wird zwischen einer Geschwindigkeitsverteilung für Pkw und Lkw unterschieden). Die Kurven sind aus den Untersuchungen LEUTZBACH, HÖFLER (1986 und 1990) für eine behinderte Fahrweise abgeleitet. Außerdem wird für diesen Fall ein Einfluß des Gegenverkehrs (1.000 Kfz/h) insoweit berücksichtigt, indem ein Passieren der Behinderung bei einem entgegenkommenden Lkw grundsätzlich nicht möglich sein soll. Dazu wird für den Gegenverkehr ein Lkw-Anteil von ebenfalls konstant 5% angesetzt. Ein Fahrzeug im Gegenverkehr ist bevorzugt.

Der Zielwert (d.h. der Erwartungswert der zugrundegelegten Poissonverteilung) der Fahrzeugbelastungen, die durch das Fahrzeugerzeugungsmodul in die Untersuchungsstrecke eingespeist werden sollen, liegt zwischen 500 Kfz/h und maximal 2.000 Kfz/h. Dabei wird die Belastung innerhalb einer Simulationsauswertung in Schritten von 500 Kfz/h gesteigert. Ein Lauf mit konstantem Zufluß [65] umfaßt einen Zeitraum von 1.200 Sekunden. Die komplette Auswertung eines Untersuchungsfalles beinhaltet somit jeweils vier Simulationsläufe mit unterschiedlichen Zuflußwerten.

[65] Mit dem Zufluß ist in diesem Fall der jeweilige Zielwert im Einspeisungsquerschnitt gemeint. Er wird als konstant innerhalb eines Laufes vorgegeben.

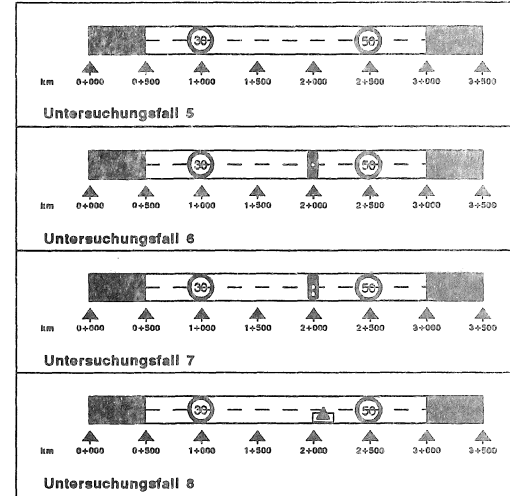
Meßprogramm - Untersuchungsfälle 1-4








Simulation einer Ortsdurchfahrt

**Aufbau der Untersuchungsstrecke
Meßprogramm gemäß Tabelle 6.3**

Meßprogramm - Untersuchungsfälle 5-8



Erläuterung der Symbole

-  zulässige Geschwindigkeit 50 km/h
-  zulässige Geschwindigkeit 30 km/h
-  Lichtsignalanlage mit Fußzeileüberquerung
-  Lichtsignalanlage mit Anforderung
-  Behinderung auf der Fahrbahn

Das Arbeitsprogramm setzt sich demnach aus vier grundlegende Streckenbeschreibungen zusammen, die jeweils mit den genannten vier Zuflußmengen bei unterschiedlicher zulässiger Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bzw. 50 km/h simuliert werden. Mit diesen Vorgaben leiten sich aus acht Untersuchungsfällen insgesamt 32 verschiedene Auswertungsfälle ab.

Die Auswertung räumlich-zeitlicher Kennwerte ist von den in Formel (28) und (29) nach Kapitel 4.2.2 vorgegebenen Randbedingungen abhängig. Das betrachtete Wegintervall weist einheitlich eine Länge von 100 m auf. Die Auswertung erfolgt in Abhängigkeit von den erforderlichen minimalen und maximalen Durchfahrungszeiten. Alle berechneten Werte sind auf ein Zeitintervall von 60 s bezogen. Entsprechend der zeitschrittorientierten Simulation werden die Auswertungen in Sekundenschritten durchgeführt, sodaß zeitliche Schwankungen exakt nachgebildet und eine ausreichende Anzahl Wertepunkte berechnet werden können.

Die für die Auswertungen herangezogenen Wegintervalle sind den Störungsbereichen zugeordnet. Insgesamt werden dazu sechs Auswertebereiche Q10 - Q60 festgelegt :

- km 0+600 - 0+700 : Bereich des zufließenden Verkehrs
- km 1+100 - 1+200 : Bereich nach der ersten Geschwindigkeitsentscheidung
- km 1+500 - 1+600 : Bereich im Zufluß zur Lichtsignalanlage / Behinderung
- km 1+900 - 2+000 : Bereich vor der Lichtsignalanlage (Haltelinie) / Behinderung
- km 2+100 - 2+200 : Bereich nach der Lichtsignalanlage / Behinderung
- km 2+600 - 2+700 : Bereich nach der letzten Geschwindigkeitsentscheidung

Die Meßquerschnitte Q1 - Q6 zur lokalen Erfassung der Durchfahrungszeit, Geschwindigkeit und Beschleunigung für jedes Einzelfahrzeug fallen mit den Intervallgrenzen bei Streckenkilometer km 0+600, km 1+100, km 1+500, km 2+000, km 2+200 und km 2+600 zusammen.

Über die vergleichende Betrachtung mehrerer aufeinanderfolgender Wegintervalle sind wegbezogene Auswertungen möglich.

6.3.2 Untersuchungsstrecke ohne äußere Störeinflüsse

Im folgenden werden Simulationsergebnisse einander gegenübergestellt, die sich aus einer Variation der zulässigen Höchstgeschwindigkeit im Bereich zwischen km 1+000

und km 2+500 bei ansonsten gleichartigen Anfangsbedingungen auf einem Streckenabschnitt (vgl. *Tabelle 6.3*, Untersuchungsfälle 1 und 5) ergeben. Die zulässige Höchstgeschwindigkeit im genannten Abschnitt beträgt 30 km/h bzw. 50 km/h (Auswertungsabschnitte Q20 bis Q50), im anderen Falle 50 km/h (Abschnitte Q10 und Q60). Die Untersuchungsfälle 1 und 5 weisen keine äußere Behinderung in ihrem Verlauf auf.

Diese Referenzfälle dienen - gemeinsam mit der in Kapitel 6.2 vorgestellten "einfachen Simulation" - gleichzeitig der Modellprüfung und Verankerung. An ihnen wird beispielhaft die grundsätzliche Brauchbarkeit des Modells überprüft und der Vergleich mit realen Messungen durchgeführt.

Zunächst ist festzustellen, daß sich die maximal auf einem Streckenabschnitt abwickelbaren Verkehrsstärken zwischen den Untersuchungsfällen deutlich unterscheiden. So ist bei 30 km/h (Fall 5) der Maximalwert bereits in einem Bereich unterhalb von 1.400 Fz/h bei Dichten bis 60 Fz/km erreicht. Dabei ist nur ein geringer Rückgang der mittleren Geschwindigkeit zu verzeichnen. Bei einer zulässigen Geschwindigkeit von 50 km/h sind Maximalwerte zwischen 1.600 Fz/h und 1.700 Fz/h und Dichten um 50 Fz/km möglich, soweit es sich um einen ungestörten Verkehrsablauf handelt. Die Werte im Verkehrsstärke-Dichte Diagramm fallen oberhalb dieser Größenordnung ab. Eine höhere Fahrzeugmenge kann in den Streckenabschnitt nicht mehr eingespeist werden. Hiermit sind die Grenzen der durch das Simulationsprogramm akzeptierten minimalen räumlichen und zeitlichen Fahrzeugabstände erreicht. Für den Untersuchungsfall 5 ist im Verlauf der Strecke ein Abbau der Störungen möglich. Dies zeigt sich in der Form der Fundamentaldiagramme, welche sich bei den hinteren Abschnitten Q40 und Q50 einem linearen Verlauf annähern. Stauerscheinungen treten somit in diesen Abschnitten praktisch nicht mehr auf. Dementsprechend fehlt dort der abfallende Ast des Fundamentaldiagrammes. Allerdings bedeutet dies bei höherem Zufluß in den davorliegenden Abschnitten Q20 und Q30 zunächst die Ausbildung von Rückstau, die sich bei Zuflußwerten ab 1.500 Fz/h sogar über den Einspeisungsquerschnitt hinaus auswirken und auch im Abschnitt Q10, in welchem die Leistungsfähigkeit noch in einen Bereich um 1.400 Fz/h reicht, gebundenen Verkehr nach sich ziehen. Störungen im Untersuchungsfall 5 wirken sich somit bereits ab Zuflußwerten von 1.500 Fz/h als ständiger Rückstau über den Untersuchungsbereich zurück aus. Damit werden Rückstaus in den Einspeisungsquerschnitt verlagert und begrenzen dauerhaft den Zufluß.

Die Streckenleistungsfähigkeit ist offensichtlich bei mittleren Werten von 1.200 Fz/h erreicht. Der Aufbau von Störungen, die sich bei steigendem Zufluß mit geringer werdenden Lücken zwischen den Fahrzeugpulks nicht mehr abbauen können (vgl. dazu

die zugehörigen Zeit-Weg-Diagramme, insbesondere für Zuflußwerte von 1.000 Fz/h und 1.500 Fz/h), führt in den Abschnitten Q20 und Q30 zur Ausbildung eines Leistungsfähigkeitsengpasses, der sich entsprechend nach rückwärts auf davor liegende Streckenabschnitte auswirkt. Im weiteren Verlauf der Strecke kann daher die durch den Engpaß begrenzte Fahrzeugmenge wieder nahezu ungestört abfließen. Es werden Leistungsfähigkeiten bis 1.400 Fz/h im Meßbereich Q60 erreicht.

Diese Tendenz ist bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h in Fall 1 deutlich schwächer ausgeprägt. Das Maximum bleibt über den Verlauf der Strecke weitgehend konstant bei Werten um 1.600 Fz/h und Dichten zwischen 40 Fz/km und 50 Fz/km. Störungen treten über die gesamte Strecke auf, können sich aber in der Regel abbauen, sodaß ihre Auswirkung in vorangehende Abschnitte nicht dauerhaft ist. Dies gilt selbst noch für Zuflußwerte bis zu 1.500 Fz/h uneingeschränkt, obwohl hier Auswirkungen bis in den Einspeisungsquerschnitt hinein erkennbar sind. Lediglich bei einem Zufluß von 2.000 Fz/h führt die Überlagerung mehrerer Störungen schließlich zu einem insgesamt gestörten Verkehrsablauf (siehe das entsprechende Zeit-Weg-Diagramm), nachdem kleinere Störungen dennoch immer wieder abgebaut werden konnten. Eine leichte Homogenisierung des Verkehrsablaufs bei hohen Zuflußwerten im Bereich der Abschnitte Q50 und Q60 spiegelt sich auch in den geringeren Streuungen der Geschwindigkeit an den zugehörigen lokalen Meßquerschnitten gegenüber den davor liegenden Querschnitten wieder.

Die lokalen Verkehrsstärken an den Meßquerschnitten bestätigen unterschiedliche Leistungsfähigkeiten insofern, daß bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h mittlere Stundenwerte der Verkehrsstärke oberhalb von 1.000 Fz/h nicht mehr über die Strecke abgewickelt werden können, während dies bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h noch bis zu einem Grenzwert um 1.200 Fz/h möglich ist.

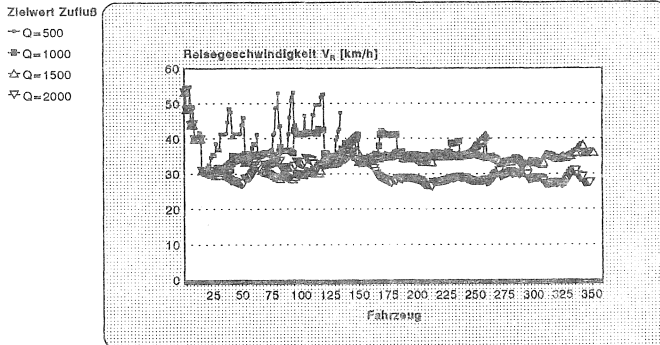
Der Untersuchungsfall 1 zeigt eindeutige Unterschiede zwischen den sich über den Untersuchungszeitraum einstellenden Reisegeschwindigkeiten (Abb. 6.5 a) in Abhängigkeit vom Zufluß. Die Reisegeschwindigkeit geht stufenweise bis auf etwa 30 km/h bei 2.000 Fz/h zurück. Dies ist auch anhand der Häufigkeitsverteilungen zu erkennen (Abb. 6.5 b). Die 85%-Werte unterscheiden sich jeweils um etwa 5 km/h und liegen zwischen 47,5 km/h und 32,5 km/h in Abhängigkeit von der Verkehrsstärke. Somit zeigt sich bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h eine Differenzierung im Verkehrsablauf mit zunehmendem Zufluß bis zum Grenzwert. Es muß allerdings festgehalten werden, daß der relative Rückgang der Reisegeschwindigkeit bei

insgesamt rund 30% liegt und damit sehr drastisch ausfällt. Er erfolgt jedoch nicht schlagartig, sondern in Schritten von 15% - 10% - 10% mit zunehmendem Zufluß. Die Reisegeschwindigkeit zwischen den Bezugsquerschnitten Q2 und Q5 fällt im Untersuchungsfall 5 ab einem Zufluß von 1.000 Fz/h sehr schnell auf einen Wert um 20 km/h ab und bleibt im weiteren nahezu konstant (Abb. 6.5 c). In der Darstellung der Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit (Abb. 6.5 d) entspricht diesem die nahezu vollständige Übereinstimmung im Kurvenverlauf für Zuflußwerte zwischen 1.000 Fz/h und 2.000 Fz/h. So liegt der 85%-Wert der Reisegeschwindigkeit bei 21,0 km/h (1.500 Fz/h) bzw. 22,0 km/h (1.000 Fz/h und 2.000 Fz/h), während für einen Zufluß von 500 Fz/h noch deutlich davon abweichende 26,0 km/h erreicht werden. Der relative Rückgang der Reisegeschwindigkeit beträgt etwas über 15% zwischen dem günstigsten und dem niedrigsten Wert. Die Streuungen der Reisegeschwindigkeiten weisen ebenfalls darauf hin, daß sich ab einem Zielwert des Zuflusses von 1.000 Fz/h ein von dessen weiteren Zunahme nahezu unabhängiger Verkehrsablauf einstellt [66].

Im Untersuchungsfall 1 nimmt die Geschwindigkeit mit zunehmendem Zielwert des Zuflusses und damit auch anwachsender Verkehrsdichte ab. Gleichzeitig ist eine breite Streuung der Geschwindigkeiten festzustellen. Es bilden sich Fahrzeugpuls, die sich zunächst unabhängig voneinander mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten bewegen. Schließlich treffen langsame Puls auf schnellere bzw. auf langsame Fahrzeuge, die entsprechend der Charakteristik der Untersuchungsstrecke nicht überholt werden können. Zuletzt passen sich alle Fahrzeuge nachfolgender Puls den langsamen Geschwindigkeiten des vorausfahrenden Fahrzeugs an. Dies hat letztlich stop-and-go-Verkehr zur Folge. Diese Entwicklung ist in den Zeit-Weg-Linien für unterschiedliche Zielwerte des Zuflusses im Fall 1 anschaulich nachvollziehbar. Der Untersuchungsfall 5 zeigt dies noch ansatzweise für niedrigen Zufluß. Mit dessen Zunahme wird das Aufeinandertreffen schneller Fahrzeuge auf langsamere Fahrzeuge durch ständigen Rückstau jedoch bereits in den Einspeisungsquerschnitt verlagert. Damit kann - wie auch hier die Zeit-Weg-Linien veranschaulichen - nur der umgekehrte Fall im Verlauf der Untersuchungsstrecke eintreten. Die Verkehrsdichte nimmt im Verlauf der Strecke leicht ab, da schnellere Puls den langsameren vorausfahren und sich daraus "Lücken" im Verkehrsablauf herausbilden (Tabelle 6.4). Damit ist für diesen Untersuchungsfall auch eine geringe Zunahme der mittleren Geschwindigkeiten über die Strecke verbunden (Tabelle 6.5).

[66] Dazu wird auch auf Kapitel 6.5 verwiesen, in welchem der Qualitätsindex des Verkehrsablaufs abgeleitet wird.

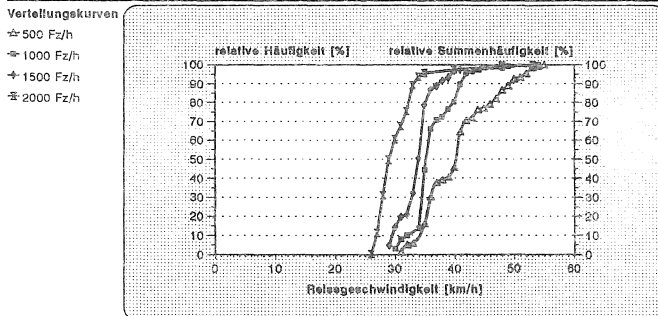
Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 1



zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h
keine Störung
Bezugslänge 1.100 m (Q20-Q50)

Abb. 6.5 a : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 1

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 1



zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h
keine Störung
Bezugstrecke Q20-Q50

Abb. 6.5 b : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 1

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 5

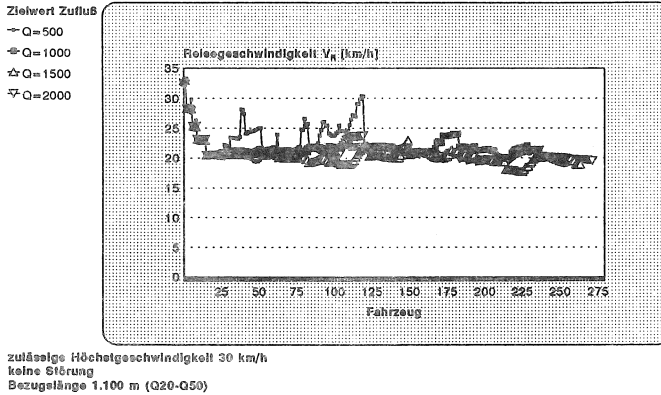


Abb. 6.5 c : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 5

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 5

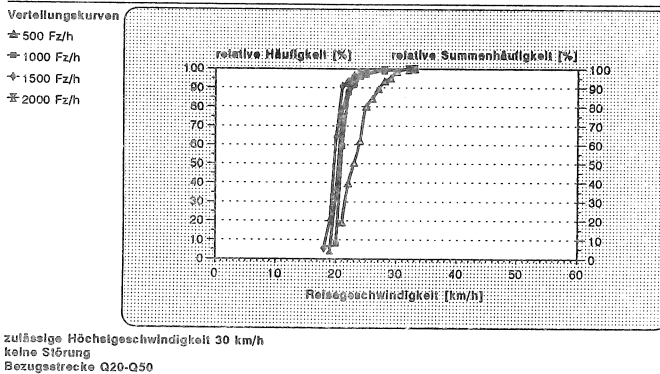


Abb. 6.5 d : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 5

mittlere räumlich-zeitliche Dichte [Fz/km] (Simulation)					
Streckenabschnitt	Q20	Q30	Q40	Q50	Tendenz :
Fall 1 (50 km/h)	30,4	33,7	33,8	31,9	zunehmend
Fall 5 (30 km/h)	46,5	46,2	43,5	42,9	abnehmend

Tabelle 6.4 : Entwicklung der räumlich-zeitlichen Fahrzeugdichte
über den Verlauf der Untersuchungsstrecke
Mittelung über alle Zuflußverkehrsstärken

In den Dichtewerten der Tabelle verdeutlicht sich für den Untersuchungsfall 1 in der zuletzt wieder leicht abnehmenden Dichte darüberhinaus auch die bereits weiter oben angesprochene Situation, daß sich ab dem Streckenabschnitt Q40 eine leichte Homogenisierung des Verkehrsablaufs einstellt, nachdem sich Störungen in den davorliegenden Abschnitten abbauen können.

Die gegenläufige Tendenz in der Dichteentwicklung zeigt auch, daß es nicht möglich ist, einen Ausgleich der reduzierten Geschwindigkeit durch eine entsprechende Erhöhung der Dichtewerte herbeizuführen, sodaß die Bilanz der Zustandsgleichung ausgeglichen bleibt. Das Verhältnis verschlechtert sich dabei zu Ungunsten des Untersuchungsfalls 5, obwohl die mittlere räumlich-zeitliche Geschwindigkeit über die Strecke leicht zunimmt. Damit muß die Verkehrsstärke im Falle einer reduzierten zulässigen Höchstgeschwindigkeit abnehmen.

mittlere Geschwindigkeit [km/h] (Simulation)					
Streckenabschnitt	Q20	Q30	Q40	Q50	Tendenz :
Fall 1 (50 km/h)	38,7	37,3	36,6	37,9	abnehmend
Fall 5 (30 km/h)	22,7	23,2	23,3	23,8	zunehmend

Tabelle 6.5 : Entwicklung der mittleren Geschwindigkeit
über den Verlauf der Untersuchungsstrecke
Mittelung über alle Zuflußverkehrsstärken

Ein Vergleich mit den Meßergebnissen der Untersuchungsstrecken "Karlsruhe Kriegsstraße" und "Heidelberg Neckaruferstraße" ist nur sehr bedingt möglich.

Zunächst unterscheiden sich im Untersuchungsfall 5 die in den Simulationen erreichten Geschwindigkeiten recht beachtlich von den entsprechenden Werten der Untersuchungsstrecke in Heidelberg. Die reale Messung weist auf ein höheres Geschwindigkeitsniveau hin [67]. Dennoch zeigen die Fundamentaldiagramme in ihrem Verlauf eine Übereinstimmung, zieht man als Vergleichsfälle die Abschnitte Q40 und Q50 heran. Dies kommt auch dem Verkehrsablauf auf der Untersuchungsstrecke nahe, der nicht durch eine nach dem Meßbereich gelegene Störung beeinflusst wurde. Die maximalen Dichten in der Simulation und der Messung entsprechen einander. Unterschiede im Maximum der Fundamentaldiagramme stehen im Verhältnis der 85%-Geschwindigkeiten in der Gegenüberstellung zu einem Zufluß von 1.000 Fz/h im Untersuchungsfall 5.

Auch zwischen der Meßstrecke in Karlsruhe und dem Untersuchungsfall 1 in der Simulation bestehen in erster Linie Differenzen in den Geschwindigkeiten. Werden hier in gleicher Weise die 85%-Geschwindigkeiten ins Verhältnis gesetzt, ergeben sich ebenfalls vergleichbare Werte des Fundamentaldiagrammes. Auch hier soll der Untersuchungsabschnitt Q50 - allerdings bei einem Zufluß von 1.500 Fz/h - herangezogen werden.

***Fazit :** Auf einem Streckenabschnitt ohne äußeren Störeinfluß ist die Leistungsfähigkeit durch die Kapazität der Strecke bestimmt. Die jeweils zulässige Höchstgeschwindigkeit wirkt sich entscheidend auf die abwickelbare Verkehrsstärke aus. Es werden bei 50 km/h höhere Leistungsfähigkeiten erreicht als bei 30 km/h.*

6.3.3 Festzeitgesteuerte Lichtsignalanlage (periodische Störung)

Die Simulation beinhaltet die Untersuchungsfälle 2 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h) und 6 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h) mit einer festzeitgesteuerten Lichtsignalanlage mit der Wegkoordinate der Haltelinie bei km 2+000 (vgl. dazu *Tabelle 6.3*). Die räumlich-zeitlichen Auswertungen erfolgen einheitlich für 60-Sekunden Intervalle. Die Intervalllänge entspricht damit der Umlaufzeit der Lichtsignalanlage.

Eindeutig ist das Ergebnis, daß die Leistungsfähigkeit der Lichtsignalanlage den Abfluß im weiteren Streckenverlauf nach oben begrenzt. Hier werden im Abfluß nach der

[67] die zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h wird auf der realen Meßstrecke nur bedingt eingehalten (vgl. dazu die Ergebnisse in Kapitel 5.2).

Signalanlage (Q50) im Maximum 1.200 Fz/h bei 50 km/h bzw. 1.000 Fz/h bei 30 km/h erreicht. Die abwickelbare Verkehrsstärke vor der Lichtsignalanlage zeigt eine vergleichbare Tendenz, so daß sich der Rückstau bei stärkerem Zufluß als 1.000 Fz/h nicht mehr auflösen kann und der Rückstau sehr schnell über den Einspeisungsquerschnitt hinaus anwächst. Dies gilt für beide Untersuchungsfälle.

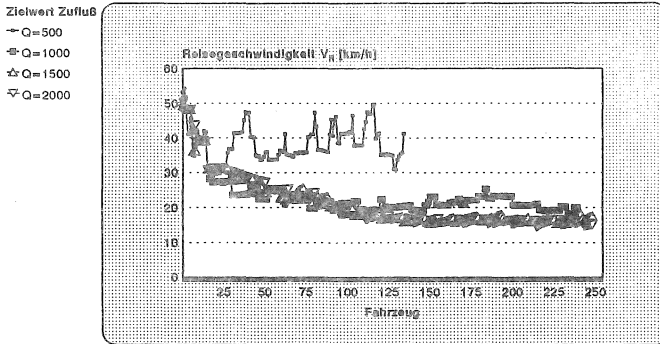
Dabei ist im Untersuchungsfall 2 gewährleistet, daß bei Zuflußwerten von 1.000 Fz/h der Rückstau an der Lichtsignalanlage in einem Bereich zwischen 300 m und 800 m schwankt. Dies zeigt, daß der zufließende Verkehr im Mittel über die Signalanlage abfließen kann und deren Leistungsfähigkeit somit noch nicht überschritten ist. Bei geringen bis mittleren Zuflußwerten stellt sich an Abschnitt Q20 noch ein freier Verkehrsablauf ein.

Dagegen wirkt sich der Rückstau bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bereits ab einem Zufluß von 1.000 Fz/h über eine Länge von etwa 1.000 m in den zufließenden Verkehr hinein aus. Damit wird bereits weit vor der eigentlichen Störung der Verkehrsablauf deutlich beeinflusst, was sich beispielsweise im starken Abfall der Geschwindigkeit bereits ab Querschnitt Q2 äußert.

Die zeitliche Entwicklung der Reisegeschwindigkeit im Streckenabschnitt Q20 bis Q50 zeigt, daß im Untersuchungsfall 6 der Verlauf für alle Zuflußwerte ab 1.000 Fz/h praktisch gleich ist und einem Grenzwert von etwa 13 km/h zustrebt. Dies ist im Untersuchungsfall 2 erst bei Zuflußmengen ab 1.500 Fz/h zu beobachten, wobei der Grenzwert etwas höher um 15 km/h liegt und bei einem Zufluß von 1.000 Fz/h noch Werte um 20 km/h erreicht werden. Auch die Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeiten unterscheiden sich im Untersuchungsfall 2 noch eindeutig (vgl. dazu die Abb. 6.6 a-d).

Nun wurde bereits in Kapitel 4.1.2 anhand einer theoretischen Überlegung dargelegt, daß bei einer Geschwindigkeit um 50 km/h die höchsten Verkehrsstärken auf einer freien Strecke zu erwarten sind, bzw. daß diese bei niedrigeren Geschwindigkeiten noch nicht den optimalen Wert erreicht haben. Dies bestätigen auch die Ergebnisse nach Abschnitt 6.3.2 für den Verkehrsablauf ohne Störeinfluß. Den in diesem Abschnitt vorgestellten Ergebnissen im Vergleich der Untersuchungsfälle 2 und 6 ist dagegen zu entnehmen, daß auch der mögliche Abfluß an einer Lichtsignalanlage bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h nur niedrigere Werte zuläßt als bei einer höheren Geschwindigkeit.

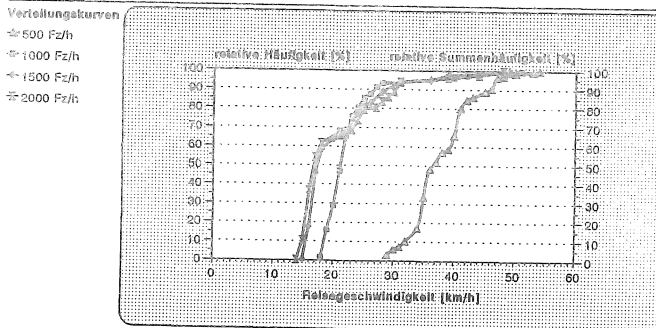
Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 2



zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h
 Lichtsignalanlage mit Festzelesteuerung
 Bezugeslänge 1.100 m (Q20-Q50)

Abb. 6.6 a : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 2

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 2



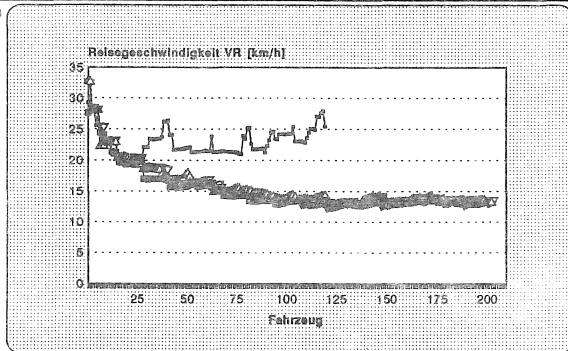
zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h
 Lichtsignalanlage mit Festzelesteuerung
 Bezugesstrecke Q20-Q50

Abb. 6.6 b : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 2

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 6

Zielwert Zufluß

- Q=500
- Q=1000
- △ Q=1500
- ▽ Q=2000



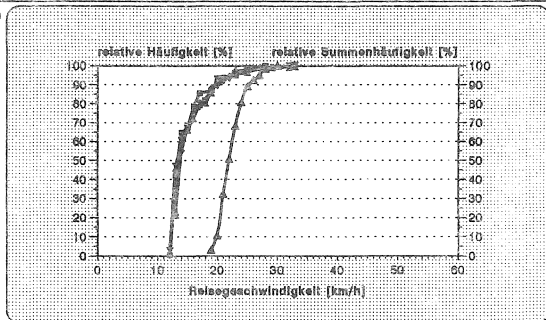
zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h
 Lichtsignalanlage mit Festzeitsteuerung
 Bezugslänge 1.100 m (Q20-Q50)

Abb. 6.6 c : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 6

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 6

Verteilungskurven

- △ 500 Fz/h
- 1000 Fz/h
- △ 1500 Fz/h
- ▽ 2000 Fz/h



zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h
 Lichtsignalanlage mit Festzeitsteuerung
 Bezugsstrecke Q20-Q50

Abb. 6.6 d : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 6

Eine allgemeine Betrachtung der Zeitlücken am Querschnitt Q4, also beim Überfahren der Haltelinie, verdeutlicht zwar eine zunächst sehr gleichartige Zeitlückenverteilung beider Untersuchungsfälle, wobei diese einen jeweils signifikant unterschiedlichen Verlauf für die Zuflußmengen von 500 Fz/h gegenüber 1.000 Fz/h bis 2.000 Fz/h aufweisen. Dabei ist jedoch die Verteilung im Untersuchungsfall 6 geringfügig zu größeren Zeitlücken verschoben (Anhang A3-44). Deutlicher wird dies in der Darstellung der relativen Häufigkeiten für Zeitlückenklassen bis 5,0 s mit 0,5 s Klassenbreite (Abb. 6.7 a und Abb. 6.7 b). Auch die statistischen Kennzahlen der Tabelle (Anhang A3-44) weisen durchgängig etwas höhere Werte für den Mittelwert und den Median der gemessenen Zeitlücken auf. Insbesondere die Mindestzeitlücken nehmen bei der geringeren Geschwindigkeit auffallend zu.

Eine Darstellung der gemessenen Zeitlücken an der Haltelinie bei ständigem Rückstau, also ununterbrochenem Zufluß veranschaulicht anhand der Maximalwerte bei 30 km/h gegenüber 50 km/h bereits eine geringere Ausnutzung der effektiven Grünzeit : Die Zeitlücken zwischen dem letzten Fahrzeug am Ende einer Grünzeit und dem ersten Fahrzeug zu Beginn der folgenden Grünzeit unterscheiden sich deutlich. Im Mittel betragen diese 23 Sekunden im Fall 2 bzw. 25 Sekunden im Fall 6. Gleichzeitig weist eine Bezugslinie bei einem Wert der Zeitlücke von 2,0 s darauf hin, daß diese im Untersuchungsfall 6, im Gegensatz zum Untersuchungsfall 2, praktisch nicht unterschritten wird (Abb. 6.8 a und 6.8 b). Dies bestätigt ebenfalls die Tabelle im Anhang. Für alle Zuflußwerte liegt die kleinste beobachtete Zeitlücke für Fall 2 jeweils erkennbar unter derjenigen des Falls 6. Gleiches gilt für den Medianwert und den Mittelwert.

Interessant ist in diesem Zusammenhang die Messung der Zeitbedarfswerte zum Überfahren der Haltelinie für das n-te Fahrzeug nach Grünbeginn. Diese Betrachtung wurde erstmals von GREENSHIELDS (1947) angewandt. Die Fahrzeuge eins und zwei weisen für beide Untersuchungsfälle der Simulation noch denselben Zeitbedarf auf. Ab dem dritten Fahrzeug unterscheidet sich dieser jedoch zunehmend (Abb. 6.9). Ab etwa dem sechsten Fahrzeug erreicht der Zeitbedarf für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h einen im weiteren nahezu konstanten Wert um 2,1 s, wogegen dieser bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h nach einem anfänglichen Rückgang bis auf 2,4 s für das vierte Fahrzeug wieder leicht bis auf Werte um 2,5 s ansteigt [68]. Die Ursache dürfte in der kürzeren Beschleunigungsphase auf einen niedrigeren Endwert der Geschwindigkeit im Untersuchungsfall 6 gegenüber dem Untersuchungsfall 2 liegen, womit ein weniger zügiger Abfluß über die Lichtsignalan-

[68] Die Ergebnisse entsprechen dem Medianwert aus jeweils 45 Umläufen.

Zeitlückenverteilung Untersuchungsfall 2 Querschnitt Q40

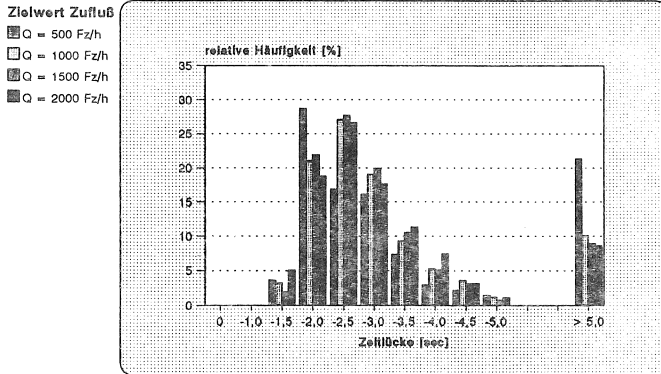


Abb. 6.7 a : Zeitlückenverteilung am Querschnitt der Signalanlage - Untersuchungsfall 2

Zeitlückenverteilung Untersuchungsfall 6 Querschnitt Q40

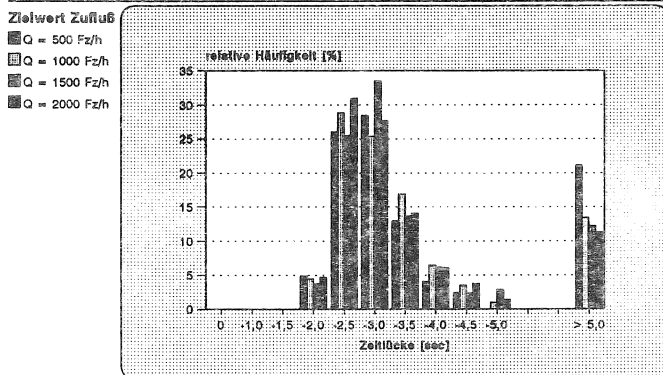


Abb. 6.7 b : Zeitlückenverteilung am Querschnitt der Signalanlage - Untersuchungsfall 6

lage verbunden ist (Abb. 6.10). In der nachfolgenden *Tabelle 6.6* sind die Simulationsergebnisse ausgewählten Meßergebnissen aus der Literatur gegenübergestellt. Die Zeitbedarfswerte der Simulationsläufe entsprechen dem Medianwert aus allen ausgewerteten Umläufen bei ständigem Rückstau vor der Signalanlage. Dieses Verfahren berücksichtigt die positiv schiefe Verteilung der Zeitlücken (vgl. die obigen Abb. 6.7 a und 6.7 b), indem höheren Werten, die insbesondere durch Störungen und fehlende Sättigung hervorgerufen werden können, ein geringeres Gewicht beigemessen wird. Den Ergebnissen nach GREENSHIELDS (1947) liegt ebenfalls der Median zu Grunde, während dagegen SHANTEAU (1988) die Anwendung des Medians als mathematisch nicht exakt kritisiert und stattdessen den Mittelwert bevorzugt. In beiden Fällen sind die Werte auf den Signalwechsel von "rot" auf "grün" bezogen [69]. Dagegen liegt der Bezugszeitpunkt bei AHN (1987) beim Wechsel von "rot" auf "rot-gelb". Die Simulationen berücksichtigen keine Gelbzeiten.

Fahrzeug Nr.:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Z _{bed,mittel}
Ergebnisse der Simulationen (Untersuchungsfälle 2 und 6)											
V _{zul} = 50 km/h	2,5	3,4	2,5	2,3	2,5	2,2	2,2	2,3	2,0	2,1	2,4
V _{zul} = 30 km/h	2,5	3,3	2,8	2,4	2,5	2,5	2,7	2,6	2,5	2,5	2,6
Meßergebnisse Wolfartsweier											
V _{zul} = 50 km/h	2,3	3,2	2,5	2,4	2,1	2,2	2,1	1,9	2,0	2,1	2,3
V _{zul} = 30 km/h	2,4	3,1	2,6	2,5	2,3	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,5
Meßergebnisse aus der Literatur											
Greenshields	3,8	3,1	2,7	2,4	2,2	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,5
Ahn	2,4	2,6	2,3	2,2	2,1	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,2
Shanteau	2,1	2,5	2,3	2,2	2,4	2,2	2,2	2,0	1,9	2,1	2,2

Tabelle 6.6 : Zusammenstellung der Zeitbedarfswerte aus der Simulation, einer Messung des Verfassers und nach der Literatur entnommenen Meßergebnissen [70]

[69] in den Vereinigten Staaten gibt es keine "rot-gelb"-Zeit vor Beginn der Grünzeit.

[70] Greenshields, Schapiro, Ericksen (1947) ; Ahn (1987) ; Shanteau (1988).

Zeitlücken an Lichtsignalanlage Untersuchungsfall 2 ständiger Rückstau

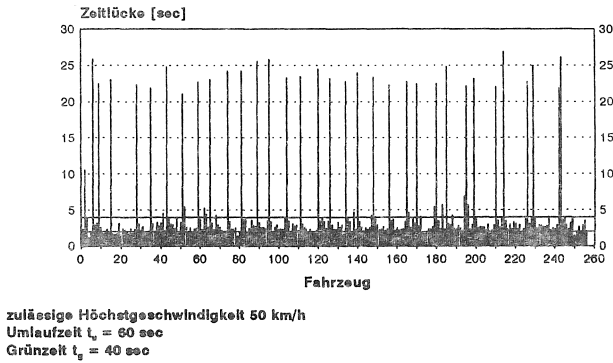


Abb. 6.8 a : Zeitlücken am Querschnitt der Signalanlage - Untersuchungsfall 2

Zeitlücken an Lichtsignalanlage Untersuchungsfall 6 ständiger Rückstau

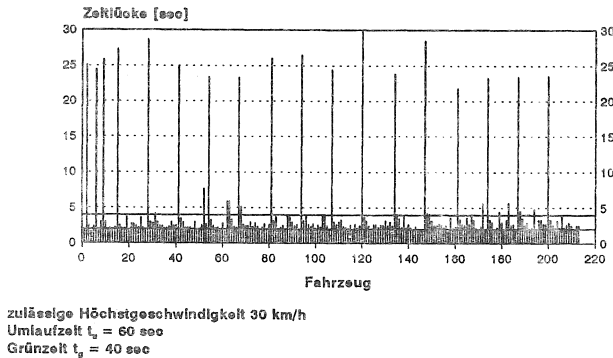
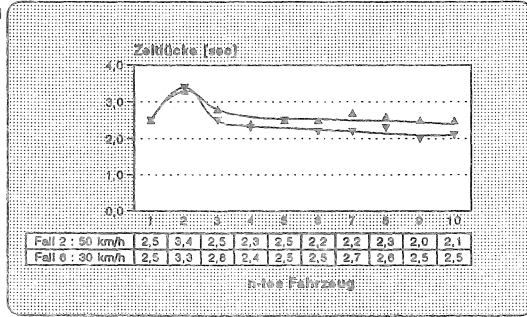


Abb. 6.8 b : Zeitlücken am Querschnitt der Signalanlage - Untersuchungsfall 6

**Zeitbedarfswerte
Simulationsergebnisse
Untersuchungsfälle 2 und 6**

Untersuchungsfall
▽ Fall 2 : 50 km/h
△ Fall 6 : 30 km/h



Messung an der Haltelinie (km 2+000)
ständiger Rückstau vor dem Signal
Medianwert aus allen Umläufen

Abb. 6.9 : Zeitbedarfswerte aus den Simulationsläufen zu Untersuchungsfall 2 und 6 (45 Umläufe)

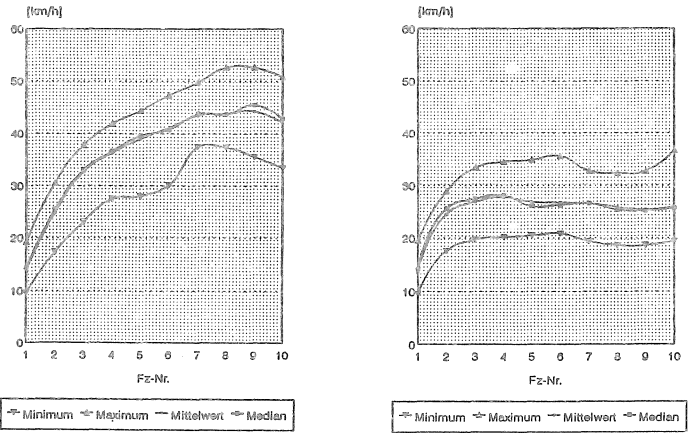


Abb. 6.10 : Fahrgeschwindigkeiten beim Überfahren der Haltelinie km 2+000 .
links : Untersuchungsfall 2
rechts : Untersuchungsfall 6

Zu beachten sind weiterhin unterschiedliche Bezugspunkte. So verwendet GREENSHIELDS die *curb line* (d.h. die Verbindungslinie der Bordsteinkanten) an einer Einmündung als Bezug. Die übrigen Messungen sind auf die markierte Haltelinie bezogen. Daraus wird deutlich, daß ein direkter Vergleich der Meß- und Simulationsergebnisse nicht möglich ist. Bei Ausklammerung der Werte für das erste Fahrzeug entsprechen die Werte der Simulation für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h (Fall 2) den Ergebnissen nach GREENSHIELDS jedoch recht genau. Die Werte nach AHN liegen dagegen etwas niedriger. SHANTEAU ermittelt insbesondere für das erste Fahrzeug einen sehr geringen Zeitbedarfswert, was er auf das "Vorausdenken" der Fahrzeugführer zurückführt. Erst ab dem sechsten Fahrzeug streben alle Ergebnisse Zeitbedarfswerten von 2,0 s bis 2,1 s zu und liegen in derselben Größenordnung.

Der Literatur sind keine Messungen zu Zeitbedarfswerten bei einer auf 30 km/h reduzierten zulässigen Höchstgeschwindigkeit zu entnehmen. Die entsprechenden Simulationsergebnisse des Untersuchungsfalls 6 können daher nicht anhand einer breiten Meßbasis überprüft werden. Die Meßergebnisse der in Kapitel 5.2.5 vorgestellten Untersuchungsstrecke "Wolfartsweier Steinkreuzstraße" weisen zwar eine eher mit Untersuchungsfall 6 vergleichbare Zeitlückenverteilung auf, indem Zeitlücken in der Klasse bis 1,5 s nicht auftreten und erst nach einem ebenfalls geringen Anteil bis zu 2,0 s höhere Häufigkeiten ab 2,5 s zu verzeichnen sind (Abb. 6.11).

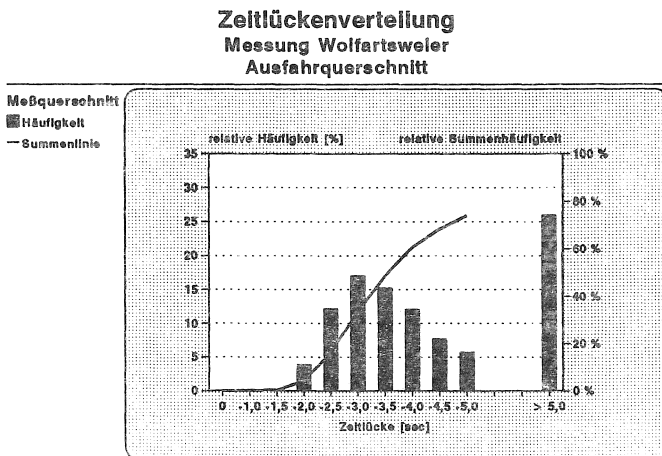


Abb. 6.11 : Zeitlückenverteilung an der Meßstrecke Wolfartsweier

Die Voraussetzung des ständigen Rückstaus ist in dieser Messung jedoch nicht durchgängig erfüllt, sodaß Zeitbedarfswerte einzelner Fahrzeuge nicht abgeleitet werden können. Daher wurden in einer kleinen Meßreihe Zeitbedarfswerte an einer Lichtsignalanlage in Wolfartsweier ermittelt. Hierbei konnten die Fälle einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h (Fahrtrichtung Ortsmitte) sowie von 50 km/h (Fahrtrichtung Karlsruhe) einbezogen werden. Die Ergebnisse weisen eine den Simulationen vergleichbare Abweichung der Zeitbedarfswerte in Abhängigkeit von der zulässigen Höchstgeschwindigkeiten auf (siehe Tabelle 6.6). Im Hinblick auf die schmale Datengrundlage kann die Messung jedoch keine abgesicherten Aussagen liefern. In diesem Zusammenhang ist die Untersuchung von SCHLEICHER-JESTER (1993) von besonderem Interesse, deren Ergebnisse nach Vorliegen unter Umständen als Vergleichsgrößen dienen können.

Nach den Messungen von GREENSHIELDS ergibt sich ein Zeitmehrbedarf t_{MB} je Umlauf von 3,7 Sekunden, bezogen auf einen Zeitbedarfswert t_B von 2,1 Sekunden bei Erreichen der Sättigungsverkehrsstärke. Die Simulationsergebnisse liefern für den Untersuchungsfall 2 (50 km/h) einen Zeitmehrbedarf $t_{MB,50} = 3,1$ s für $t_{B,50} = 2,1$ s bzw. im Untersuchungsfall 6 (30 km/h) $t_{MB,30} = 1,4$ s, wenn für $t_{B,30} = 2,5$ s angesetzt wird. Daraus berechnet sich die mögliche Leistungsfähigkeit C [Fz/Stunde Grünzeit] entsprechend der in Kapitel 4.1.5 vorgestellten Formel (26) nach WEBSTER und COBBE (1966) zu $0,9 * S$ bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h bzw. zu $0,94 * S$ bei 30 km/h.

$V_{zulässig}$ (Simulation)	t_B	t_{MB}	S	C
50 km/h (Fall 2)	2,1 s	3,1 s	1.710 Fz/h	1.540 Fz/h
30 km/h (Fall 6)	2,5 s	1,4 s	1.440 Fz/h	1.350 Fz/h

Tabelle 6.7 Sättigungsverkehrsstärke und mögliche Leistungsfähigkeit nach WEBSTER und COBBE (1966)

Es muß darauf hingewiesen werden, daß sich die obengenannten maximalen Leistungsfähigkeiten an der Lichtsignalanlage, d.h. im Meßbereich Q40 der räumlich-zeitlichen Auswertung, auf 60-Sekunden Intervalle beziehen, somit also nicht mit den Sättigungsverkehrsstärken der Tabelle 6.7, die auf eine Stunde Grünzeit bezogen sind, verwechselt werden dürfen.

Wird die mögliche Leistungsfähigkeit aus dem Verhältnis der Umlaufzeit zur tatsächlich zur Verfügung stehende Grünzeit berechnet, so liegen diese Werte bei 50 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit bei 1.025 Fz/h und bei 900 Fz/h für 30 km/h zulässige Höchstgeschwindigkeit. Sie entsprechen damit den aus den Fundamentaldiagrammen (Fall 2 - Abschnitt Q40 bzw. Fall 6 - Abschnitt Q40) abzulesenden Leistungsfähigkeiten. Die in der Literatur genannten Werte der Leistungsfähigkeit bzw. der Sättigungsverkehrsstärke sind jeweils auf Pkw-Einheiten bezogen. Der Umrechnungsfaktor für Lastkraftwagen in Pkw-Einheiten wird z.B. von WEBSTER (1958) und AHN (1987) zu 1,75 angegeben. Dementsprechend erhöhen sich die aus der Simulation ermittelten möglichen Leistungsfähigkeiten. Aus einem Lkw-Anteil von fünf Prozent leiten sich die Leistungsfähigkeiten zu 1.065 Fz/h und 1.600 Fz/Stunde Grünzeit (Fall 2 - 50 km/h) bzw. 935 Fz/h und 1.400 Fz/Stunde Grünzeit (Fall 6 - 30 km/h) ab.

Die Ergebnisse aus Messungen zur Bestimmung der Zeitbedarfswerte sind von der örtlichen Situation am Knotenpunkt abhängig. Daher werden Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung unterschiedlicher Fahrspurbreiten angegeben. Neben obigen Autoren nennt auch AKCELIK (1980) für die in der Simulation zu Grunde gelegte Fahrspurbreite von 3,25 m einen Faktor von 1,0 bezogen auf die mögliche Leistungsfähigkeit, womit also keine breitenbedingte Abminderung oder Erhöhung erforderlich wird.

Den obigen Ausführungen ist zu entnehmen, daß die Leistungsfähigkeit an einer Lichtsignalanlage mit einer niedrigeren zulässigen Geschwindigkeit abnimmt. Dies wird auf erhöhte mittlere Zeitbedarfswerte zurückgeführt. Wie in Abbildung 6.9 gezeigt wurde, weisen die ersten zwei Fahrzeuge im Vergleich der Untersuchungsfälle noch etwa identische Zeitbedarfswerte auf. Dementsprechend sollte sich auch das Fahrverhalten dieser Fahrzeuge nicht unterscheiden. Den Abbildungen 6.10 a und 6.10 b kann die lokale Geschwindigkeit beim Überfahren der Haltelinie fahrzeugbezogen entnommen werden. Dabei können die mittleren Werte der Fahrzeuge 1 und 2 der Untersuchungsfälle 2 und 6 gleichgesetzt werden, was obengesagtes bestätigt, während ab dem dritten Fahrzeug im Untersuchungsfall 6 bereits die Zielgeschwindigkeit erreicht ist und die Fahrzeuge nicht mehr maximal beschleunigen (Tabelle 6.8). Der Geschwindigkeitsverlauf für den Untersuchungsfall 2 zeigt demgegenüber, daß das dritte Fahrzeug weiterhin beschleunigt und eine höhere Geschwindigkeit als das entsprechende Fahrzeug im Fall 6 anstrebt. Die Zielgeschwindigkeit und damit eine unbeschleunigte Fahrweise am Querschnitt tritt erst etwa ab dem siebten Fahrzeug auf. Damit unterscheidet sich das Fahr- und Beschleunigungsverhalten der Fahrzeuge in den beiden Untersuchungsfällen signifikant voneinander.

Die Simulationsergebnisse legen den Schluß nahe, daß sich bei einer niedrigeren zulässigen Höchstgeschwindigkeit eine verhaltenere Fahrweise der Verkehrsteilnehmer einstellt. Die Beschleunigungswerte der *Tabelle 6.8* für die Fahrzeuge 1 bis 5 ergeben sich als Mittelwert der Beschleunigung aus dem Stillstand bis zum Überfahren der Haltelinie, gemäß der dazu erforderlichen Zeit durch Aufsummierung der Zeitbedarfs- werte nach *Tabelle 6.6* und der jeweils durch das Fahrzeug am Querschnitt erreichten Geschwindigkeit (Medianwert) nach *Abbildung 6.10 a* bzw. *6.10 b*. Die maximalen mittleren Beschleunigungen betragen $2,2 \text{ m/s}^2$ für das erste Fahrzeug.

mittlere Beschleunigungen (Medianwert aus 45 Umläufen)						
Fall	Fz-Nr.	1	2	3	4	5
$V_{\text{zul}} = 50 \text{ km/h}$		1,6 m/s^2	1,2 m/s^2	1,1 m/s^2	1,0 m/s^2	0,8 m/s^2
$V_{\text{zul}} = 30 \text{ km/h}$		1,6 m/s^2	1,2 m/s^2	0,9 m/s^2	0,7 m/s^2	0,5 m/s^2

Tabelle 6.8 : mittlere Beschleunigung bis zum Überfahren der Haltelinie

Eine Abnahme der mittleren Geschwindigkeit müßte bei gleichbleibender möglicher Leistungsfähigkeit des Knotens [71] eine entsprechende Zunahme der Fahrzeugdichte nach sich ziehen. Für den Fall, daß die Gültigkeit der Zustandsgleichung vorausgesetzt wird, könnte die dichtere Fahrzeugfolge einen Ausgleich für die reduzierte Fahrgeschwindigkeit bilden. Dies kann anhand einer Auswertung der innerhalb einer Freigabezeit abfließenden Fahrzeugpulks im Anschluß an die Signalanlage untersucht werden.

mittlere Werte im Abfluß nach der Signalanlage (Fahrzeugpulks)			
Untersuchungsfall	Q_{mittel}	V_{mittel}	K_{mittel}
2 : $V_{\text{zul}} = 50 \text{ km/h}$	1.508	43,8	35,8
6 : $V_{\text{zul}} = 30 \text{ km/h}$	1.231	26,7	47,1

Tabelle 6.9 : mittlere Werte im Abfluß nach der Lichtsignalanlage
im Anschluß an ständigen Rückstau (nur Fahrzeugpulks)

[71] die Sättigungsverkehrsstärke ist aus dem Kehrwert des Zeitbedarfswertes zu berechnen

Die in *Tabelle 6.9* zusammengestellten mittleren Werte der Geschwindigkeit und der Dichte in den abfließenden Fahrzeugpuls im Streckenabschnitt direkt im Anschluß an die Signalanlage verdeutlichen [72], daß sich eine entsprechende Zunahme der Fahrzeugdichte nicht einstellt. Erforderlich wäre eine mittlere Dichte von etwa 56 Fz/km zum Ausgleich der niedrigeren mittleren Geschwindigkeit im Untersuchungsfall 6 .

Fazit : *Eine festzeitgesteuerte Lichtsignalanlage mit realistischen Umlaufzeiten und einer relativ langen Freigabezeit im Hauptstrom wirkt sich bestimmend auf die Gesamtleistungsfähigkeit aus. Die Leistungsfähigkeit der freien Strecke hat für diesen Fall eine untergeordnete Bedeutung. Unterschiedliche Zeitbedarfswerte reduzieren die Leistungsfähigkeit im Abfluß bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h leicht gegenüber 50 km/h.*

6.3.4 Bedarfsgesteuerte Lichtsignalanlage (kurzzeitige Störung)

In diesem Kapitel werden die Untersuchungsfälle 3 und 7 (vgl. *Tabelle 6.3*) betrachtet. Die Lichtsignalanlage befindet sich ebenfalls bei km 2+000, es handelt sich jedoch nicht um eine festzeitgesteuerte Anlage. Sie wird auf "Anforderung" geschaltet (Fußgängerüberweg). Im Verlauf der Untersuchungszeit werden drei Sperrzeiten von jeweils 20 Sekunden (Beginn bei $t_A = 340$ s, $t_A = 700$ s und $t_A = 1.060$ s) simuliert. Die räumlich-zeitlichen Auswertungen beziehen sich wiederum auf ein 60-Sekunden Intervall. Die Sperrzeiten enden somit jeweils am Ende eines Auswertintervalls.

Neben der generell geringeren Streckenleistungsfähigkeit bei 30 km/h (vgl. dazu auch die Ergebnisse der Untersuchungsfälle 1 und 5), sind der Aufbau und die Auflösungen entstehender Rückstaus von besonderem Interesse. Die Möglichkeit der Auflösung ist bei 50 km/h in einem weitaus größerem Ausmaß gegeben. Zu vermuten ist diesbezüglich die Auswirkung einer verstärkten Pulkbildung, bedingt durch deutlichere Geschwindigkeitsdifferenzen, wodurch bei gleicher Verkehrsstärke gegenüber 30 km/h größere Lücken zwischen den Pulks auftreten. Eine Auflösung des Rückstaus nach einem Stillstand vor der Signalanlage bis zum Eintreffen des nachfolgenden Fahrzeugpuls wird so ermöglicht.

[72] Die Verkehrsstärke Q_{mittel} bzw. die Dichte K_{mittel} ergeben sich aus einer räumlich-zeitlichen Messung im Anschluß an die Lichtsignalanlage über den Zeitraum der Freigabezeit und eine Mittelung dieser Werte. Im Zufluß vor der Lichtsignalanlage ist ständiger Rückstau gegeben.

Für die Leistungsfähigkeit im Abfluß nach der Lichtsignalanlage gelten die in Abschnitt 6.3.3 vorgestellten Ergebnisse bezüglich des Zeitbedarfs und der Rückstauauflösung und deren Interpretation.

Von besonderem Interesse wird die Möglichkeit des durch die kurzzeitige Störung bedingten Rückstaus bei ununterbrochenem Zufluß sein. Aus den Zeit-Weg-Diagrammen in Anhang A3-30 für Untersuchungsfall 3 (50 km/h) ist direkt ersichtlich, daß bei Zuflußwerten von 500 Fz/h und 1.000 Fz/h die Auswirkungen aus einer Sperrzeit nahezu vernachlässigbar sind. Zum Teil fällt die Sperrzeit selbst in die Lücke zwischen zwei aufeinanderfolgende Fahrzeugpuls. In den anderen Fällen löst sich ein Rückstau vor Eintreffen des folgenden Pulks bereits auf. Mit anwachsendem Zufluß und damit steigender Fahrzeugdichte kommen in jeder Sperrzeit Fahrzeuge zum Stehen. Rückstaus wirken sich in der Überlagerung mit Störungen, die sich aus der hohen Verkehrsstärke ergeben (vgl. im Anhang A3-27 für Untersuchungsfall 1 mit A3-31), bis in den Einspeisungsquerschnitt aus. Der Zufluß für einen Zielwert von 2.000 Fz/h wird bereits vor der Störungsstelle mit Erreichen der Streckenleistungsfähigkeit begrenzt, wie dem Vergleich der entsprechenden Werte in Fall 1 zu entnehmen war. Dies erklärt die geringere Störungsbildung bei maximalem Zufluß und den weitgehend vollständigen Störungsabbau bei noch etwas höheren Leistungsfähigkeiten gegenüber 1.500 Fz/h im Zufluß.

Die leichte Homogenisierung ist für die Streckenabschnitte vor der Lichtsignalanlage auch an den zugehörigen Fundamentaldiagrammen ablesbar. Dieser Verkehrszustand ermöglicht die relativ hohen Verkehrsstärken, die denen des Untersuchungsfalls 1 entsprechen, aber zum Teil noch im freien Verkehr bei hohen Geschwindigkeiten erreicht werden. Allerdings handelt es sich dabei um einen äußerst labilen Zustand, der sehr abrupt in einen instabilen Zustand mit sinkenden Verkehrsstärken übergeht. Diese Situation führt zu einer ausgeprägten Dreiecksform des Fundamentaldiagrammes, wie sie sich an Abschnitt Q40 dementsprechend darstellt.

Prinzipiell gilt obengesagtes in gleicher Weise für den Untersuchungsfall 7 bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h. Bei Zuflußwerten bis einschließlich 1.000 Fz/h wirkt sich die Signalanlage ebensowenig nach rückwärts aus. Dagegen gehen ab 1.500 Fz/h die Einflüsse des signalbedingten Rückstaus in einem allgemein gestörten Verkehrsablauf unter, der analog dem Untersuchungsfall 5 zu einem dauerhaften Rückstau bis in den Einspeisungsbereich hinein führt. Damit wird bereits dort der weitere Zufluß in die Gesamtstrecke begrenzt. Auch die Fundamentaldiagramme weisen dementsprechend keinen entscheidenden Unterschied zu denen des Untersu-

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 3

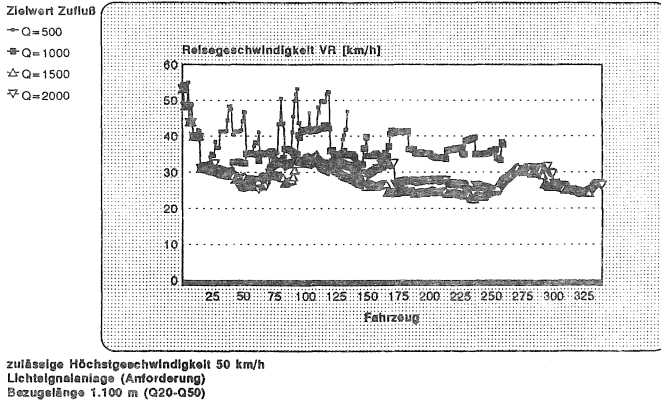


Abb. 6.12 a : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 3

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 3

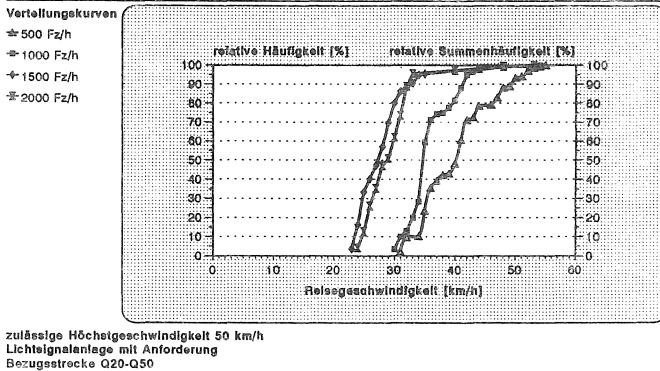


Abb. 6.12 b : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 3

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 7

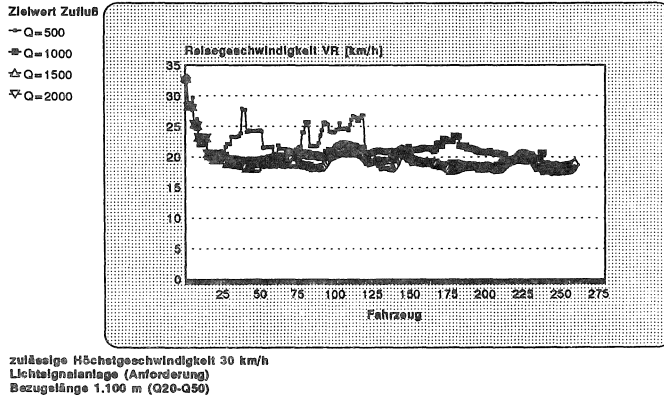


Abb. 6.12 c : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 7

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 7

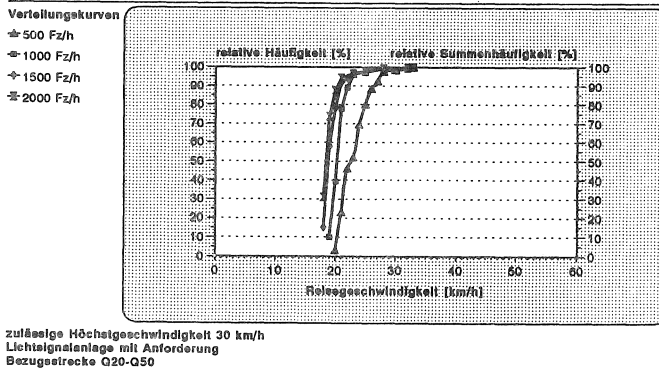


Abb. 6.12 d : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 7

chungsfall 5 auf, sieht man von einem rückstaubedingten abfallenden Ast an Abschnitt Q40 ab.

Bezüglich der Reisegeschwindigkeiten über den Streckenabschnitt (vgl. Abb. 6.12 a und Abb. 6.12 c) bestätigt sich eine weitgehende Übereinstimmung der Untersuchungsfälle 3 und 7 zu den Untersuchungsfällen 1 und 5 bei Zuflußwerten bis 1.000 Fz/h. Im Untersuchungsfall 7 gilt dies auch für höhere Zuflußwerte, wenn man von einer geringfügigen Verringerung der Reisegeschwindigkeit absieht (Abb. 6.12 c). Dagegen führt ein Zufluß von 1.500 Fz/h für den Untersuchungsfall 3 bereits zu einer Reisegeschwindigkeitsverteilung (Abb. 6.12 b) führt, die sich entsprechend einem Zufluß von 2.000 Fz/h ausbildet. Lediglich in diesem Fall ist somit ein direkter Einfluß der Signalanlage auf den Verkehrsablauf insgesamt nachweisbar. Die Reisegeschwindigkeiten sind in Anhang A3-42 und A3-43 tabelliert.

Als zusammenfassendes Ergebnis - welches gleichermaßen für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h und 30 km/h gültig ist - läßt sich festhalten, daß eine bedarfsgesteuerte Signalanlage offensichtlich nicht bestimmend für die Streckenleistungsfähigkeit ist. Bei der höheren zulässigen Geschwindigkeit wirken sich Störungen aus dem Rückstau weder auf die Streckenleistungsfähigkeit insgesamt noch auf vor der Signalanlage liegende Abschnitte aus. Im Falle der reduzierten zulässigen Geschwindigkeit wird bei Zufluß-Verkehrsstärken ab 1.500 Fz/h bereits zuvor der Grenzwert der Streckenleistungsfähigkeit überschritten. Diese liegt unterhalb der über die Signalanlage abwickelbaren Verkehrsstärke (vgl. dazu die Ergebnisse nach Abschnitt 6.3.3).

Fazit : *Aus einer kurzzeitigen Störung durch eine bedarfsgesteuerte Lichtsignalanlage sind keine bestimmenden Einflüsse auf die Gesamtleistungsfähigkeit zu erwarten. Hier ist in der Regel die Streckenleistungsfähigkeit entscheidend.*

6.3.5 Behinderung auf der Fahrbahn

Die Untersuchungsfälle 4 und 8 (vgl. *Tabelle 6.3*) simulieren eine Behinderung auf dem Fahrstreifen der betrachteten Richtung zwischen km 2+000 und km 2+050, die nur eingeschränkt umfahren werden kann bzw. Begegnungen mit Lastkraftwagen ausschließt. Diese Situation findet innerhalb der Simulation Berücksichtigung, indem eine bevorrechtigte Querverkehrsstörung erzeugt wird, die in ihrer Stärke einem Lkw-

Anteil von 5 % bei einer Gesamtverkehrsstärke von 1.000 Fz/h entspricht. Mit dem Auftreten eines Lkw im Gegenverkehr ist eine Umfahrung nicht mehr möglich. Ab einer Zeitlücke $t_z > 10$ s zwischen zwei Lkw im Gegenverkehr können Pkw die Behinderung passieren. Ein Lkw im Hauptstrom benötigt ebenfalls eine Zeitlücke $t_z > 10$ s im Gegenverkehr, um die Behinderung zu umfahren. Die Verkehrsstärke von 1.000 Fz/h im Gegenverkehr hat grundsätzlich für jeden Pkw, welcher das Hindernis umfährt, den Zugriff auf die Wunschgeschwindigkeitsverteilung *Behinderung V-Pkw* in der Simulation zur Folge. Alle Lkw fahren innerhalb der Behinderungsstrecke, obwohl sie beim Vorbeifahren nicht durch den Gegenverkehr behindert sind, mit einer aus der Wunschgeschwindigkeitsverteilung *Behinderung V-Lkw* abgeleiteten Geschwindigkeit.

Es zeigen sich an den Meßbereichen Q10 bis Q30 bezüglich der abwickelbaren Verkehrsstärken im wesentlichen Ergebnisse, die denen der Untersuchungsfälle 3 und 7 entsprechen. Somit wirkt sich die Behinderung dort nicht bestimmend auf die Leistungsfähigkeit aus, indem ein dadurch verursachter Rückstau diese nach oben begrenzt. Sehr ähnliche Verkehrsverhältnisse sind in beiden Fällen auch für den Meßabschnitt Q60 erkennbar.

Dagegen führt die lokale Geschwindigkeitsreduzierung im Bereich Q40 insbesondere im Untersuchungsfall 4 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h) zu einer entsprechenden Abflachung der Kurve des Fundamentaldiagramms, da alle Fahrzeuge davon stark betroffen sind. Es werden jedoch auch weiterhin relativ hohe Leistungsfähigkeiten bis 1.600 Fz/h bei Dichten um 50 Fz/h erreicht. Der Untersuchungsfall 8 zeigt demgegenüber keinen erkennbaren Einfluß der reduzierten Geschwindigkeit, solange ein Fahrzeug die Behinderung frei passieren kann. Dem zugehörigen Fundamentaldiagramm sind jedoch die großen Streuungen der Geschwindigkeit im Meßabschnitt Q40 bereits bei niedrigen Verkehrsstärken und geringen Dichten zu entnehmen, welche auf die Beeinflussung durch den Gegenverkehr zurückzuführen sind.

Dabei ist insgesamt festzuhalten, daß der lokale Engpaß selbst nicht zu einer Reduzierung der Streckenleistungsfähigkeit der davor liegenden Abschnitte durch ständigen Rückstau führt. Hierin entsprechen die Ergebnisse dieser Untersuchungsfälle denen der Untersuchungsfälle 3 und 7. Die Abflussmengen im Anschluß an die Behinderung entsprechen den Werten des unbehinderten Falles, wobei wiederum bis annähernd 1.600 Fz/h (Fall 4) bzw. 1.200 Fz/h (Fall 8) erreicht werden.

Die Reisegeschwindigkeiten sind stark von den zufällig auftretenden Behinderungen durch den Gegenverkehr am Engpaß geprägt. Dies führt teilweise zu sehr starken

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 4

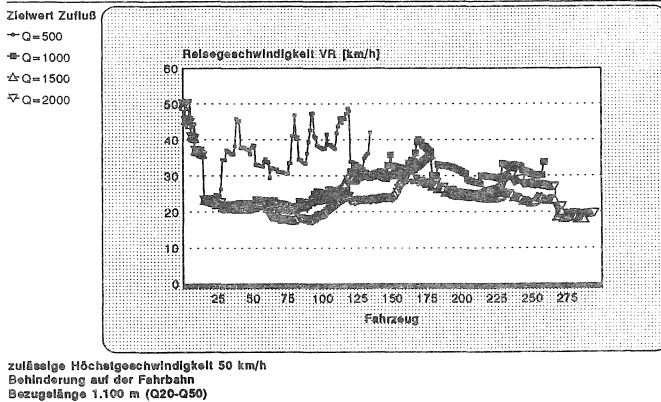


Abb. 6.13 a : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 4

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 4

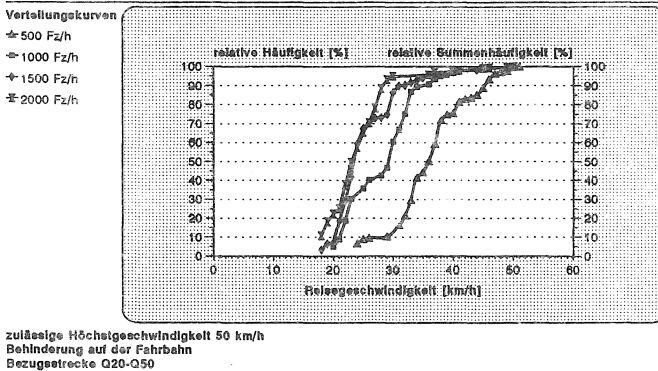


Abb. 6.13 b : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 4

Reisegeschwindigkeiten Untersuchungsfall 8

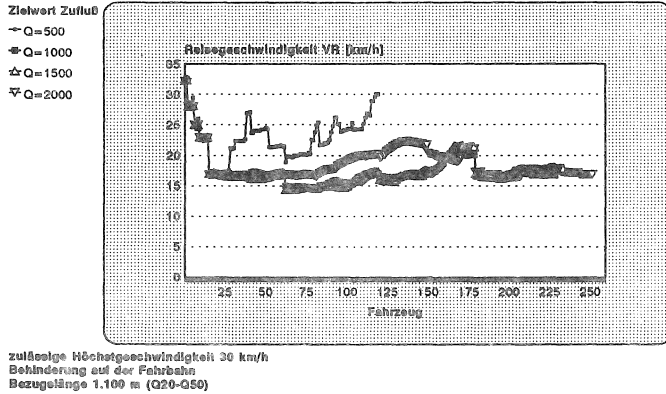


Abb. 6.13 c : Verlauf der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfall 8

Häufigkeitsverteilungen der Reisegeschwindigkeit Untersuchungsfall 8

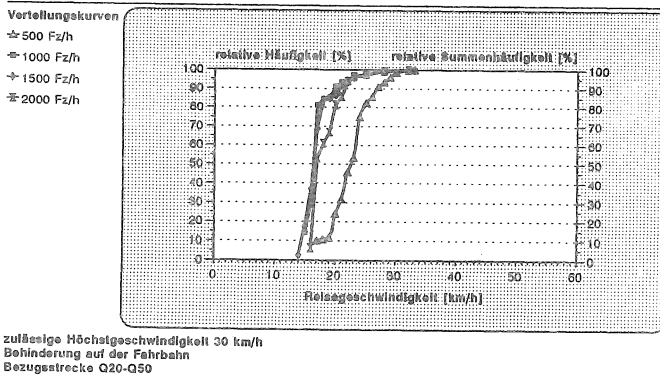


Abb. 6.13 d : Reisegeschwindigkeitsverteilungen - Untersuchungsfall 8

Einbrüchen der Reisegeschwindigkeit des Einzelfahrzeugs, wie aus den Abbildungen 6.13 a und 6.13 c entnommen werden kann. Gleichzeitig ist jedoch ein Wiederanstieg auf Werte bis in den Bereich der in den Untersuchungsfällen 1 und 5 ohne äußeren Störeinfluß auftretenden Reisegeschwindigkeiten möglich. Sind für den Untersuchungsfall 4 anhand der Häufigkeitsverteilung noch Abhängigkeiten der Reisegeschwindigkeit in einer dem Zufluß entsprechenden Abstufung erkennbar (Abb. 6.13 c), so ist dieser Zusammenhang im Untersuchungsfall 8 lediglich zwischen einem Zufluß von 500 Fz/h gegenüber allen anderen Zuflüssen gegeben (Abb 6.13 d).

Fazit : Die erreichbare Leistungsfähigkeit der Strecke insgesamt wird nicht durch den Einfluß der örtlichen Behinderung bestimmt. Dies gilt ebenfalls für den Untersuchungsfall 4, der eine deutliche Geschwindigkeitsreduzierung im Engstellenbereich beinhaltet.

6.4 Diskussion der Ergebnissen aus der Simulation

Die vorgestellten Ergebnisse in Form von Fundamentaldiagrammen und Auswertungen sind über Simulationsläufe entstanden, die Verkehrsabläufe mikroskopisch und zeitdiskret stochastisch abbilden. Die Grundlagen des Simulationsmodells wurden bereits in den Kapiteln 4.1 und 4.2 beschrieben. Im Rahmen dieser Untersuchung wird die Anwendbarkeit der Simulation zur Bearbeitung der vorliegenden Fragestellungen grundsätzlich als gegeben betrachtet.

Dabei muß kritisch angemerkt werden, daß eine Simulation nur in beschränktem Maße über die ihr zu Grunde gelegte Realität extrapolieren kann. Insbesondere wird ein Fahrzeug durch das Modell zu einer "sicheren" Fahrweise gezwungen. Absolut kritische Situationen, wie sie im realen Verkehrsablauf nicht selten vorkommen, sind in der Regel ausgeschlossen [73]. Ein simuliertes Fahrzeug kommt - die ordnungsgemäße Funktion des Algorithmus vorausgesetzt und im Rahmen der physikalisch möglichen Grenzen - immer sicher zum Stehen, es hält einen erforderlichen Mindestabstand ein und es reagiert grundsätzlich sowohl auf vorausfahrende Fahrzeuge als auch auf von außen vorgegebene Einflußfaktoren (wie z.B. das Rotlicht einer Lichtsignalanlage oder die Geschwindigkeitsbegrenzung im Verlauf einer Behinderung).

[73] Auch in der Simulation sind "Auffahrunfälle" grundsätzlich möglich, die allerdings nicht zu einem Abbruch führen. Selbstverständlich sind derartige Grenzsituationen aber nicht geeignet, um objektiv Verkehrsabläufe darzustellen, da im realen Fall ein Stillstand aller Fahrzeuge eintritt.

Damit können über einen derartigen Ansatz nur Verkehrsabläufe nachgebildet werden, die weitgehend regelkonform ablaufen. Die Ergebnisse sind daher in diesem Sinne zu interpretieren, daß entsprechende Einflüsse auf den Verkehrsablauf zu erwarten sind, sofern extrem aggressive und defensive Fahrweisen ausgeschlossen werden können. Die genannten Leistungsfähigkeiten mögen in der Realität durchaus übertroffen werden, bedingen dann jedoch unter Umständen eine Verschlechterung der Sicherheit. Allerdings muß gleichermaßen der Schluß erlaubt sein, daß im Modell bereits erkennbare Gefährdungen durch hohe Bremsverzögerungen und damit verbundene Staubildung oder zumindest deutliche Unstetigkeiten im Verkehrsablauf in der Realität durchaus zu folgenschweren Gefahren heranwachsen können.

Wie eine Gegenüberstellung der Meßergebnisse aus Kapitel 5.2 mit den Untersuchungsfällen 1 und 5 der Simulation gezeigt hat, ist in der Realität von Wunschgeschwindigkeiten auszugehen, die in der Regel oberhalb der Eingangsverteilungen in der Simulation liegen. Vor allem bei geringen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von beispielsweise 30 km/h kann nicht von einer allgemeinen Akzeptanz und damit Einhaltung ausgegangen werden. Demgegenüber liegt der Simulation gerade der Fall einer relativ guten Einhaltung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit als Zielvorstellung zu Grunde. Die Verwendung einer Wunschgeschwindigkeitsverteilung, die dem tatsächlichen Verhalten und der daraus resultierenden permanenten Überschreitung entspricht, würde dem entgegenstehen.

6.4.1 Zur Interpretation der Fundamentaldiagramme

Die im Verkehrsablauf mit zunehmendem Zielwert im Zufluß [74] zu erwartenden Instationaritäten - insbesondere in den Untersuchungsfällen mit Behinderung im Streckenverlauf - schließen die Verknüpfung lokaler und momentaner Meßwerte in der Zustandsgleichung aus. Unter diesem Aspekt empfiehlt es sich, eine räumlich-zeitliche Auswertung anzuwenden. Innerhalb des Meßintervalls eventuell auftretende Instationaritäten müssen unberücksichtigt bleiben. Jedes dieser Zeit-Weg-Fenster repräsentiert einen Meßpunkt im Diagramm mit einer mittleren räumlich-zeitlichen Geschwindigkeit, Verkehrsstärke und Verkehrsdichte.

[74] In den Auswertungen der realen Messungen nach Abschnitt 5.2.3 wurde bei weitgehend ungestörtem Verkehrsablauf bei mittleren Verkehrsbelastungen Stationarität über den kurzen Auswertungsabschnitt vorausgesetzt. Gleichzeitig wurde darauf hingewiesen, daß dies für die Gesamtstrecke nicht gegeben ist.

Die räumlich-zeitliche Auswertung beinhaltet somit naturgemäß eine starke Mittelung der Meßwerte. Vor allem bei der Überlappung von Freigabe- und Sperrzeiten innerhalb eines Zeitintervalles in den Untersuchungsfällen mit entsprechend gepulstem Abfluß im Anschluß an eine Lichtsignalanlage ist zu befürchten, daß dadurch eine Verzerrung der tatsächlichen Werte eintritt. Die räumliche und zeitliche Ausdehnung des Meßintervalls wurde unter diesem Gesichtspunkt derart gewählt, daß sowohl minimale als auch maximale Werte der Verkehrsstärke, Dichte und Geschwindigkeit innerhalb eines Intervalls auftreten können.

Die Festlegung des Meßintervalls bestimmt die Aggregation der einzelnen Fahrzeugwerte. Hier muß unterschieden werden, ob der Aktualität oder der Sicherheit der Messung ein größerer Stellenwert eingeräumt werden soll. Dementsprechend ist ein kürzeres oder längeres Meßintervall zu wählen. Eine optimale Länge ist dazu nicht anzugeben, sie ergibt sich aus der jeweiligen Aufgabenstellung und der Forderung nach Einhaltung der programmtechnischen Randbedingungen gemäß den Formeln (28) und (29). Entsprechendes gilt für die Festlegung des Zeitintervalles, bei der die bereits an anderer Stelle angesprochene Problematik einer Berücksichtigung der auftretenden Instationaritäten von entscheidender Bedeutung ist. Grundsätzlich führt ein zu kurzes Meßintervall zu sehr hohen Streuungen der Meßwerte und dem Auftreten extremer Wertepunkte, die kein realistisches Bild des Verkehrsablaufs abgeben und eine vernünftige Ableitung von Ergebnissen unmöglich machen. Ein zu langes Intervall hat demgegenüber den Nachteil, daß grundsätzlich zu erwartende Instationaritäten nicht angemessen berücksichtigt bzw. nicht erkannt werden können und unter Umständen zu fehlenden oder fehlerhaften Meßpunkten bei der Ableitung eines Fundamentaldiagrammes führen [75]. Mit der hier getroffenen Festlegung eines Meßintervalls zu 60 Sekunden wird ein Kompromiß zwischen Aktualität und Sicherheit eines Meßpunktes gesehen.

Ein Fundamentaldiagramm stellt den Zusammenhang zwischen der Verkehrsstärke q und der Verkehrsdichte k grafisch dar. Dabei liegen Meßpunkte insbesondere im nicht-zunehmenden Teil nicht auf einer klar definierbaren Kurve sondern streuen vielmehr in einem weiten Bereich. Dies resultiert nicht zuletzt aus der Tatsache, daß Stauzustände bei sehr unterschiedlichen Dichten auftreten können. So kann zunächst ein Dichtewert k_{st} definiert werden, der die kleinste Dichte darstellt, bei der es bereits zu einem verkehrsbedingten Stillstand (d.h. einer Verkehrsstärke $q = 0$) kommt. Daneben kann eine maximale Dichte k_{max} auf einem Fahrstreifen angenommen werden, die auftritt,

[75] vgl. dazu auch die Ausführungen in Abschnitt 5.1.2.

wenn alle Fahrzeuge mit einem geringen Bruttowegabstand um sieben Meter zum Stillstand gekommen sind. Diese Dichte k_{max} liegt etwa im Bereich von 130 Fz/km. Zwischen k_{st} und k_{max} verläuft die theoretische Kurve des Fundamentaldiagramms auf der Dichteachse (HEIDEMANN, 1989). Es ergeben sich somit zwei Flächen zwischen $k = 0$ und $k = k_{st}$ (Fläche 1) bzw. zwischen k_{st} und k_{max} und der Verbindung zwischen dem Punkt maximaler Verkehrsstärke und der maximalen Dichte $k = k_{max}$ (Fläche 2). Die genannten Bereiche sind in der nachstehenden Abb. 6.14 angedeutet. Innerhalb der Fläche 2 liegen Wertepunkte, die einem *stop-and-go*-Verkehr bei hohen Dichten und geringen Geschwindigkeiten zugeordnet werden müssen. Derartige Verkehrszustände sind empirisch nur sehr schwer klar abzuleiten, da deren Charakter innerhalb eines Meßintervalls leicht verschwimmt.

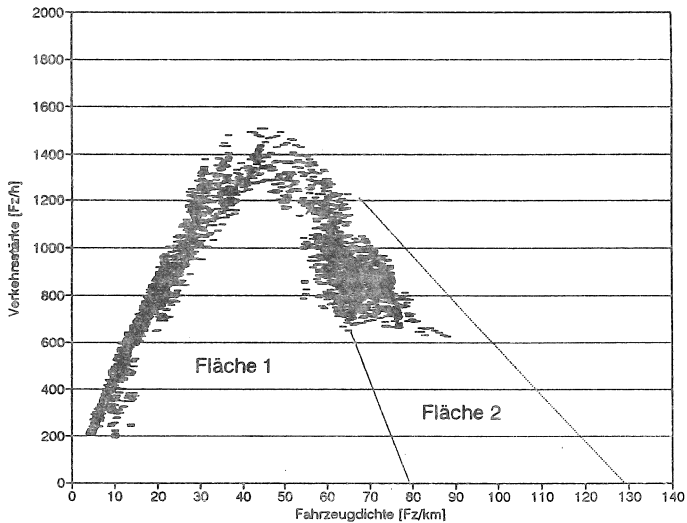


Abb. 6.14 : Zur Diskussion des *stop-and-go*-Verkehrs und dessen Darstellung in Fundamentaldiagrammen

Ein Datenpunkt, wie er in den Fundamentaldiagrammen dargestellt wird, kann sowohl *stop*-Phasen (mit der Dichte k_s und $q_s = 0$) als auch *go*-Phasen (mit der Dichte k_g und $q_g > 0$) beinhalten. Dieser Datenpunkt liegt auf der Verbindungslinie zwischen den Punkten (k_s, q_s) und (k_g, q_g) innerhalb der Fläche 2 nach Abb. 6.14. Dementsprechend sind Werte auf dem abfallenden Ast der Fundamentaldiagramme, wie sie für die Simulationen im Anhang A3-2 bis A3-25 dargestellt werden, zu interpretieren.

Ein Untersuchungsintervall weist einheitlich eine Länge von 100 m und einen Zeitabschnitt von 60 s auf. Die Zeit-Weg-Linien im Anhang A3-26 bis A3-41 zeigen, daß innerhalb eines Intervalles Fahrzeugstillstände und anschließende Beschleunigungen auftreten (vgl. Abb. 6.15). Derartige Verkehrszustände führen zu der obengenannten Darstellung eines Datenpunktes.

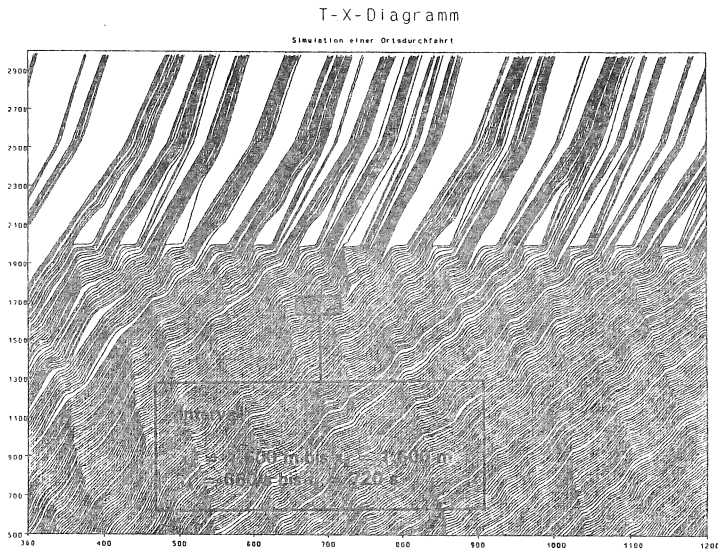


Abb. 6.15 : Auswertebereich innerhalb eines Zeit-Weg-Diagramms

Die Leistungsfähigkeit einer Strecke, d.h. die über sie abwickelbare Verkehrsstärke, wird insgesamt bestimmt durch die geringste Leistungsfähigkeit auf einem Teilabschnitt bzw. an einem Querschnitt. Wie die Ergebnisse gezeigt haben, kann sowohl eine Geschwindigkeitsbegrenzung auf einem Teilabschnitt die Leistungsfähigkeit begrenzen, als auch eine Behinderung oder eine Signalanlage. Im weiteren Streckenverlauf maßgebend ist dann die Leistungsfähigkeit des Engpasses. Allerdings kann sich die Situation am Engpaß durch ständig zunehmenden Rückstau auf davor liegende Streckenabschnitte auswirken, sodaß deren mögliche Leistungsfähigkeit nicht mehr genutzt werden kann.

Bezieht man dies auf die Darstellung im Fundamentaldiagramm, so bildet sich für den Streckenabschnitt vor der Engstelle ein Maximum in der Verkehrsstärke-Dichte-Kurve

aus. Dies bedeutet eine Zunahme im Verlauf des Diagramms bis zum Erreichen der lokalen Leistungsfähigkeit und daraufhin der Aufbau eines Rückstaus mit dem entsprechend abfallenden Ast des Fundamentaldiagramms. Baut sich dieser Rückstau nicht ab, sondern wächst er durch einen Zufluß, der oberhalb der lokalen Leistungsfähigkeit liegt, weiter an bis der davorliegende Untersuchungsabschnitt erreicht ist, so wirkt sich dieses auf die Form des dort abzuleitenden Fundamentaldiagrammes aus. Weist dies zunächst kein Maximum auf, da die dortige Leistungsfähigkeit im Streckenabschnitt vom Zufluß noch nicht überschritten wurde, so beeinflusst nun der Rückstau die Form des Fundamentaldiagrammes in der oben genannten Weise.

Bei einer Reihe von Fundamentaldiagrammen läßt sich eine Zweiteilung der Bereiche des freien und des gebundenen Verkehrs erkennen. Insbesondere sind hier die Diagramme des Untersuchungsfalls 6 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h und Einfluß einer Lichtsignalanlage in Q40) zu nennen. Hier können mit zunehmendem Zufluß schließlich die maximalen Leistungsfähigkeiten - d.h. die Streckenleistungsfähigkeit - nicht erreicht werden, da sich durch den "Engpaß Lichtsignalanlage" bedingte Rückstauerscheinungen bis in den Abschnitt Q10 auswirken. Es bilden sich die Bereiche des freien Verkehrs mit relativ geringen Dichten und des gebundenen Verkehrsablaufs bei hohen Dichten, also im Rückstaubereich, heraus.

6.4.2 Allgemeine Beziehungen und Zusammenhänge

Bei ansteigender Verkehrsdichte auf einem Streckenabschnitt ist eine Verschiebung der Geschwindigkeitsverteilung zu kleineren Werten hin zu beobachten. Zunächst verbreitert sich die Kurve der Geschwindigkeitsverteilung, d.h. auch die Streuungen nehmen zu. Schließlich kommt es zum "Zusammenbruch" der Verteilung. Es treten praktisch nur noch sehr geringe Geschwindigkeiten auf bzw. es kommt zu Stillständen im Verkehrsablauf und zu *stop-and-go*-Verkehren über einen längeren Streckenabschnitt. Hieraus läßt sich auch ableiten, daß mit ansteigenden Fahrzeugdichten eine größere Unstetigkeit im Verkehrsablauf zu erwarten ist. Auch dieses führt wiederum zu einer höheren Staugefahr, die sich aus dem Zusammentreffen von Fahrzeugen oder Fahrzeugpuls mit stark unterschiedlichen Geschwindigkeiten und den daraus erwachsenden und sich fortpflanzenden Reaktionen ergibt. Diese Situation kann bereits aus den Darstellungen der Fahrlinien abgelesen werden.

In allen Fällen weisen die statistischen Kennzahlen für die Untersuchungsfälle 1 bis 4 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h) gegenüber den vergleichbaren Werten der

Untersuchungsfälle 5 bis 8 (zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h) einen deutlich höheren Streubereich auf. Einerseits ist dies auf eine Homogenisierung im Verkehrsablauf bei niedrigerer Geschwindigkeit und geringeren Geschwindigkeitsdifferenzen zurückzuführen, was sich insbesondere in gemäßigten Beschleunigungsreaktionen widerspiegelt. Andererseits deutet dies gleichzeitig auf einen über weite Bereiche gebundenen Verkehrsablauf hin. Dies belegen die sehr geringen mittleren Geschwindigkeiten bzw. Reisegeschwindigkeiten. Eine Abwägung, die diese Faktoren berücksichtigt, wird in Kapitel 6.5 über eine Bestimmung der Qualität des Verkehrsablaufs durchgeführt.

Die Auswertungen der Untersuchungsfälle 2 und 6 nach Kapitel 6.3.3 hat eine reduzierte Leistungsfähigkeit im Abfluß an der Lichtsignalanlage bei einer zulässigen Geschwindigkeit von 30 km/h gegenüber 50 km/h ergeben. Die Meßdaten erlauben eine Untersuchung der Zeitlücken und Zeitbedarfswerte an der Haltelinie (lokaler Meßquerschnitt Q4 bei km 2+000) für jedes Einzelfahrzeug. In Kapitel 4.1.5 wurden die Ergebnisse von GREENSHIELDS (1947) vorgestellt, nach denen der Anfahrzeitverlust an einer Lichtsignalanlage in einer Kolonne etwa 3,7 s für das erste Fahrzeug beträgt und danach kontinuierlich auf 2,1 s abnimmt. Wie aus Abbildung 6.9 zu entnehmen ist, wird dieses Ergebnis im Falle einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h durch die simulierten Werte gut nachgebildet. Dagegen fallen die Zeitbedarfswerte für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h lediglich auf 2,6 s ab und nehmen für nachfolgende Fahrzeuge sogar wieder leicht zu. Dieses Ergebnis erklärt, in Verbindung mit den in Untersuchungsfall 6 berechneten durchgängig höheren Mittelwerten und Medianwerten für die Zeitlücken (vgl. dazu die Tabellen in Anhang A3-44), die geringeren Verkehrsstärken.

Die aus den Simulationsläufen abgeleiteten Zeitbedarfswerte an einer Lichtsignalanlage liegen leicht oberhalb der neueren aus der Literatur zu entnehmenden Meßergebnisse bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h. Dies führt zu Sättigungsverkehrsstärken, welche die in verschiedenen anderen Untersuchungen dementsprechend höher liegenden Werte nicht erreichen. Eine Ursache ist im Aufbau des Simulationsmodells zu sehen, welches eine Fahrzeugreaktion immer als Reaktion auf vorausfahrende Fahrzeuge oder auf das Eintreten eines Ereignisses erzeugt. Dementsprechend können "vorausdenkende" Fahrzeugführer nicht nachgebildet werden. Dies beinhaltet ebenfalls, daß ein Fahrzeug erst dann beschleunigt, wenn tatsächlich die Freigabezeit gegeben ist. Ortskundige Fahrer reagieren jedoch bereits auf das Ende der Freigabezeit des Querverkehrs.

Darüberhinaus führt die zeitschrittorientierte Simulation und die damit verbundene Berechnung in Sekundenschritten dazu, daß Reaktionen z.T. erst im nachfolgenden Sekundenintervall erkannt bzw. erzeugt werden. Ein Ereignis fällt in den seltensten Fällen genau mit einem Zeitschritt zusammen. Die Auflösung des Modells erreicht somit nicht die real im Einzelfall zu beobachtenden Reaktionszeiten auch unterhalb einer Sekunde. Für eine exakte Nachbildung wäre ein Zeitschritt in der Größe der erwarteten Reaktionszeiten erforderlich.

Zwar wird die Reaktion des Modells in Grenzbereichen somit "träger" als in der Realität ausfallen, dies ist aber insofern von untergeordneter Bedeutung, wenn keine absoluten Grenzwerte der Leistungsfähigkeit in einer Verkehrssituation gefragt sind, sondern vielmehr - wie in dieser Untersuchung - vergleichende Betrachtungen angestellt werden. Somit handelt es sich um einen systematischen Fehler, der nicht zufällig auftritt. Seine Auswirkungen gelten vielmehr für alle untersuchten Fälle gleichermaßen. Der Anfahrvorgang eines Fahrzeugs bei unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten wird dadurch nicht beeinflusst. In Abschnitt 6.3.3 wurde gezeigt, daß sich die Anfahrvorgänge der ersten Fahrzeuge nicht unterscheiden.

Die auf Grund des Fahrzeugfolgemodells auftretenden Probleme versuchen HOFFMANN et.al. (1990) durch einen deterministischen Ansatz zu umgehen. Darin wird vorgeschlagen, daß anfahrende Fahrzeuge frei ihre Wunschgeschwindigkeit anstreben (ein im übrigen auch bei dem hier angewandten Modell verfolgtes Verfahren) und ihnen in der ersten Sekunde sehr hohe Beschleunigungen [76] zuweist, die zwar physikalisch nicht möglich sind, aber berücksichtigen, daß die Fahrer zu einem beliebigen Zeittakt innerhalb des Einsekundenintervalls reagiert haben können. Mit diesem Verfahren können die Werte nach AHN (1987) erreicht werden. Allerdings setzt dies voraus, daß Sättigungsverkehrsstärken bekannt sind und die Ergebnisse durch entsprechende Meßreihen abgesichert wurden. Dies ist bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h sicherlich gegeben, für 30 km/h liegen jedoch noch keinerlei vergleichbare Untersuchungen vor. Daher wurde dieser Ansatz hier nicht weiter verfolgt. Eine unter Umständen geringere Sättigungsverkehrsstärke wird in Kauf genommen. Eine gegebene Relation zwischen den Werten aus einer Untersuchung mit einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h gegenüber denen aus 30 km/h wird dadurch dennoch nachvollziehbar.

[76] dazu wird in der ersten Sekunde des Anfahrvorganges angesetzt :

Pkw und Krad : $1,3 * b_{\max}$
Lkw und Lz : $0,7 * b_{\max}$

Es sei an dieser Stelle auf einen Ansatz von WIEDEMANN (1987) hingewiesen, der zu der Modellvorstellung einer *sicheren Zeitlücke* in Abhängigkeit vom Geschwindigkeitsniveau führt. Die Leistungsfähigkeit wird darin als eine Funktion aus Sicherheit und Geschwindigkeit gesehen. Eine Messung des Nettozeitabstandes in stark instabilem Verkehrsfluß - wie er sich im übrigen im Rahmen dieser Untersuchung bei höheren Zuflußwerten einstellt - ergibt für diesen einen Mittelwert von etwa zwei Sekunden.

Die *sichere Zeitlücke* Z leitet sich ab aus

$$Z \geq Z_n + L/V + 0,5 \cdot v \cdot (1/B - 1/[B + DB]) \quad [s] \quad (37)$$

mit : Z_n Nettozeitabstand zwischen den Fahrzeugen in [s]
 V Geschwindigkeiten in [m/s]
 B Beschleunigungen/Verzögerungen in [m/s²]
 DB Differenz im Beschleunigungs-/Verzögerungsvermögen aufeinanderfolgender Fahrzeuge
 L Länge der Fahrzeuge in [m]

Der Kehrwert dieser Funktion ergibt eine momentane Leistungsfähigkeit, die in starkem Maße vom Geschwindigkeitsniveau abhängt. Dies erklärt sich aus dem Einfluß der Fahrzeuglängen, der bei kleinen Geschwindigkeiten an Bedeutung zunimmt.

Leistungsfähigkeit nach der Modellvorstellung einer <i>sicheren Zeitlücke</i>		
mittlere Geschwindigkeit	sichere Zeitlücke	Leistungsfähigkeit
45 km/h ($v_{zul} = 50$ km/h)	2,40 s	1.500 Fz/h
27 km/h ($v_{zul} = 30$ km/h)	2,67 s	1.350 Fz/h

Tabelle 6.10 : Leistungsfähigkeit nach dem Ansatz der *sicheren Zeitlücke* nach WIEDEMANN (1987) - $Z_n = 2,0$ s und $L = 5,0$ m

Die Werte der *Tabelle 6.10* sind unter der vereinfachten Annahme ohne Berücksichtigung der Bremsverzögerungen berechnet. Hierbei handelt es sich um ein "mittleres Fahrverhalten", wie es sich bei Betrachtung über einen längeren Zeitraum einstellt. Der Vergleich mit den Daten der Simulation weist auf eine gute Übereinstimmung der Leistungsfähigkeiten hin.

6.5 Qualität des Verkehrsablaufs

Die hiermit vorgestellte Untersuchung verfolgt in erster Linie das Ziel, Auswirkungen einer reduzierten zulässigen Höchstgeschwindigkeit und von Störeinflüssen auf den Verkehrsablauf - insbesondere dessen Flüssigkeit und Leistungsfähigkeit - einer städtischen Hauptverkehrsstraße darzustellen. Es ist nicht Gegenstand der Untersuchung, eine umfassende Bewertung der städtebaulichen Verträglichkeit bzw. der Umweltverträglichkeit zu entwickeln und durchzuführen.

Unter diesem Blickwinkel ist es folgerichtig, eine Bewertung und qualitative Einschätzung anhand der auf einer Strecke anzutreffenden Behinderungen vorzunehmen. Die Qualität des Verkehrsablaufs ist umso höher einzuschätzen, je geringer die Abweichungen der beobachteten mittleren Fahrzeuggeschwindigkeiten von einer anzustrebenden Geschwindigkeit (in der Regel der zulässigen Höchstgeschwindigkeit; vgl. auch Kapitel 6.4.2) sind und je homogener sich der Verkehrsfluß über den Streckenabschnitt einstellt, d.h. je weniger Beschleunigungsvorgänge je Wegeinheit zu verzeichnen sind [77]. Zur umfassenden Abschätzung der Gesamtqualität des Verkehrsablaufs eines Untersuchungsfallles ist zusätzlich einzubeziehen, inwieweit ein vorgegebener Zielwert der Verkehrsstärke über den Streckenabschnitt abwickelbar ist.

6.5.1 Entwicklung eines Bewertungsansatzes

Entsprechende Definitionen eines Qualitätsindex gehen auf ältere Forschungsarbeiten von GREENSHIELDS (1955) und die darauf aufbauende Definition eines *Level of Service Index (LSI)* durch PLATT (1963) zurück. Die Bestimmung des *LSI* erfordert jedoch hohen meßtechnischen Aufwand und ist daher in der praktischen Anwendung (und insbesondere bei der Auswertung simulierter Verkehrsdaten) weniger geeignet. Ein handhabbarer Ansatz wird dagegen von ZEITVOGEL (1980) vorgestellt. Er geht zunächst von der Geschwindigkeitsdifferenz zwischen der zulässigen Höchstgeschwindigkeit v_{zul} und der mittleren lokalen Geschwindigkeit \bar{v}_i aus und quantifiziert über diesen Parameter die lokalen Behinderungen des Verkehrsablaufs :

$$\Delta VQ_i = v_{zul} - \bar{v}_i \quad (38)$$

[77] Diese Thematik wurde in entsprechenden Ausführungen in Kapitel 3.2 bereits beleuchtet.

Um diesen Parameter als vergleichendes Qualitätsmaß verwenden zu können, wird in Formel (39) ein Qualitätsindex VQ als Ausdruck der Verkehrsqualität gebildet:

$$VQ = \frac{v_{zul} - \Delta VQ}{v_{zul}} \cdot 100 \text{ [%]} \quad (39)$$

Als Bezugsniveau legt ZEITVOGEL die jeweils gültige zulässige Geschwindigkeit v_{zul} auf dem zu untersuchenden Streckenabschnitt zu Grunde. Dies ist unproblematisch, soweit diese mit der Geschwindigkeit unbeeinflusster Fahrzeuge näherungsweise übereinstimmt. Vorausgesetzt werden muß sinnvollerweise, daß negative ΔVQ -Werte nicht auftreten dürfen. Liegt die mittlere lokale Geschwindigkeit jedoch über der zulässigen Höchstgeschwindigkeit, was bei einer oft nur geringen Einhaltung der Anordnung von Tempo-30 nach den in Kapitel 5.2 vorgestellten Meßergebnissen in Schwachlastzeiten unbedingt in Betracht gezogen werden muß, wird daher für diesen Fall der Parameter $\Delta VQ = 0$ gesetzt. Daraus würde sich nach dieser Formel bei der Ableitung eines Qualitätsindex das Qualitätsniveau zu $VQ = 100 \text{ %}$ ergeben, was unter einem verkehrstechnischen Gesichtspunkt optimalen Verhältnissen entspricht, unter Umständen jedoch nicht den Bedingungen des Umfeldes, die gerade nach einer Geschwindigkeitsdämpfung verlangen, nachkommt.

Wie oben bereits formuliert wurde, spiegeln sich die Beeinträchtigungen des Verkehrsablaufs in der Höhe der Geschwindigkeit und in dessen Gleichförmigkeit wider. Die Ungleichförmigkeit wird von ZEITVOGEL über das normierte Streumaß der Beschleunigungen auf dem Streckenabschnitt beschrieben. Daraus berechnet sich die *Verkehrsqualität* VQ entsprechend der nachstehenden erweiterten Formel (40).

Grundsätzlich ist das Bezugsniveau über v_{zul} frei wählbar. Jedoch ist zu erkennen, daß sich aus dieser Formel angemessene Bewertungsergebnisse lediglich für den Fall einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h ergeben. Der Term $10,8 - 0,24 \cdot \bar{v}$ geht für eine mittlere Geschwindigkeit von 45 km/h, wie sie bei unbehinderter Fahrweise in diesem Fall realisierbar ist, gegen Null. Eine niedrigere zulässige Höchstgeschwindigkeit - und eine daraus resultierende geringere mittlere Geschwindigkeit - führt nach dieser Formel daher grundsätzlich zu einer schlechteren Bewertung.

$$VQ = \frac{v_{zul} - (10,8 - 0,24 \cdot \bar{v} + 928,3 \sigma_b / \bar{v})}{v_{zul}} \cdot 100 \text{ [%]} \quad (40)$$

mit (siehe folgende Seite)

v_{zul}	=	zulässige Höchstgeschwindigkeit
\bar{v}	=	mittlere Intervallgeschwindigkeit
σ_b	=	Standardabweichung der Intervallbeschleunigungen
σ_b/\bar{v}	=	normierte Standardabweichung der Beschleunigung

Da an dieser Stelle nicht bereits die Tatsache einer niedrigeren zulässigen Geschwindigkeit zu einer Abwertung der Verkehrsqualität führen soll, sondern diese zunächst gleichwertig einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h gegenübergestellt wird, ist eine Modifikation der Formel nach ZEITVOGEL erforderlich. Die Linearität dieser Formel erweist sich dabei als besonders vorteilhaft, indem dies durch einen einfachen Korrekturfaktor innerhalb des Klammerausdrucks ermöglicht wird.

Für den hier zu berücksichtigenden Fall einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h wird eine mittlere Geschwindigkeit von 27 km/h als Zielwert angenommen. Diese mittlere Geschwindigkeit entspricht etwa dem günstigsten Meßwert der Untersuchungsfälle fünf bis acht [78]. Der Korrekturfaktor ergibt sich somit aus dem Verhältnis der mittleren Geschwindigkeiten zu 0,600. Die Verkehrsqualität VQ für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h berechnet sich nach der entsprechend modifizierten Formel zu

$$VQ_{30} = \frac{30 \text{ km/h} - (6,48 - 0,24 \cdot \bar{v} + 557,0 \sigma_b/\bar{v})}{30 \text{ km/h}} \cdot 100 \quad [\%] \quad (41)$$

mit den in Formel (40) eingeführten Bezeichnungen. Die Verkehrsqualität für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h erreicht nach dieser Formel - bei ansonsten identischen Verkehrsverhältnissen - einen gleichhohen Wert wie bei 50 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit. Somit ist eine neutrale Bewertungsgrundlage gewährleistet.

Die Verkehrsqualität VQ bewertet auf diese Weise die Möglichkeit, eine mittlere Geschwindigkeit zu erreichen, die im freien Verkehr zu erwarten ist, sowie die Gleichförmigkeit des Verkehrsablaufs für das Einzelfahrzeug.

Unabhängig von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit gilt grundsätzlich $VQ < 100\%$, da die normierte Standardabweichung der Beschleunigung theoretisch zwar beliebig

[78] Dies ist entsprechend für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h mit der Annahme eines Zielwertes für die mittlere Geschwindigkeit von 45 km/h in den Untersuchungsfällen eins bis vier gegeben.

kleine Werte erreichen kann, in der Realität jedoch kaum zu Null werden dürfte. Dies ist bereits in der Annahme unterschiedlicher Wunschgeschwindigkeiten begründet, die beim Auffahren eines langsameren auf ein schnelleres Fahrzeug zu Brems- und Beschleunigungsreaktionen führen. Im gebundenen Verkehrsablauf treten, auch bei weitgehend gleichen Fahrgeschwindigkeiten aller Fahrzeuge, wahrnehmungsbedingte Reaktionen auf, die darauf beruhen, daß eine Geschwindigkeit durch den Fahrzeugführer nicht exakt eingehalten werden kann. Daraus ergeben sich Relativbewegungen zum vorausfahrenden Fahrzeug, die zu Beschleunigungsvorgängen führen und damit grundsätzlich eine geringe Streuung beinhalten [79].

Hierbei ist zunächst nur das aus dem Fahrverhalten des Einzelfahrzeug abgeleitete und aggregierte Qualitätsniveau beschrieben. Insgesamt wird jedoch auch die *relative Variationsbreite* der sich auf einem Streckenabschnitt einstellenden Reisegeschwindigkeit als ein wichtiger Maßstab zur Beurteilung der Verkehrsqualität insgesamt für alle beteiligten Fahrzeuge angesehen. Sie verdeutlicht bei geringer Variationsbreite einen harmonischen Verkehrsablauf. Dies erlangt insbesondere Bedeutung in den Untersuchungsfällen, die starke "äußere" Störeinflüsse aufweisen, also bei den Fällen zwei bis vier und sechs bis acht. Hierzu wird die relative Variationsbreite der Reisegeschwindigkeiten VAR_R zu

$$VAR_R = \frac{V_{R\ 85} - V_{R\ 15}}{V_{R\ 50}} \quad (42)$$

eingeführt, mit den Kenngrößen

$V_{R\ 85}$: Reisegeschwindigkeit, die von 85% aller Fahrzeuge nicht überschritten wird

$V_{R\ 15}$: Reisegeschwindigkeit, die von 15% aller Fahrzeuge unterschritten wird

$V_{R\ 50}$: Reisegeschwindigkeit, die 50% aller Fahrzeuge einhalten (Median [80])

Der komplementäre Wert der aktuellen Variationsbreite $I - VAR_{R,ist}$ wird ins Verhältnis gesetzt zu dem vorgegebenen Wert $I - VAR_{O,Mittel}$, der sich aus der Mittelung der relativen Variationsbreiten der in der Simulation vorgegebenen Wunschgeschwindigkeitsverteilungen bei zulässigen Höchstgeschwindigkeiten von 30 km/h bzw. 50 km/h

[79] vgl. dazu die Abschnitte 4.1.1 und 4.2.1 .

[80] Der Median ist dadurch festgelegt, daß ebenso viele Werte größer wie kleiner als der Medianwert sind (somit also der 50%-Wert). Nur bei einer symmetrischen Verteilung ist der Median gleich dem arithmetischen Mittelwert. Dies kann bei der Verteilung der Reisegeschwindigkeiten jedoch nicht vorausgesetzt werden.

ergibt. Der Quotient geht als zusätzlicher Einflußfaktor in die Gesamtbewertung der Verkehrsqualität einer Strecke ein und soll als *Homogenitätsfaktor des Verkehrsablaufs* (*HFV*) bezeichnet werden :

$$HFV = \frac{1 - VAR_{R,ist}}{1 - VAR_0} \quad (43)$$

Somit kann sich eine gegenüber den im Simulationsansatz zu Grunde gelegten Geschwindigkeitsverteilungen abnehmende Variationsbreite erhöhend auf die Verkehrsqualität eines Streckenabschnittes auswirken, indem sich daraus ein Quotient nach Formel (43) zu $HFV > 1$ ergibt. Demgegenüber hat eine zunehmende Variationsbreite eine Verminderung der Verkehrsqualität zur Folge. Es gilt für den Homogenitätsfaktor $0 < HFV \leq 1 / (1 - VAR_{0,Minel})$. Damit erreicht der Homogenitätsfaktor einen Maximalwert von $HFV = 1,35$ (vgl. Abb. 6.16) [81].

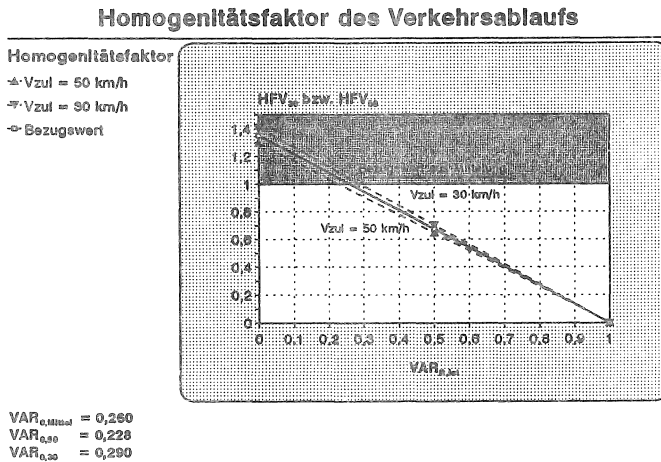


Abb. 6.16 : Bezugswert des Homogenitätsfaktors *HFV*

Als dritter Faktor muß in der Bewertung berücksichtigt werden, inwieweit ein vorgegebener Zielwert der Verkehrsstärke auf dem Streckenabschnitt tatsächlich zu

[81] die in den Simulationsläufen verwendeten Geschwindigkeitsverteilungen weisen relative Variationsbreiten von 29,0 % bei 30 km/h bzw. 22,8 % bei 50 km/h auf.

erreichen ist. Als *Zielerreichungsgrad* (*ZEG*) wird der Quotient aus einer maximal gemessenen lokalen Verkehrsstärke $q_{l,ist}$ im Untersuchungsfall und dem Zielwert q_{Ziel} definiert. Es gilt $0 \leq ZEG \leq 1$. Mit abnehmendem Zielerreichungsgrad werden somit auch Beeinträchtigungen ansatzweise berücksichtigt, die sich durch einen anwachsenden Rückstau auch in Bereichen vor dem eigentlichen Untersuchungsabschnitt ausbilden. Hierunter sind insbesondere Abgas- und Lärmbelastungen zu verstehen, obwohl in diesem Rahmen keine eigenständige Bewertung dieser Faktoren angestrebt wird.

Die berechneten Werte der Verkehrsqualität *VQ*, eines Homogenitätsfaktors des Verkehrsablaufs *HFV* und des Zielerreichungsgrades *ZEG* werden miteinander additiv verknüpft und unterschiedlich gewichtet. Entsprechend ihrer Zusammensetzung aus zwei wichtigen Größen, der mittleren Geschwindigkeit und der Standardabweichung der Beschleunigung, erhält die Verkehrsqualität *VQ* eine doppelte Gewichtung. Daraus ergibt sich der *Qualitätsindex des Verkehrsablaufs* ($QIV_{i,q,Vzul}$) auf einem zu untersuchenden Streckenabschnitt als eine vergleichbare Bewertungszahl. Er wird für jeden Untersuchungsfall *i* und jeden Zielwert des Zuflusses *q* aufgestellt. Dies eröffnet die Möglichkeit, eine mögliche Verkehrsstärke bei einer noch zumutbaren Verkehrsqualität anzugeben und gleichzeitig entsprechende Werte für zulässige Höchstgeschwindigkeiten (*Vzul*) von 30 km/h und 50 km/h einander vergleichend gegenüberzustellen und zu bewerten.

$$QIV = \frac{1}{4} (2 \cdot QV + HFV + ZEG) \quad [\%] \quad (44)$$

Auf diese Weise werden die drei Faktoren "Reisegeschwindigkeit", "Homogenität" und "Leistungsfähigkeit" miteinander verknüpft.

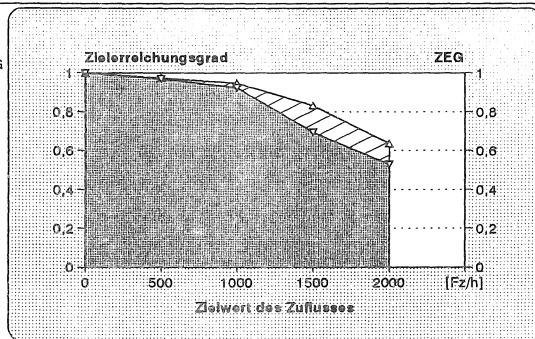
6.5.2 Bewertung des Verkehrsablaufs

Aufbauend auf dem in obigem Abschnitt vorgestellten Ansatz und der Ableitung eines Qualitätsindex des Verkehrsablaufs erfolgt eine Gegenüberstellung vergleichbarer Untersuchungsfälle. Die verwendeten Daten ergeben sich aus den Ergebnissen der Simulationsläufe und deren statistischer Auswertung.

Alle Faktoren, die nach obigen Formeln die Bewertung des Verkehrsablaufs beschreiben, beziehen sich auf einen Streckenabschnitt von 1.100 m Länge zwischen den lokalen Meßquerschnitten Q2 bei km 1+100 und Q5 bei km 2+200.

Zielerreichungsgrad ZEG Untersuchungsfälle 1 und 5

- △ Vzul = 50 km/h
- ▽ Vzul = 30 km/h
- Minderung ZEG

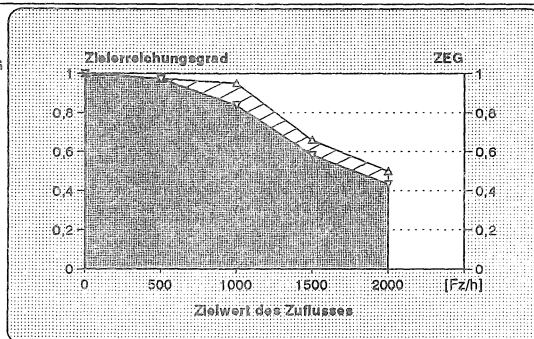


Verkehrsstärke_{0,el} / Verkehrsstärke_{Ziel}
für zulässige Geschwindigkeiten von 50 km/h bzw. 30 km/h
keine Störung auf dem Streckenabschnitt

Abb. 6.17 a : Zielerreichungsgrad - Untersuchungsfall 1 und 5

Zielerreichungsgrad ZEG Untersuchungsfälle 2 und 6

- △ Vzul = 50 km/h
- ▽ Vzul = 30 km/h
- Minderung ZEG

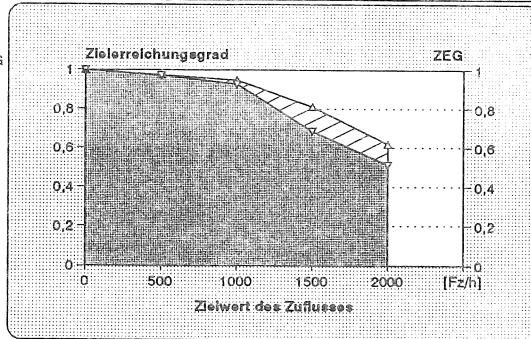


Verkehrsstärke_{0,el} / Verkehrsstärke_{Ziel}
für zulässige Geschwindigkeiten von 50 km/h bzw. 30 km/h
Störung durch Lichtsignalanlage bei km 2+000

Abb. 6.17 b : Zielerreichungsgrad - Untersuchungsfall 2 und 6

Zielerreichungsgrad ZEG Untersuchungsfälle 3 und 7

- ☆ $V_{zul} = 50 \text{ km/h}$
- ♣ $V_{zul} = 30 \text{ km/h}$
- ☐ Minderung ZEG

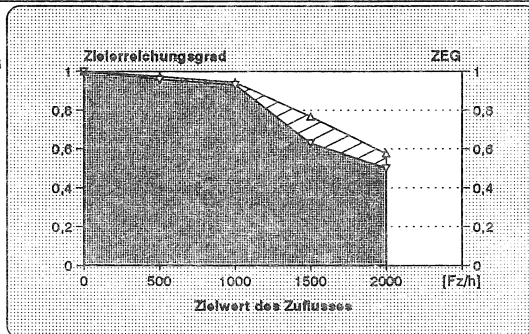


Verkehrsstärke_{act} / Verkehrsstärke_{Ziel}
für zulässige Geschwindigkeiten von 50 km/h bzw. 30 km/h
Störung durch Lichtsignalanlage (Anforderung) bei km 2+000

Abb. 6.17 c : Zielerreichungsgrad - Untersuchungsfall 3 und 7

Zielerreichungsgrad ZEG Untersuchungsfälle 4 und 8

- ☆ $V_{zul} = 50 \text{ km/h}$
- ♣ $V_{zul} = 30 \text{ km/h}$
- ☐ Minderung ZEG



Verkehrsstärke_{act} / Verkehrsstärke_{Ziel}
für zulässige Geschwindigkeiten von 50 km/h bzw. 30 km/h
Störung durch Behinderung auf der Fahrbahn

Abb. 6.17 d : Zielerreichungsgrad - Untersuchungsfall 4 und 8

Die in Formel (40) bzw. (41) eingehende mittlere Geschwindigkeit berechnet sich als Mittelwert der an allen Meßquerschnitten Q2 bis Q5 erfaßten mittleren lokalen Geschwindigkeiten. Die Standardabweichung der Beschleunigung wird zunächst an den Meßquerschnitten aus den jeweiligen lokalen Beschleunigungswerten des Einzelfahrzeugs abgeleitet und anschließend über alle Meßquerschnitte gemittelt. Die Reisegeschwindigkeit eines Fahrzeugs errechnet sich aus der Differenz zwischen dem Einfahrzeitpunkt an Querschnitt Q2 und dem Ausfahrzeitpunkt an Querschnitt Q5, in Bezug zur dabei durchfahrenen Strecke von 1.100 m Länge. Die statistische Auswertung der Reisegeschwindigkeiten ergibt die entsprechende Geschwindigkeitsverteilung und die daraus resultierenden 15%-, 50%- und 85%-Percentilen, die in Formel (42) zur Bestimmung der relativen Variationsbreite verwendet werden und schließlich zur Ableitung des Homogenitätsfaktors *HFV* nach Formel (43) führen. Der im Zielerreichungsgrad *ZEG* berücksichtigte Wert $q_{t,ist}$ stellt die aus der Auswertephase der Simulation (15-Minuten-Intervall) auf den Stundenwert hochgerechnete, maximal gemessene lokale Verkehrsstärke dar. Es wird wiederum der Streckenabschnitt nach Einfahrt in den Untersuchungsabschnitt zwischen den Querschnitten Q2 und Q5 berücksichtigt.

In den nachfolgenden Tabellen sind die berechneten Werte zur Beschreibung der Qualität des Verkehrsablaufs zusammengestellt. Ein direkter Vergleich ist dabei nur für gleichartige Untersuchungsfälle (1 und 5, 2 und 6, 3 und 7, 4 und 8) sinnvoll.

Aus den Tabellen ist direkt zu entnehmen, daß die Verkehrsqualität *VQ* und insbesondere der Zielerreichungsgrad *ZEG* in der Regel niedrigere Werte bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h gegenüber 50 km/h erreichen. Dagegen ist ein homogenerer Verkehrsablauf - gekennzeichnet durch einen höheren Homogenitätsfaktor *HFV* - bei 30 km/h festzustellen. Die Verknüpfung der drei Werte nach Formel (44) führt damit zu einem Qualitätsindex des Verkehrsablaufs, der diese Differenzen in fast allen Fällen ausgleicht, sodaß sich insgesamt ein Qualitätsniveau gleicher Größenordnung - unabhängig von der zulässigen Höchstgeschwindigkeit - einstellt.

Hier sind lediglich zwei Ausnahmen bemerkenswert :

- Ein Vergleich der Untersuchungsfälle ohne Störeinfluß (Fall 1 und Fall 5) zeigt den Abfall der Verkehrsqualität für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h bereits ab Zielwerten von 1.000 Fz/h. Demgegenüber können bei einer höheren zulässigen Geschwindigkeit von 50 km/h diese Zielwerte noch ohne Qualitätsminderung abgewickelt werden.

- Diese Situation tritt analog beim Vergleich der Untersuchungsfälle mit Lichtsignalanlage (Fall 2 und Fall 6) ein. Der Qualitätsabfall ist noch weitaus deutlicher zu erkennen. Zudem weist der Untersuchungsfall 2 bereits bei Zielwerten von 500 Fz/h ein erkennbar höheres Qualitätsniveau auf.

Diese Betrachtung führt zu dem Ergebnis, daß bei niedrigen bis mittleren Verkehrsstärken eine höhere zulässige Geschwindigkeit auf Streckenabschnitten ohne Störeinfluß bzw. mit einer im Streckenverlauf angeordneten Lichtsignalanlage Vorteile bezüglich der Verkehrsqualität zeigt. In allen anderen Situationen gleichen sich in der Gesamtbetrachtung die Einzelfaktoren aus.

Interessant ist die Tatsache, daß das Erreichen hoher Leistungsfähigkeiten in den Untersuchungsfällen 1 bis 4 auch bei einer dort zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h mit einem Rückgang der mittleren Geschwindigkeiten auf Werte zwischen 35 km/h und 40 km/h verbunden ist. Dies führt jedoch nicht zu einer allgemeinen Verbesserung der Qualität im Verkehrsablauf, wie ein Vergleich mit den hohen Homogenitätsfaktoren bei niedriger Geschwindigkeit nahelegt. Vielmehr berechnet sich die mittlere Geschwindigkeit aus stark streuenden Einzelgeschwindigkeiten, wie die Ergebnisse der Bewertung verdeutlichen. Hieraus kann somit nicht geschlossen werden, daß auch eine reduzierte zulässige Höchstgeschwindigkeit zu entsprechend günstigen bzw. gleichartigen Werten der Leistungsfähigkeit führt. Für diesen Fall werden bei hohen Verkehrsstärken diese mittleren Geschwindigkeiten bei weitem nicht erreicht, da Rückstauerscheinungen und Störungen das Einhalten einer Wunschgeschwindigkeit über die Strecke verunmöglichen.

Qualität des Verkehrsablaufs bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h

Untersuchungsfall 1		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,845	0,815	0,654	0,654
	ZEG	0,974	0,948	0,833	0,636
	HFV	0,941	1,105	1,116	1.123
	QIV	90,1 %	92,1 %	81,4 %	76,7 %

Untersuchungsfall 2		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,749	0,637	0,550	0,536
	ZEG	0,974	0,950	0,660	0,500
	HFV	1,039	0,981	0,550	0,318
	QIV	87,8 %	80,1 %	57,8 %	47,3 %

Untersuchungsfall 3		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,814	0,736	0,632	0,658
	ZEG	0,974	0,948	0,811	0,619
	HFV	0,926	1,043	1,012	1,028
	QIV	88,2 %	86,6 %	77,2 %	74,1 %

Untersuchungsfall 4		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,818	0,702	0,683	0,700
	ZEG	0,974	0,945	0,767	0,576
	HFV	0,869	0,851	0,845	0,862
	QIV	87,0 %	80,0 %	74,5 %	71,0 %

Qualität des Verkehrsablaufs bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h

Untersuchungsfall 5		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,814	0,633	0,641	0,636
	ZEG	0,970	0,925	0,695	0,529
	HFV	1,035	1,224	1,218	1,189
	QIV	90,8 %	85,4 %	79,9 %	74,8 %

Untersuchungsfall 6		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,622	0,546	0,440	0,435
	ZEG	0,972	0,839	0,583	0,434
	HFV	1,108	0,858	0,780	0,655
	QIV	83,1 %	69,7 %	56,1 %	49,0 %

Untersuchungsfall 7		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,717	0,628	0,579	0,598
	ZEG	0,972	0,928	0,686	0,512
	HFV	1,062	1,188	1,176	1,135
	QIV	86,7 %	84,3 %	75,5 %	71,1 %

Untersuchungsfall 8		Zielwert des Zuflusses [Fz/h]			
		500	1000	1500	2000
	VQ	0,737	0,662	0,576	0,657
	ZEG	0,960	0,932	0,631	0,501
	HFV	0,941	1,072	1,031	0,964
	QIV	84,4 %	83,2 %	70,4 %	69,5 %

7. ERGEBNISSE UND PERSPEKTIVEN

Der Verstand vermag nichts anzuschauen und die Sinne nichts zu denken. Nur daraus, daß sie sich vereinigen, kann Erkenntnis entspringen Kant, I.

Die vorliegende Arbeit beschreibt anhand von vier unterschiedlichen äußeren Einflußfaktoren im Verlauf einer Ortsdurchführung die Auswirkungen einer Geschwindigkeitsbegrenzung auf 50 km/h bzw. 30 km/h. Grundlage der Ergebnisse bilden Simulationsläufe zur Nachbildung des Verkehrsverhaltens. Vorrangiges Ziel ist die Ableitung einer ersten Abschätzung der Auswirkungen durch eine modellmäßige Betrachtungsweise und die Einführung zweckmäßiger Vereinfachungen.

Es wird davon ausgegangen, daß der Verkehrsablauf auf einem städtischen Straßenzug von Instationaritäten geprägt ist. Damit ist eine räumlich-zeitliche Auswertungsmethodik die Voraussetzung zur Darstellung der q-k - Beziehungen. Weiterhin ist es nicht möglich, für eine Strecke mit unterschiedlicher Charakteristik ein für alle Querschnitte bzw. Meßbereiche gleichermaßen gültiges Fundamentaldiagramm anzugeben. Dies bedingt die Aufteilung der Untersuchungsstrecke in Abschnitte, die jeweils einen Streckenzustand definieren. Die Beeinflussung des Verkehrsablaufs durch vorausgehende Abschnitte kann anhand der Fundamentaldiagramme auf diese Weise verdeutlicht werden.

7.1 Zusammenfassung der Simulationsergebnisse

Grundsätzlich ist festzuhalten, daß bei einer Verringerung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit eine Abnahme der Leistungsfähigkeit zu erwarten ist. Dies gilt für alle Untersuchungsfälle. Allerdings wird auch deutlich, daß sowohl bei zulässigen Geschwindigkeiten von 50 km/h als auch von 30 km/h Verkehrsmengen von 1.000 Fz/h abgewickelt werden können. Es sind nur geringe Unterschiede in der Gesamtbewertung des Verkehrsablaufs abzuleiten. Dabei zeigt eine höhere zulässige Geschwindigkeit jedoch Vorteile bezüglich der Reisezeit und der Anfälligkeit gegenüber dem Aufbauständiger Rückstaus, während sich eine Verringerung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit günstig auf die Homogenität des Verkehrsablaufs im Untersuchungsabschnitt auswirkt.

Solange ein Grenzwert des Zuflusses um 1.000 Fz/h nicht überschritten wird - dies wird in der Regel im innerstädtischen Verkehr auch eine Grenze für die Verträglichkeit

des Kraftfahrzeugverkehrs bilden - sind beide zulässigen Höchstgeschwindigkeiten sinnvoll einsetzbar :

- Tempo 30 bei einer maßgeblichen Anforderung nach gleichmäßigem Verkehrsfluß auf niedrigem Geschwindigkeitsniveau,
- Tempo 50 bei der Vorgabe, möglichst geringe Reisezeiten für den Gesamtverkehr über den Streckenabschnitt zu ermöglichen.

Treten längerfristig höhere Verkehrsstärken über einen Streckenabschnitt auf, können diese bei Tempo 30 nicht mehr abgewickelt werden. Hier sind noch Leistungsfähigkeitsreserven bei einer zulässigen Geschwindigkeit von 50 km/h gegeben.

Dies gilt ebenfalls für den Untersuchungsfall mit Lichtsignalanlage, wobei in den Untersuchungsfällen mit höherer zulässiger Geschwindigkeit günstigere Abflußwerte bei etwas geringeren Zeitbedarfswerten erreicht werden. Gerade aus der Tatsache, daß ein lichtsignalgeregelter Knotenpunkt einen bestimmenden Kapazitätsengpaß auf der Strecke darstellt, kommt diesem Ergebnis besondere Bedeutung zu.

7.2 Übertragung auf reale Verhältnisse im Straßennetz

Anhand der vorgestellten Meßergebnisse wurde die These abgeleitet, daß auf Strecken mit reduzierter zulässiger Höchstgeschwindigkeit geringere Leistungsfähigkeiten zu beobachten sind. Allerdings zeigt sich aus den Messungen der in der Realität im allgemeinen zu beobachtende Fall einer nur ungenügenden Beachtung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit. In der Simulation wird demgegenüber vorausgesetzt, daß eine gute Einhaltung gegeben ist. Die Ergebnisse der Simulationsläufe und daraus abgeleitete Schlüsse bezüglich der Leistungsfähigkeit einer Ortsdurchfahrt und der diese beeinflussenden Faktoren können dabei nicht als empirisch abgesichert betrachtet werden. Sie basieren jedoch auf der sorgfältigen Auswertung von Datenmaterial, das durch die Anwendung eines Simulationsmodells gewonnen wurde, welches in der Lage ist, Verkehrsabläufe realitätsnah nachzubilden. Dies gewährleistet ein Höchstmaß an in einer theoretischen Untersuchung erreichbaren Validität der Ergebnisse.

Dies ist insbesondere von Bedeutung, da es wahrscheinlich nicht möglich sein wird, in realer Umgebung einen Streckenabschnitt zu definieren, auf welchem verschiedene Einflußfaktoren unabhängig voneinander - bei ansonsten absolut identischen Umfeld-

und Verkehrsbedingungen - untersucht und bewertet werden können. Erschwerend wirkt sich dabei außerdem aus, daß Verkehrsabläufe und Verkehrssituationen, im Gegensatz zur Simulation, nicht beliebig reproduzierbar sind. Damit ist auch eine statistische Absicherung der Ergebnisse für diesen Fall außerordentlich aufwendig und mit vertretbarem Aufwand kaum realisierbar. Der stochastische Prozeß im Verkehrsablauf erschwert eine freie Übertragbarkeit der auf einer Meßstrecke gewonnenen Ergebnisse auf allgemein gültige Aussagen. Dem setzt die Simulation die Möglichkeit entgegen, über eine identische Fahrzeugerzeugung und damit eine gleichartige Ankunftsverteilung derselben Fahrzeuge am Einfahrquerschnitt, die Untersuchung auf die Auswirkung des definierten äußeren Einflusses hin zu betrachten.

Ein Unterschied zu realen Verkehrsverhältnissen besteht darin, daß einem Simulationsmodell in seinen Parametern Grenzwerte vorgegeben sind, die tatsächlich eingehalten werden. Dies kann bei realen Verhältnissen nicht grundsätzlich vorausgesetzt werden, wie die Messungen bezüglich der Einhaltung einer vorgeschriebenen Geschwindigkeitsbegrenzung auf 30 km/h gezeigt haben. Andererseits verfolgt die vorgestellte Untersuchung nicht das Ziel, in der Realität auftretende Verstöße gegen ein Geschwindigkeitsgebot einzubeziehen. Vielmehr sollten die Auswirkungen dargestellt werden, die eine gute Einhaltung der Tempo-30 - Regelung gegenüber der üblichen innerörtlichen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h auf hochbelasteten Straßen nach sich zieht.

Es wird nicht verkannt, daß der Simulation modellbedingt Grenzen gesetzt sind. Dies zeigt sich besonders deutlich anhand der Zeitbedarfswerte beim Anfahren an einer Lichtsignalanlage. Die aktuelle Literatur belegt z.T. einen deutlich geringeren Zeitbedarf, als er aus den Simulationen abgeleitet werden konnte. Hier besteht Forschungsbedarf, der an dieser Stelle nicht abgedeckt ist. Dabei muß jedoch die Zielsetzung dieser Arbeit berücksichtigt werden, die eben nicht absolute Grenzwerte darzustellen versucht, sondern die zu erwartenden Auswirkungen einer Reduzierung innerörtlich zulässiger Geschwindigkeiten. Diese konnten in ihrer Relation zueinander verdeutlicht werden.

Nicht zuletzt wird dargestellt, inwieweit ein vorgegebener Zielwert im Zufluß auf einen Streckenabschnitt abgewickelt werden kann oder zu Rückstaus führt, die sich bei im Mittel gleichbleibendem Zufluß nicht mehr abbauen. Hier liegen die Grenzen bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h höher als bei 30 km/h. Dies kann insbesondere zu Spitzenzeiten noch eine Minimalqualität des Verkehrsablaufs sicherstellen und außerdem staubedingte Emissionen und Belästigungen reduzieren.

7.3 Perspektiven

Die kritische Bewertung der Simulationsergebnisse führt zu dem Schluß, daß modellbedingt nicht alle im innerstädtischen Verkehr auftretenden Situationen absolut realitätsgetreu abgebildet werden können. Hier ist insbesondere die Reaktion auf ein vorausfahrendes Fahrzeug zu nennen. Im fließenden Verkehr ist dies unkritisch, bei Anfahrvorgängen - wie dies in dieser Untersuchung insbesondere für das Anfahren an einer Lichtsignalanlage bedeutsam ist - kann sich ein Zeitschritt von einer Sekunde als zu ungenau zur Nachbildung realistischer Fahrzeugreaktionen erweisen [82]. Dies zeigt sich in den vermutlich etwas zu hohen Zeitbedarfswerten.

In einer vertiefenden Betrachtung dieser Problematik werden zwei Lösungsansätze gesehen. Zunächst wäre das von HOFFMANN et.al. (1990) vorgestellte Verfahren anwendbar, in welchem ein deterministischer Ansatz verfolgt wird. Dies setzt voraus, daß zuvor statistisch abgesicherte Werte für die Zeitbedarfswerte und das Beschleunigungsverhalten an Lichtsignalanlagen auch für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h aus Meßreihen bestimmt werden. Der andere Weg besteht darin, die Zeitschritte der Simulation zu reduzieren, um auf diese Weise eine bessere Auflösung zu erreichen. Hiermit steigt allerdings der Rechenaufwand beträchtlich. Das Programm stellt zudem ungleich höhere Anforderungen an die Rechnerleistung und die Kapazität zur Speicherung der Daten. Damit ist unter Umständen die freizügige Anwendung auf üblichen Personal-Computern nicht mehr gegeben.

Fazit : Die in dieser Arbeit vorgestellten Ergebnisse aus Simulationen führen in allen Fällen zu geringeren Leistungsfähigkeiten bei einer zulässigen Höchstgeschwindigkeit von 30 km/h gegenüber 50 km/h. Obwohl das Anfahrverhalten an einer Lichtsignalanlage letztlich nicht exakt nachgebildet werden konnte, ist auch für diesen Fall eine plausible Herleitung einer Reduzierung der Leistungsfähigkeit möglich.

[82] Es wurde bereits bei der Bewertung der Untersuchungsergebnisse darauf hingewiesen, daß die aus der Simulation abgeleiteten Sättigungsverkehrsstärken als zu niedrig angesehen werden können. Es soll an dieser Stelle nochmals betont werden, daß hier nicht absolute Grenzwerte von Interesse sind, sondern vielmehr das Verhältnis der Leistungsfähigkeiten zueinander bei unterschiedlichen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten.

LITERATUR

Ahn, M.: Capacity of signal-controlled Intersections. Proc. of the 15th PTRC-Meeting. Traffic Management and Road Safety. London, 1987.

Akcelik, R.: Time-dependent expressions for delays, stop rate and queue length at traffic signals. ARRB Internal Report 367-1, Australian Road Research Board. Nunnawading, 1980.

Apel, D.: Leistungsfähigkeit und Flächenbedarf der städtischen Verkehrsmittel. In : Apel, D. et al. (Hrsg.) : Handbuch der kommunalen Verkehrsplanung. Economica Verlag. Bonn, 1992.

Axhausen, K.W.; Fellendorf, M.; Hook, D.: Zur Abhängigkeit der Zeitbedarfswerte von der Knotenpunktsgeometrie. In : Straßenverkehrstechnik, Heft 5, 1989.

Baron, P. et al.: Stadtplanung und Verkehrsplanung - Verkehrsberuhigung auch für Hauptverkehrsstraßen ? Ein Diskussionsbeitrag einer Gruppe von Hochschulprofessoren der Stadt- und Verkehrsplanung. In : Internationales Verkehrswesen, Heft 3. Darmstadt, 1988.

Bauer, W.; Burg, H.: Geschwindigkeitsgrenzen innerhalb geschlossener Ortschaften. Versuch einer konstruktiven Zusammenfassung. In : Zeitschrift Verkehrsunfall und Fahrzeugtechnik. Heft 12/1983 und 1/1984.

Beckmann, H.; Jacobs, F.; Lenz, K.-H.; Wiedemann, R.; Zackor, H.: Das Fundamentaldiagramm. Eine Zusammenstellung bisheriger Ergebnisse. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 89. Kirschbaum Verlag. Bonn-Bad Godesberg, 1973.

Botma, H.; Fi, I.: Traffic Operation on 2-lane Roads in Hungary and the Netherlands. In : Brannolte, U. (Hrsg.) : Highway Capacity and Level of Service. International Symposium of Highway Capacity, Karlsruhe, 1991.

Breimann, L. et al.: An experimental Analysis of Single-Lane Headways in freely flowing Traffic. In : Beiträge zur Theorie des Verkehrsflusses. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 86. Bonn, 1969.

Brilon, W.: Relation between space-time Parameters of Traffic Flow and locally determined Parameters on two-lane rural Highways. 6nd International Symposium on Transportation and Traffic Theory. Sydney, 1974.

Brilon, W.; Großmann, M.; Blanke, H.: Verfahren für die Berechnung der Leistungsfähigkeit und Qualität des Verkehrsablaufes auf Straßen. Entwurf eines Handbuchs. Lehrstuhl für Verkehrswesen. Ruhr-Universität Bochum. Bochum, 1993.

Buchanan, C., u.a.: Traffic in towns - a study of the long term problems of traffic in urban areas. Her Majesty's Stationery Office. London 1963.

Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) (Hrsg.): Zonen-Geschwindigkeits-Beschränkungen. Referate der Informationsveranstaltung am 25. Feb. 1988. Bonn, 1988.

Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Hrsg.): Stadtverkehr im Wandel. Bonn, 1986.

Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau (Hrsg.): Forschungsvorhaben flächenhafte Verkehrsberuhigung. Folgerungen für die Praxis. In Zusammenarbeit mit den Bundesministerien Verkehr und Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit. Bonn, 1992.

Bundesminister für Verkehr (Hrsg.): Leistungsfähigkeit von Hauptverkehrsstraßen. Bericht einer wissenschaftlichen Expertengruppe der OECD. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 445. Bonn, 1983.

Coers, H.G.: Die internationale Forschungsentwicklung und das räumlich-zeitliche Prinzip mikroskopischer und makroskopischer Untersuchungen des Verkehrsflusses. In: Die Straße (10), Heft 7, 1970, S.368 ff.

Deutscher Städtetag. Beschluß des Hauptausschusses des Deutschen Städtetages: "DST für Differenzierung der innerörtlichen Höchstgeschwindigkeit". In: MittDST Nr.603/88. Köln, 1988.

Dschuang Dsi; zitiert in Ronan, C. A.: A shorter Science and Civilization in China. Band I. Cambridge, 1978.

Duncan, N.C.: A note on speed/flow/concentration. Transport and Road Research Laboratory. In: Traffic Engineering and Control, Heft 1/1976, S. 34-35.

Edie, L.C. et al.: Analysis of Single Lane Traffic Flow. In: Traffic Engineering (33), Januar 1963, Seite 21 ff.

Edie, L.C.: Discussion of Traffic Stream Measurements and Definitions. Second International Symposium of Road Traffic Flow. London 1963.

Eichenauer, M.; von Winning, H.-H.; Streichert, E.: Hauptverkehrsstraßen - ungenutzte Reserven für städtebauliche Integration. In: Der Städtetag 1/1988, S. 2 ff.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Merkblatt über Straßengriffigkeit und Verkehrssicherheit bei Nässe. Köln, 1968.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Richtlinien für die Anlage von Straßen - Teil: Querschnitte (RAS-Q 1982). Köln, 1982.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Empfehlungen für die Anlage von Erschließungsstraßen (EAE). Köln, 1985.

- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Richtlinien für die Anlage von Straßen (RAS-W-86). Teil Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen. Ausgabe 1986. Köln, 1986.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Empfehlungen zur Straßenraumgestaltung innerhalb bebauter Gebiete (ESG). Köln, 1987.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Empfehlungen für die Anlage von Hauptverkehrsstraßen (EAHV). Entwurf. Köln, 1990.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Empfehlungen für Verkehrserhebungen (EVE 91). Ausgabe 1991. Köln, 1991.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Richtlinien für den Lärmschutz an Straßen (RLS-90). Ausgabe 1990, berichtigte Fassung 1992. Köln, 1990/1992.
- Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.) : Richtlinien für Lichtsignalanlagen (RILSA). Lichtzeichenanlagen für den Straßenverkehr. Ausgabe 1992. Köln, 1992.
- Gleue, A.: Vereinfachtes Verfahren zur Berechnung signaleregelter Knotenpunkte. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 136. Bonn, 1972.
- Greenshields, B.D.: A Study in Highway Capacity. In : Highway Res. Board. 14 (1935) S. 469 ff.
- Greenshields, B.D.; Schapiro, D.; Ericksen, E.L.: Traffic Performance at Urban Street Intersections. ENO Foundation for Highway Traffic Control. Technical Report 1. New Haven, 1947.
- Greenshields, B. D.: Quality of Traffic Transmission. Highway Res. Board Proc. Nr.37, 1955.
- Hall, F.L.; Lam, T.N.: The characteristics of congested flow on a freeway across lanes, space and time. Transp. Res.-A, 22A (1988), S. 45-56.
- Heidemann, D.: Typisierung und Analyse von Dauerlinien. In : Straßenverkehrstechnik, Heft 2, 1989.
- Heidemann, D.: Ein mathematisches Modell des Verkehrsflusses. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Universität (TH) Karlsruhe, Heft 42, 1989.
- Herz, R.; Schlichter, H.G.; Siegener, W.: Angewandte Statistik für Verkehrs- und Regionalplaner. Werner-Ingenieur-Texte 42 (2. Auflage). Werner-Verlag. Düsseldorf, 1992.

Höfler, F.: Geschwindigkeitsmessungen Schwetzingen Oststadt und Hirschacker. Gutachten im Auftrag der Stadt Schwetzingen. Karlsruhe, 1989.

Hoffmann, G.: Möglichkeiten der Kraftstoffeinsparung bei der Lichtsignalsteuerung. In : Straße und Autobahn. Heft 7, 1982.

Hoffmann, G.; Holz, D.; Schober, W.; Slapa, R.: Untersuchung der Auswirkungen spezieller Signalprogramme als Alternativlösung zu zeitweisen Signalabschaltungen in verkehrsschwachen Zeiten. Schriftenreihe des Bundesministers für Verkehr : Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 588, 1990.

Hotop, R.: Geschwindigkeits-Durchfluß-Beziehung Köln. Bundesanstalt für Straßenwesen, Köln, 1973.

Hubschneider, H.: Mikroskopisches Simulationssystem für Individualverkehr und öffentlichen Personennahverkehr (MISSION). Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Heft 26. Karlsruhe, 1984.

Institut für Landes- und Stadtentwicklungsforschung (ILS) des Landes Nordrhein-Westfalen (Hrsg.): Wirksamkeit von Tempo 30. ILS Schriften 13. Dortmund, 1988.

Jacobs, F.: Untersuchungen zur stochastischen Theorie des Verkehrsablaufs auf Straßen. Forschungsbericht. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 96. Bonn, 1970.

Kant, I.: Kritik der reinen Vernunft. Band XVI, A51. Verlag Meiner. Leipzig, 1944.

Keller, G.: zitiert aus : Intercity. Das Magazin der Bahn. Heft 5/93, Seite 15. Herausgeber : Deutsche Bundesbahn - Zentrale-Hauptverwaltung. Frankfurt, 1993.

Keller, H.: Mathematische Modelle des Verkehrsablaufs. In : Lapiere, R.; Steierwald, G. (Hrsg.) : Verkehrsleittechnik für den Straßenverkehr. Band I. Grundlagen und Technologien der Verkehrsleittechnik, S. 152 ff. Springer-Verlag. Berlin, 1987.

Keller, H.; Sachse, Th.: Einfluß des Bezugsintervalls in Fundamentaldiagrammen auf die zutreffende Beschreibung der Leistungsfähigkeit von Straßenabschnitten. Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr. Technische Universität München, 1991.

Korte, J.W.; Mäcke, P.A.; Leutzbach, W.: Die Leistungsfähigkeit von Verkehrsanlagen des motorisierten städtischen Straßenverkehrs. Forschungsbericht des Wirtschafts- und Verkehrsministeriums Nordrhein-Westfalen, Nr. 293. Westdeutscher Verlag. Köln und Opladen, 1956.

Kühne, R.: Macroscopic Freeway Model for dense Traffic - stop-start-Waves and Incident Detection. Proc. 9th. int. Symposium. Transportation and Traffic Theory, VNU Science Press. Utrecht, 1984.

Leutzbach, W.: Ein Beitrag zur Zeitlückenverteilung gestörter Straßenverkehrsströme. Dissertation TH Aachen. Aachen, 1956.

Leutzbach, W.: Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses. Hochschultext. Springer-Verlag. Berlin/Heidelberg, 1972.

Leutzbach, W.; Brannolte, U.; Benz, Th.: Simulation des Verkehrsflusses auf einem Stadtstraßenabschnitt im Hinblick auf die Ermittlung des Kraftstoffverbrauchs und der Abgasemission. Institut für Verkehrswesen, Karlsruhe, 1984.

Leutzbach, W.: Zur Beachtung von Verkehrsvorschriften. In : Internationales Verkehrswesen 38 (1986), 1. Heft, S. 16-19.

Leutzbach, W.; Höfler, F.: Einfluß der Fahrstreifenbreite von Innerortsstraßen auf das Geschwindigkeitsverhalten und das Unfallgeschehen. Forschungsbericht im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt). Institut für Verkehrswesen. Karlsruhe, 1986.

Leutzbach, W.; Schmidt, M.: Auswirkungen aus Lieferverkehr auf den Verkehrsablauf auf einem Stadtstraßenabschnitt. Forschungsauftrag des Bundesministers für Verkehr. Institut für Verkehrswesen, Karlsruhe, 1987.

Leutzbach, W.: Introduction to the Theory of Traffic Flow. Springer Verlag. New York/Berlin/Heidelberg, 1988.

Leutzbach, W.; Höfler, F.: Sicherheitsbewertung schmaler Fahrbahnen in angebauten Sammelstraßen. Forschungsbericht im Auftrag des Bundesministers für Verkehr. Institut für Verkehrswesen. Karlsruhe, 1990.

Leutzbach, W.; Neuherz, M.: Auswertung bisheriger deutscher praktischer und theoretischer Untersuchungen zum Verkehrsablauf auf mehrstreifigen Richtungsfahrbahnen mit Berücksichtigung unterschiedlicher Verkehrsvorschriften. Verkehrsablauf und Verkehrsvorschriften. Forschungsbericht im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr. Karlsruhe/Aachen, 1993.

Lighthill, M.J.; Witham, G.B.: On kinematic Waves. II. A Theory of Traffic Flow on long crowded Roads. Proc. Roy. Soc. 229 A (1955), S. 317 ff. London, 1955.

Martin, W.: Verkehrsablauf auf Stadtstraßen mit Lichtsignalanlagen. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 268. Bonn, 1979.

Merckens, R.: Erfahrungen mit Tempo 30-Zonen - Beispiel Hamburg. In : Tempo 30 - Erfahrungen aus städtebaulicher Sicht. Schriftenreihe der Bundesforschungsanstalt für Landeskunde und Raumordnung, Heft 32. Bonn, 1988.

Ministerium für Stadtentwicklung und Verkehr des Landes Nordrhein-Westfalen (Hrsg.) : Tempo 30 jetzt. Referat Presse und Öffentlichkeitsarbeit. Düsseldorf, 1992.

Mörner, J. von; Müller, P.; Topp, H.H.: Entwurf und Gestaltung innerörtlicher Straßen. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 425. Bonn, 1984.

Montroll, E. W.; Potts, R. B.: Car Following and Acceleration Noise. An Introduction to Traffic Flow Theory. Highway Res. Board Spec. Rept. 79, 1964.

Niemann, D.: Tempo 30 in Wohngebieten. Ein Beitrag zur Erhöhung der Verkehrssicherheit in Städten. VSVI-Seminar. Bernhausen, 1990.

Platt, F.N.: A Proposed Index for the Level of Traffic Service. Traffic Engineering, Nov. 1963.

Reilly, W.R. et al.: Capacity and Level of Service. Procedures for multi-lane rural and suburban Highways. Final Report. 1991.

Richard, J.; Steven, H.: Weniger Lärm und Schadstoffe an Wohn- und Geschäftsstraßen. Planungsempfehlungen für eine umweltentlastende Verkehrsberuhigung. In : Der Städtetag 4/92, S. 293-298, Köln, 1992.

Runge, R.: Verlangsamung des Verkehrs in Wohngebieten durch "Tempo 30". Hamburger Konzept für eine stufenweise Verkehrsberuhigung. In : Zeitschrift für Verkehrssicherheit 30 (1984) 4.

de Sade, D.A.F.: Dialogue entre un Prêtre et un Moribond (1782) VIII. Aus : Pauvert, J.: D.A.F. de Sade, Œuvres Complètes, Paris, 1959-1966.

Schleicher-Jester, F.; Topp, H.H.: Leistungsfähigkeit innerörtlicher Hauptverkehrsstraßen im motorisierten Individualverkehr bei verschiedenen Geschwindigkeiten. Universität Kaiserslautern. Fachgebiet Verkehrswesen. Kaiserslautern, in Bearbeitung.

Shanteau, R.M.: Using cumulative Curves to measure Saturation Flow and Lost Time. In : ITE Journal, Heft 10, S. 27 ff. Washington, 1988.

Spranger, E.; Arndt, U.: Verfahren zur Berechnung des Verkehrsablaufes der freien Strecke und zur Bestimmung wirtschaftlicher Fahrbahnbreiten von Stadtstraßen. In : Die Straße, Heft 1, S. 8-12. 1986.

Statens Vägverk. Kolangd, Fordrojnng. Beräkning av Kapaciteit. TV 131. Stockholm, 1977.

Topp, H.H.: Tempolimits innerorts. In : Zeitschrift Verkehrsunfall und Fahrzeugtechnik. Heft 6, 1984.

Topp, H.H.: Anmerkungen und Beispiele zum Entwurf städtischer Straßen. In : Straßenverkehrstechnik, Heft 6/1989, S. 207-212.

Transportation Research Board (Hrsg.) : Highway Capacity Manual (HCM). Washington, 1950/1965/1985.

TÜV-Rheinland e.V.: Das Abgas-Emissionsverhalten von Personenkraftwagen in der Bundesrepublik Deutschland im Bezugsjahr 1980. Berichte des Umweltbundesamtes 9/80. Berlin, 1980.

Umweltbundesamt. Lärmbekämpfung '81. Entwicklung, Stand, Tendenzen. Erich Schmidt Verlag. Berlin, 1981.

Verkehrswacht Dortmund e.V. (Hrsg.) : Tempo 30 auf Wohnstraßen - Schikane oder Notwendigkeit ? Tempo 30 in der Diskussion. Info 11/82. Dortmund, 1982.

Wardrop, J.G.: Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. Proc. Institute of Civil Engineers, Part II, 325-378. London, 1952.

Webster, F.V.: Traffic Signal Settings. Road Research Technical Paper 39. Road Research Laboratory. London, 1958.

Webster, F.V.; Cobbe, B.M.: Traffic Signals. Technical Paper No.56. Road Research Laboratory. London, 1966.

Wicht, O.: Verkehrsberuhigung mit Tempo 30 - Ein erster Erfahrungsbericht aus der Stadt Buxtehude. Städte- und Gemeindebund. Heft 2, 1984.

Wiedemann, R.: Verkehrsablauf hinter Lichtsignalanlagen. Auflösung von Fahrzeugpuls. Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 74. Bonn, 1968.

Wiedemann, R.: Simulation des Straßenverkehrsflusses. Schriftenreihe des Instituts für Verkehrswesen, Heft 8. Karlsruhe, 1974.

Wiedemann, R.: Wie sicher ist ein Fundamentaldiagramm. In : 25 Jahre Institut für Verkehrswesen. Schriftenreihe des IfV, Heft 36. Karlsruhe, 1987.

Wiedemann, R.: Mehr Leistungsfähigkeit oder mehr "Sicherheit" an lichtsignalgesteuerten Knoten ? In : Straßenverkehrstechnik. Heft 4, 1987.

Wiedemann, R.: Simulationstechnik I und II. Skriptum zur Vorlesung. Institut für Verkehrswesen. Karlsruhe, 1991.

Wu, N.: Wartezeit und Leistungsfähigkeit von Lichtsignalanlagen unter Berücksichtigung von Instationarität und Teilgebundenheit des Verkehrs. Dissertation, Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Verkehrswesen. Bochum, 1990.

Zeitvogel, M.: Untersuchung über die Bewertung der Verkehrsqualität im Individualverkehr auf Stadtstraßen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Heft 286. Bonn, 1980.

A N H A N G

Anhang 1 : Abschätzung des Fehlers der Erfassungsmethoden

Anhang 2 : Auswertungen zu Kapitel 6.2
einfache Simulation

Anhang 3 : Auswertungen zu Kapitel 6.3
Simulationläufe der Untersuchungsfälle

Anhang 1

Abschätzung des Fehlers der Erfassungsmethoden

- 1) Aufzeichnung durch Videokameras
- 2) Abspeicherung der Durchfahrungszeitpunkte

zu Kapitel 5.1.1

zu Methode 1) :

Angenommen wird ein maximaler Schätzfehler der Fahrzeugposition von 1,0 m gegenüber der Bezugslinie am Meßquerschnitt. Daneben ist bei einer Bildfrequenz von 24 Bildern/Sekunde eine Ungenauigkeit in der Auswertung des Videobildes von jeweils 0,042 sec zu berücksichtigen.

Der maximale Fehler ergibt sich aus der Fahrzeit über zweimal einen Meter (Ein- und Ausfahrquerschnitt) zuzüglich der Ungenauigkeit in der Auflösung der Videoaufzeichnung ($2 * 0,042 \text{ sec}$), bezogen auf die Gesamtfahrzeit über die Untersuchungsstrecke.

V_{Rmax} [km/h]	t_{min} [sec]	sec/m	V_{Rmin} [km/h]	t_{max} [sec]	sec/m
70,6	14,1	0,063	13,8	31,3	0,210
57,5	6,1	0,051	17,6	46,0	0,261

Die in der Tabelle gekennzeichnete Kombination liefert den ungünstigsten Wert. Der Fehler berechnet sich zu $2 * (0,042 \text{ sec} + 0,051 \text{ sec}) / 6,1 \text{ sec} = 0,03$.

zu Methode 2) :

Als maximale zeitliche Abweichung zwischen der Betätigung der zur Abspeicherung der Fahrzeugdurchfahrt eingerichteten Taste vom tatsächlichen Überfahrungszeitpunkt einer Bezugslinie wird eine Zehntelsekunde angesetzt. Damit ergibt sich als maximale zeitliche Gesamtabweichung $2/10 \text{ sec}$ zwischen Einfahr- und Ausfahrquerschnitt.

Maßgeblich ist die kürzeste Durchfahrungszeit. Dabei wirkt sich eine Ungenauigkeit bei der Zeiteingabe maximal aus. Die minimale Durchfahrungszeit über eine der beiden Untersuchungsstrecken beträgt 6,1 sec. Der maximale Fehler berechnet sich aus $0,2 \text{ sec} / 6,1 \text{ sec} = 0,033$.

A n h a n g 2

Auswertungen zu Kapitel 6.2

- **Tabellen mit Auswertungen** der *einfachen Simulation*
(Seiten A2-2 bis A2-3)
- **Zeit-Weg-Diagramme** für Zufluß-Verkehrsstärken von
500 Fz/h bis 2.500 Fz/h (Schrittweite 500 Fz/h)
(Seiten A2-4 bis A2-8)
- **q-k-Diagramme** für die Meßbereiche Q10 - Q40
Zufluß-Verkehrsstärken von 500 Fz/h bis 2.500 Fz/h
(Seiten A2-9 bis A2-12)

Einfache Simulation - zulässige Höchstgeschwindigkeit 30 km/h

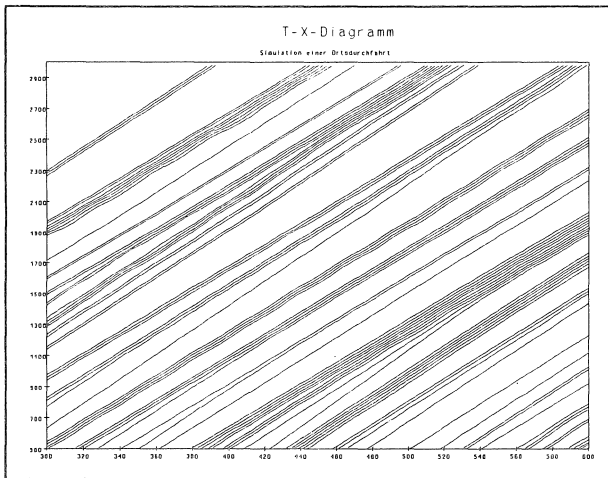
Zufluß 500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	22,7	31,3	26,5	1,8	-0,41	0,32	-0,03	0,21	513
Querschnitt 2	22,7	30,6	26,6	1,9	-0,40	0,31	-0,03	0,22	554
Querschnitt 3	22,0	31,0	26,0	1,8	-0,34	0,32	-0,02	0,21	489
Querschnitt 4	22,3	30,2	26,0	1,8	-0,33	0,32	-0,06	0,20	504
Zufluß 1.000 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	19,1	32,0	25,7	2,3	-0,92	0,31	-0,01	0,23	1.036
Querschnitt 2	19,4	29,9	25,7	1,9	-0,59	0,32	-0,08	0,24	1.009
Querschnitt 3	18,0	31,3	25,0	2,5	-0,50	0,31	-0,06	0,22	947
Querschnitt 4	21,2	31,3	25,6	1,9	-0,66	1,33	0,01	0,27	941
Zufluß 1.500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	7,6	32,0	25,6	3,3	-0,67	0,32	-0,05	0,26	1.211
Querschnitt 2	22,3	32,8	27,3	2,1	-0,65	0,35	-0,06	0,24	1.190
Querschnitt 3	20,9	31,3	25,5	2,0	-0,42	0,33	-0,03	0,23	1.176
Querschnitt 4	11,4	28,4	22,9	3,7	-0,33	0,76	0,01	0,22	1.121
Zufluß 2.000 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	11,5	34,2	25,0	3,7	-1,13	1,20	0,03	0,28	1.240
Querschnitt 2	9,7	31,3	24,8	4,2	-0,93	1,67	-0,03	0,34	1.169
Querschnitt 3	19,8	31,0	25,9	2,6	-0,50	0,37	0,05	0,22	1.146
Querschnitt 4	20,9	29,2	25,5	1,9	-0,54	0,42	-0,02	0,24	1.143
Zufluß 2.500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	10,8	31,0	24,9	3,6	-0,62	0,88	0,02	0,24	1.204
Querschnitt 2	6,8	30,6	26,1	3,3	-1,18	0,36	-0,02	0,28	1.144
Querschnitt 3	14,4	31,7	25,3	2,9	-0,75	0,35	-0,02	0,24	1.151
Querschnitt 4	17,3	29,1	25,4	2,4	-1,31	0,37	-0,04	0,26	1.126

die Tabellen beinhalten : minimaler Wert, maximaler Wert, mittlerer Wert, Standardabweichung
mittlere Verkehrsstärke aus 5-Minuten-Intervallen

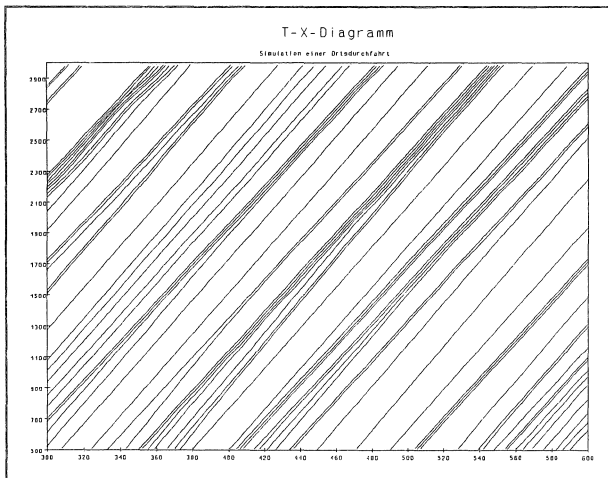
Einfache Simulation - zulässige Höchstgeschwindigkeit 50 km/h

Zufluß 500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	43,2	51,5	47,2	1,9	-0,36	0,33	0,07	0,19	525
Querschnitt 2	40,3	51,1	46,3	2,4	-0,47	0,30	0,03	0,21	521
Querschnitt 3	41,4	51,1	46,5	2,3	-0,31	0,33	-0,02	0,20	537
Querschnitt 4	39,2	50,0	45,9	2,5	-0,39	0,36	-0,02	0,21	537
Zufluß 1.000 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	39,2	54,4	46,4	2,0	-0,53	0,36	0,06	0,21	1.042
Querschnitt 2	41,0	51,1	46,1	2,1	-0,39	0,35	0,00	0,22	1.043
Querschnitt 3	39,6	50,4	45,7	2,0	-0,71	0,89	-0,06	0,25	1.027
Querschnitt 4	37,8	54,0	46,5	2,6	-1,00	1,29	-0,03	0,27	1.042
Zufluß 1.500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	38,9	50,8	45,7	2,2	-0,49	0,51	0,03	0,23	1.571
Querschnitt 2	36,0	51,5	45,1	2,7	-0,50	0,78	0,02	0,23	1.571
Querschnitt 3	39,6	51,8	45,6	2,4	-0,75	0,72	0,00	0,24	1.567
Querschnitt 4	38,2	51,5	45,6	2,6	-0,56	1,18	-0,01	0,24	1.559
Zufluß 2.000 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	6,1	50,8	39,3	9,3	-2,19	1,32	0,09	0,34	1.670
Querschnitt 2	27,4	54,0	46,8	3,3	-1,74	1,08	-0,02	0,29	1.616
Querschnitt 3	36,7	52,2	46,1	2,5	-0,56	0,38	0,00	0,22	1.592
Querschnitt 4	38,9	54,4	46,0	2,6	-0,47	0,39	0,02	0,22	1.597
Zufluß 2.500 Fz/h	Geschwindigkeiten				Beschleunigung				Fz/h
	V _{min}	V _{max}	V _{mittel}	Stabw	b _{min}	b _{max}	b _{mittel}	Stabw	Q _{mittel}
Querschnitt 1	7,2	50,8	43,8	5,9	-2,89	1,86	0,03	0,40	1.657
Querschnitt 2	4,7	54,4	41,7	7,5	-0,69	2,09	0,11	0,42	1.591
Querschnitt 3	38,9	51,5	45,5	2,4	-0,41	0,34	0,01	0,22	1.585
Querschnitt 4	34,9	52,9	45,8	3,0	-1,44	0,38	-0,02	0,28	1.591

die Tabellen beinhalten : minimaler Wert, maximaler Wert, mittlerer Wert, Standardabweichung
mittlere Verkehrsstärke aus 5-Minuten-Intervallen

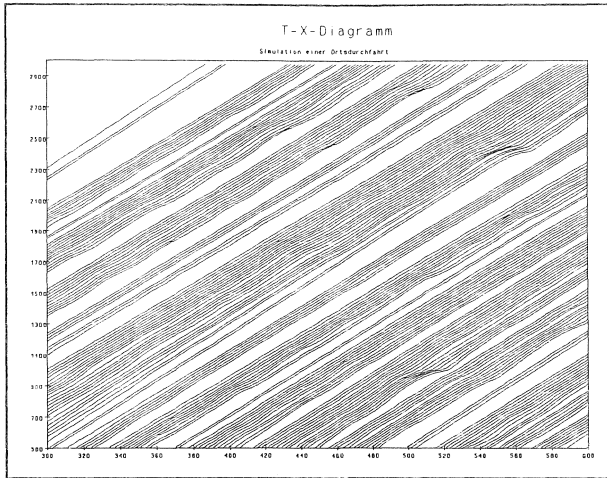


$V_{zul} = 30 \text{ km/h}$

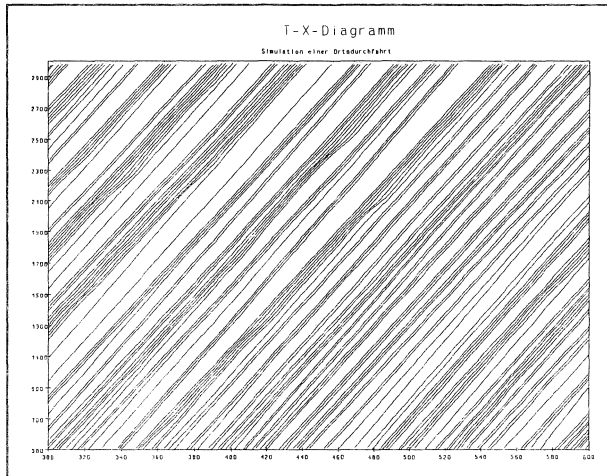


$V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

einfache Simulation : Zeit-Weg-Diagramme für einen Zufluß von 500 Fz/h

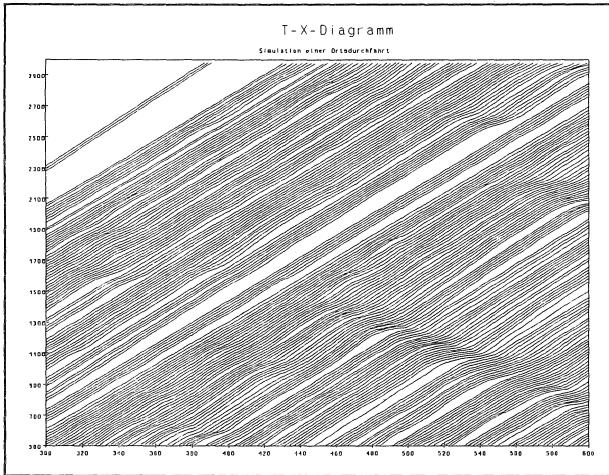


$V_{zul} = 30 \text{ km/h}$

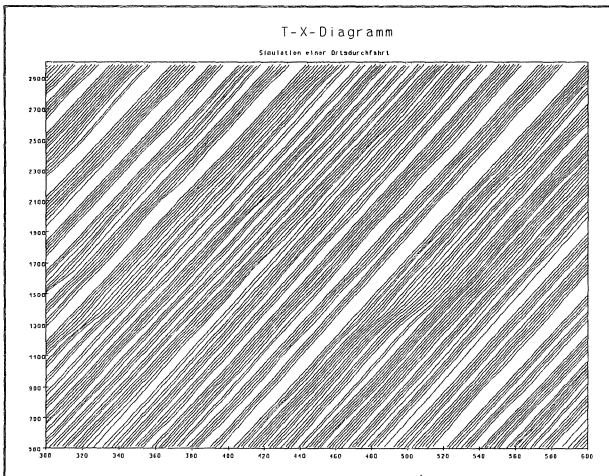


$V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

einfache Simulation : Zeit-Weg-Diagramme für einen Zufluß von 1.000 Fz/h

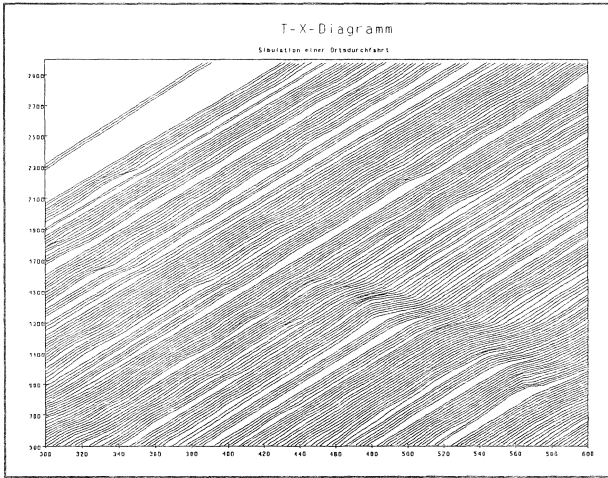


$V_{zul} = 30 \text{ km/h}$

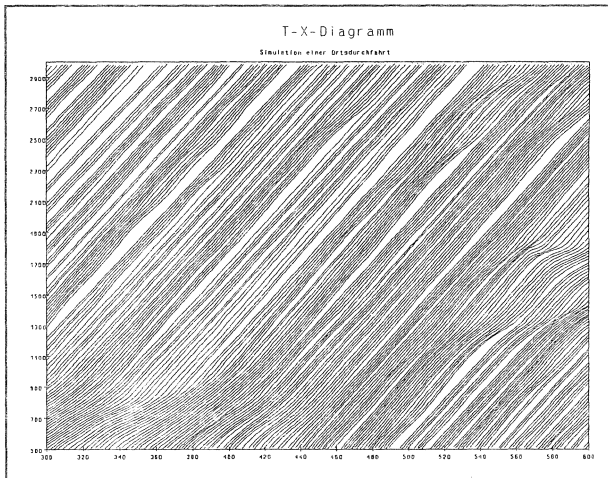


$V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

einfache Simulation : Zeit-Weg-Diagramme für einen Zufluß von 1.500 Fz/h

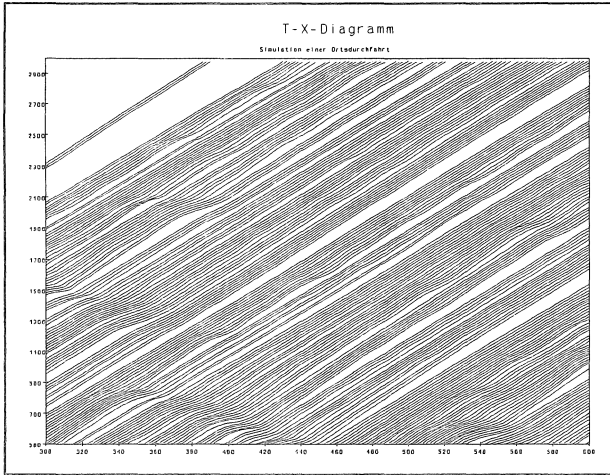


$V_{zul} = 30 \text{ km/h}$

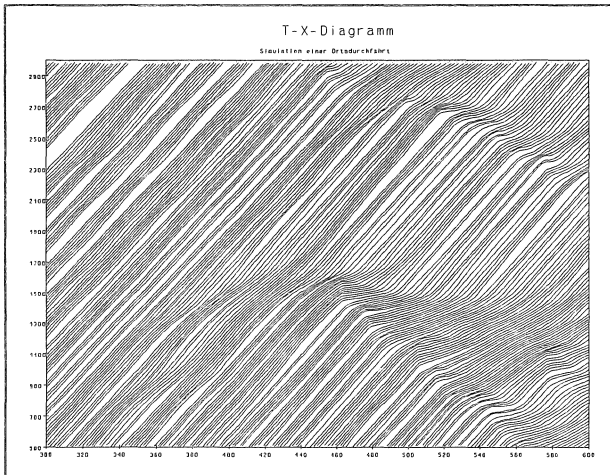


$V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

einfache Simulation : Zeit-Weg-Diagramme für einen Zufluß von 2.000 Fz/h



$V_{zul} = 30 \text{ km/h}$

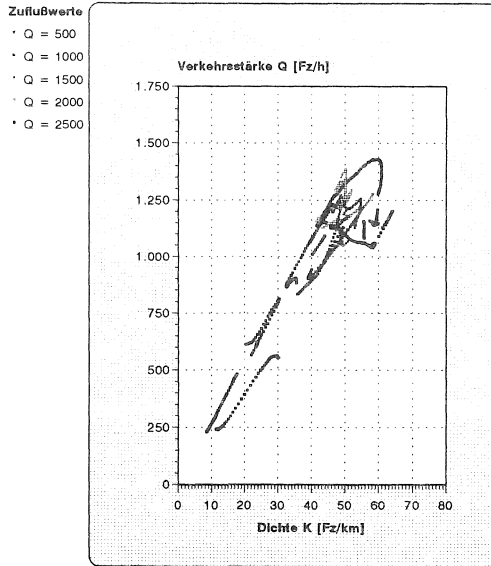


$V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

einfache Simulation : Zeit-Weg-Diagramme für einen Zufluß von 2.500 Fz/h

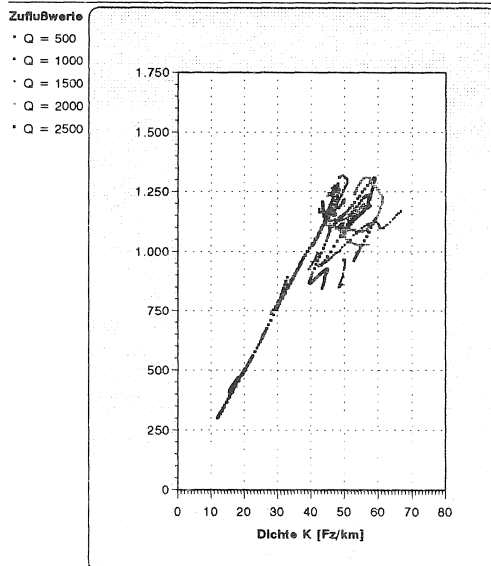
**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**

A2-9



Abschnitt 0+800
Zufluß 500...2500 (500)
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h

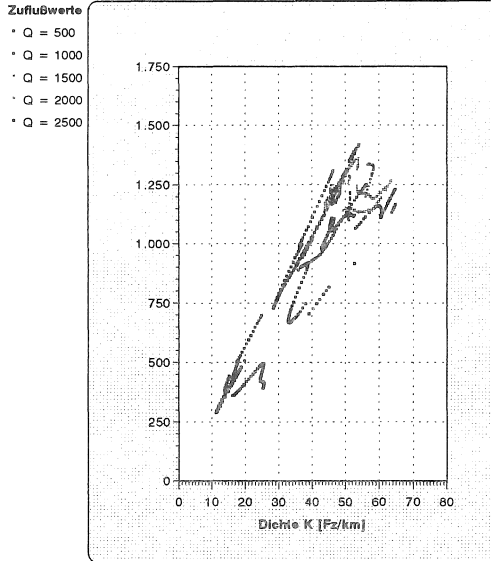
**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**



Abschnitt 1+500
Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h

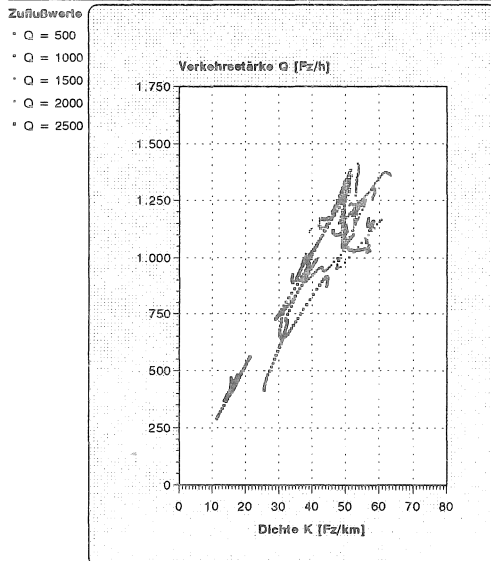
**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**

A2-10



Abchnitt 2+000
Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h

**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**



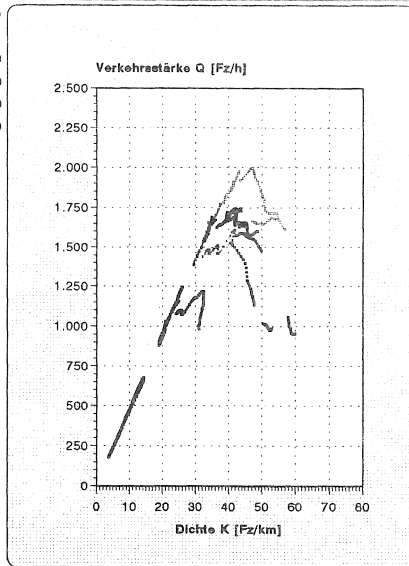
Abchnitt 2+200
Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
zulässige Geschwindigkeit 30 km/h

Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung

A2-11

Zuflußwerte

- Q = 500
- Q = 1000
- Q = 1500
- Q = 2000
- Q = 2500

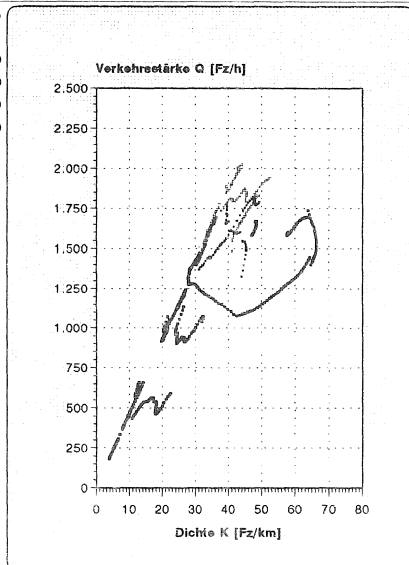


Abchnitt 0+800
 Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
 zulässige Geschwindigkeit 50 km/h

Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung

Zuflußwerte

- Q = 500
- Q = 1000
- Q = 1500
- Q = 2000
- Q = 2500

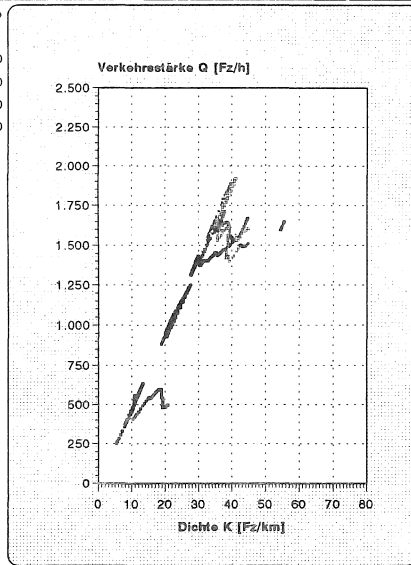


Abchnitt 1+500
 Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
 zulässige Geschwindigkeit 50 km/h

**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**

A2-12

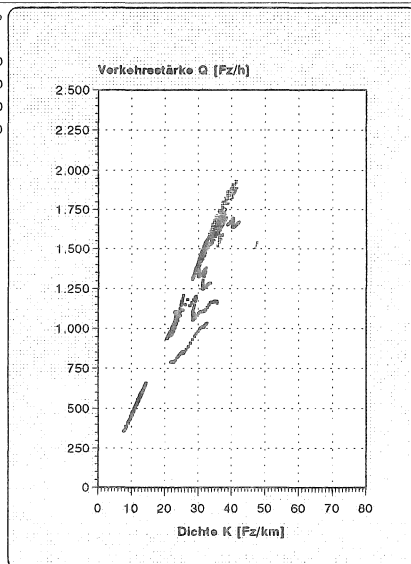
- Zuflusswerte
- * Q = 500
 - * Q = 1000
 - * Q = 1500
 - * Q = 2000
 - * Q = 2500



Abchnitt 2+000
Zufluß 500...2500 (500)
zulässige Geschwindigkeit 50 km/h

**Verkehrsstärke-Dichte Diagramm
Einfache Simulation
räumlich-zeitliche Auswertung**

- Zuflusswerte
- * Q = 500
 - * Q = 1000
 - * Q = 1500
 - * Q = 2000
 - * Q = 2500



Abchnitt 2+200
Zufluß 500...2500 (500) Fz/h
zulässige Geschwindigkeit 50 km/h

A n h a n g 3

Auswertungen zu Kapitel 6.3

Simulationsläufe der Untersuchungsfälle 1 - 8

(siehe Tabelle 6.3)

- **q-k-Diagramme für die Meßbereiche Q10 - Q60**
Zufluß-Verkehrsstärken von 500 Fz/h bis 2.000 Fz/h
(Seiten A3-2 bis A3-25)

es werden für jeden Meßbereich Q10 - Q60 jeweils die direkt vergleichbaren Untersuchungsfälle für eine zulässige Höchstgeschwindigkeit von 50 km/h bzw. 30 km/h einander gegenübergestellt

- **Zeit-Weg-Diagramme** für Zufluß-Verkehrsstärken von 500 Fz/h bis 2.000 Fz/h (Schrittweite 500 Fz/h)
(Seiten A3-26 bis A3-41)

- **Tabellen mit Auswertungen der Untersuchungsfälle**

Reisegeschwindigkeiten (Seiten A3-42 bis A3-43)

Zeitlücken und Zeitlückenverteilung

Untersuchungsfälle 2 und 6 - Querschnitt Q4, km 2+000 (LSA)

(Seite A3-44)

mittlere abwickelbare Verkehrsstärken

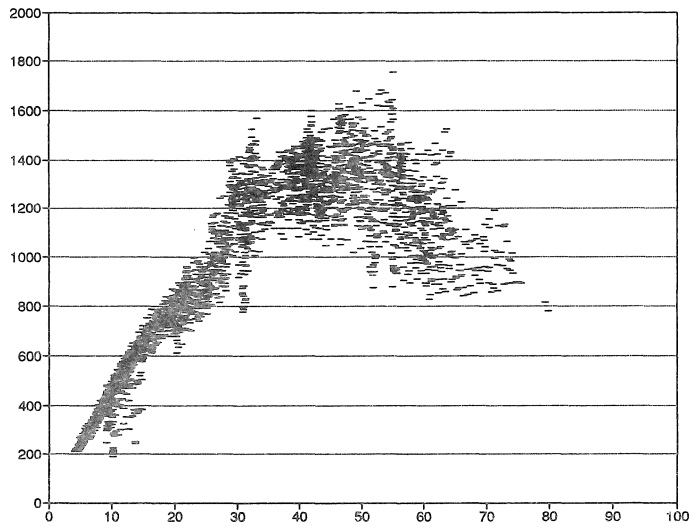
aus 15-Minuten-Intervallen - lokale Auswertung

(Seiten A3-45 bis A3-46)

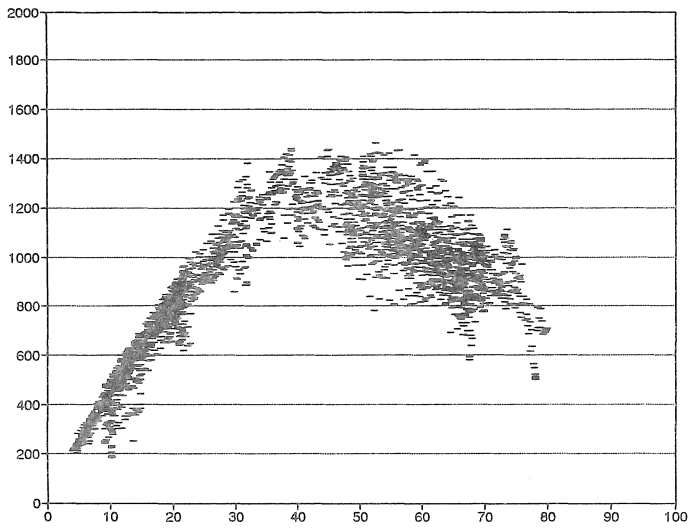
räumlich-zeitliche Auswertungen für Untersuchungsfall 2 und 6

Meßbereiche Q20 - Q50

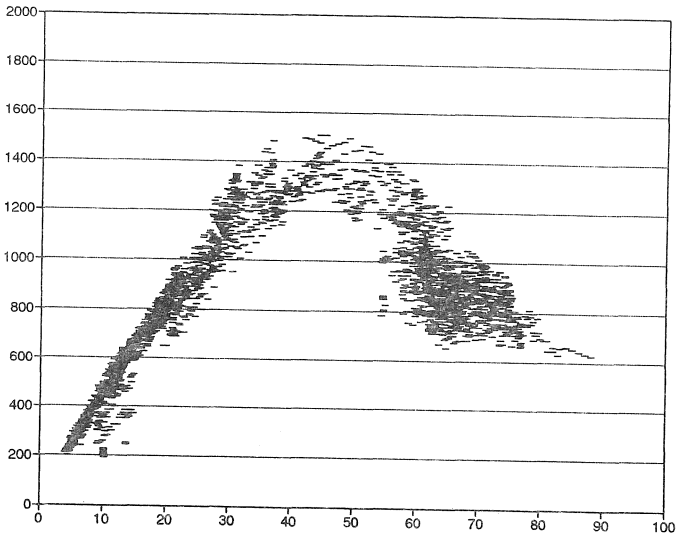
(Seite A3-47)



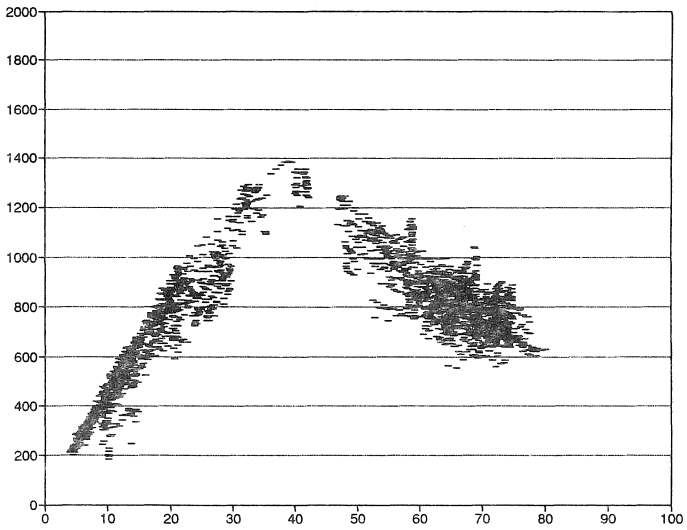
Untersuchungsfall 1 - Q10



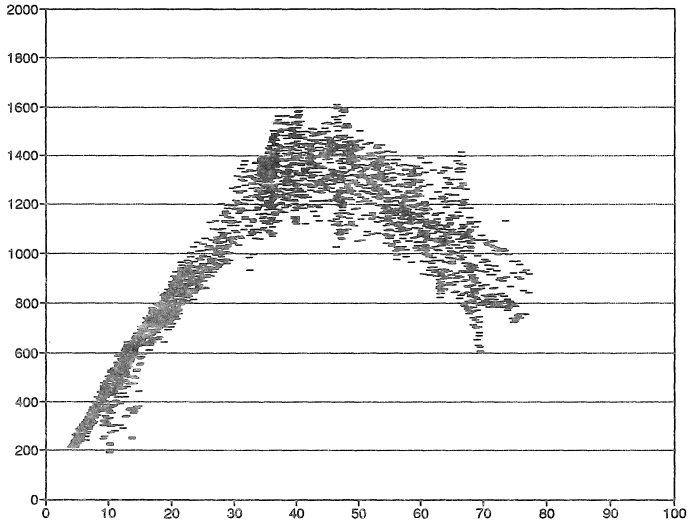
Untersuchungsfall 5 - Q10



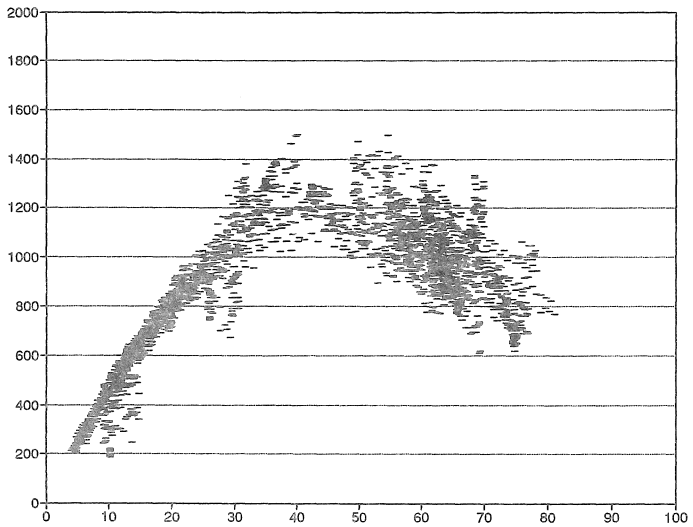
Untersuchungsfall 2 - Q10



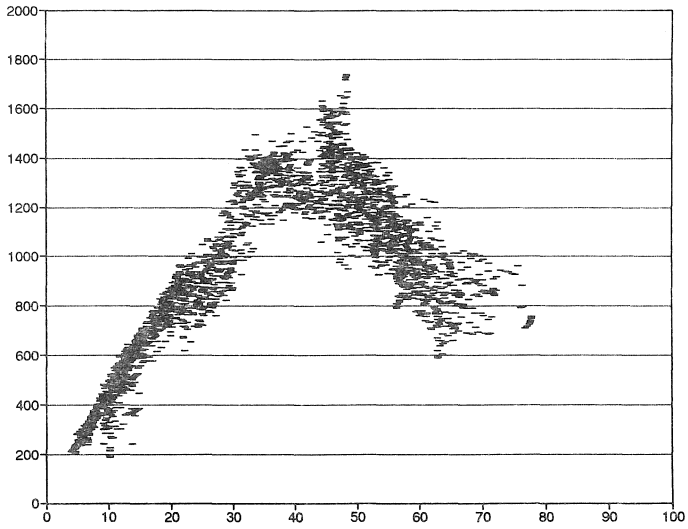
Untersuchungsfall 6 - Q10



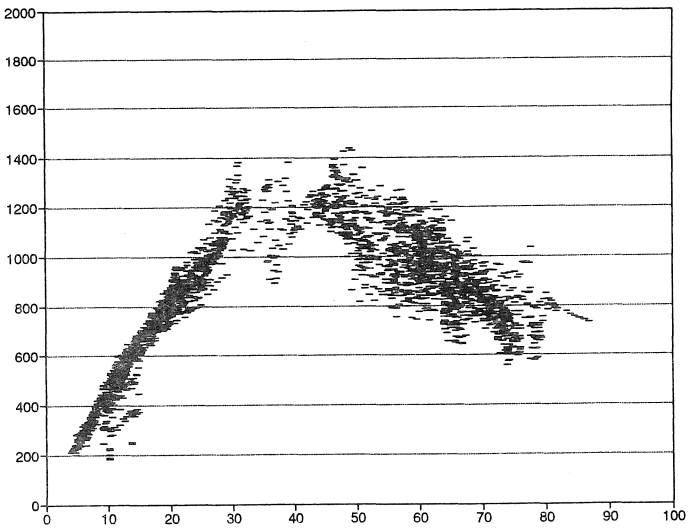
Untersuchungsfall 3 - Q10



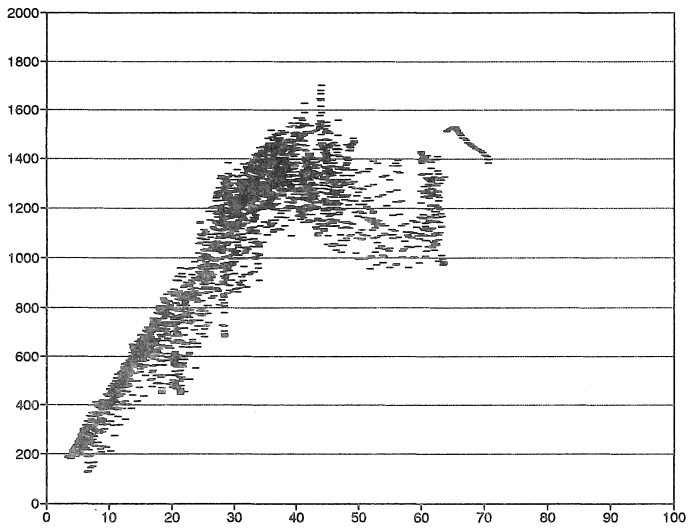
Untersuchungsfall 7 - Q10



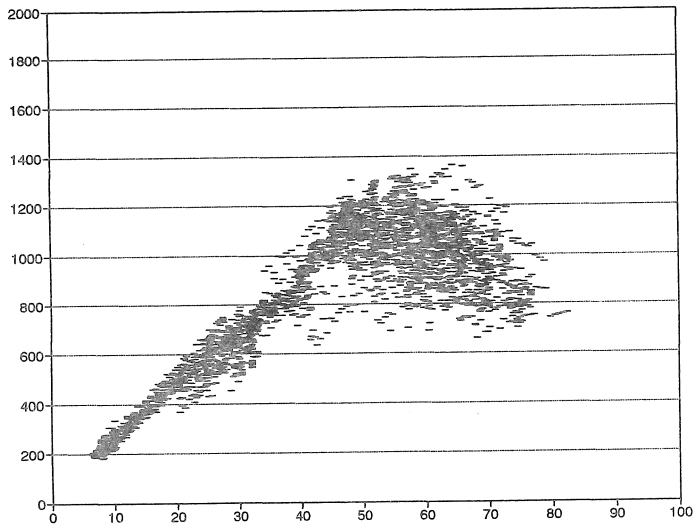
Untersuchungsfall 4 - Q10



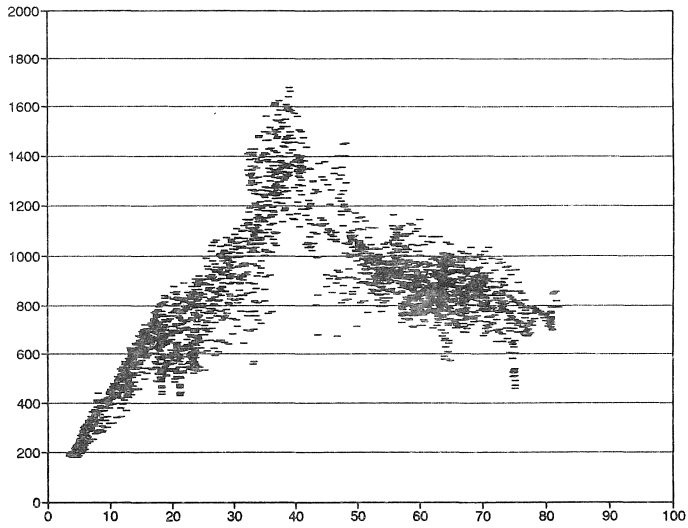
Untersuchungsfall 8 - Q10



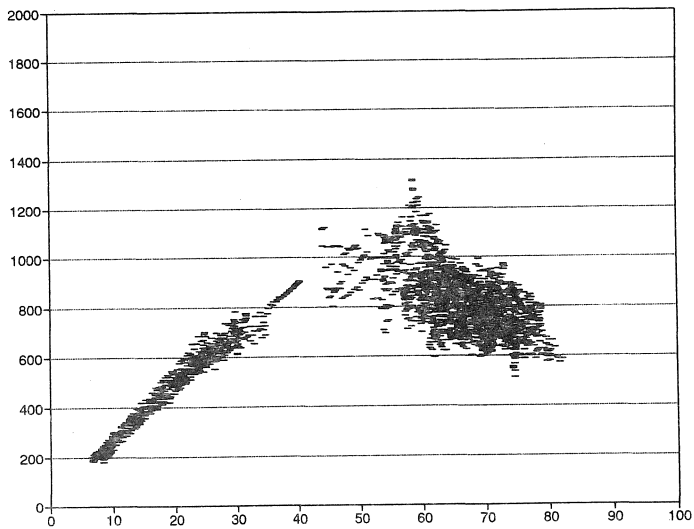
Untersuchungsfall 1 - Q20



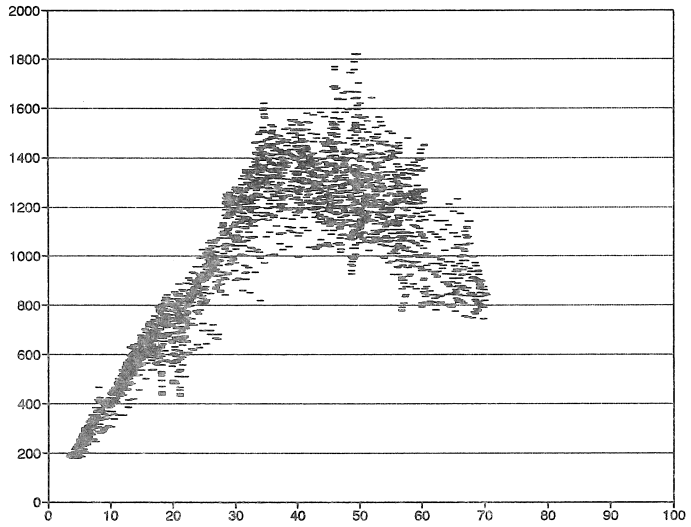
Untersuchungsfall 5 - Q20



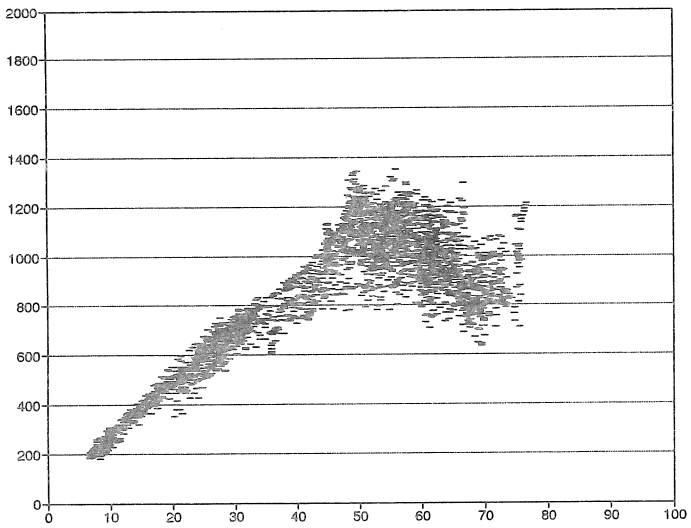
Untersuchungsfall 2 - Q20



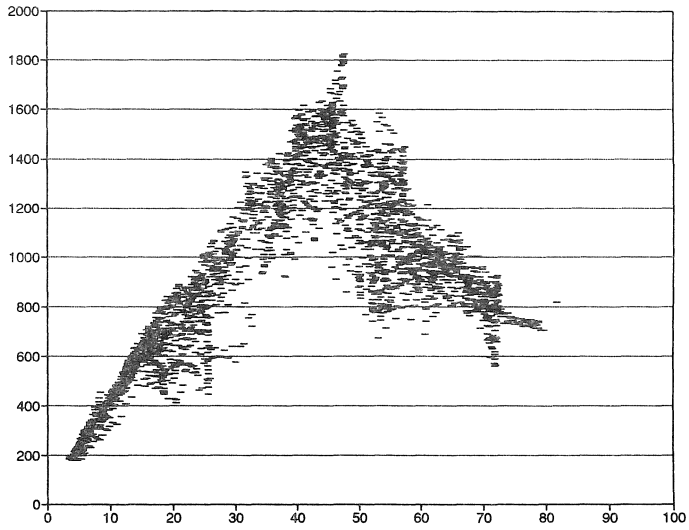
Untersuchungsfall 6 - Q20



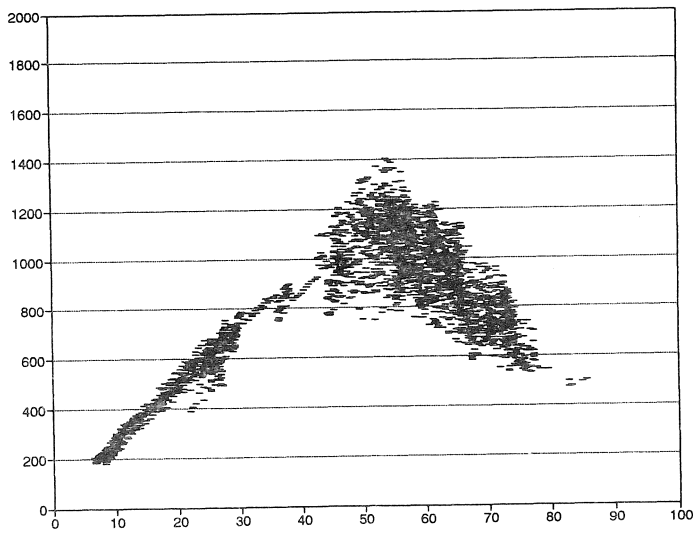
Untersuchungsfall 3 - Q20



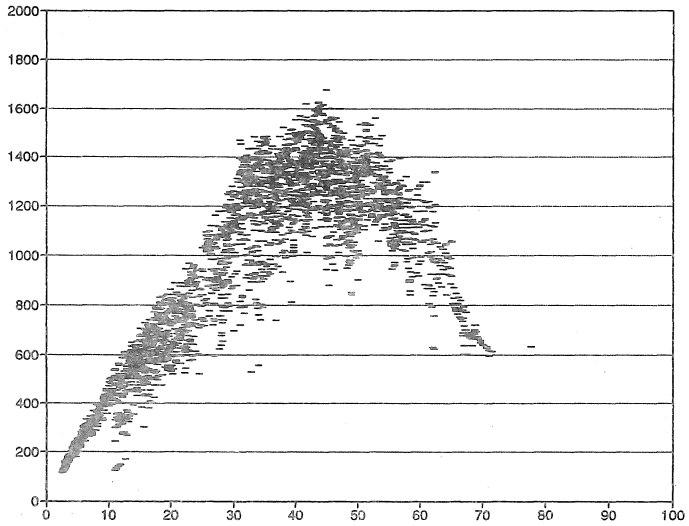
Untersuchungsfall 7 - Q20



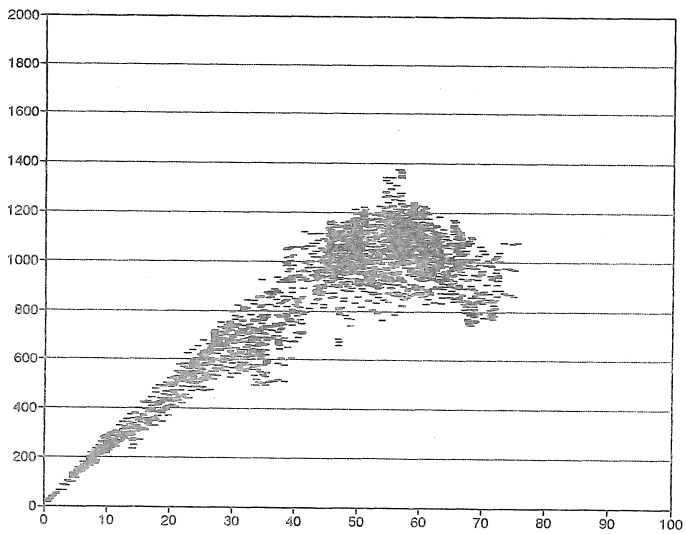
Untersuchungsfall 4 - Q20



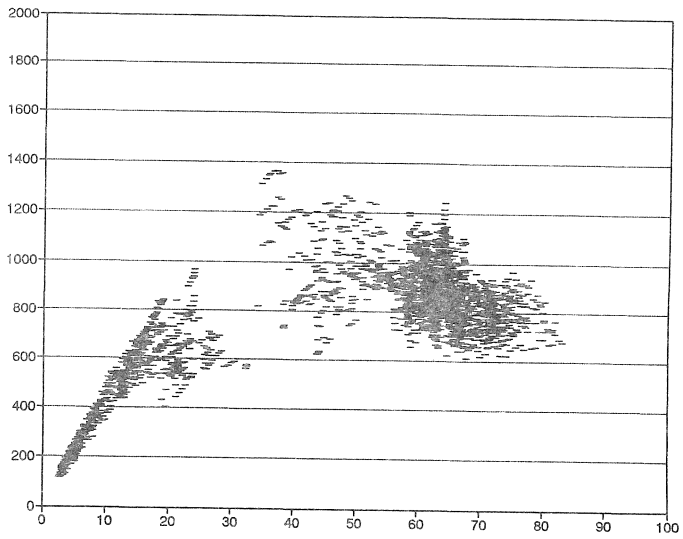
Untersuchungsfall 8 - Q20



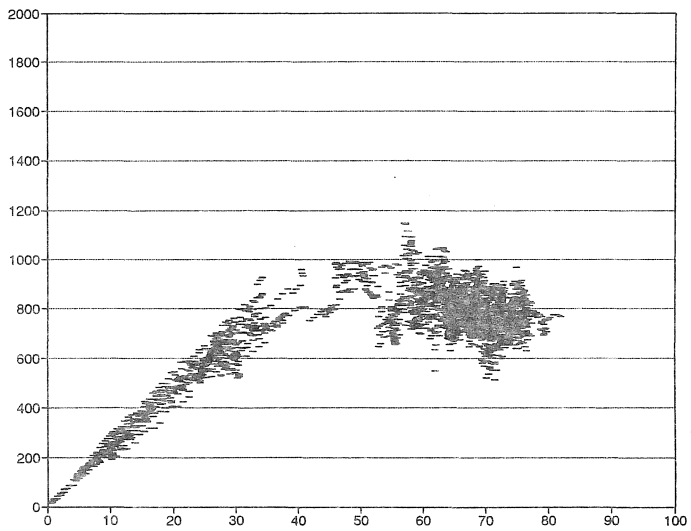
Untersuchungsfall 1 - Q30



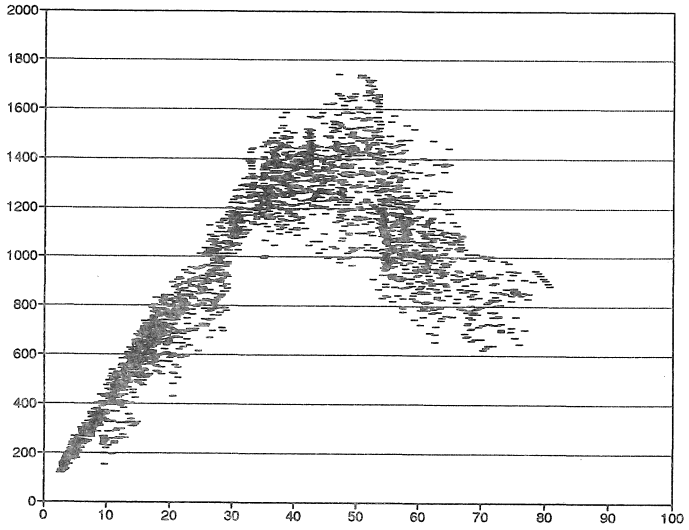
Untersuchungsfall 5 - Q30



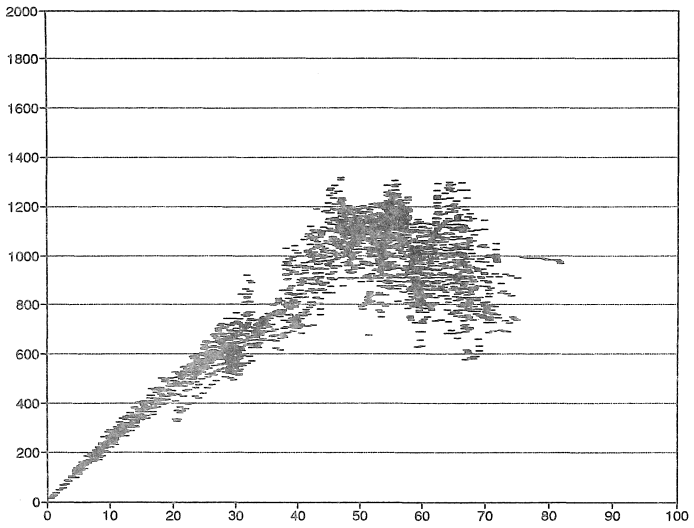
Untersuchungsfall 2 - Q30



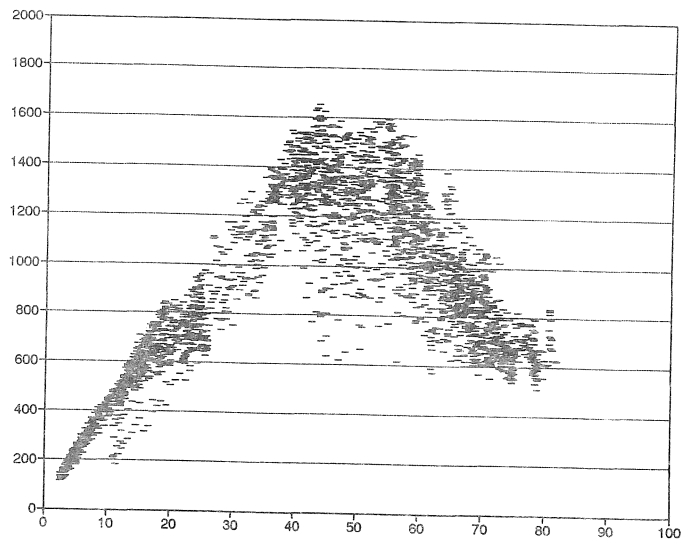
Untersuchungsfall 6 - Q30



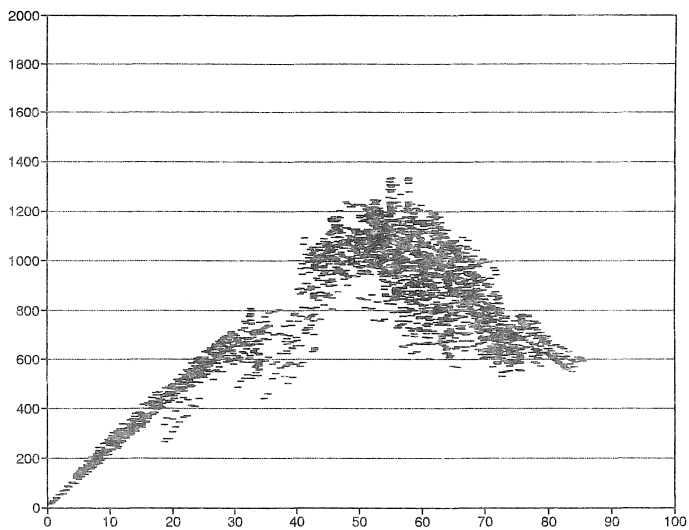
Untersuchungsfall 3 - Q30



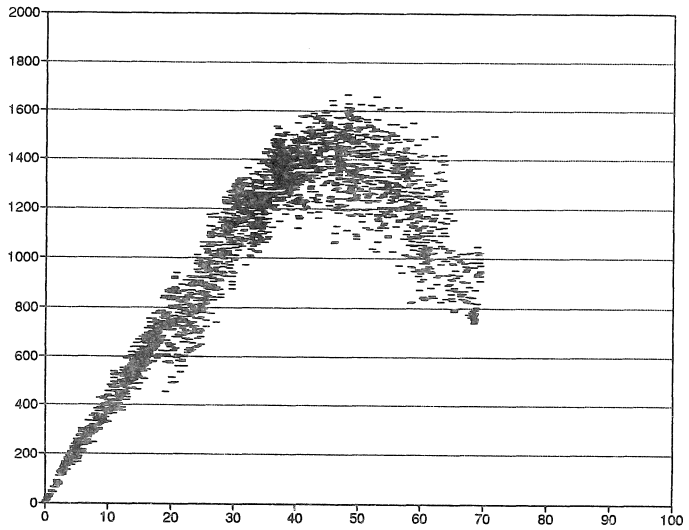
Untersuchungsfall 7 - Q30



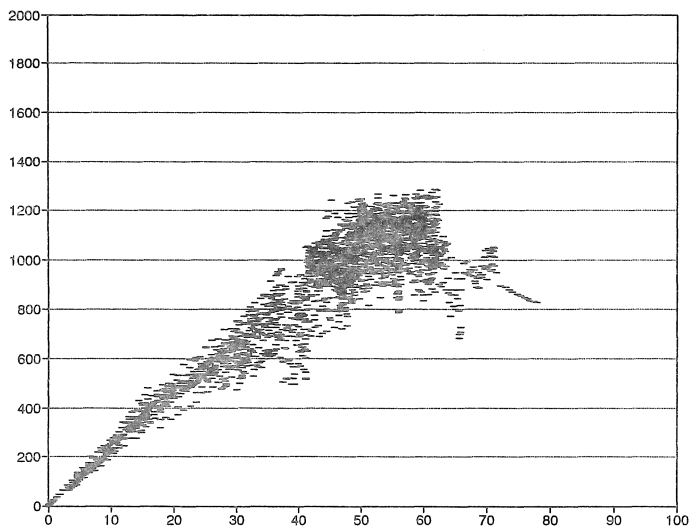
Untersuchungsfall 4 - Q30



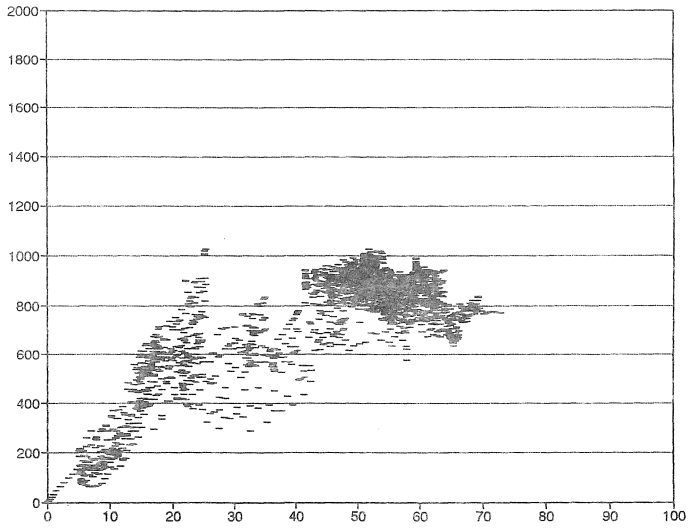
Untersuchungsfall 8 - Q30



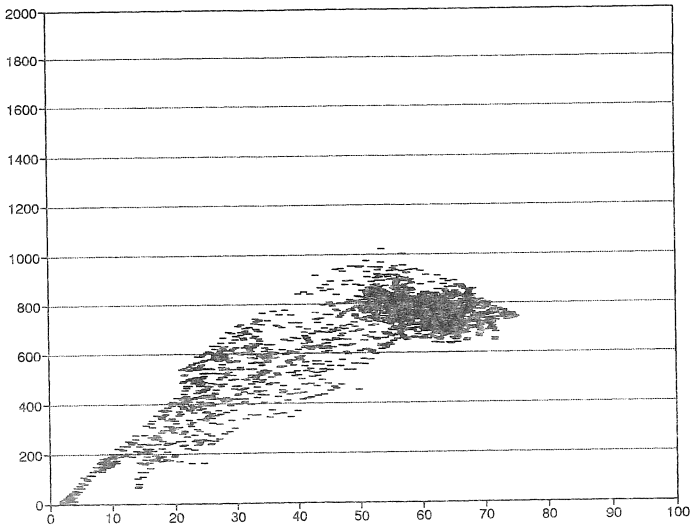
Untersuchungsfall 1 - Q40



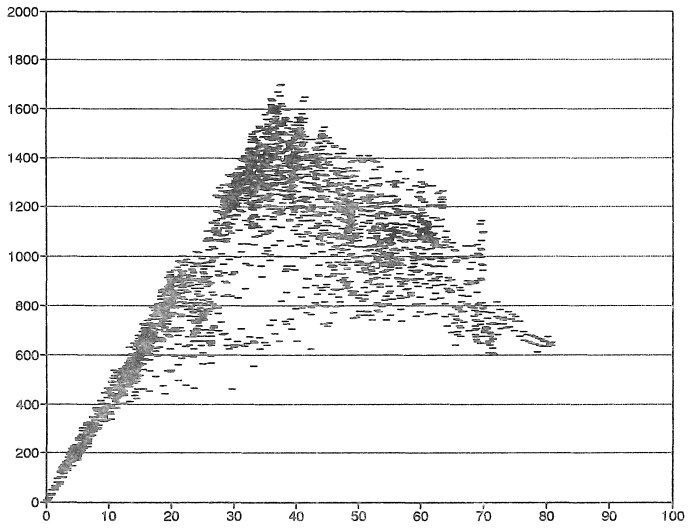
Untersuchungsfall 5 - Q40



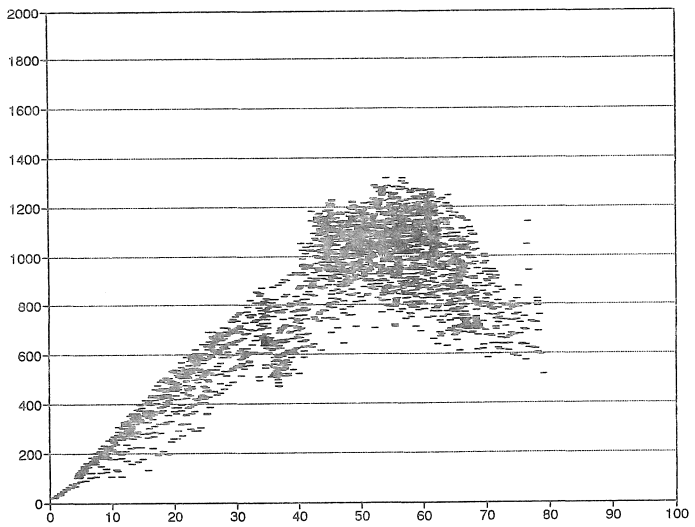
Untersuchungsfall 2 - Q40



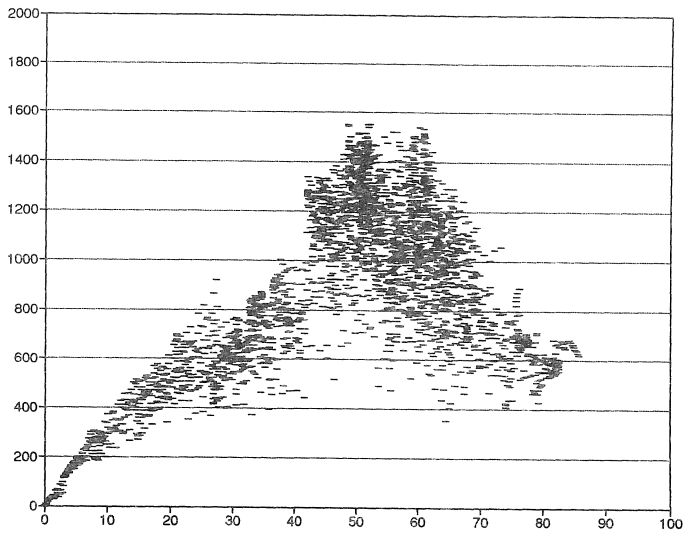
Untersuchungsfall 6 - Q40



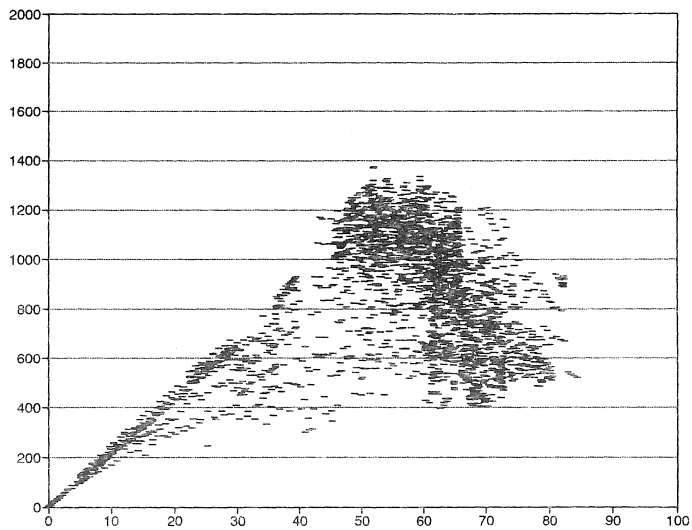
Untersuchungsfall 3 - Q40



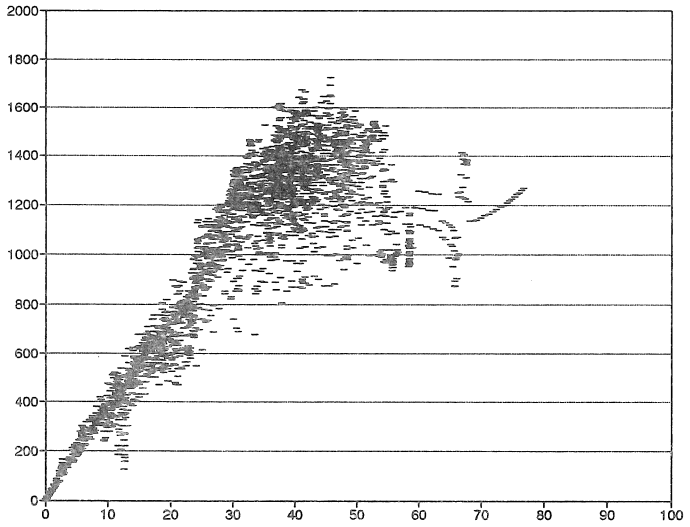
Untersuchungsfall 7 - Q40



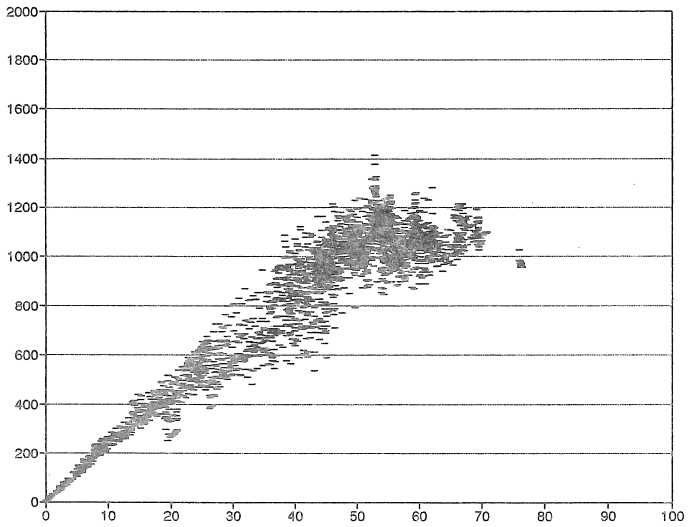
Untersuchungsfall 4 - Q40



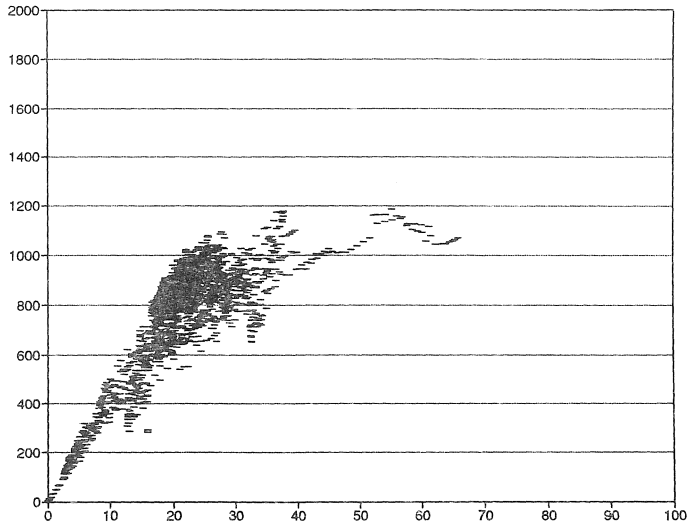
Untersuchungsfall 8 - Q40



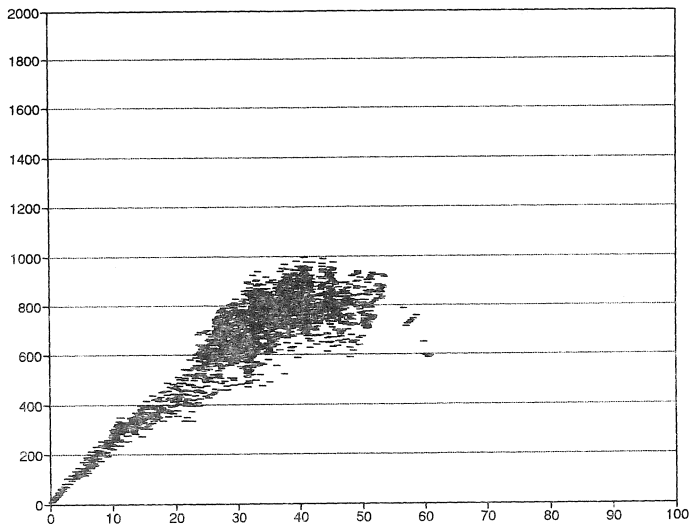
Untersuchungsfall 1 - Q50



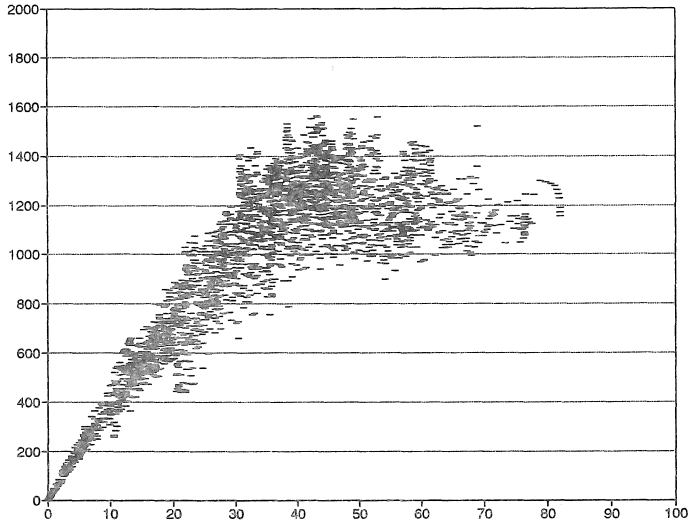
Untersuchungsfall 5 - Q50



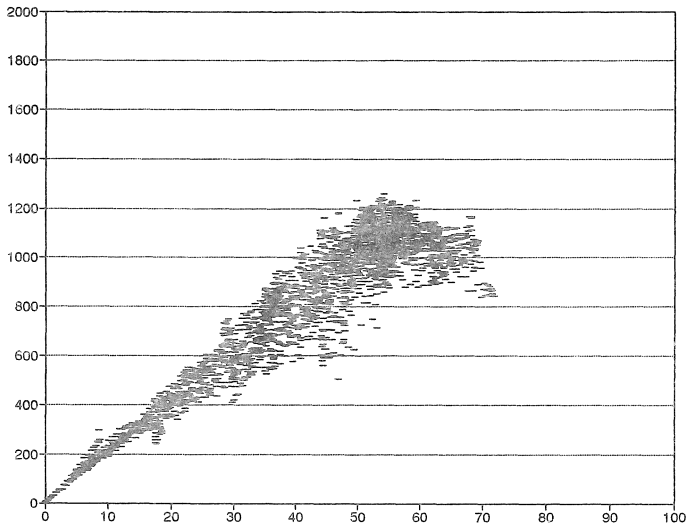
Untersuchungsfall 2 - Q50



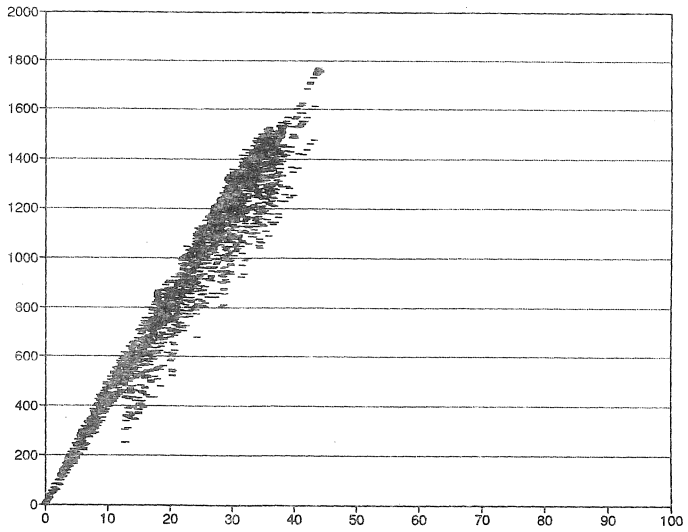
Untersuchungsfall 6 - Q50



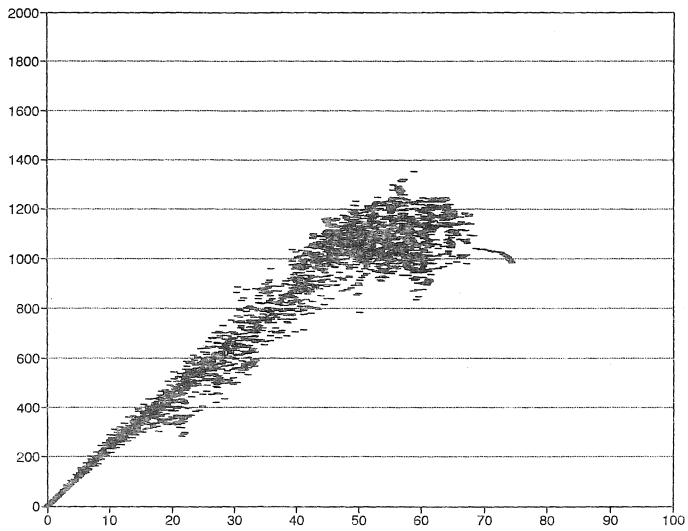
Untersuchungsfall 3 - Q50



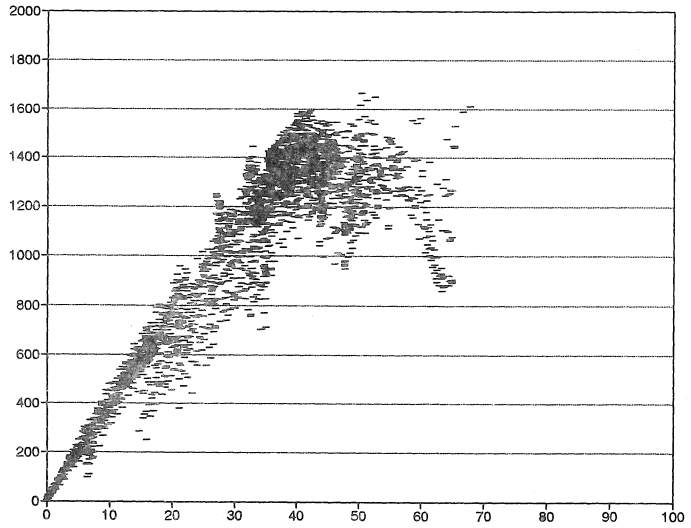
Untersuchungsfall 7 - Q50



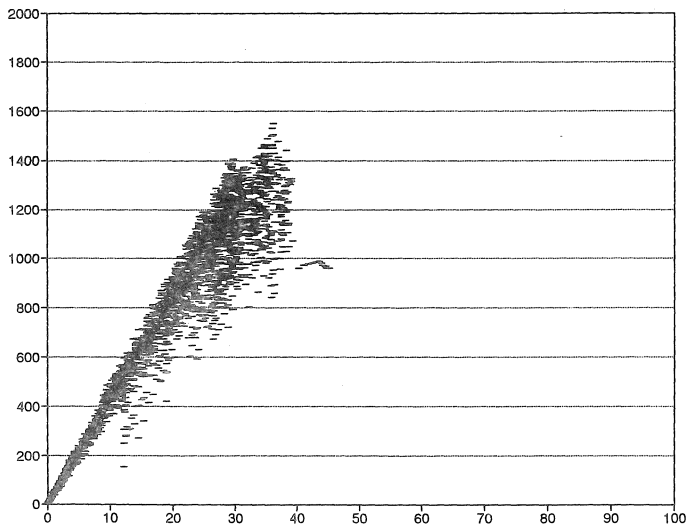
Untersuchungsfall 4 - Q50



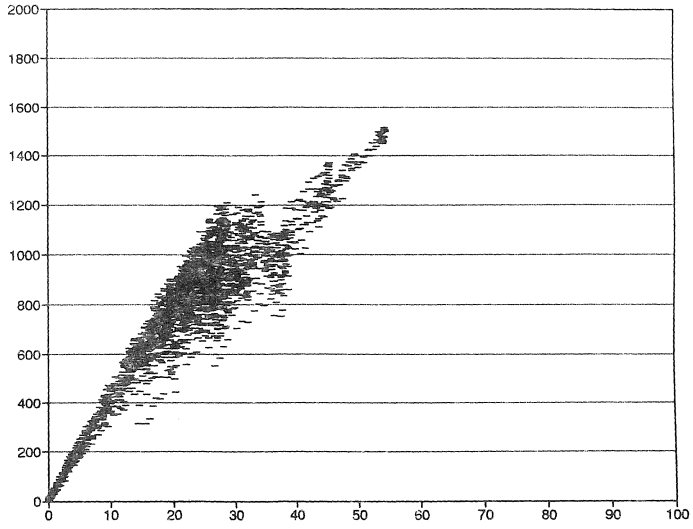
Untersuchungsfall 8 - Q50



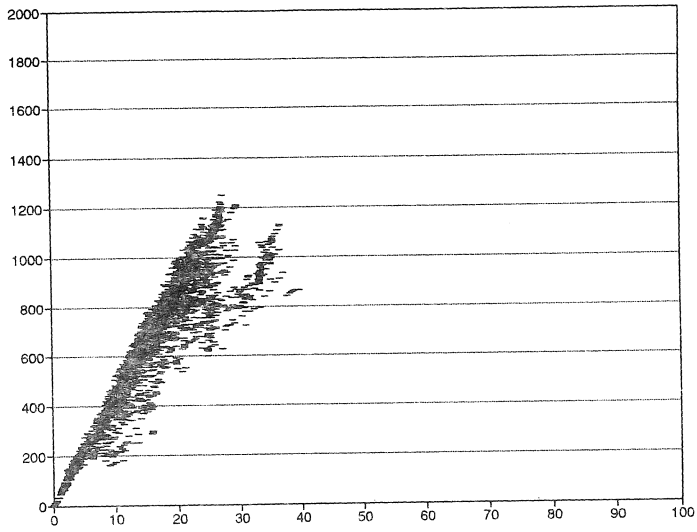
Untersuchungsfall 1 - Q60



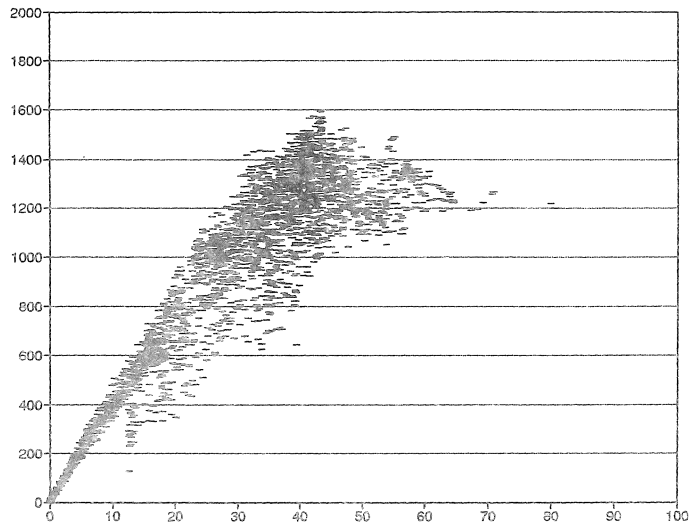
Untersuchungsfall 5 - Q60



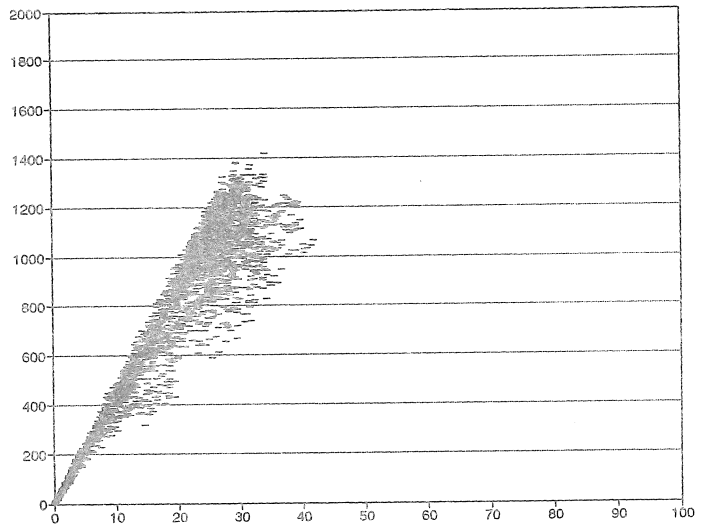
Untersuchungsfall 2 - Q60



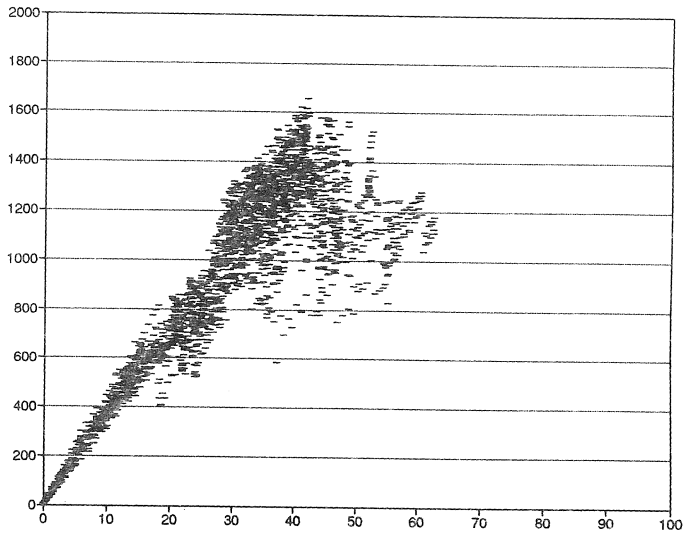
Untersuchungsfall 6 - Q60



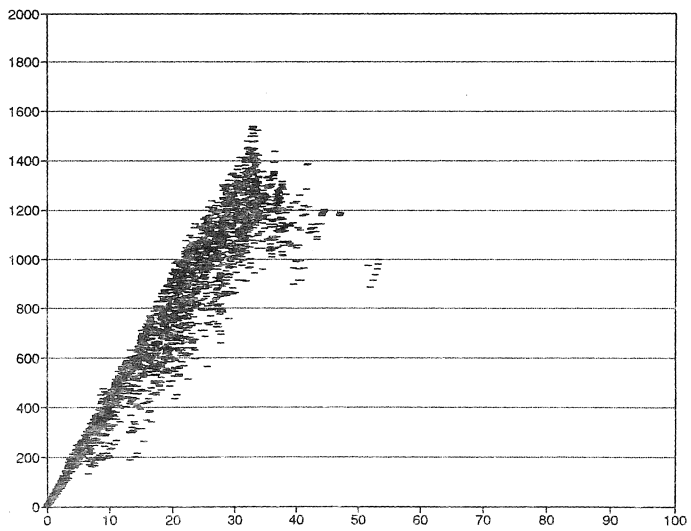
Untersuchungsfall 3 - Q60



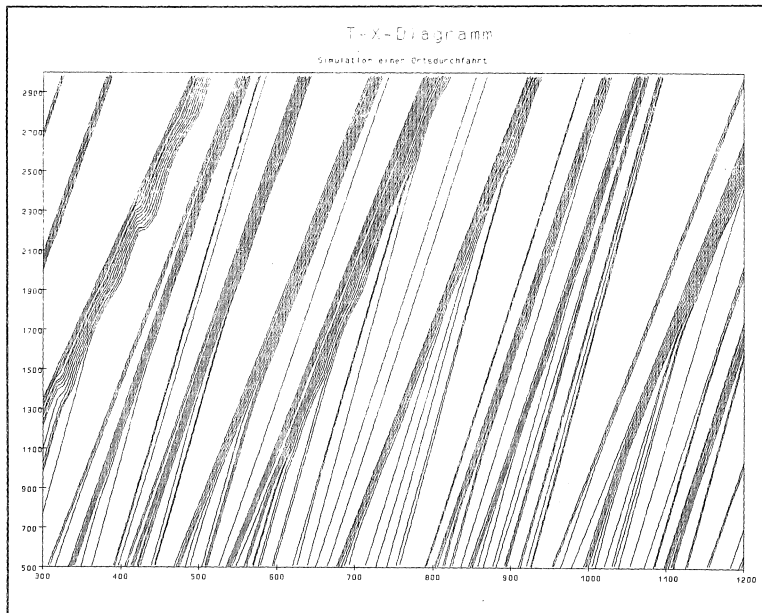
Untersuchungsfall 7 - Q60



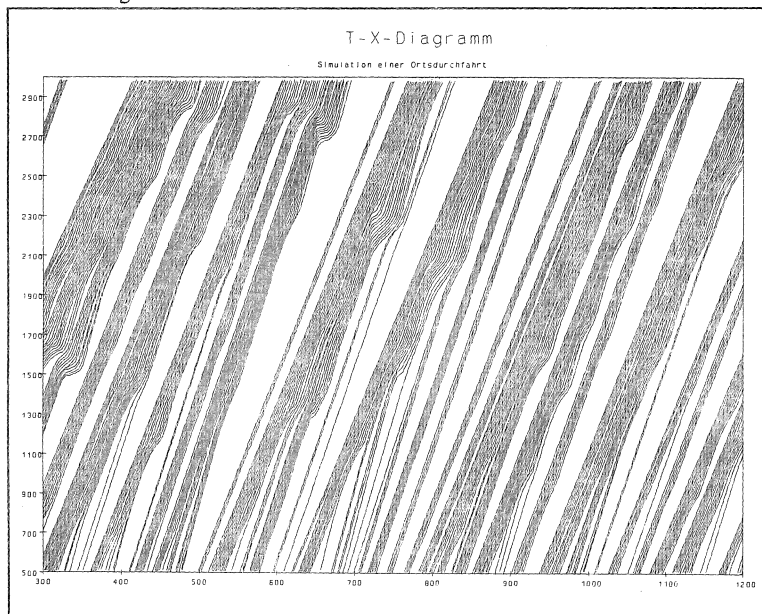
Untersuchungsfall 4 - Q60



Untersuchungsfall 8 - Q60



Untersuchungsfall 1 - Zufluß 500 Fz/h



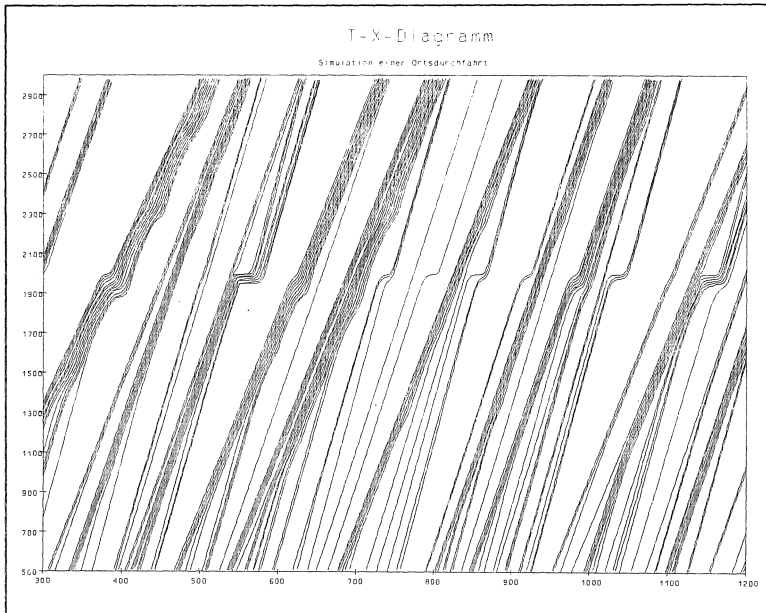
Untersuchungsfall 1 - Zufluß 1.000 Fz/h



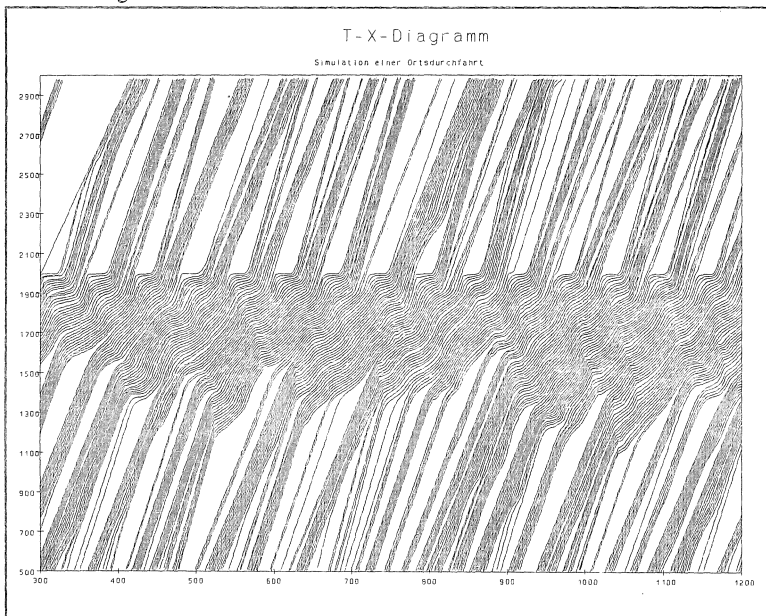
Untersuchungsfall 1 - Zufluß 1.500 Fz/h



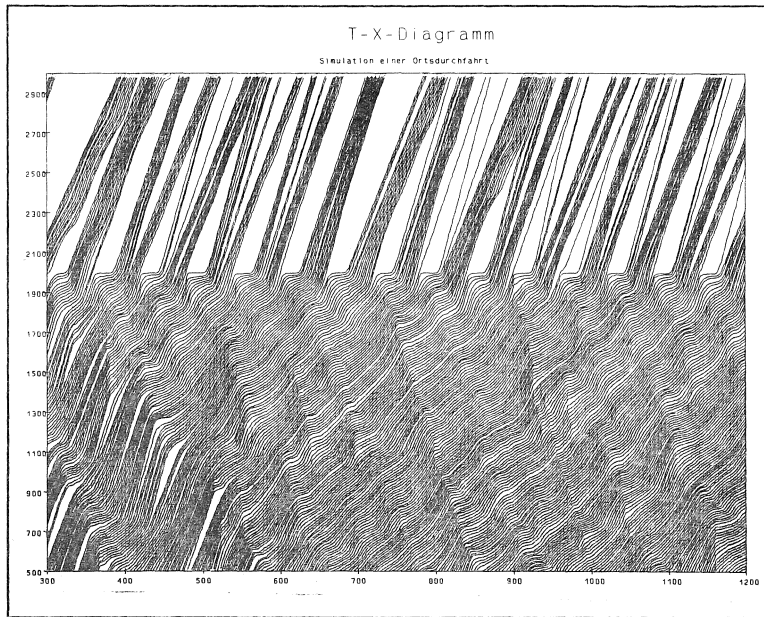
Untersuchungsfall 1 - Zufluß 2.000 Fz/h



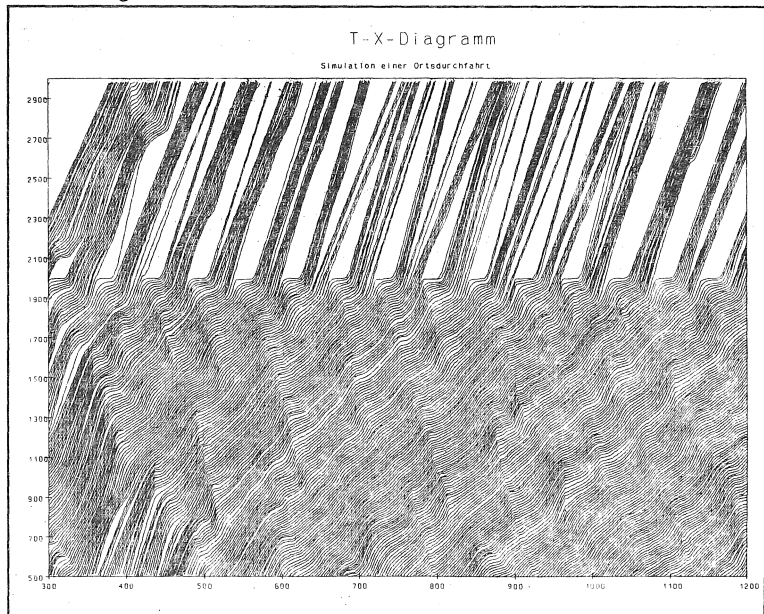
Untersuchungsfall 2 - Zufluß 500 Fz/h



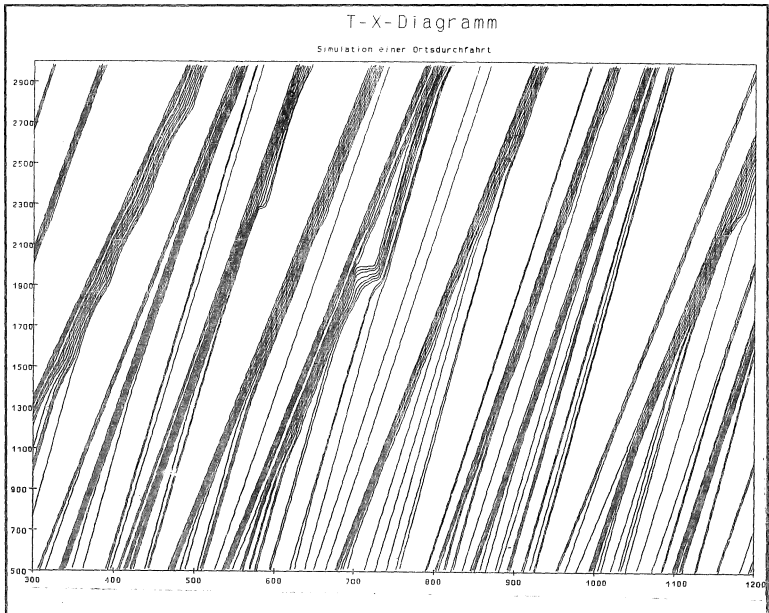
Untersuchungsfall 2 - Zufluß 1.000 Fz/h



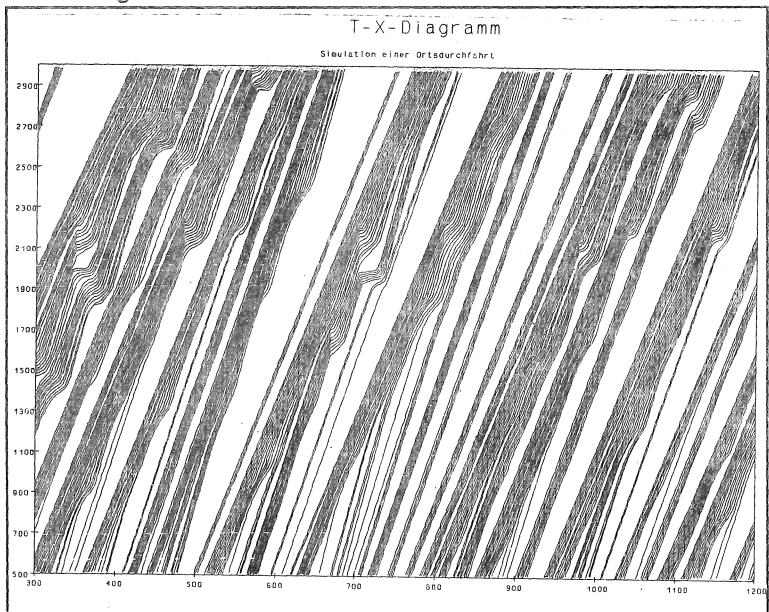
Untersuchungsfall 2 - Zufluß 1.500 Fz/h



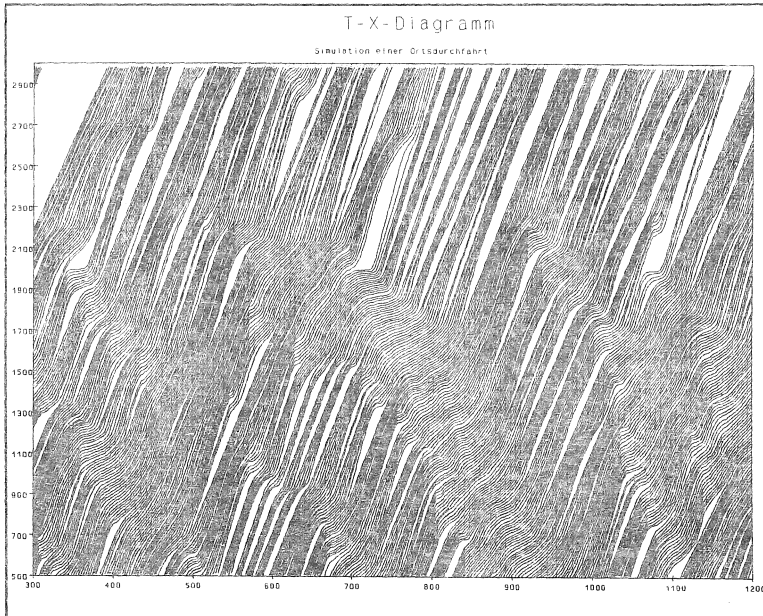
Untersuchungsfall 2 - Zufluß 2.000 Fz/h



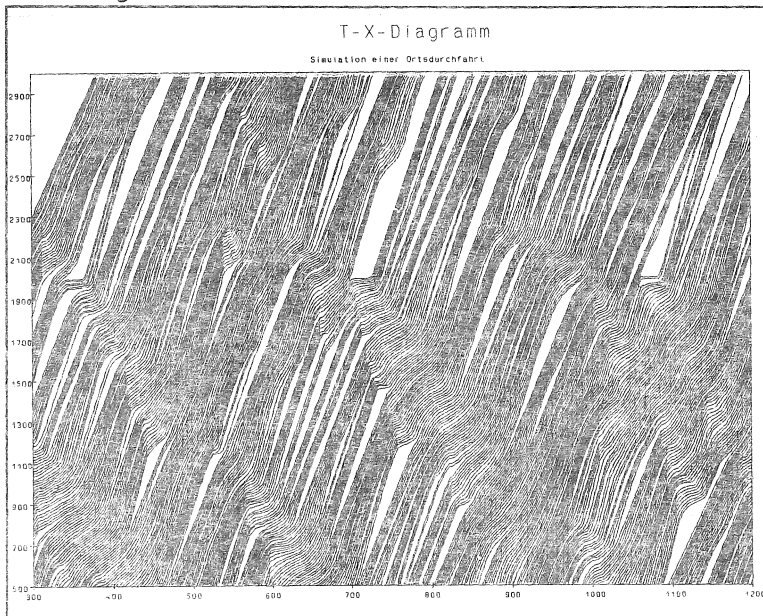
Untersuchungsfall 3 - Zufluß 500 Fz/h



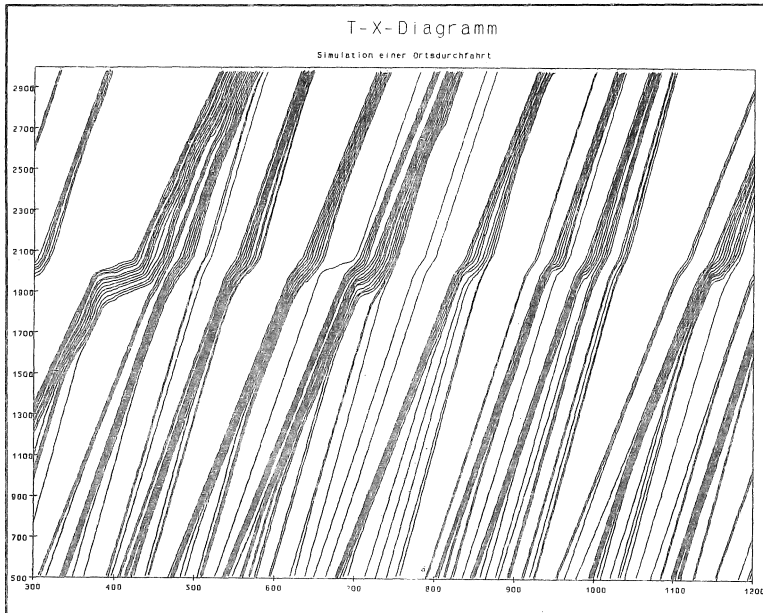
Untersuchungsfall 3 - Zufluß 1.000 Fz/h



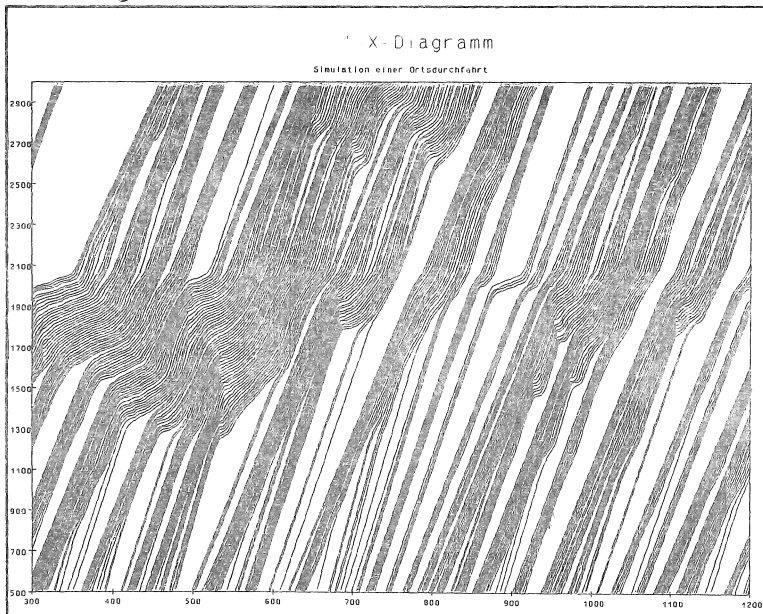
Untersuchungsfall 3 - Zufluß 1.500 Fz/h



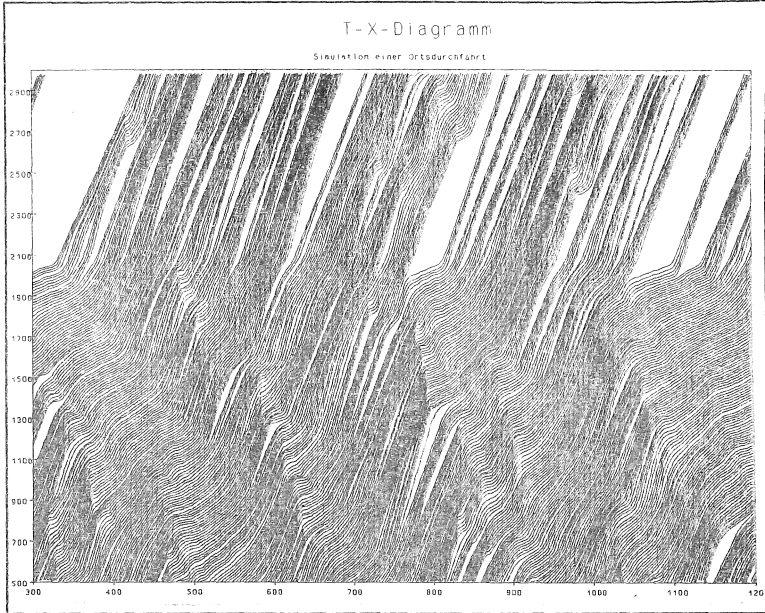
Untersuchungsfall 3 - Zufluß 2.000 Fz/h



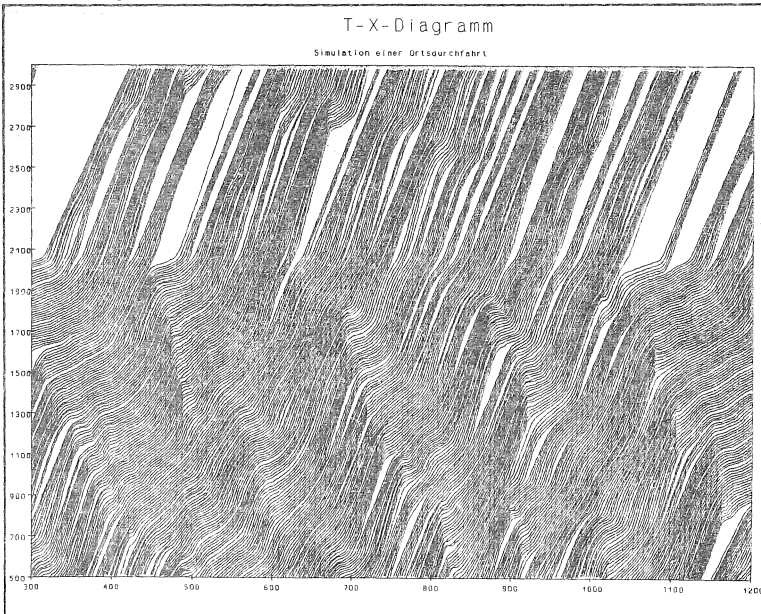
Untersuchungsfall 4 - Zufluß 500 Fz/h



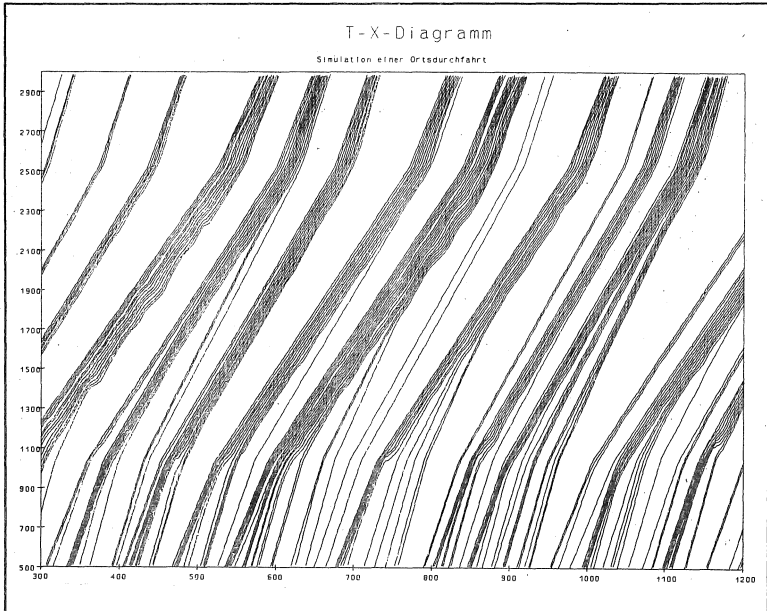
Untersuchungsfall 4 - Zufluß 1.000 Fz/h



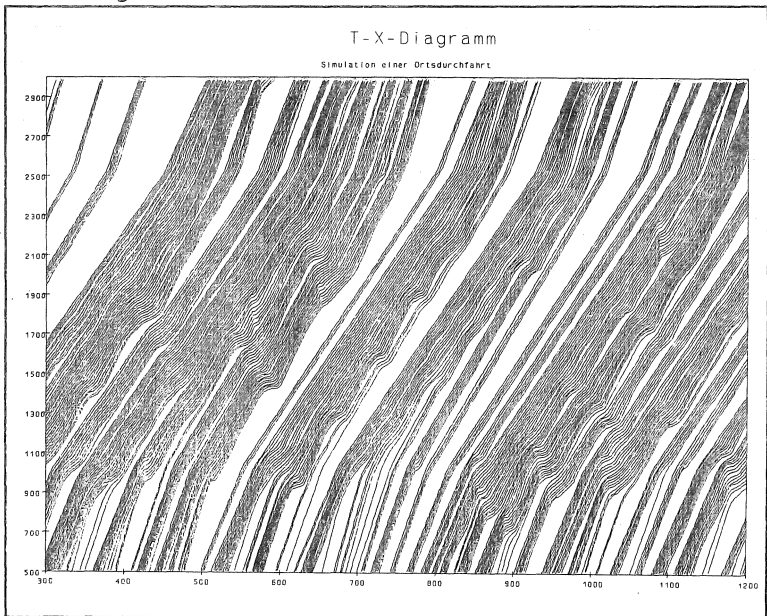
Untersuchungsfall 4 - Zufluß 1.500 Fz/h



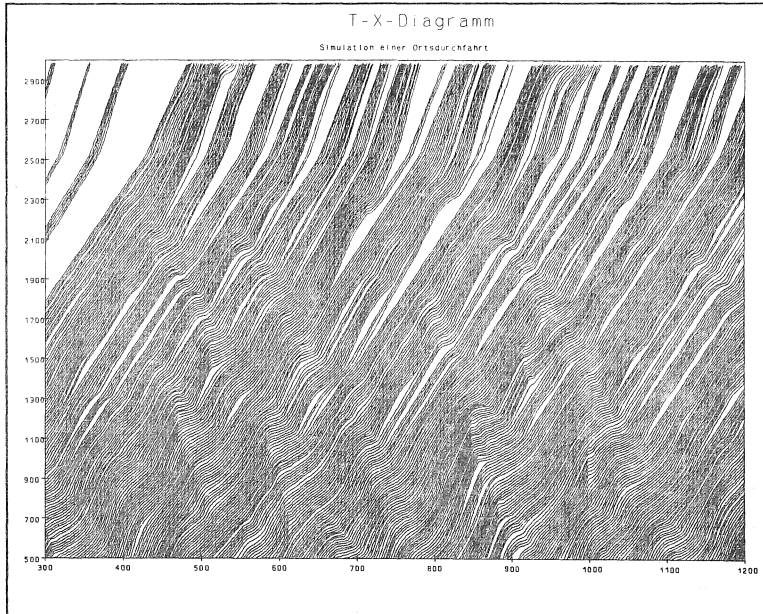
Untersuchungsfall 4 - Zufluß 2.000 Fz/h



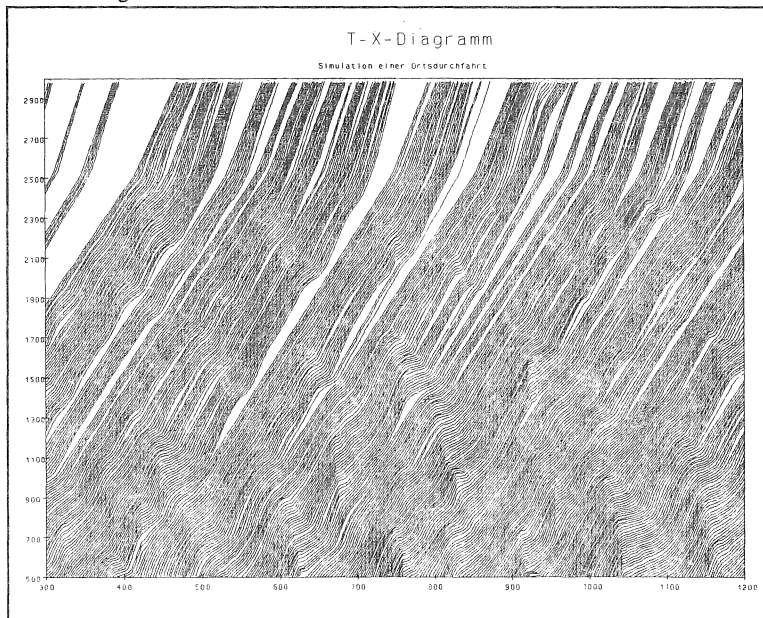
Untersuchungsfall 5 - Zufluß 500 Fz/h



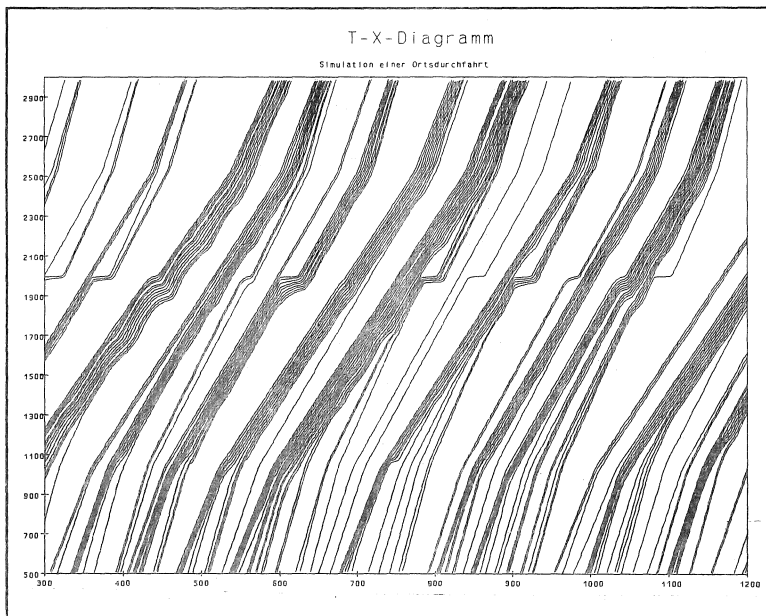
Untersuchungsfall 5 - Zufluß 1.000 Fz/h



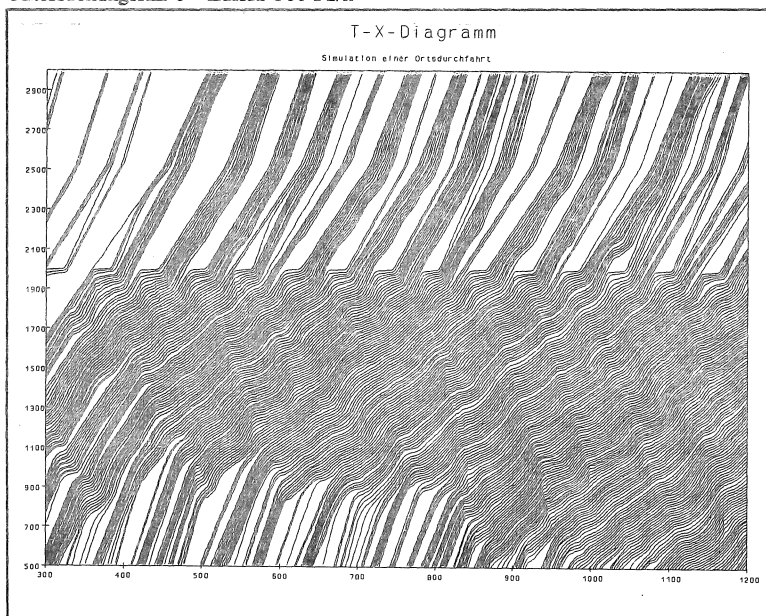
Untersuchungsfall 5 - Zufluß 1.500 Fz/h



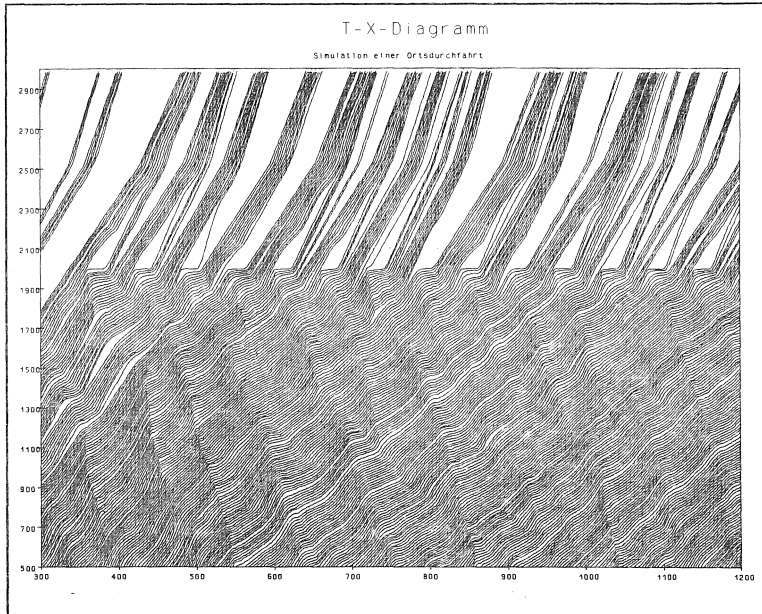
Untersuchungsfall 5 - Zufluß 2.000 Fz/h



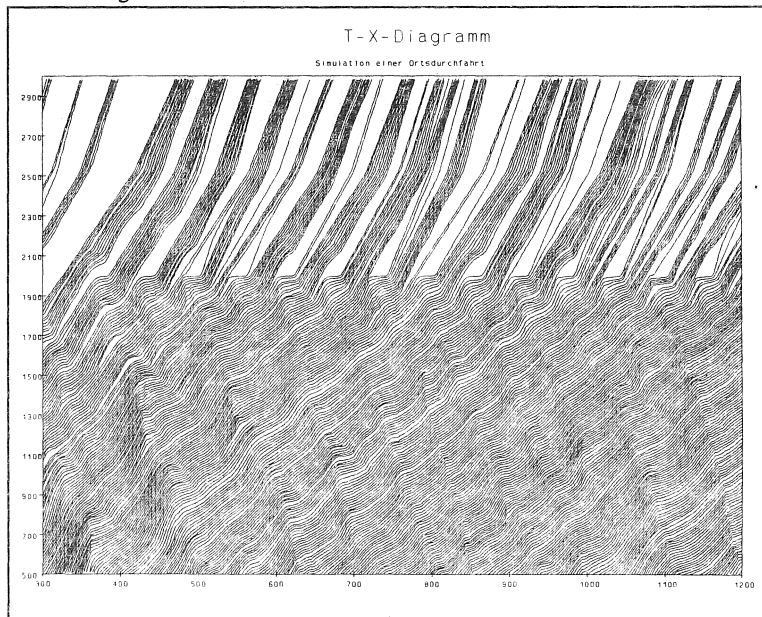
Untersuchungsfall 6 - Zufluß 500 Fz/h



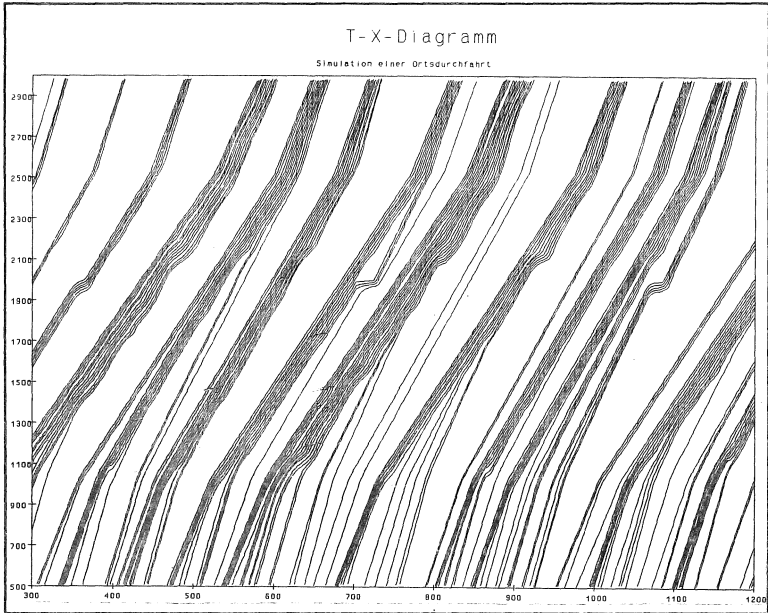
Untersuchungsfall 6 - Zufluß 1.000 Fz/h



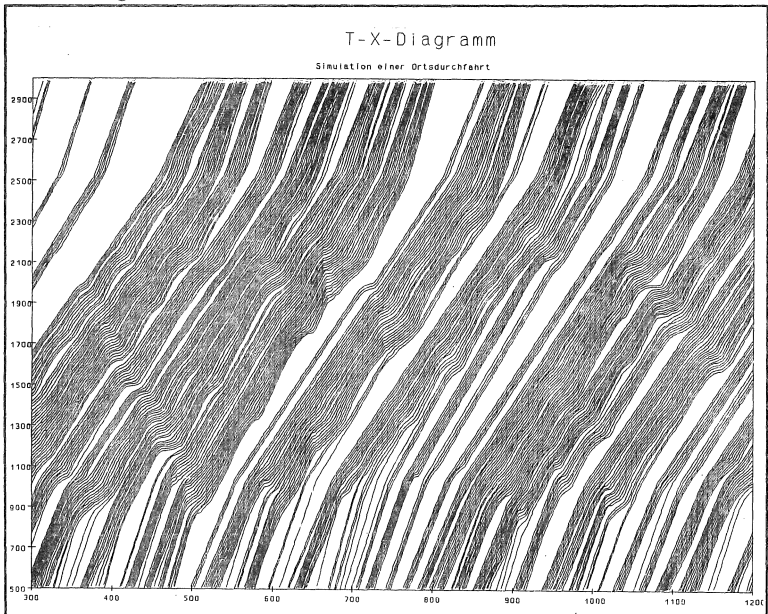
Untersuchungsfall 6 - Zufluß 1.500 Fz/h



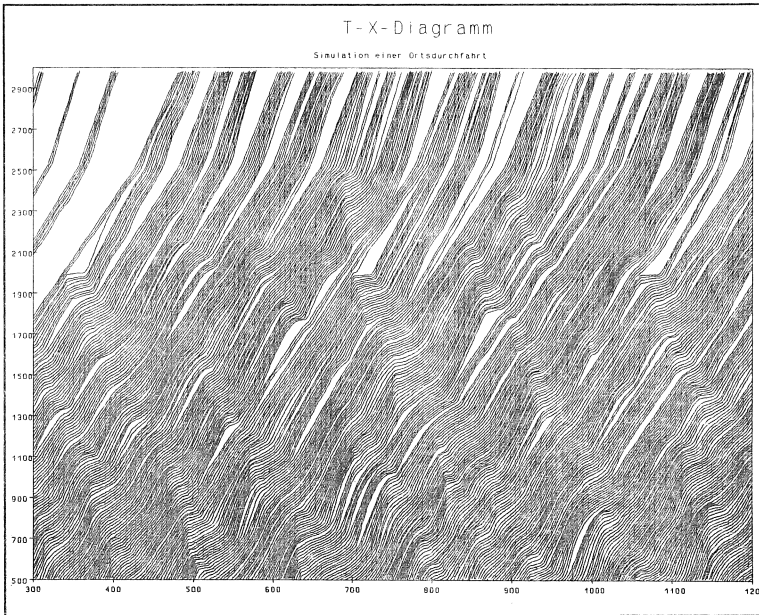
Untersuchungsfall 6 - Zufluß 2.000 Fz/h



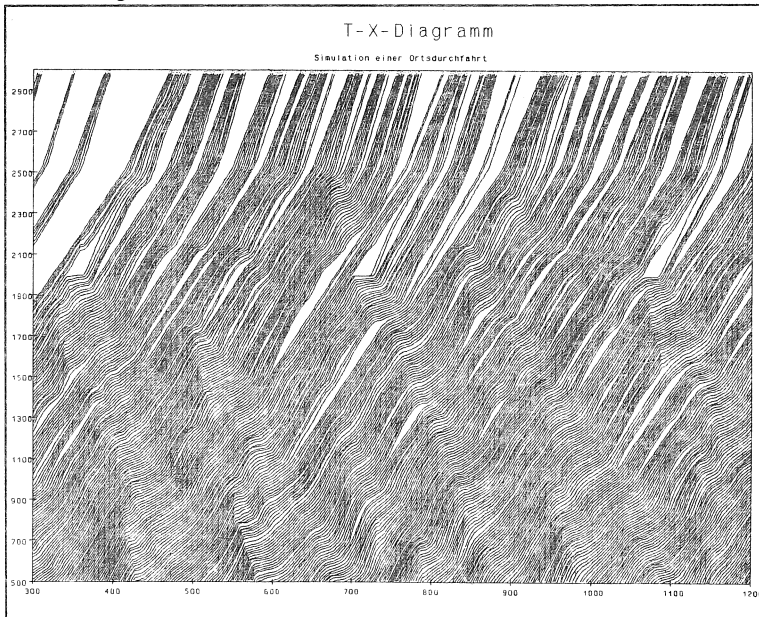
Untersuchungsfall 7 - Zufluß 500 Fz/h



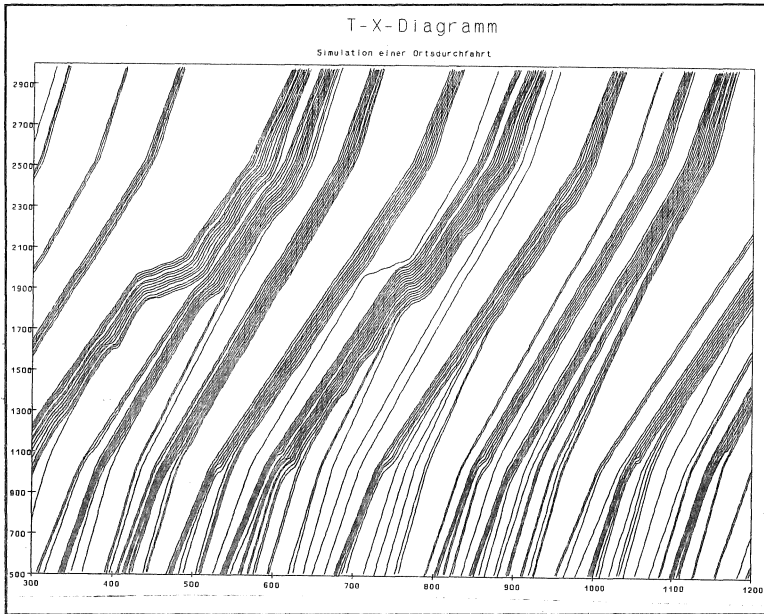
Untersuchungsfall 7 - Zufluß 1.000 Fz/h



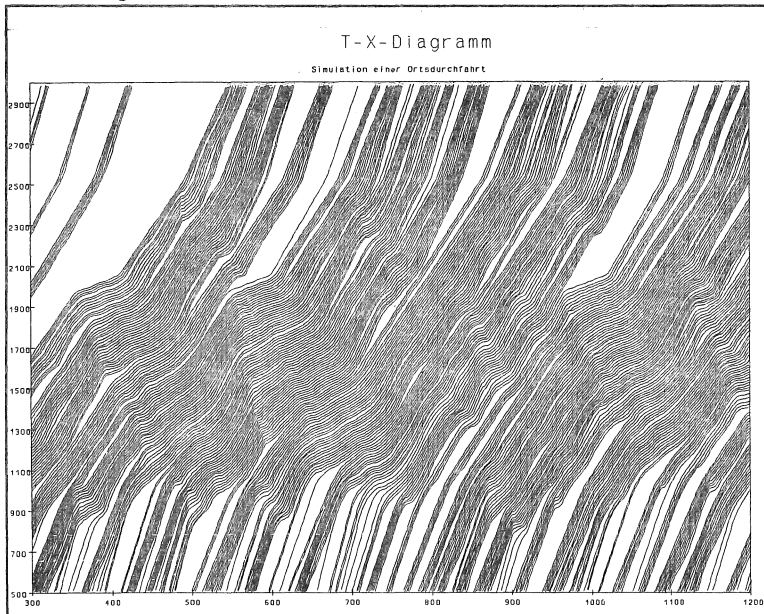
Untersuchungsfall 7 - Zufluß 1.500 Fz/h



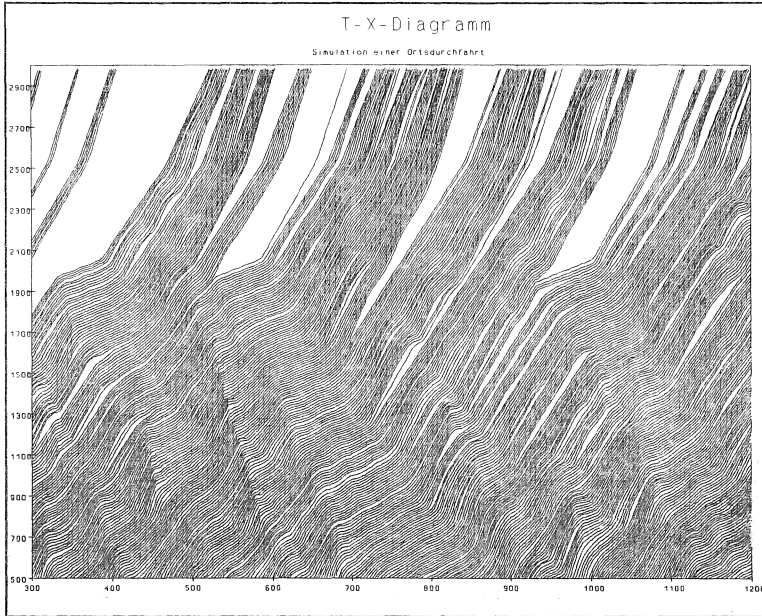
Untersuchungsfall 7 - Zufluß 2.000 Fz/h



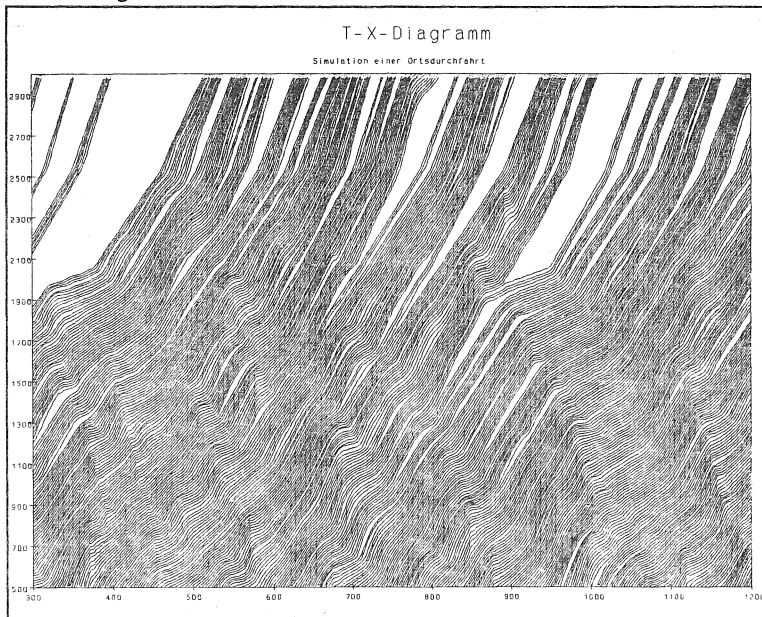
Untersuchungsfall 8 - Zufluß 500 Fz/h



Untersuchungsfall 8 - Zufluß 1.000 Fz/h



Untersuchungsfall 8 - Zufluß 1.500 Fz/h



Untersuchungsfall 8 - Zufluß 2.000 Fz/h

Auswertung der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfälle 1-4 - $V_{zul} = 50 \text{ km/h}$

Fall 1	statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R						
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	31,1	35,0	41,0	41,3	47,5	54,8	5,72
Q=1000 Fz/h	30,0	34,0	36,8	35,7	40,5	54,3	3,75
Q=1500 Fz/h	28,5	30,0	34,4	34,5	36,0	53,7	3,41
Q=2000 Fz/h	26,5	27,5	30,6	29,5	32,5	53,3	3,85

Fall 2	statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R						
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	28,8	3,0	38,3	36,8	42,5	54,2	5,13
Q=1000 Fz/h	18,2	19,0	23,3	21,9	25,0	51,4	5,93
Q=1500 Fz/h	15,4	16,0	21,3	17,7	26,5	49,3	7,03
Q=2000 Fz/h	14,5	15,5	21,2	17,0	28,5	48,5	7,66

Fall 3	statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R						
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	31,1	34,5	40,6	41,3	47,5	55,0	5,95
Q=1000 Fz/h	30,0	32,5	36,2	35,1	40,5	54,2	3,98
Q=1500 Fz/h	22,6	24,0	28,4	27,9	31,0	53,2	4,73
Q=2000 Fz/h	24,1	25,0	29,5	29,3	32,0	53,3	4,32

Fall 4	statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R						
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	23,5	31,0	36,4	36,4	44,0	51,0	6,35
Q=1000 Fz/h	20,1	22,0	28,7	29,7	33,0	50,4	5,91
Q=1500 Fz/h	17,9	21,0	25,6	24,0	30,0	50,1	5,49
Q=2000 Fz/h	17,5	19,0	24,4	23,5	27,5	50,2	5,34

Auswertung der Reisegeschwindigkeiten - Untersuchungsfälle 5-8 - $V_{zul} = 30$ km/h

Fall 5		statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R					
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	20,5	20,5	23,9	23,5	26,0	33,3	2,71
Q=1000 Fz/h	19,9	20,0	21,7	21,3	22,0	33,0	1,64
Q=1500 Fz/h	17,7	19,0	20,4	20,2	21,0	33,0	1,84
Q=2000 Fz/h	19,1	19,5	21,1	20,8	22,0	32,5	1,73

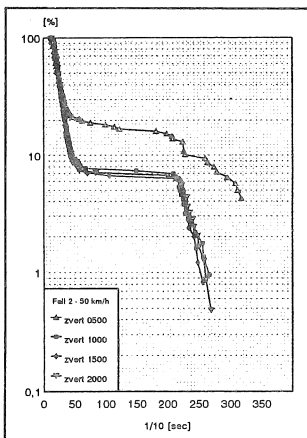
Fall 6		statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R					
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	19,4	20,5	22,9	22,2	24,5	30,2	2,22
Q=1000 Fz/h	12,0	12,5	15,3	13,7	17,0	28,4	3,43
Q=1500 Fz/h	12,0	12,5	15,8	14,2	18,5	33,0	3,57
Q=2000 Fz/h	12,2	12,5	15,5	13,6	19,0	32,5	3,83

Fall 7		statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R					
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	20,3	20,5	23,5	23,4	25,5	33,3	2,54
Q=1000 Fz/h	19,2	19,5	21,0	20,7	22,0	32,9	1,81
Q=1500 Fz/h	17,7	18,0	19,9	19,3	20,5	33,0	2,00
Q=2000 Fz/h	17,0	17,5	19,3	18,8	20,0	32,5	2,02

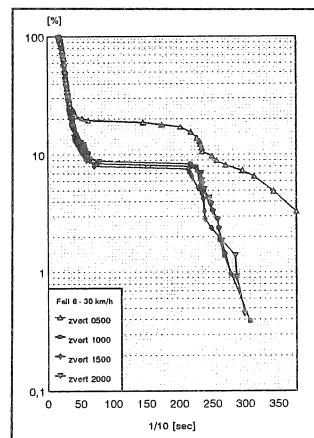
Fall 8		statistische Kennzahlen der Reisegeschwindigkeiten V_R					
Zufluß	V_{Rmin}	V_{R15}	$V_{RMittel}$	V_{Median}	V_{R85}	V_{Rmax}	S_{VReise}
Q=500 Fz/h	16,9	19,0	23,0	23,0	26,0	32,9	3,41
Q=1000 Fz/h	14,6	15,0	17,4	16,9	18,5	32,5	2,72
Q=1500 Fz/h	14,4	15,0	17,5	16,9	19,0	32,6	2,89
Q=2000 Fz/h	16,2	16,5	18,6	17,4	21,0	32,1	2,67

Untersuchungsfälle 2 und 6 (Lichtsignalanlage ; 50 km/h bzw. 30 km/h)

Zielwert Zufluß [Fz/h]	V _{zul} : 50 km/h 30 km/h	statistische Kennzahlen der Zeitlücken am Meßquerschnitt Q4 (Strecken-km 2+000)				
		Z _{min}	Z _{Median}	Z _{Mittel}	Z _{max}	σ_z
q = 500	Fall 2	1,40	2,50	7,73	83,50	13,08
	Fall 6	1,80	2,80	8,08	64,60	12,09
q = 1000	Fall 2	1,10	2,40	4,27	60,70	6,58
	Fall 6	1,70	2,80	4,96	41,40	6,76
q = 1500	Fall 2	1,20	2,40	4,12	53,00	6,23
	Fall 6	1,70	2,70	4,82	48,90	6,95
q = 2000	Fall 2	1,20	2,40	4,14	50,50	6,07
	Fall 6	1,70	2,60	4,79	47,30	6,79



Zeitlückenverteilung
Untersuchungsfall 2



Zeitlückenverteilung
Untersuchungsfall 6

mittlere abwickelbare Verkehrsstärke [Fz/h] (aus 15-Minuten-Intervall) - lokal

FALL 1	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 :	(km 0+600)	472	947	1.292	1.335
Q 2 :	(km 1+100)	487	948	1.245	1.272
Q 3 :	(km 1+500)	486	916	1.249	1.229
Q 4 :	(km 2+000)	476	911	1.221	1.215
Q 5 :	(km 2+200)	473	927	1.210	1.199
Q 6 :	(km 2+600)	446	906	1.190	1.185
FALL 2	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 :	(km 0+600)	472	947	1.060	1.072
Q 2 :	(km 1+100)	487	950	990	999
Q 3 :	(km 1+500)	486	897	930	936
Q 4 :	(km 2+000)	476	842	874	871
Q 5 :	(km 2+200)	467	826	857	860
Q 6 :	(km 2+600)	446	827	853	859
FALL 3	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 :	(km 0+600)	472	947	1.268	1.297
Q 2 :	(km 1+100)	487	948	1.216	1.238
Q 3 :	(km 1+500)	486	916	1.163	1.205
Q 4 :	(km 2+000)	476	921	1.140	1.165
Q 5 :	(km 2+200)	473	921	1.130	1.165
Q 6 :	(km 2+600)	446	913	1.099	1.134
FALL 4	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 :	(km 0+600)	472	947	1.223	1.214
Q 2 :	(km 1+100)	487	945	1.150	1.151
Q 3 :	(km 1+500)	486	917	1.075	1.085
Q 4 :	(km 2+000)	473	915	999	1.019
Q 5 :	(km 2+200)	470	914	992	1.014
Q 6 :	(km 2+600)	448	899	970	992

mittlere abwickelbare Verkehrsstärke [Fz/h] (aus 15-Minuten-Intervall) - lokal

FALL 5	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 : (km 0+600)		472	947	1.1,0	1.118
Q 2 : (km 1+100)		485	925	1.043	1.058
Q 3 : (km 1+500)		467	911	1.009	1.040
Q 4 : (km 2+000)		441	878	959	998
Q 5 : (km 2+200)		427	860	963	980
Q 6 : (km 2+600)		475	861	924	958
FALL 6	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 : (km 0+600)		472	919	965	952
Q 2 : (km 1+100)		486	839	874	868
Q 3 : (km 1+500)		467	786	820	817
Q 4 : (km 2+000)		475	726	748	752
Q 5 : (km 2+200)		476	711	729	733
Q 6 : (km 2+600)		476	698	719	721
FALL 7	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 : (km 0+600)		472	947	1.089	1.087
Q 2 : (km 1+100)		486	928	1.029	1.024
Q 3 : (km 1+500)		468	911	990	984
Q 4 : (km 2+000)		441	881	959	948
Q 5 : (km 2+200)		437	861	934	933
Q 6 : (km 2+600)		469	830	897	899
FALL 8	Zufluß	500 Fz/h	1.000 Fz/h	1.500 Fz/h	2.000 Fz/h
Q 1 : (km 0+600)		472	947	1.011	1.069
Q 2 : (km 1+100)		480	932	947	1.001
Q 3 : (km 1+500)		467	890	911	970
Q 4 : (km 2+000)		469	836	862	929
Q 5 : (km 2+200)		481	826	843	907
Q 6 : (km 2+600)		475	808	808	875

Zusammenstellung der räumlich-zeitlichen Auswertungen zu den Untersuchungsfällen 2 und 6 (Q20 - Q60)

Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 20 [km 1+100 - km 1+200]						Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 20 [km 1+100 - km 1+200]					
	Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V		Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V
500	483	13.1	39.5	176.6	6.0	8.2	500	498	20.4	25.0	181.4	8.3	2.5
1.000	925	29.3	32.8	262.2	9.4	7.0	1.000	809	66.0	12.6	140.5	7.6	3.7
1.500	939	57.3	18.0	218.6	11.3	9.0	1.500	840	67.2	12.6	142.9	5.3	2.8
2.000	923	63.5	15.4	200.9	8.9	7.0	2.000	808	67.0	12.3	149.5	6.6	3.0
Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 30 [km 1+500 - km 1+600]						Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 30 [km 1+500 - km 1+600]					
	Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V		Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V
500	490	13.6	39.1	210.0	7.1	8.4	500	505	22.2	23.4	220.6	10.6	2.9
1.000	887	60.6	15.0	150.1	8.9	3.7	1.000	800	66.7	12.1	113.7	5.0	2.2
1.500	904	63.7	14.7	163.9	7.9	5.1	1.500	804	85.3	12.6	110.3	8.1	2.9
2.000	863	63.9	13.7	125.8	5.8	2.9	2.000	791	88.7	11.6	91.9	5.1	2.0
Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 40 [km 1+900 - km 2+000]						Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 40 [km 1+900 - km 2+000]					
	Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V		Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V
500	492	21.8	24.7	229.0	12.1	10.0	500	480	29.8	16.3	229.6	13.4	5.2
1.000	897	55.0	16.5	68.9	4.5	2.2	1.000	743	58.8	12.7	104.5	6.2	1.6
1.500	885	53.2	16.8	68.3	5.3	2.4	1.500	774	80.5	13.0	48.3	6.2	1.9
2.000	840	54.7	15.6	86.1	6.0	2.7	2.000	777	61.5	12.8	60.4	5.6	1.9
Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 50 [km 2+100 - 2+200]						Zielwert Zufluß [Fz/h]	Meßbereich Q 50 [km 2+100 - 2+200]					
	Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V		Q _{mittel}	K _{mittel}	V _{mittel}	S ₀	S _K	S _V
500	478	14.0	36.3	230.4	7.7	10.0	500	460	23.0	22.1	208.3	13.1	4.9
1.000	908	23.8	39.2	98.4	4.5	6.7	1.000	735	34.8	21.7	153.8	8.8	3.3
1.500	902	24.0	38.6	75.0	4.5	6.1	1.500	785	35.5	22.0	121.1	7.0	3.9
2.000	875	24.9	37.3	86.3	8.2	7.5	2.000	752	37.4	20.4	122.7	7.0	3.2

Untersuchungsfall 2 : Störung durch LSA, Vzül = 50 km/h

Untersuchungsfall 6 : Störung durch LSA, Vzül = 30 km/h

Anhang 3

A3-47

Veröffentlichungen aus dem Institut für Verkehrswesen

(Die mit * versehenen Veröffentlichungen sind vergriffen)

- Heft 1** **BARON, P.S. (1967): ***
Weglängen als Kriterium zur Beurteilung von Fluggast-Empfangsanlagen.
- Heft 2** **STOFFERS, K.E. (1968): ***
Berechnung von optimalen Signalzeitenplänen.
- Heft 3** **KOEHLER, R. (1968): ***
Verkehrsablauf auf Binnenwasserstraßen - Untersuchungen zur Leistungsfähigkeitsberechnung und Reisezeitverkürzung.
- Heft 4** **BÖTTGER, R. (1970): ***
Die numerische Behandlung des Verkehrsablaufs an signalgesteuerten Straßenkreuzungen.
- Heft 5** **DROSTE, M. (1971):**
Stochastische Methoden der Erfassung und Beschreibung des ruhenden Verkehrs.
- Heft 6** **10 JAHRE INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN (1972) ***
- Heft 7** **BEY, I. (1972): ***
Simulationstechnische Analyse der Luftfrachtabfertigung.
- Heft 8** **WIEDEMANN, R. (1974):**
Simulation des Straßenverkehrsflusses.
- Heft 9** **KÖHLER, U. (1974):**
Stabilität von Fahrzeugkolonnen.
- Heft 10** **THOMAS, W. (1974):**
Sensitivitätsanalyse eines Verkehrsplanungsmodells.
- Heft 11** **PAPE, P. (1976):**
Weglängen-Reduzierung in Fluggast-Empfangsanlagen durch flexible Vorfeldpositionierung.
- Heft 12** **KOFFLER, TH. (1977):**
Vorausschätzung des Verkehrsablaufs über den Weg.
- Heft 13** **HAENICKE, W. (1977): ***
Der Einfluß von Verflechtungen in einem bedarfsorientierten Nahverkehrssystem auf die Reisegeschwindigkeit.

- Heft 14** **BAHM, G. (1977): ***
Kabinengröße und Betriebsablauf neuer Nahverkehrssysteme.
- Heft 15** **LAUBERT, W. (1977):**
Betriebsablauf und Leistungsfähigkeit von
Kleinkabinenbahnstationen.
- Heft 16** **SAHLING, B.-M. (1977): ***
Verkehrsablauf in Netzen - Ein graphentheoretisches
Optimierungsverfahren.
- Heft 17** **ZAHN, E.M. (1978):**
Berechnung gesamtkostenminimaler außerbetrieblicher Transportnetze.
- Heft 18** **HANDSCHMANN, W. (1978): ***
Sicherheit und Leistungsfähigkeit städtischer Straßenkreuzungen unter
dem Aspekt der Informationsverarbeitung des Kraftfahrzeugführers.
- Heft 19** **WILLMANN, G. (1978): ***
Zustandsformen des Verkehrsablaufs auf Autobahnen.
- Heft 20** **SPARMANN, U. (1980): ***
ORIENT - Ein verhaltensorientiertes Simulationsmodell zur
Verkehrsprognose.
- Heft 21** **ALLSOP, R.E. (1980): ***
Festzeitsteuerung von Lichtsignalanlagen.
- Heft 22** **ADOLPH, U.-M. (1981): ***
Systemsimulation des Güterschwerverkehrs auf Straßen.
- Heft 23** **JAHNKE, C.-D. (1982): ***
Kolonnenverhalten von Fahrzeugen mit autarken
Abstandswarnsystemen.
- Heft 24** **LEUTZBACH, W. (1982): ***
Verkehr auf Binnenwasserstraßen.
- Heft 25** **20 JAHRE INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN (1982) ***
- Heft 26** **HUBSCHNEIDER, H. (1983): ***
Mikroskopisches Simulationssystem für Individualverkehr und
öffentlichen Personennahverkehr.

- Heft 27** MOTT, P. (1984): *
Signalsteuerungsverfahren zur Priorisierung des öffentlichen Personennahverkehrs.
- Heft 28** MAY, A.D. (1984):
Traffic Management Research at the University of California.
- Heft 29** HAAS, M. (1985):
LAERM - Mikroskopisches Modell zur Berechnung des Straßenverkehrslärms.
- Heft 30** BOSSERHOFF, D. (1985):
Statistische Verfahren zur Ermittlung von Quelle-Ziel-Matrizen im öffentlichen Personennahverkehr - Ein Vergleich.
- Heft 31** BAASS, K. (1985): *
Ermittlung eines optimalen Grünbandes auf Hauptverkehrsstraßen.
- Heft 32** BENZ, TH. (1985):
Mikroskopische Simulation von Energieverbrauch und Abgasemission im Straßenverkehr. (MISEVA)
- Heft 33** STUCKE, G. (1985):
Bestimmung der städtischen Fahrtenmatrix durch Verkehrszählungen.
- Heft 34** YOUNG, W. (1985):
Modelling the Circulation of Parking Vehicles - A Feasibility Study.
- Heft 35** GIPPS, P.G. (1986):
Simulation of Pedestrian Traffic in Buildings.
- Heft 36** 25 JAHRE INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN (1987) *
- Heft 37** MÖLLER, K. (1986): *
Signalgruppenorientiertes Modell zur Optimierung von Freizeitprogrammen an Einzelknotenpunkten.
- Heft 38** BLEHER, W.G. (1987):
Messung des Verkehrsablaufs aus einem fahrenden Fahrzeug - Beurteilung der statistischen Genauigkeit mittels Simulation.
- Heft 39** MAIER, W. (1988):
Bemessungsverfahren für Befragungszählstellen mit Hilfe eines Warteschlangemodells.

- Heft 40** **AXHAUSEN, K. (1989):**
Eine ereignisorientierte Simulation von Aktivitätenketten zur Parkstandswahl.
- Heft 41** **BECKER, U. (1989): ***
Beobachtung des Straßenverkehrs vom Flugzeug aus: Eigenschaften, Berechnungen und Verwendung von Verkehrsgrößen.
- Heft 42** **HEIDEMANN, D. (1989):**
Ein mathematisches Modell des Verkehrsflusses.
- Heft 43** **ALY, M.S. (1989):**
Headway Distribution Model and Interrelationship between Headway and Fundamental Traffic Flow Characteristics.
- Heft 44** **ZOELLMER, J. (1991):**
Ein Planungsverfahren für den ÖPNV in der Fläche.
- Heft 45** **SCHNITTGER, ST. (1991):**
Einfluß von Sicherheitsanforderungen auf die Leistungsfähigkeit von Schnellstraßen.
- Heft 46** **HSU, T.P. (1991):**
Optimierung der Detektoranlage bei verkehrsabhängiger Lichtsignalsteuerung.
- Heft 47** **GRIGO, R. (1992):**
Zur Addition spektraler Anteile des Verkehrslärms.
- Heft 48** **30 JAHRE INSTITUT FÜR VERKEHRSWESEN (1992)**
- Heft 49** **LIU, Y. (1994):**
Eine auf FUZZY basierende Methode zur mehrdimensionalen Beurteilung der Straßenverkehrssicherheit.
- Heft 50** **HÖFLER, F. (1994):**
Leistungsfähigkeit von Ortsdurchfahrten bei unterschiedlichen Geschwindigkeitsbeschränkungen - untersucht mit Hilfe der Simulation.

Im Buchhandel erhältlich

LENZ, K.-H.; GARSKY, J. (1968):

Anwendung mathematisch-statistischer Verfahren in der Straßenverkehrstechnik.
Kirschbaum-Verlag, Bad Godesberg

LEUTZBACH, W. (1972):

Einführung in die Theorie des Verkehrsflusses.
Springer Verlag, Berlin-Heidelberg-New York
ISBN 3-540-05724-2

BECKMANN, H.; JACOBS, F.; LENZ, K.-H.; WIEDEMANN, R.; ZACKOR, H.

(1973): Das Fundamentaldiagramm.
Kirschbaum-Verlag, Bad Godesberg
ISBN 3-7812-0846X

HERZ, R.; SCHLICHTER, H.G.; SIEGENER, W. (1976):

Angewandte Statistik für Verkehrs- und Regionalplaner.
Werner-Ingenieur-Texte 42, Werner-Verlag, Düsseldorf
ISBN 3-8041-1934-4
2., neubearbeitete und erweiterte Auflage (1992) ISB N 3-8041-1971-9

RUPPERT, W.-R.; LEUTZBACH, W.; ADOLPH, U.-M. et al. (1981):

Achslasten und Gesamtgewichte schwerer Lkw.
Nutzen-Kosten-Untersuchung der zulässigen Höchstwerte.
Hrsg. Bundesminister für Verkehr, Verlag TÜV Rheinland GmbH, Köln ISBN 3-88585-035-4

WIEDEMANN, R.; HUBSCHNEIDER, H. (1987):

Simulationsmodelle.
In: LAPIERRE, R; STEIERWALD, G. (Hrsg.) "Verkehrstechnik für den Straßenverkehr", Band 1, Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York
ISBN 3-540-16850-8

LEUTZBACH, W. (1988):

Introduction to the Theorie of Traffic Flow.
Springer-Verlag Berlin-Heidelberg-New York
ISBN 3-540-17113-4

Institut für Verkehrswesen (1991):

Fachwörterbuch terminus Traffic and Transport Systems - Verkehrswesen,
English - German - Deutsch - Englisch.

Verlag Ernst & Sohn, Berlin, ISBN 3-433-02824-9

ZUMKELLER, D. et al.(1993):

Part I: Europe: A Heterogeneous 'Single Market' und Part III: Germany: On the
Verge of a New Era.

In: SALOMON, I.; BOVY, P.; ORFEUL, J.-P. (Hrsg.): "A Billion Trips a Day -
Tradition and Transition in European Travel Patterns";

Kluwer Academic Publishers Group, Dordrecht

ISBN 0-7923-229 -5

Sonderheft zum 20jährigen Jubiläum (1982) *

Ein Institut stellt sich vor.

Institut für Verkehrswesen (Hrsg.), Universität Karlsruhe

LEBENS- UND BILDUNGSGANG

geboren am 14.04.1959 in Bochum ; deutsch ; verheiratet

Schulbildung :

- Mai 1966 - Juli 1969 : Grundschule Plankstadt und Schwetzingen
- Aug. 1969 - Apr. 1978 : Hebelgymnasium Schwetzingen
Reifeprüfung am 25.04.1978
- 01.07.1978 - 15.05.1979 : Grundwehrdienst

Studium und beruflicher Werdegang :

- 24.09.1979 - 25.04.1985 : Studium an der Universität (TH) Karlsruhe im Studiengang Bauingenieurwesen
Vertiefungsrichtung : Verkehr und Raumplanung
Studienschwerpunkte : Verkehrswesen und Städtebau
- 07.10.1981 : Abschluß der Diplom-Vorprüfung
25.04.1985 : Abschluß der Diplom-Hauptprüfung
- praktische Tätigkeit bei DÖBA Bauträgergesellschaft, Schwetzingen (18.06. - 27.07.1979) und im Stadtbauamt Schwetzingen (02.01. - 29.02.1984)
- wissenschaftliche Hilfskraft an der Universität Karlsruhe ; Mitarbeit in der Forschungsgruppe "Sicherheit von Verkehrswegen" (01.10.1983 - 31.07.1985)
- 01.08.1985 - 31.12.1985 : Weidleplan Consulting, Stuttgart ; Projektbearbeiter für den Fachbereich Verkehr und Straßenbau in der Abteilung "Infrastruktur"
- 01.01.1986 - 28.02.1986 : Freiberufliche Tätigkeit. Radwegeplanung Schwetzingen
- 01.03.1986 - 31.03.1991 : wissenschaftlicher Angestellter an der Universität (TH) Karlsruhe am Institut für Verkehrswesen, Professor Leutzbach
- seit 01.04.1991 : Mailänder Ingenieur Consult, Karlsruhe ;
Abteilung Straßen- und Verkehrsplanung ;
Leitung des Bereichs Verkehrsplanung