

Masterarbeit

**Koordinierte Zuflussdosierung
auf mehreren Autobahnrampen
am Beispiel der A7 in Linz**

Roman WALLNER, BSc

Vorgelegt bei

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin FELLENDORF

Zweitbetreuer

Dipl.-Ing. Michael CIK

Eidesstattliche Erklärung

Ich erkläre an Eides Statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen / Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtliche und inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am 10. Jänner 2011

Roman Wallner, BSc

Statutory Declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, January 10, 2011

Roman Wallner, BSc

Danksagung

Für die Betreuung von universitärer Seite bedanke ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Fellendorf und Herrn Dipl.-Ing Michael Cik vom Institut für Straßen- und Verkehrswesen der technischen Universität Graz für die ausgezeichnete Betreuung während der Verfassung dieser Arbeit.

Weiters danke ich für die unterstützende Begleitung Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Georg Kriebnegg und dem Team der Verkehrsplanung & Straßenverkehrstechnik der IKK ZT-GmbH. Da diese Arbeit ein wesentlicher Teil des Projekts „Eko ZARA“ ist, welches von der IKK, dem Institut für Straßen- und Verkehrswesen und anderen Projektpartnern bearbeitet wird, ist das Kapitel 4 – Simulationsanwendung detaillierter ausgeführt. Dieses Kapitel enthält wichtige Informationen für die weitere Bearbeitung des gesamten Projekts.

Besonderer Dank gilt meinen Eltern, Sabine und Gottfried, die mich während meiner gesamten Ausbildungszeit finanziell und mental unterstützten und diesen Abschluss überhaupt erst möglich machten. Ohne euch hätte ich vieles nicht geschafft.

Meiner Lebensgefährtin Nina danke ich ebenfalls für die Unterstützung in jeglicher Hinsicht und für unsere gemeinsame Zeit in Graz, in der sie zum wichtigsten Menschen für mich geworden ist.

Graz, am 19.04.2010

Koordinierte Zuflussregelung auf mehreren Autobahnrampen am Beispiel der A7 in Linz

Problemstellung

Die stark gestiegene Kfz-Mobilität bei gleichzeitig beschränkten Möglichkeiten zum Netzausbau führt auf dem hochrangigen Autobahn- und Schnellstraßennetz vor allem in Ballungsräumen zu häufigen Stauscheinungen. Eine im Ausland bereits erprobte Möglichkeit, den Verkehrsablauf auf Autobahnen in Spitzenzeiten zu stabilisieren, sind Zuflussregelungsanlagen an Autobahnrampen. Dabei hat eine Lichtsignalanlage auf der Rampe kurz vor dem Beginn der Verflechtungsstrecke die Aufgabe, das Zufahren in Pulks auf die Hauptfahrbahn zu verhindern und einen stetigen Zufluss zu gewährleisten. In Zeiten von Spitzenbelastungen kann damit die volle Leistungsfähigkeit auf der Hauptfahrbahn länger genutzt und oftmals die Bildung einer Unstetigkeitsstelle als Ausgangspunkt eines Staus vermieden werden.

Am Institut wird derzeit ein Forschungsprojekt unter dem Akronym „Eko ZARA“ (Emissionsminimierende koordinierte Zuflussregelungen an Autobahnrampen) bearbeitet. Während in der Praxis meist Einzelanlagen betrieben werden, sollen in diesem Projekt zum einen eine koordinierte Steuerung für mehrere Zufahrten erprobt und zum anderen die Emissionsminderung als weitere Zielgröße eingebunden werden. In dem Forschungsprojekt steht die Minimierung von Schadstoffemissionen des Kfz-Verkehrs in Hinblick auf die Gesamtbilanz eines Teilnetzes bestehend aus Autobahn, Anschlußstellen und direkt angeschlossenen untergeordneten Straßennetz im Vordergrund.

Die Masterarbeit ist als Teil dieses Forschungsprojektes zu sehen. In dieser Arbeit sollen Algorithmen und Koordinierungsstrategien für Zuflussregelungen an Autobahnrampen grundlegend untersucht werden. Eine ausgewählte Steuerungsstrategie bestehend aus Algorithmus der Einzelanlage und Koordinierungsstrategie soll in einem mikroskopischen Verkehrsflussmodell implementiert und an einem ausgewählten Beispiel der A7 in Linz getestet werden.

Aufgabenstellung

Die folgende Liste enthält wesentliche Bearbeitungspunkte der Masterarbeit; Abweichungen mit fortschreitendem Erkenntnisstand während der Bearbeitung sind möglich:

- Literaturrecherche zum Thema Zuflussregelung an Autobahnrampen mit Schwerpunkt auf die verwendeten steuerungstechnischen Algorithmen und Koordinierungsstrategien mit Darstellung der steuerungstechnischen Vor- und Nachteile
- Auswahl eines geeigneten Steuerungsalgorithmus für Zuflussregelungen an Autobahnrampen und Festlegung oder Entwicklung einer Strategie zur koordinierten Steuerung für mehrere

Zufahrten; Zielgröße der Steuerung ist die Maximierung der Verkehrsstärke oder Minimierung der Gesamtreisezeit im Teilnetz

- Aufbau eines mikroskopischen Verkehrsflussmodells mit mindestens drei hintereinander liegenden Anschlussstellen unter realen Bedingungen (Rampenlängen, -steigung, Verflechtungslängen) im Ballungsraum Linz
- Kalibrierung des Simulationsmodells ohne Zuflussregelung anhand realer Verkehrsdaten (Querschnittsdaten fahstreifenfein an Hauptfahrbahn und Rampe, Messdaten von Verflechtungsvorgängen, Reisezeiten)
- Implementierung der gewählten Steuerungsstrategie für die koordinierte Zuflussregelung in dem Simulationsmodell
- Analyse der Funktionsweise der Steuerungsstrategie auf Basis verkehrstechnisch relevanter Szenarien und Bewertung der Szenarien hinsichtlich verkehrlicher und emissionstechnischer Kenngrößen

Für die Anfertigung der Masterarbeit wird die Verkehrsflusssoftware VISSIM sowie Detektordaten und Verkehrsmodelldaten aus Oberösterreich zur Verfügung gestellt. Bei der Datenaufbereitung und Datenanalyse der zur Verwendung gestellten Verkehrszählungen sind Datenschutzrichtlinien einzuhalten. Bereitgestellte Modelldaten dürfen ausschließlich zur Anfertigung der Masterarbeit genutzt werden. Vor einer Veröffentlichung der Masterarbeitsergebnisse ist die Zustimmung der Oberösterreichischen Landesregierung einzuholen.

Die Arbeit ist zweifach mit allen Anlagen in DIN A4 gebunden einzureichen. Ein Datenträger mit dem Masterarbeitstext, Präsentationen sowie allen Analyse- und Simulationsdaten ist beizulegen.

Univ-Prof. Dr.-Ing. Martin Fellendorf
Tel. 0316 873 6220,
martin.fellendorf@tugraz.at
Betreuer

DI Michael Cik
Tel. 0316 873 6224
michael.cik@tugraz.at
Mitbetreuender Assistent

Kurzfassung

In dieser Arbeit wird eine koordinierte Zuflussdosierungsanlage für ein Teilstück der Autobahn „A7 – Mühlkreis Autobahn“ entworfen. Zunächst ist hierfür eine intensive Literaturstudie notwendig. Anschließend wird ein geeigneter Algorithmus ausgewählt und an die Problemstellung angepasst. Neben der Entwicklung eines geeigneten Zuflussdosierungsalgorithmus ist der Aufbau eines mikroskopischen Simulationsmodells erfolgt. Die Evaluierung der Güte der Zuflussdosierung wird anhand dieses Verkehrsmodells durchgeführt. Um die Verkehrsnachfrage für das Mikrosimulationsmodell mit aktuellen Daten hinterlegen zu können, folgt eine Verkehrserhebung. Weiters wird der Algorithmus programmiert und in das kalibrierte Verkehrsmodell eingepflegt. Im nächsten Schritt folgen die Optimierung der koordinierten Zuflussdosierung und die Prüfung ihrer Güte anhand von Gesamtreisezeiten und anderen Auswertungen. Durch die koordinierte Zuflussdosierung ergibt sich eine Verringerung der Gesamtreisezeit von rund 20%.

Abstract

In this thesis, a traffic responsive coordinated ramp metering strategy is investigated and its effectiveness borders are discussed. As planning area the “A7 – Mühlkreis Autobahn” in Linz, Austria is consulted. In the first step a literature study is accomplished. The main part divides itself in the choice of a suitable algorithm, its adjustment and its programming and the development of the microscopic simulation model. The evaluation of the established ramp metering strategy is carried out on this traffic model. To implement the latest data in the simulation model, a traffic survey is arranged. The final part of this thesis is dedicated to the optimization of the coordinated ramp metering and its evaluation on basis of total travel times. Reductions in the amount of 20% are achieved in contrast to the uncoordinated case.

Inhaltsverzeichnis

| | | |
|--------|---|-----|
| 1 | Einleitung | 19 |
| 1.1 | Zielsetzung..... | 22 |
| 1.2 | Zuflussdosierung:..... | 23 |
| 1.3 | Rahmenbedingungen für die Zuflussdosierung | 26 |
| 1.4 | Arten der Zuflussdosierung..... | 28 |
| 1.5 | Arten der LSA-Schaltung | 30 |
| 2 | Zuflussdosierungsalgorithmen allgemein..... | 35 |
| 2.1 | Occupancy Control (OCC), 1964 | 35 |
| 2.2 | Demand Capacity Control (DC), 1975 | 38 |
| 2.3 | ALINEA (Asservissement LINéaire d'Entrée Autoroutière), 1991 | 40 |
| 2.4 | AD-ALINEA (ADaptive ALINEA), 2003 | 46 |
| 2.5 | AU-ALINEA (Upstream-measurement based Adaptive ALINEA), 2003 UF-ALINEA (Upstream-Flow based ALINEA), 2003 | 50 |
| 2.6 | FL-ALINEA (FLow-based ALINEA), 2003..... | 52 |
| 2.7 | X-ALINEA/Q (Ramp-Queue Control), 2003 | 54 |
| 2.8 | MALINEA (Modified ALINEA), 2001 | 56 |
| 2.9 | ANCONA (Automatic oN-Ramp Control of cONGested pAtterns), 2004 | 60 |
| 2.10 | Mixed Control, 2004..... | 62 |
| 2.11 | PRO (Proaktive RampenOptimierung), 2006..... | 67 |
| 2.12 | PI-ALINEA, 2007..... | 73 |
| 2.13 | MILOS (Multiobjective Integrated Large-scale Optimized ramp metering control System), 1999..... | 76 |
| 2.14 | Minnesota ZONE Algorithmus, 1999 | 79 |
| 2.15 | ACCEZZ (Adaptive and Coordinated Control of Entrance Ramps with Fuzzy Logic), 2001 | 84 |
| 2.16 | Switching LQI, 2005..... | 90 |
| 2.17 | HERO (HEuristic Ramp metering coOrdination), 2008..... | 97 |
| 2.18 | Rückstaumanagement..... | 105 |
| 2.18.1 | Queue Override | 105 |
| 2.18.2 | Queue Control | 107 |
| 3 | Der angewandte Algorithmus..... | 111 |
| 3.1 | Zielsetzung des neuen Algorithmus..... | 111 |
| 3.2 | HERO_A7 | 112 |
| 3.3 | Implementierung | 115 |
| 3.4 | Implementierungstechnische Hinweise (VAP-Restriktionen)..... | 117 |
| 4 | Simulationsanwendung | 121 |

| | | |
|-------|---|-----|
| 4.1 | Planungsgebiet | 121 |
| 4.2 | Verkehrserhebung | 123 |
| 4.3 | Makroskopisches Simulationsmodell (VM_A7_MAKRO)..... | 126 |
| 4.4 | Mikroskopisches Verkehrsflussmodell (VM_A7_MIKRO) | 132 |
| 4.4.1 | Software..... | 132 |
| 4.4.2 | Verkehrsnetz..... | 132 |
| 4.4.3 | Verkehrsnachfrage | 137 |
| 4.4.4 | Simulationsdauer | 140 |
| 4.4.5 | Planfall 0 | 140 |
| 4.4.6 | Planfall Koordinierte Zuflussdosierung | 147 |
| 5 | Auswertung und Ergebnisse | 151 |
| 5.1 | Staubildvergleich..... | 151 |
| 5.2 | Gesamtreisezeitvergleich..... | 156 |
| 5.3 | Stauausprägungen..... | 157 |
| 5.4 | Interpretation der Ergebnisse..... | 157 |
| 6 | Fazit und Ausblick | 159 |
| 7 | Literaturverzeichnis | 161 |
| 8 | Anhang..... | 165 |
| | Anhang A..... | 165 |
| | Anhang B..... | 205 |

Abbildungsverzeichnis

| | |
|--|-----|
| Bild 1.2-1: Zuflussdosierte Auffahrt (schematisch)..... | 23 |
| Bild 1.2-2: Fundamentaldiagramm (Verkehrsdichte k / Verkehrsstärke q)..... | 24 |
| Bild 1.5-1: Qualität der Zuflussdosierung | 33 |
| Bild 2.1-1: Fundamentaldiagramm | 36 |
| Bild 2.2-1: Struktur des DC..... | 39 |
| Bild 2.4-1: Anpassungsfunktion für σ | 48 |
| Bild 2.4-2: Doppelschleife des AD-ALINEA Algorithmus..... | 48 |
| Bild 2.8-1: Belegungsgrade stromaufwärts bei stromabwärtsgelegenem Optimum..... | 56 |
| Bild 2.9-1: Vergleich Ancona (Kurve 1) mit ALINEA (Kurve 2)..... | 61 |
| Bild 2.10-1: Typische Auffahrtsrampe | 62 |
| Bild 2.10-2: Blockdarstellung Mixed Control..... | 63 |
| Bild 2.11-1: Erforderlicher Zeitversatz der Messung von q_{HFB} | 69 |
| Bild 2.11-2: Ablaufschema des Algorithmus PRO mit Berechnung von q_{RZS} und T_U und Logik zur Ermittlung der Umlaufzeit der VLSA..... | 70 |
| Bild 2.11-3: Zusammenfassung der einzelnen Gesamtnutzen $[T\€/a]$ und Kosten $[T€/a]$ | 72 |
| Bild 2.12-1: Zuflussdosierung mit mehreren Staudetektoren im Fall PI-ALINEA | 75 |
| Bild 2.13-1: Pyramidenstruktur von MILOS | 77 |
| Bild 2.14-1: Beispiel für eine Zoneneinteilung beim ZONE Algorithmus | 82 |
| Bild 2.15-1: Zuflussdosierung mit Fuzzy-Steuerungsverfahren..... | 85 |
| Bild 2.15-2: Genetischer Fuzzy-Steuerungsverfahren für ACCEZZ | 85 |
| Bild 2.16-1: 4-zelliger Autobahnabschnitt mit Auf- und Abfahrt..... | 90 |
| Bild 2.16-2: Beispiel eines Netzmodells mit CTM..... | 91 |
| Bild 2.16-3: Unterschiedlicher Aufbau bei unterschiedlichem Verkehrszustand | 93 |
| Bild 2.17-1: Struktureller Aufbau der HERO Software..... | 98 |
| Bild 2.17-2: Flussdiagramm HERO mit zwei Auffahrten..... | 100 |
| Bild 3.2-1: Schema der zuflussdosierte Auffahrten | 112 |
| Bild 3.2-2: Funktionales Flussdiagramm HERO_A7 | 114 |
| Bild 4.1-1: Das Planungsgebiet..... | 122 |
| Bild 4.2-1: Verkehrserhebung – Überblick..... | 123 |
| Bild 4.2-2: Seitenradar..... | 124 |
| Bild 4.2-3: Kameras für die Routenverfolgung | 125 |
| Bild 4.2-4: DV-Kameras..... | 125 |
| Bild 4.3-1: Flussdiagramm der Bearbeitungsschritte im VM_A7_MIKRO | 128 |
| Bild 4.4-1: Darstellung eines Verflechtungsbereiches..... | 134 |
| Bild 4.4-2: Reisezeitvergleich Planfall 0 / Verkehrserhebung..... | 145 |

Tabellenverzeichnis

| | |
|---|-----|
| Tabelle 2.1-1: Belegungsgrade mit zugehörigen Zuflussraten..... | 37 |
| Tabelle 2.3-1: Beispiel 1 einer Zuordnungstabelle von $T_{C, (rechnerisch)}$ zu T_B | 42 |
| Tabelle 2.3-2: Beispiel 2 einer Zuordnungstabelle von $T_{C, (rechnerisch)}$ zu T_B | 43 |
| Tabelle 2.3-3: Vergleich ALINEA - ZONE | 45 |
| Tabelle 2.8-1: Effektivitätsvergleich zwischen MALINEA und ALINEA | 58 |
| Tabelle 2.10-1: Simulationsergebnisse für den Stauzustand | 65 |
| Tabelle 2.10-2: Simulationsergebnisse für den „heftigen“ Stauzustand..... | 66 |
| Tabelle 2.11-1: Parametervorschläge für den Algorithmus PRO | 71 |
| Tabelle 2.13-1: Vergleichswerte für MILOS | 78 |
| Tabelle 2.14-1: Übersicht der Dosierungsfaktoren für den ZONE Algorithmus..... | 81 |
| Tabelle 2.14-2: Durchlassraten für den ZONE Algorithmus | 82 |
| Tabelle 2.14-3: Dosierungsfaktoren für den ZONE Algorithmus | 82 |
| Tabelle 2.15-1: Regelbasis für ACCEZZ | 87 |
| Tabelle 2.15-2:Gesamtreisezeit im System..... | 88 |
| Tabelle 2.15-3: Treibstoffverbrauch und Emissionen..... | 89 |
| Tabelle 2.16-1:Leistungsvergleich ALINEA - Switching LQI | 96 |
| Tabelle 3.3-1: Anzahl der Slaves für die Master-Auffahrten..... | 115 |
| Tabelle 4.1-1: Liste der zuflussdosierten ASTn..... | 121 |
| Tabelle 4.3-1: SOLL-IST-Vergleich der Kfz-Werte stundenfein | 130 |
| Tabelle 4.3-2: SOLL-IST-Vergleich der Pkw-Werte über drei Stunden | 130 |
| Tabelle 4.3-3: SOLL-IST-Vergleich der Lkw-Werte über drei Stunden | 131 |
| Tabelle 4.4-1: Konfiguration der Querverkehrsstörungen | 137 |
| Tabelle 4.4-2: Auflistung der veränderten, fahrzeugbezogenen Parameter..... | 139 |
| Tabelle 4.4-3: Verkehrsstärkevergleich VM_A7_MAKRO / Planfall 0 | 142 |
| Tabelle 4.4-4: Anzahl der Fahrzeuge im Reisezeitvergleich | 145 |
| Tabelle 4.4-5: Liste der zuflussdosierten ASTn und zugehörige LSA-Nummern | 147 |
| Tabelle 4.4-6: Liste der maximalen Rückstaulängen der Auffahrten..... | 149 |
| Tabelle 4.4-7: Definierte kritische Belegungsgrade der Hauptfahrbahn..... | 149 |
| Tabelle 5.1-1: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 2300 (06:23 Uhr)..... | 152 |
| Tabelle 5.1-2: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 4400 (06:58 Uhr)..... | 153 |
| Tabelle 5.1-3: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 7200 (07:45 Uhr)..... | 154 |
| Tabelle 5.1-4: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 10300 (08:36 Uhr)..... | 155 |
| Tabelle 5.2-1: Gesamtreisezeitvergleich | 156 |
| Tabelle 5.3-1: Vergleich der zeitlichen und örtlichen Ausprägungen der Staus (HFB) | 157 |

Liste der Abkürzungen

| | |
|------------|-------------------------------|
| Fhz | Fahrzeug |
| FS | Fahrstreifen |
| HFB | Hauptfahrbahn der Autobahn |
| LSA (VLSA) | (Verkehrs-) Lichtsignalanlage |
| NF | Verkehrsnachfrage |
| VM | Verkehrsmodell |
| ZD | Zuflussdosierung |

Liste der Variablen:

| | |
|-------------|---|
| d | die Verkehrsdichte [Fhz/km] auf der Hauptfahrbahn |
| d_c | die kritische Verkehrsdichte [Fhz/km] |
| $d_{in,ML}$ | die Verkehrsdichte der Fahrzeuge, die in den betrachteten Autobahnabschnitt auf der Hauptfahrbahn einfahren |
| d_o | die gemessene Verkehrsdichte im Verflechtungsbereich einer bestimmten Auffahrt o |
| d_o^c | die kritische Verkehrsdichte [Fhz/km] einer bestimmten Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| Δx | die Länge [m] des Autobahnabschnittes |
| k | ein Kontrollzeitschritt [s] |
| $(k - 1)$ | der vorhergehende Kontrollzeitschritt [s] |
| l_c | die Rückstaulänge auf der Auffahrt [km] |
| L_{ph} | die durchschnittliche Fahrzeuglänge |
| N | die Fahrzeuganzahl |
| \tilde{N} | die gewünschte Fahrzeuganzahl im betrachteten Bereich |
| o | der Belegungsgrad [%] |
| \tilde{o} | der gewünschte Belegungsgrad [%] im betrachteten Autobahnabschnitt |
| o_{cr} | der kritische Belegungsgrad [%] im Verflechtungsbereich oder an einer vorhandenen Engstelle |
| $o_{in,ML}$ | der Belegungsgrad [%] auf der Hauptfahrbahn, stromaufwärts der Auffahrt |
| o_{mid} | der durchschnittliche Belegungsgrad in Rampenmitte |
| o_{out} | der Belegungsgrad des Verkehrs, der den betrachteten Autobahnabschnitt verlässt |
| q | die angewandte, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] |
| \tilde{q} | die gewünschte Verkehrsstärke [Fhz/h] im betrachteten Autobahnabschnitt |
| q_{cap} | die Kapazität des betrachteten Autobahnabschnittes stromabwärts |
| q_{con} | die Kapazität des betrachteten Autobahnabschnittes bei Stausituationen |

| | |
|-------------|---|
| q_{in} | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die auf die Auffahrt einfahren |
| $q_{in,ML}$ | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die in den betrachteten Autobahnabschnitt auf der Hauptfahrbahn einfahren |
| q_{min} | minimal zulässige Verkehrsstärke der Auffahrt |
| q_o | die angewandte, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] einer Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| q_{out} | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die den betrachteten Autobahnabschnitt verlassen |
| q_{RM} | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der ZD |
| q_o^{LC} | die vom Steuerungsgesetz für die minimale Rückstaulänge errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke einer bestimmten Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| q_o^{RM} | die von der ZD errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] einer bestimmten Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| q_o^w | die vom Rückstaumanagement errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] einer bestimmten Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| q_w | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] des Rückstaumanagements |
| T | die Dauer [s] eines Kontrollzeitschrittes |
| T_B | die Sperrzeit [s] der VLSA |
| T_C | die Umlaufzeit [s] der VLSA |
| T_s | die Dauer [s] des Simulationszeitschrittes |
| v_{cong} | eine vordefinierte Fahrzeuggeschwindigkeit [km/h] |
| v_{det} | die von den Detektoren gemessene Fahrzeuggeschwindigkeit [km/h] |
| v_f | die freie Geschwindigkeit [m/s, km/h] |
| $v_{in,ML}$ | die Geschwindigkeit der Fahrzeuge, die auf der Hauptfahrbahn in den betrachteten Autobahnabschnitt einfahren |
| v_{out} | die Geschwindigkeit der Fahrzeuge, die den betrachteten Autobahnabschnitt verlassen |
| v_P | die Progressionsgeschwindigkeit [m/s, km/h] |
| w | die Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt |

| | |
|-------------|--|
| w_{in} | die Anzahl der auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge |
| w_o | die Anzahl der Fahrzeuge auf einer Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| w_{max} | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt |
| $w_{max,o}$ | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| $w_{min,o}$ | die minimal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o bei koordinierter ZD |
| w_w | die rampenabfließende Fahrzeuganzahl des Rückstaumanagements |

1 Einleitung

Seit den 30er-Jahren des letzten Jahrhunderts werden Autobahnen in Mitteleuropa ständig gebaut und erweitert. Gab es in den ersten Jahrzehnten noch andere Motivationsgründe, wurde spätestens seit die immer schneller ansteigende Motorisierung einsetzte, der Autobahnbau als die Lösung für gegenwärtige und zukünftige Probleme in Sachen Mobilität gehandelt. Diese Entwicklung beschränkt sich nicht nur auf Mitteleuropa, sondern ist weltweit, insbesondere bei schnell wachsenden Städten und Ballungsräumen dieser Welt, zu beobachten. Der steigende Motorisierungsgrad (Fahrzeuge/1000 Einwohner) ist jedoch auch vom Verkehrsangebot abhängig. Das heißt, je besser die Verkehrsinfrastruktur ausgebaut ist, desto mehr Verkehr wird induziert. Aufgrund des schnellen Wachstums der Fahrzeugneuzulassungen und der beschränkten monetären Mittel auf kommunaler und nationaler Ebene, Infrastrukturprojekte umzusetzen, geht die Schere zwischen Angebot und Nachfrage in diesem Bereich immer weiter auseinander. Dies führte dazu, dass in den letzten Jahrzehnten die Stauereignisse in Anzahl und Dauer zunahmten. Insbesondere zu Hauptverkehrszeiten, an denen eine funktionsfähige Infrastruktur am wichtigsten ist, können die Kapazitäten der Autobahnen und anderer Infrastrukturelemente nicht ausgenutzt werden, da sie überlastet sind. Dies kostet den Verkehrsteilnehmern nicht nur wertvolle Zeit, sondern erhöht die Belastungen für die Umwelt, verringert die Verkehrssicherheit und schmälert die Wirtschaftsleistung regional und überregional.

Zu unterscheiden sind wiederkehrende und nicht wiederkehrende Staus. Bei den wiederkehrenden Stauereignissen gibt es täglich wiederkehrende, jährlich wiederkehrende Staus und auch andere. Täglich wiederkehrende Staus bezeichnen Phänomene wie Stausituationen zu Spitzenzeiten, am Morgen und am späten Nachmittag, im Berufsverkehr. Jährlich wiederkehrende Stauereignisse dagegen lassen sich z.B. im europäischen Zentralraum am Sommerferienbeginn feststellen, wenn viele Urlauber gleichzeitig mit ihrem Fahrzeug in den Süden fahren. Nicht wiederkehrende Ereignisse können aufgrund von Wetterereignissen, Unfällen, technischen Störungen, Baustellen und anderen unvorhersehbaren Ursachen auftauchen. Stellen, an denen diese Staus gehäuft auftreten, werden „bottlenecks“ oder Engstellen genannt.

Die Folgen eines Staus auf Autobahnen sind:¹

- Reduzierung des Durchsatzes auf der Hauptfahrbahn (5 - 10%);
- Reduzierung des Durchsatzes an den Abfahrten stromaufwärts der Stauwurzel, die bereits vom Stau eingenommen sind;
- Fahrzeuge, die diese Abfahrten benutzen, kommen zum Stehen; dies beschleunigt wiederum die Stauausbreitung stromaufwärts und gefährdet weitere Abfahrten;
- Lange, unkontrollierbare Rückstaus auf den Auffahrten – die an gestauten Hauptstreckenstücke entstehen – dehnen sich aufgrund von Verflechtungsproblemen bis ins nachrangige, nahegelegene Straßennetz aus und verursachen dort Unstetigkeiten und Wartezeiten;
- Staus auf einer Autobahn können sich bis in Bereiche von Autobahnkreuzen ausdehnen und so Staus auf benachbarten Autobahnen auslösen;

Heutzutage muss es darum gehen, den begrenzten Vorrat an Verkehrsangebot auf effiziente Art zu nützen. Es muss gelingen, Staus, auch wenn sie unvermeidbar erscheinen, in ihrer Anzahl und ihrer Dauer einzudämmen. Nur auf diese Weise gelingt es, die Kapazität der Infrastrukturanlagen über längere Perioden zu nützen und einen zusätzlichen Nutzen für alle Verkehrsteilnehmer zu lukrieren.

Durch die oben bereits beschriebene Situation der stetig wachsenden Verkehrsnachfrage auf Autobahnen in Kombination mit dem gleichzeitigen Mangel an monetären Mitteln zur Anpassung des Verkehrsangebots an diese Nachfrage gewinnt die regelungstechnische Verkehrsbeeinflussung immer mehr an Bedeutung. Ein weiterer Grund dafür ist auch, dass trotz der steigenden Nachfrage in Ballungszentren der Raum für das Verkehrsangebot ausgeschöpft ist und für weitere infrastrukturelle Maßnahmen schlichtweg kein Platz vorhanden ist.

Methoden, wie die zusätzliche Bemannung überlasteter Strecken (die sogenannte „Staumaut“) oder Verkehrsbeeinflussungsanlagen mit Wechselbeschilderungen, sind ebenfalls im Gespräch. Ein weiterer Ansatz besteht im einfachen Zulassen von Staus und der damit einhergehenden wachsenden Reisezeit, um bei den Fahrzeugbenutzern ein Umdenken zu induzieren, welches zu einem achtsameren Gebrauch der Fahrzeuge führen soll.

Die vielversprechendste regelungstechnische Anwendung ist jedoch die sogenannte Zuflussdosierung (ZD). Sie ist ein direkter und effektiver Ansatz, die Leistungsfähigkeit eines Autobahnabschnittes zu erhöhen, indem man die Anzahl der auffahrenden Fahrzeuge kontrolliert. Dabei werden kurze Verzögerungen an Auffahrten akzeptiert, um den Verkehrsfluss auf der Hauptfahrbahn nahe seiner Kapazität zu halten. Aufgrund der Tatsache, dass die Hauptfahrbahn der Autobahn eine wesentlich höhere Verkehrsstärke aufweist als eine einzelne Auffahrt, führt die ZD zu einem Gesamtoptimum. Da ein Verkehrsteilnehmer nur einmal während eines Weges auf einer Auffahrt warten muss, jedoch, wenn er auf der Hauptfahrbahn unterwegs ist, in der Regel mehrere Anschlussstellen passiert, wird er während eines Weges öfter vorteilhaft behandelt als benachteiligt. Dies trifft

¹ Vgl. (Papageorgiou und Kotsialos, Freeway Ramp Metering: An Overview 2002) Seite 279

zu, wenn mehrere Auffahrten hintereinander zuflussdosiert sind und führt zu einem Nutzeroptimum.

1.1 Zielsetzung

In dieser Arbeit wird eine koordinierte Zuflussdosierungsanlage, d.h. eine auf mehreren Auffahrten installierte und wechselwirkende Zuflussdosierung (ZD) an einem ausgewählten Teilstück der Autobahn A7 entworfen. Als Entwicklungsmethode kommt eine Simulationsstudie zum Einsatz.

Hierfür ist ein intensives Studium der vorhandenen Literatur notwendig. Neben zugänglichen Bibliotheken, wie jene des Institutes für Straßen und Verkehrswesen der Technischen Universität Graz sowie der allgemeinen Universitätsbibliotheken in Graz werden das Internet und fachspezifische Portale wie Transportation Research Board (TRB), IEEE, ScienceDirect und Elsevier konsultiert. Mithilfe des Literaturstudiums werden geeignete Algorithmen ausgewählt und anschließend an die Problemstellung angepasst.

Neben der Entwicklung eines geeigneten ZD-Algorithmus ist der Aufbau eines mikroskopischen Simulationsmodells für die Evaluierung der Güte des desselben, ein wesentlicher Punkt dieser Arbeit. Ein zur Verfügung gestelltes makroskopisches Verkehrsmodell wird dahingehend bearbeitet und verfeinert, dass es für Einzelfahrzeugsimulationen herangezogen werden kann. Einerseits gilt es die Verkehrsnetzgestaltung, das Verkehrsangebot, zu berichtigen, andererseits müssen die Anzahl und das Verhalten der simulierten Verkehrsteilnehmer, die Verkehrsnachfrage, korrekt abgebildet werden. Um die Verkehrsnachfrage mit aktuellen Daten hinterlegen zu können, ist eine Verkehrserhebung durchzuführen.

Die ausgewählten Algorithmen werden programmiert und in das kalibrierte Verkehrsmodell eingepflegt. Anschließend wird die koordinierte ZD optimiert und auf ihre Güte hin geprüft. Schlussfolgerungen, weitere Empfehlungen und ein Ausblick runden diese Masterarbeit ab.

1.2 Zuflussdosierung:

Bei einer Zuflussdosierung (ZD) werden mittels VLSA (Verkehrslichtsignalanlage) Fahrzeuge nach bestimmten Kriterien auf die Fahrbahn zugelassen. Dabei gibt es im Wesentlichen drei Hauptziele, die mittels dieser VLSA erreicht werden sollen:

- Kontrolle der Anzahl der Fahrzeuge, die auf die Hauptfahrbahn zugelassen werden,
- Reduktion der Belastung der Hauptstrecke und
- das Auflösen der gegebenen Pulks, die sich vor oder auf der Auffahrtsrampe gebildet haben.

Die ersten beiden Ziele dienen der Vermeidung einer Kapazitätsüberschreitung der Verflechtungsstrecke oder einer Engstelle weiter stromabwärts gelegen. Weiters sollen kontrollierte Verzögerungen an einer Auffahrt erzeugt werden, um in weiterer Folge die Autobahn für Kurzstreckenfahrten – zumindest zur Hauptverkehrszeit – unattraktiv zu gestalten. Das dritte Ziel erhöht die Sicherheit beim Verflechtungsvorgang.

In **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** ist eine zuflussdosierte Auffahrt schematisch dargestellt. In die zweistreifige Hauptfahrbahn mündet die zuflussdosierte Auffahrt. Die Detektoren (D) liegen – je nach Regelungsstrategie – auf der Hauptfahrbahn vor oder nach der Auffahrt und an verschiedenen Stellen der Auffahrt selbst. Es sollen Fahrzeuge nur dann auf die Hauptfahrbahn zugelassen werden, wenn sich diese dort auch unproblematisch einreihen können, sodass Störfälle und ein Fehlverhalten der Fahrer vermieden werden.

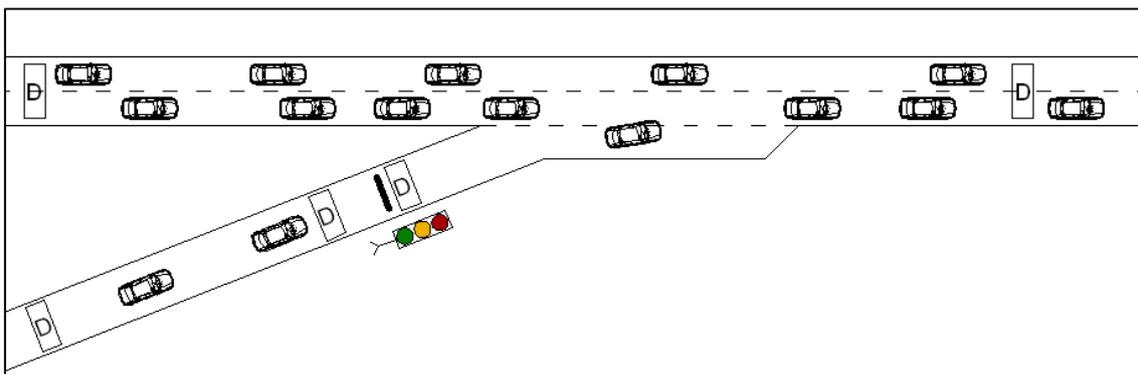


Bild 1.2-1: Zuflussdosierte Auffahrt (schematisch)

Wie im folgenden Fundamentaldiagramm (Bild 1.2-2) dargestellt, führt die unregelmäßige Verkehrsstärke q_{cong} unweigerlich zu Stauereignissen. Mithilfe der ZD-Anlage wird die auftretende Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn vermindert, indem man von den Auffahrten zufahrende Fahrzeuge kurzzeitig zurückhält und nur zu günstigen Augenblicken auf die

Hauptfahrbahn entlässt. Das Ziel dabei ist es, eine „zuflussdosierte“ Verkehrsstärke q_{RM} zu erreichen, die knapp unter der maximalen Verkehrsstärke q_{max} zu liegen kommt.

Anm.: Die Zahlenangaben in diesem Fundamentaldiagramm stehen beispielhaft für viele mögliche Werte, da die maximalen Verkehrsstärken und –dichten von mehreren Faktoren abhängig sind.

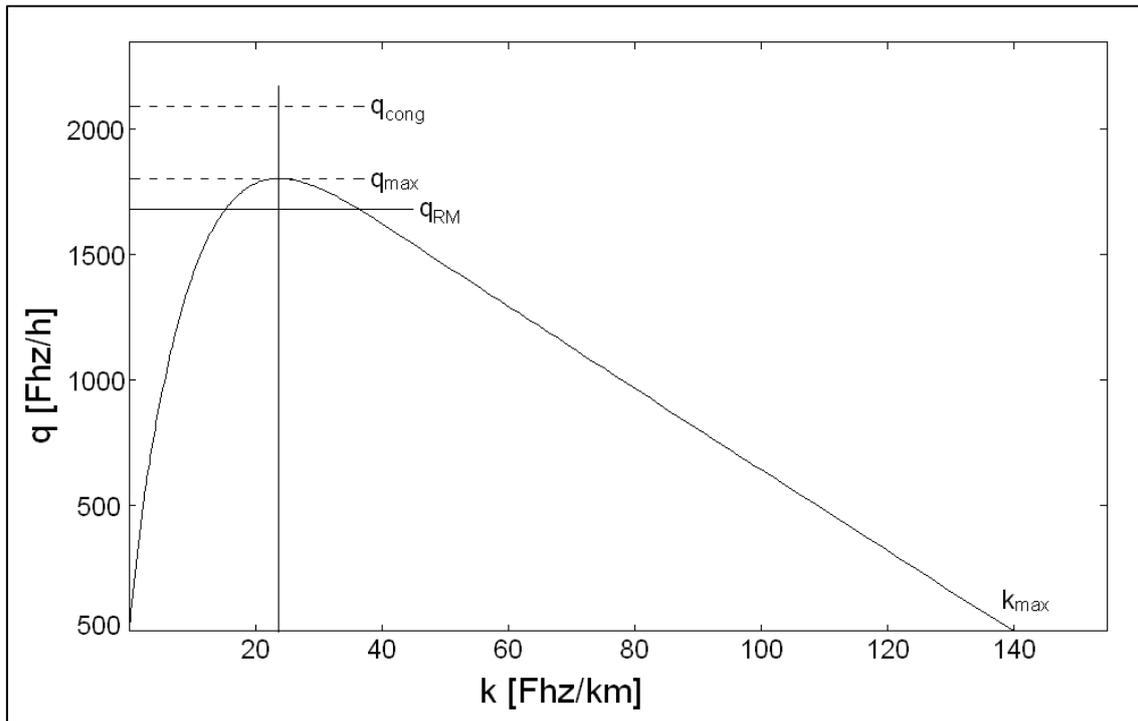


Bild 1.2-2: Fundamentaldiagramm (Verkehrsdichte k / Verkehrsstärke q)

Die meisten Stadtautobahnen sind mehrstreifig ausgeführt und weisen hohe Verkehrsstärken auf. Die Verkehrsnachfrage einer Auffahrt ist im Gegensatz zum Gesamtverkehrsaufkommen ein kleiner Anteil. Daher reicht es meist nicht aus, nur eine – oder im Verhältnis zur Gesamtzahl wenige – Auffahrten mit einer ZD zu versehen. Dazu kommt, dass Verkehrsteilnehmer, die von einer kleinen ZD-Anlage betroffen sind, das Gefühl haben, übermäßig benachteiligt zu werden. Daher soll eine ZD-Anlage eine ausreichende geographische Ausdehnung aufweisen, um so effizient wie möglich arbeiten zu können und die Akzeptanz zu steigern.²

Zu erwähnen ist, dass nicht nur die ZD auf die Verkehrsnachfrage reagiert, sondern dass – wenn auch „nur“ mittelfristig – die Bevölkerung auf die ZD reagiert. Dies äußert sich in der Wahl von Alternativrouten und in der Verlagerung der Abfahrtszeitpunkte der einzelnen

² Vgl. (Chaudhary und Messer 2002) Seite 3

Verkehrsteilnehmer. Auf diese Weise wird nicht nur regelungstechnisch die Leistung der Autobahn erhöht.

Aufgrund zahlreicher Simulationen und Feldversuchen ist bekannt, dass die Zuflussdosierung

- die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn maximiert,
- die Reisegeschwindigkeiten erhöht und
- die Emissionen der Fahrzeuge und auch Unfälle aufgrund eines gleichmäßigeren Verkehrsflusses verringert.

1.3 Rahmenbedingungen für die Zuflussdosierung

Grundsätzlich sind ZD-Anlagen nicht auf jedem Teilstück einer Autobahn implementierbar oder sinnvoll. Es sind zwei wesentliche Eigenschaften eines Autobahnabschnittes notwendig, um eine Anlage effizient einsetzen zu können.

Die Anordnung und die Länge einer Auffahrt ist, aus geometrischer Sicht, ein essentielles Kriterium für die Leistung einer ZD-Anlage. Ist die Auffahrtsrampe an sich oder der Beschleunigungsstreifen zu kurz, kann entweder kein künstlicher Rückstau mit einer angemessenen Länge gebildet werden oder den Fahrzeugen ist es nicht möglich, vom Stand vor der LSA aus auf eine ausreichende Geschwindigkeit zu beschleunigen. Ein Richtwert für eine ausreichende Länge einer Auffahrt ist etwa der zehnte Teil der Verkehrsnachfrage. 10% der Nachfrage multipliziert mit einer mittleren Fahrzeuglänge mit Sicherheitsabstand (abhängig von der Verkehrszusammensetzung) ergibt die zu empfehlende Länge der Auffahrt ohne Beschleunigungsstreifen.

Die wesentlichsten, geometrischen Aspekte sind zusammengefasst

- der verfügbare Speicherplatz für den Rückstau der zuflussdosierten Fahrzeuge und
- eine ausreichende Länge des Beschleunigungsstreifens.

Der benötigte Speicherplatz hängt einerseits von der errechneten Zuflussrate und andererseits von der gegebenen Nachfrage einer Auffahrt ab. Zu beachten ist dabei:

- es muss auf der Auffahrt ausreichend Speicherplatz vorhanden sein, um Fahrzeuge, die von einer stromaufwärtsgelegenen VLSA ankommen, aufnehmen zu können, ohne diese im Betrieb zu stören;
- ebenfalls ist ausreichend Speicherplatz für jene Fahrzeuge sicherzustellen, die hinter der maximalen Rückstaulänge zu stehen kommen, bevor die gestauten Fahrzeuge nach Anspringen des Überstau-Detektors auf die Hauptfahrbahn entlassen werden, d.h. zwischen dem Auffahrtsbeginn und dem Überstaudetektor;

Ein hinlänglich langer Beschleunigungsstreifen ist Grundvoraussetzung für eine funktionierende Anlage. Für die Ermittlung eines ausreichend langen Beschleunigungsstreifens sind folgende Punkte zu beachten:

- es muss einem Fahrzeug möglich sein, sich aus dem Stillstand beschleunigend sicher auf der Hauptfahrbahn einzuordnen;
- langsam beschleunigende Pkws und vor allem Lkws sind in Betracht zu ziehen;
- eventuell vorhandene Steigungen verschlechtern die Beschleunigungsraten;
- Empfehlungen für eine geeignete Länge belaufen sich bei ebenen Beschleunigungsstreifen auf rund 200 m.

Am Ende von zuflussdosierten Auffahrten befinden sich Nachfrage-Detektoren, deren Aufgabe es ist, die VLSA immer nur bei Bedarf, d.h. wenn sich ein Fahrzeug vor der Haltelinie befindet, die Grünphase einzuleiten. Wenn sich keine Fahrzeuge auf der Auffahrt aufhalten, bleibt die VLSA auf rot.

Der Fall des Überstaus der Auffahrt:

Am Beginn jeder zuflussdosierten Auffahrt sind Überstau-Detektoren situiert, deren Aufgabe es ist, zu erkennen, ob eine Auffahrt zur Gänze zugestaut ist. In weiterer Folge würde der Stau sich bis zum nachrangigen Straßennetz ausbreiten und dort Behinderungen verursachen. Um dies zu verhindern, überlagert ein Rückstaumanagement die Phasenfolge der ZD und die VLSA wird, bis der Rückstau ganz – oder zu einem bestimmten Grad – abgebaut ist, auf Dauergrün geschaltet. Als Alternative zum Dauergrünssignal besteht auch die Möglichkeit, die VLSA abzuschalten. Der Überstau-Detektor soll einerseits so weit als möglich vor dem Nachfrage-Detektor entfernt sein, um die Speicherkapazität der Auffahrtsrampe auszunützen. Andererseits muss der Überstau-Detektor weit genug vom nachrangigen Straßennetz entfernt sein, um während des Dauergrüns nach einem Vollstau der Auffahrt ausreichend Platz zu bieten, nachfolgende Fahrzeuge nicht im nachrangigen Straßennetz zurückzuhalten.

Die zweite Eigenschaft, die ein Autobahnabschnitt für eine effiziente ZD aufweisen muss, bezieht sich auf die Nachfrage. Angebot und Nachfrage stehen sehr eng in direkter Wechselwirkung, daher kann man die Bedeutung der Nachfrage auch in die oben genannten geometrischen Rahmenbedingungen einfließen lassen.

Es gibt jedoch auch Anforderungen an die Nachfrage, die weniger mit der geometrischen Situation in Wechselwirkung stehen, als vielmehr mit der regelungstechnischen. Eine ZD wird im Optimalfall mit einer sogenannten Einzelfahrzeugfreigabe realisiert, d.h. pro Grünphase wird nur ein Fahrzeug auf die Hauptfahrbahn zugelassen. Dies garantiert eine bestmögliche Pulkzerstückelung des Fahrzeugstroms der Auffahrt. In weiterer Folge ist es für die auffahrenden Fahrzeuge leichter und vor allem auch sicherer sich auf der Hauptfahrbahn einzuordnen. Diese Einzelfahrzeugfreigabe erzwingt eine Umlaufzeit der LSA von mindestens vier Sekunden pro Fahrzeug. Bei 3600 Sekunden pro Stunde errechnet es sich schnell, dass 900 Fahrzeuge pro Stunde abgefertigt werden können. In der Praxis wird eine noch geringere Anzahl erreicht. Wenn bekannt ist, dass eine einstreifige Auffahrt mehr Verkehrsstärke aufweist, ist eine optimale ZD nicht möglich. Es gibt Kompromisslösungen für derartige Auffahrten, die Leistung der geplanten ZD leidet jedoch in jedem Fall.

1.4 Arten der Zuflussdosierung

Es gibt zwei grundlegende Zugänge, wie eine ZD implementiert werden kann. Einerseits sind dabei die lokalen ZDen zu nennen und andererseits wurde die Idee der systemweiten oder koordinierten ZD entwickelt. Die lokale ZD betrachtet nur eine Autobahnauffahrt und deren nahegelegene Hauptfahrbahn als isoliertes System, welches optimiert werden soll.³

Bei den lokalen ZDen unterscheidet man weiters zwischen sogenannten:

- „feed-forward“-Ansätzen
- „feedback“-Ansätzen

Bei beiden Methoden wird eine Zielgröße (Verkehrsstärke, Belegungsgrad) im Verflechtungsbereich herangezogen, an die die reale Verkehrssituation angepasst wird. Die „feed-forward“-Ansätze erreichen dies, indem Messungen auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Auffahrt als Eingangsgrößen für die Berechnung der Zuflussrate aus der Auffahrt herangezogen werden. Die „feedback“-Strategien nehmen diese Messungen stromabwärts des Verflechtungsbereiches vor.

Anders dagegen sieht die koordinierte ZD vor, mehrere hintereinanderliegende Auffahrtsrampen mit der zugehörigen Hauptstrecke untereinander zu optimieren.

Bei den koordinierten ZDen unterscheidet man weiters zwischen:

- multivariablen Kontrollstrategien
- optimalen Kontrollstrategien

Die multivariablen Regler sind linearisierte Darstellungen der hochgradig nichtlinearen Verkehrsflusszustände. Diese Ungenauigkeiten, die daraus entstehen, mindern die Effizienz und die Genauigkeit im Falle eines Staus. Die optimalen Kontrollregler sind jedoch in der Praxis nicht immer implementierbar, da sie sehr komplexe numerische Berechnungsalgorithmen beinhalten, die zu lange Berechnungsdauern erfordern.

Eine koordinierte Zuflussregelung soll verschiedenen Kriterien genügen:

- Die ZD sollte eine genügend feine Logik aufweisen, um unnötige, wiederholte Unter- oder Überbeanspruchung des Verkehrsangebotes zu vermeiden.
- Da das Verkehrsangebot, d.h. die Autobahn und die Auffahrten, allgemeines Gut sind und für alle Netzbenutzer gleichermaßen zur Verfügung stehen sollen, ist zu berücksichtigen, dass auch die Verzögerungen auf alle Auffahrten äquivalent aufgeteilt werden sollen.

³ Vgl. (Papagerogiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 3

Eine weitere, hybride Form der ZD kombiniert beide Ansätze. Diese wird als hierarchische Zuflussdosierung bezeichnet. Dabei erkennt ein übergeordnetes Steuerungsverfahren die Verkehrssituation im gesamten Bereich und definiert einen gewünschten Zustand, der in einer bestimmten Zeit erreicht werden soll. Die untergeordneten lokalen Module passen die Zuflussraten derart an, dass dieses vordefinierte Ziel erreicht wird.⁴

ZD-Strategien können auch durch ihren Bezug zum aktuellen Verkehrsgeschehen unterschieden werden. Dabei gibt es zwei Kategorien.

Die verkehrsunabhängige Zuflussdosierung (open-loop ramp metering) verwendet Parameter, die aus der Erfahrung (letzter Tag, letztes Jahr) bekannt sind und verwendet keine aktuellen Daten. Aus diesem Grund sind die Parameter konstant und es ist nur möglich, wiederkehrende Stauereignisse zu bedienen. Da sich die Verkehrsnachfrage stunden- und auch tageweise ändert, die Kapazität der Autobahnengstellen stark von den gegebenen Umweltbedingungen und anderen Faktoren abhängig ist und unerwartete Zwischenfälle nicht auszuschließen sind, können Methoden, die nach diesem Prinzip arbeiten, als ineffektiv und unzureichend flexibel betrachtet werden. Diese Strategie kann einerseits zu Überbelastungen und Staus, andererseits auch zu einer schlechten Ausnutzung der Kapazität des jeweiligen Autobahnabschnittes führen.

Die verkehrsabhängige Zuflussdosierung (closed-loop ramp metering) bedient sich Detektoren, die das aktuelle Verkehrsgeschehen auf der Hauptstrecke und auf der Auffahrt aufzeichnen. Somit können die Parameter, über einen Regler angepasst, in die Zuflusssteuerung einfließen.

Da Zuflussregelungen die Fahrzeuge in einer kontrollierten Anzahl auf die Hauptfahrbahn zulassen, entstehen auf den Auffahrten mitunter Rückstaus. Wenn die Länge eines solchen Rückstaus jener der Auffahrt übersteigt, d.h. wenn die Auffahrt überstaut ist, kommt es unweigerlich zu Störungen im nachrangigen, nahegelegenen Straßennetz. Diese Problematik wird von ZD-Algorithmen in der Regel nicht behandelt.

⁴ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 2

1.5 Arten der LSA-Schaltung

Grundsätzlich weisen Verflechtungsbereiche nach einer unkontrollierten, einstreifigen Auffahrt eine Kapazität von 1800 bis 2000 Fhz/h auf, sofern diese keine Engstellen sind. Diese Kapazität sinkt, wenn eine Auffahrt zuflussdosiert wird. Wie stark diese Absenkung der Kapazität tatsächlich ist, hängt von der angewandten Methode ab. Diese Methoden seien im Folgenden beschrieben.⁵

Ein-Fahrzeug-pro-Grünphase, einstreifig

Diese Methode erlaubt es, wenn korrekt kalibriert, dass pro Grünphase jeweils ein Fahrzeug auf die Autobahn zugelassen wird. Ein vollständiger Phasenzyklus beinhaltet eine Grünphase, eine Gelbphase und eine Rotphase. Die Dauer der Grünphase addiert mit der Gelbphase ist so zu wählen, dass ein Fahrzeug genug Zeit zum Anfahren und auch Überfahren der Haltelinie bekommt. Die Dauer der Rotphase hat sicherzustellen, dass das nachfolgende Fahrzeug zum Stehen kommt, bevor es seine Grünphase erhält. Theoretisch betrachtet dauert der minimale Phasenzyklus 4 s, bestehend aus 1 s grün, 1 s gelb und 2 s rot. Diese Gliederung gipfelt in einer Kapazität von 900 Fhz/h. Aus Feldversuchen gewann man die Erkenntnis, dass eine Umlaufzeit von 4,5 s praxistauglicher ist, wenn es darum geht, Folgefahrzeuge zum Stillstand zu bringen, bevor sie ihr Grünsignal bekommen. Dabei wird die Dauer der Rotphase von 2 s auf 2,5 s erhöht. Diese Einstellung führt zu einer Kapazität der Auffahrt von 800 Fhz/h. Die geringste sinnvolle Zuflussrate liegt bei 240 Fhz/h. Dies entspricht einer Wartezeit von 14 s. Bei längeren Wartezeiten nimmt die Akzeptanz seitens der Fahrzeuglenker deutlich ab und Missachtungen der VLSA treten vermehrt auf. Die Zuflussrate kann mit der Formel (1.5-1) sehr schnell berechnet werden.

$$\text{Zuflussrate} = \frac{1 \text{ Fhz}}{T_C} \quad (1.5-1)$$

T_C die Umlaufzeit der VLSA, in Stunden angegeben

Mehr-Fahrzeuge-pro-Grünphase, einstreifig

Diese Strategie erlaubt zwei oder mehr Fahrzeugen die Einfahrt auf den Beschleunigungsstreifen während einer Grünphase. Die gebräuchlichste Anzahl an Fahrzeugen, die bei dieser Strategie pro Phase auf die Autobahn einfahren, liegt bei zwei, da bei höheren Fahrzeugzahlen das Sicherheitsziel, Pulks aufzulösen, nicht – oder nur zum Teil

⁵ Vgl. (Chaudhary und Messer 2002) Seite 3 f.

– gegeben ist. Diese Strategie erzielt keine doppelt so hohe Kapazität gegenüber der zuerst vorgestellten Methode, wie es vielleicht bei ungenauem Hinsehen anmutet. Tatsächlich ergeben sich Kapazitätswerte von 1100 bis 1200 Fhz/h. Dies wird mit Umlaufzeiten von 6 bis 6,5 s erreicht.

Alternativ besteht die Möglichkeit, die Umlaufzeit zu fixieren (z.B.: 30 s, 60 s) und die zugehörige Grünzeit, abhängig von der Umlaufzeit und der Zuflussrate, auch mit der Verhältnisformel (1.5-3) zu berechnen. Somit ist es möglich, bei Bedarf auch größere Pulks zuzulassen. Der Wert für den Maximalzufluss kann dabei zwischen 1800 - 2000 Fhz/h angenommen werden.⁶

Die entsprechende Berechnungsformel für die Zuflussrate bei diesem Ansatz ergibt sich zu:

$$\text{Zuflussrate} = \frac{n_{\text{Fhz/g}}}{T_C} \quad (1.5-2)$$

$n_{\text{Fhz/g}}$ die Anzahl der Fahrzeuge, die pro Grünphase auf die Hauptfahrbahn zugelassen werden

T_C die Umlaufzeit [s] der VLSA, in Stunden angegeben

Die minimale Umlaufzeit für die Durchfahrt der gewünschten Fahrzeuganzahl muss hierfür geschätzt oder empirisch ermittelt werden.

Bei einer fixierten Umlaufzeit ergibt sich die empfohlene Grünzeit für ein bestimmtes Verhältnis von Rampenzu- und Rampenabfluss aus:

$$\text{Grünzeit} = \frac{\text{Zuflussrate} * T_C}{q_{in}} \quad (1.5-3)$$

T_C die Umlaufzeit [s] der VLSA, in Stunden angegeben

q_{in} die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die auf die Auffahrt einfahren

⁶ Vgl. (Abdel-Aty und Gayah 2008) Seite 5

Zweistreifige Zuflussdosierung

Wie der Name schon vermuten lässt, ist für dieses System eine zweistreifige Auffahrt notwendig. Diese bietet neben der höheren Durchflusskapazität auch einen höheren Speicherplatz für wartende Fahrzeuge. Wenn sich beide Zufahrtsstreifen auf einen Beschleunigungsstreifen verjüngen, wird die Phasenschaltung für beide Streifen separat und zeitverschoben durchgeführt, sodass Fahrzeuge auf den beiden Zufahrtsstreifen alternierend auf die Hauptfahrbahn geschickt werden, d.h. die Grünphase wird niemals auf beiden Fahrstreifen gleichzeitig aktiviert. Wenn keine Verjüngung und zwei Beschleunigungsstreifen vorhanden sind, ist eine abwechselnde Schaltung der Grünphase nicht zwingend erforderlich. Die Kapazität dieser Variante liegt, abhängig von den Bedingungen, bei 1600 bis 1700 Fhz/h.⁷

Die Berechnungsformel für die Zuflussrate bei zweistreifiger ZD mit einer wählbaren Anzahl für auffahrende Fahrzeuge pro grün ergibt sich zu:

$$\text{Zuflussrate} = \frac{n_{Fhz/g} * n_{FS}}{T_C}$$

$n_{Fhz/g}$ die Anzahl der Fahrzeuge, die pro Grünphase auf die Hauptfahrbahn
zugelassen werden

n_{FS} die Anzahl der Fahrstreifen

T_C die Umlaufzeit [s] der VLSA, in Stunden angegeben

Qualität der Zuflussdosierung

In Bild 1.5-1 sind die einzelnen Verfügbarkeiten der drei Arten der VLSA-Schaltung in Abhängigkeit der Verkehrsstärke dargestellt. Die ZD-Verfügbarkeit (metering availability) wird in Prozent als jener Zeitraum angegeben, indem die VLSA die voreingestellte Phasenfolge ausübt. Um die gewünschten Ergebnisse erzielen zu können, müssen ZDen der Anzahl der Fahrstreifen und der derzeitigen oder für die nahe Zukunft erwarteten Nachfrage angepasst werden.

⁷ Vgl. (Chaudhary und Messer 2002) Seite 4

Wie auch in Bild 1.5-1 dargestellt, sind folgende Punkte zu beachten:

- einstreifige Auffahrten erzeugen für eine Nachfrage von unter 1200 Fhz/h, je nach Umlaufzeit, eine gute Qualität der ZD (d.h. die ZD-Verfügbarkeit liegt über 80%);
- zwischen einer Nachfrage von 1200 und 1500 Fhz/h ist die Qualität der ZD für einstreifige Auffahrten als ausreichend zu bezeichnen (ZD-Verfügbarkeit: 40% - 80%);
- wenn eine Nachfrage von über 1500 Fhz/h vorliegt, ist auf eine zweistreifige Auffahrt zurückzugreifen;
- zweistreifige Auffahrten erzeugen bis zu einer Verkehrsnachfrage von 1650 Fhz/h eine gute Qualität;
- daraus ergibt sich, dass bei einer Nachfrage von unter 1200 Fhz/h eine einstreifige Auffahrt ausreichend ist; wenn jedoch mehr als 1200 Fhz/h ankommen, ist eine zweistreifige Auffahrtsrampe zu empfehlen;

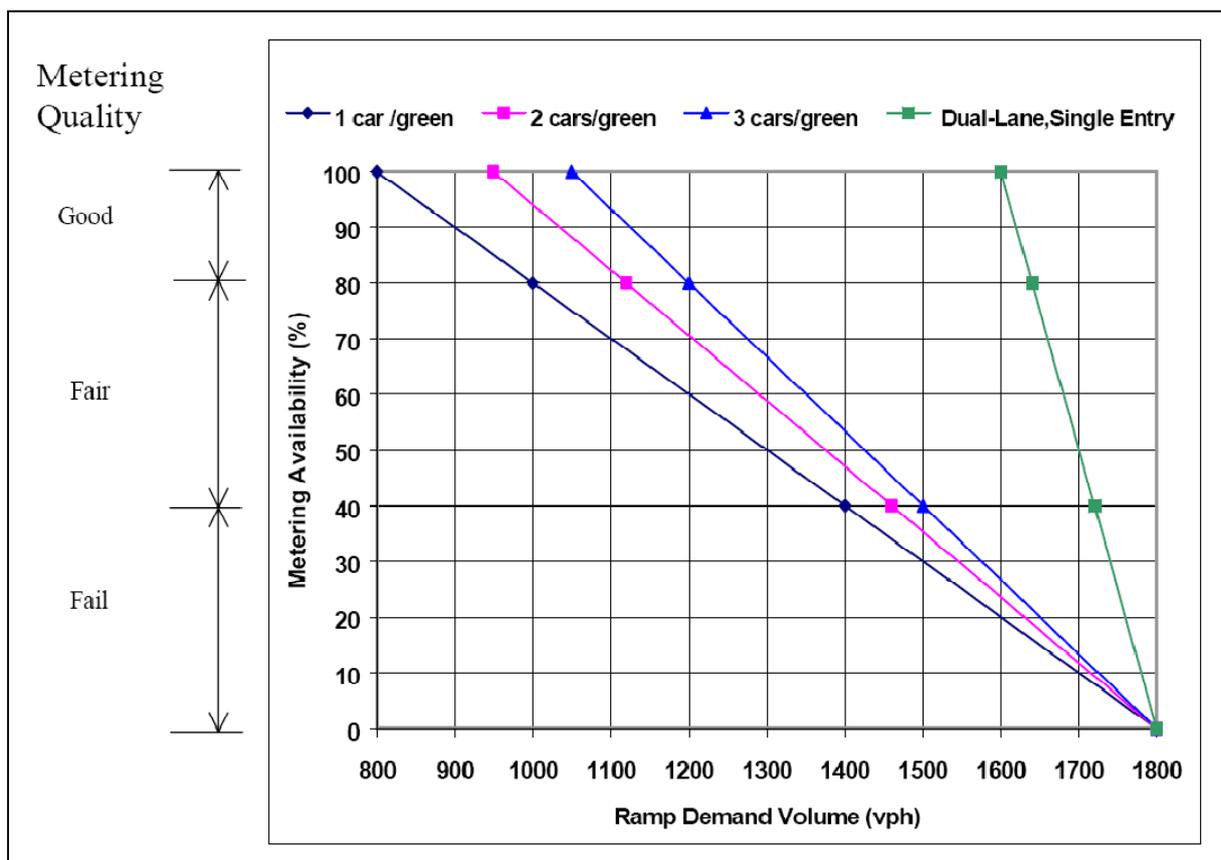


Bild 1.5-1: Qualität der Zuflussdosierung⁸

⁸ Vgl. (Chaudhary und Messer 2002) Seite 13

Arten der Umläufe

Bezüglich der Wahl der Signalbilder gibt es, auch innerhalb Deutschlands, unterschiedliche Auffassungen. Dies ist nicht zuletzt eine rechtliche Frage, da die kurzen Umlaufzeiten, die für eine ZD notwendig sind, durch die StVO bis dato nicht abgedeckt sind.

In München kommen beispielsweise „Rot-Gelb-Dunkel“-LSAn zum Einsatz, wobei im Ruhrgebiet Anlagen mit „Rot-Gelb-Grün“-LSAn den Verkehr beeinflussen.

In dieser Arbeit wird bis zur Klärung dieser Frage mit „Rot-Gelb-Grün“-LSAn gearbeitet.

2 Zuflussdosierungsalgorithmen allgemein

In diesem Kapitel sind die während der Literaturrecherche erarbeiteten Algorithmen, nach dem Erscheinungszeitpunkt gereiht, angeführt und beschrieben. Es sind sowohl lokale als auch koordinierte Zuflussdosierungsalgorithmen ausgearbeitet. Jedes Unterkapitel enthält die allgemeine Beschreibung eines Algorithmus und den mathematischen oder logischen Aufbau, soweit dieser veröffentlicht ist. Weiters sind Vor- und Nachteile der Algorithmen beschrieben. Teilweise sind ebenso Vergleiche mit alternativen Algorithmen angeführt. Recherchiert werden diese in zugänglichen Bibliotheken, wie jene des Institutes für Straßen und Verkehrswesen der Technischen Universität Graz sowie der allgemeinen Universitätsbibliotheken in Graz. Weitere wichtige Quellen sind fachspezifische Portale wie Transportation Research Board (TRB), IEEE, ScienceDirect und Elsevier.

2.1 Occupancy Control (OCC), 1964

May A. D.

Allgemeine Beschreibung

OCC ist eine auf Belegungsgraden basierende „feed-forward“-Strategie. Aufgrund der linearen Annäherung im Fundamentaldiagramm und der Unsicherheiten bei den Werten v_f und g ist sie ungenauer als die DC-Strategie.⁹

Aufbau

Der linke Teil des Fundamentaldiagrammes (Bild 2.1-1) wird durch folgende lineare Funktion angenähert:

$$q_{in} = \frac{v_f * o_{in,ML}}{g} \quad (2.1-1)$$

- q_{in} die Verkehrsstärke [Fhz/h] der auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge
- v_f die freie Geschwindigkeit [m/s]
- $o_{in,ML}$ der Belegungsgrad [%] auf der Hauptfahrbahn, stromaufwärts der Auffahrt
- g der „g-Faktor“ [m/Fhz], hängt von den Einstellungen der Schleifendetektoren und den Fahrzeuglängen ab

⁹ Vgl. (Papagerogiou und Papamichail, Handbook of Ramp Metering D7.5 2007) Seite 21

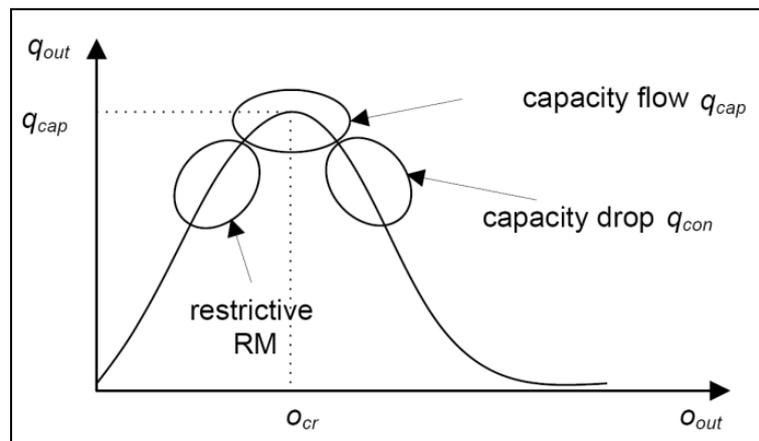


Bild 2.1-1: Fundamentaldiagramm¹⁰

Die OCC-Strategie lässt sich ähnlich wie das DC-Schema anschreiben, wenn die Gleichung (2.1-1) in die Formel (2.2-1) eingesetzt wird:

$$q_{RM}(k) = K_1 - K_2 * o_{in,ML}(k - 1) \quad (2.1-2)$$

- $q_{RM}(k)$ die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der Zuflussdosierung im aktuellen Zeitschritt
- K_1 entspricht q_{cap} , der Kapazität des Abschnittes stromabwärts
- K_2 $\frac{v_f}{g}$
- $o_{in,ML}(k - 1)$ der letzte gemessene Belegungsgrad [%] auf der Hauptfahrbahn, stromaufwärts der Auffahrt

Diese Formel wird begrenzt, nach oben mit der Kapazität q_{cap} und nach unten mit der minimal zulässigen Verkehrsstärke der Auffahrt q_{min} .

Eine weitere von May vorgeschlagene Herangehensweise besteht darin, die Zuflussrate je nach Belegungsgrad des linken Fahrstreifens im Minutentakt anzupassen. Dies geschieht nach der Aufschlüsselung nach **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**¹¹

¹⁰ Vgl. (Papagerogiou und Papamichail, Handbook of Ramp Metering D7.5 2007) Seite 21

¹¹ Vgl. (May 1964) Seite 20

Tabelle 2.1-1: Belegungsgrade mit zugehörigen Zuflussraten

| Belegungsgrad [%] | Zuflussrate [Fhz/min] |
|--------------------------|------------------------------|
| 15 | Aktivierung / Deaktivierung |
| 15-16 | 13 |
| 17-18 | 10 |
| 19-21 | 8 |
| 22-100 | 6 |
| >25 | Rampeneinfahrt gesperrt |

Nachteile

Da die erforderlichen Messungen stromaufwärts der Auffahrt vollzogen werden, gilt diese Strategie, wie auch alle anderen „feed-forward“-Ansätze, als äußerst anfällig bezüglich unvorhergesehener Störungen.

2.2 Demand Capacity Control (DC), 1975

Masher D. P., Ross D. W., Wong P. J., Tuan P. L., Zeidler H. M., Peracek S.

Allgemeine Beschreibung

Dies ist ein relativ simpler Algorithmus (Vergleiche Bild 2.2-1). Der Zufluss der Auffahrt auf die Hauptfahrbahn ergibt sich aus der Differenz zwischen der Kapazität der Strecke und deren aktueller Verkehrsstärke. Die Berechnung der Verkehrsstärke der Auffahrt wird solange auf die zugelassen, bis diese niedriger wäre, als die minimal zulässige Verkehrsstärke. Dies soll ein Überstauen der Auffahrtsrampe verhindern.

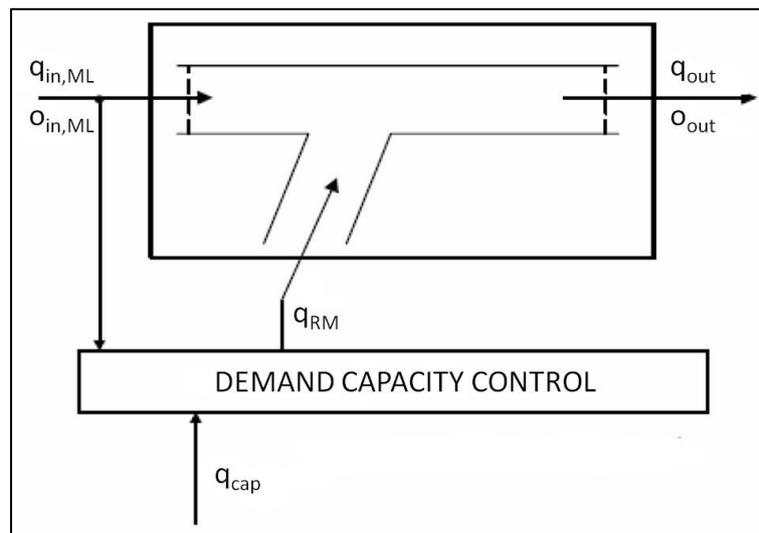
Aufbau

Die Verkehrsstärke der Auffahrt wird folgendermaßen berechnet:¹²

$$q_{RM}(k) = \begin{cases} q_{cap} - q_{in}(k-1) & \text{wenn } o_{in}(k-1) \leq o_{cr} \\ r_{min} & \text{sonst} \end{cases} \quad (2.2-1)$$

| | |
|------------------|---|
| $q_{RM}(k)$ | die Verkehrsstärke der Auffahrt [Fhz/h] im aktuellen Zeitschritt |
| k | ein Kontrollzeitschritt |
| q_{cap} | die Kapazität des Abschnittes stromabwärts |
| $q_{in}(k-1)$ | die Verkehrsstärke der auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge im letzten Zeitschritt |
| $o_{in,ML}(k-1)$ | der letzte gemessene Belegungsgrad [%] auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts |
| o_{cr} | der kritische Belegungsgrad |
| q_{min} | die minimal zulässige Verkehrsstärke der Auffahrt |

¹² Vgl. (Papagerogiou und Papamichail, Handbook of Ramp Metering D7.5 2007) Seite 20

Bild 2.2-1: Struktur des DC¹³Nachteile:

Da die erforderlichen Messungen stromaufwärts der Auffahrt vollzogen werden, gilt diese Strategie, wie auch OCC, als äußerst anfällig bezüglich unvorhergesehener Störungen.

Weiters zielt DC auf einen vordefinierten Wert der Kapazität ab. In Anbetracht der Tatsache, dass sich die Kapazität tageweise ändert, führt dies zu einem weiteren Effizienzverlust.

¹³ Vgl. (Papagerogiou und Papamichail, Handbook of Ramp Metering D7.5 2007) Seite 20

2.3 ALINEA (Asservissement LINéaire d'Entrée Autoroutière), 1991

Papageorgiou M., Hadj-Salem H., Blosseville J. M.

Allgemeine Beschreibung

ALINEA ist eine ZD-Strategie, welche mittels aufgenommener Echtzeitdaten, wie dem Belegungsgrad oder der Verkehrsdichte, Entscheidungen trifft, die den Zufluss von Fahrzeugen von der Auffahrtsrampe auf die Hauptfahrbahn betreffen. Diese Daten werden an jener Stelle nach der Auffahrtsrampe auf der Hauptfahrbahn gemessen, an der sich ein potentieller Stau bildet (Engstelle).¹⁴

Als vereinfachte Variante kann statt des Belegungsgrades oder der Verkehrsdichte die Anzahl der Fahrzeuge N im Verflechtungsbereich – vom Rampenende bis zum Ende des Beschleunigungsstreifens – herangezogen werden, da die Länge dieses Verflechtungsbereichs wohl bekannt ist. Im weiteren Vorgehen wird diese Fahrzeuganzahl als Einfädeldichte bezeichnet.

Es muss betont werden, dass diese Vereinfachung für mikroskopische Stausimulationen zulässig ist, jedoch nicht die Wirklichkeit widerspiegelt, da die Staubildung üblicherweise erst nach der Einfädeldichtezone stattfindet.

Dieser Algorithmus zählt zu den „feedback“-Ansätzen und ist imstande unvorhergesehene Zwischenfälle in Echtzeit, ohne Eingriff durch den Betreiber, auszugleichen. Der ALINEA-Kern berechnet die erforderliche Fahrzeugmenge des rampenabfließenden Verkehrs und steuert dann direkt die VLSA an den jeweiligen Rampen derart an, dass ein gewünschter Belegungsgrad im Verflechtungsabschnitt (meist der kritische Belegungsgrad) erfüllt ist. Eine lokale Maximierung der Verkehrsdichte auf der Hauptfahrbahn wird so erreicht.¹⁵

Die wohlbekannteste ALINEA-Struktur bildet für mehrere koordinierte ZDen die Grundlage auf lokaler Ebene.

Aufbau

ALINEA aktualisiert die Entscheidungen in jeder Kontrollperiode (üblicherweise alle 15 - 60 s).

¹⁴ Vgl. (Spiliopoulou, et al. 2010) Seite 3 f.

¹⁵ Vgl.(Papageorgiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 5 f.

ALINEA lässt sich durch folgende Formel ausdrücken:

$$q_{RM}(k) = q_{RM}(k - 1) + K_I[\tilde{o} - o(k - 1)] \quad (2.3-1)$$

| | |
|----------------------|--|
| $q_{RM}(k)$ | die rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] im aktuellen Kontrollzeitschritt; kann eine Begrenzung aufweisen: untere Grenze → minimal zulässiger Auffahrtsstrom (Rückstauvermeidung); obere Grenze (wird angestrebt) → maximal zulässiger Auffahrtsstrom (Stauvermeidung auf Hauptfahrbahn) |
| $k = 1, 2, \dots, n$ | ein Kontrollzeitschritt für eine entsprechende Dauer T (~ 15 – 60 s) |
| $q_{RM}(k - 1)$ | die rampenabfließende Verkehrsstärke der letzten Periode T; soll auf Grund des „wind up“-Effekts begrenzt werden |
| $K_I > 0$ | ein Regelungsparameter (z.B.: $K = 65 - 70$ Fhz/h, auch $K = 200$ Fhz/h) |
| \tilde{o} | der gewünschte Belegungsgrad [%] in der Verflechtungsstrecke (set-point: 18 – 31%, übliche Werte: 17%, 20%, 23%) |
| $o(k - 1)$ | der gemittelte Belegungsgrad [%] in der Verflechtungsstrecke der letzten Periode T |

Oder vereinfacht: (der Belegungsgrad wird durch die Fahrzeuganzahl substituiert)

$$q_{RM}(k) = q_{RM}(k - 1) + K_I[\hat{N} - N(k - 1)] \quad (2.3-2)^{16}$$

| | |
|------------|--|
| \hat{N} | die gewünschte Fahrzeuganzahl der Verflechtungsstrecke |
| $N(k - 1)$ | die Fahrzeuganzahl der Verflechtungsstrecke im letzten Kontrollzeitschritt |

Der kritische Belegungsgrad muss augenscheinlich mittels Fundamentaldiagramm ermittelt werden.

Mittels der Tabelle 2.3-1 können für bestimmte, errechnete Umlaufzeiten der VLSA zugehörige Sperrzeiten abgelesen werden. Diese Zuordnung vermeidet ein häufiges Wechseln zwischen unterschiedlichen Umlaufzeiten.

¹⁶ Vgl. (Spiliopoulou, et al. 2010) Seite 4

Tabelle 2.3-1: Beispiel 1 einer Zuordnungstabelle von T_C , (rechnerisch) zu T_B ¹⁷

| T_C [s] | T_B [s] (ohne Rückstau) | T_B [s] (mit Rückstau) |
|----------------|------------------------------|-----------------------------|
| $-\infty - 0$ | 11 | 8 |
| 0 - 4,5 | 0 | 0 |
| 4,5 - 6 | 2 | 2 |
| 6 - 8 | 3 | 3 |
| 8 - 10 | 5 | 4 |
| 12 - $+\infty$ | 11 | 8 |

T_C die errechnete Umlaufzeit der VLSA auf der zuflussdosierten
Auffahrtsrampe

T_B die zugehörige Sperrzeit

$$T_C = \frac{3600 \frac{s}{h} * n_{Fhz/g} * n_{FS}}{q_{RM}(k) + K_I[\tilde{o} - o(k-1)]} \quad (2.3-3)$$

$n_{Fhz/g}$ die Anzahl der Fahrzeuge, die pro Grünphase auf die Autobahn
zugelassen werden

n_{FS} die Anzahl der Fahrstreifen auf der Auffahrt

¹⁷ Vgl. (Trapp 2006) Seite 36

Ein weiteres Beispiel einer solchen Zuordnungstabelle sei im Folgenden (Tabelle 2.3-2) angegeben:

Tabelle 2.3-2: Beispiel 2 einer Zuordnungstabelle von T_C , (rechnerisch) zu T_B ¹⁸

| T_C [s] | T_B [s] |
|----------------|-----------|
| $-\infty - 0$ | 11 |
| 0 - 5 | 0 |
| 5 - 7,5 | 2 |
| 7,5 - 9 | 3 |
| 9 - 11 | 4 |
| 11 - 14 | 5 |
| 14 - 20 | 6 |
| 20 - 40 | 8 |
| 40 - $+\infty$ | 11 |

Vorteile

ALINEA

- Weist im Gegensatz zu vielen anderen Algorithmen einen trivialen Aufbau auf.
 - Benötigt ein Minimum an Echtzeitmessungen und Detektoren.
 - Ist leicht auf einzelne Verkehrssituationen einstellbar, da nur ein Parameter auf vorgeschriebene Weise justiert werden muss.
 - Hat im Feld eine bessere Stauverhinderung und bessere Erhaltung der Verkehrsstärke als viele alternative Algorithmen bewiesen.
 - Kann in ein koordiniertes ZD-System implementiert werden.¹⁹
-
- Ist nicht so anfällig auf Störungen als „feed-forward“-Algorithmen, die keine Echtzeitmessungen durchführen, sondern mittels vordefinierten Eingangsgrößen arbeiten.
 - Zielt auf einen kritischen Belegungsgrad ab und nicht auf Kapazität der Hauptstrecke, welche auch unter vergleichbaren Verhältnissen tageweise unterschiedlich sein kann und daher Unsicherheiten und Ungenauigkeiten mit sich bringt.
 - Es sind schon mehrere nützliche Erweiterungen für den ALINEA-Algorithmus veröffentlicht.²⁰

¹⁸ Vgl. (Trupat und Tepper 2004)

¹⁹ Vgl. (Papageorgiou, Haj-Salem und Blossville, ALINEA: A Local Feedback Control Law for On-Ramp Metering 1991) Seite 63

²⁰ Vgl. (Spiliopoulou, et al. 2010) Seite 4

Nachteile

Ähnlich wie auch andere ZDen, die eine Optimierung stromabwärts der Auffahrt anstreben, weist auch ALINEA diesbezüglich Nachteile auf. Wenn der Verkehr wie beschrieben einem Sollwert angepasst wird, geschieht dies ungeachtet der Tatsache, dass sich stromaufwärts zwei Verkehrszustände einstellen können: Freier Fluss oder Stau. Dieses Faktum lässt sich mit Hilfe des Fundamentaldiagramms leicht nachvollziehen. Da die Verkehrsstärke stromabwärts aufgrund der Optimierung immer größer ist als stromaufwärts, ergibt sich, dass stromaufwärts zwei Verkehrsdichten auf einen bestimmten Wert der Verkehrsstärke zutreffen. Verschiedene Studien zeigen, dass die problematischste Stelle jene stromaufwärts ist, sofern diese gestaut ist.

Ein weiterer Nachteil besteht in der Schwierigkeit des Auffindens der geeignetsten Detektorlage. Die Lage muss vor dem Beginn der Messungen definiert werden. Dabei wird aufgrund der Ergebnisse der Feldstudien in Paris eine Entfernung von 40 m stromabwärts des Rampenendes vorgeschlagen. Versuche auf der Ringautobahn in Amsterdam haben jedoch Entfernungen von bis zu 400 m als zweckdienlich identifiziert.

Vergleich

Es bleibt festzuhalten, dass lokale und auch koordinierte ZDen geeignet sind, um auch die Sicherheit auf der Autobahn zu erhöhen. Es ist möglich, das Unfallrisiko von Auffahrunfällen und jenen Unfällen, die aus Fahrstreifenwechseln resultieren, zu vermindern. Da die ALINEA-Strategie restriktivere und ortsgebundenerere Eigenschaften aufweist, reduziert sie das Unfallrisiko besser als andere Algorithmen.²¹

Die Tabelle 2.3-3 zeigt eine Zusammenfassung mehrerer ZD-Varianten mit ALINEA und ZONE im Vergleich. Dabei wird unter Vollausslastung (100%) und einer annähernden Vollausslastung (90%) neben sicherheitsrelevanten Kennzahlen auch die Erhöhung der Gesamtreisezeit angegeben. Bezüglich der Reisezeitverbesserung schneidet bei Vollbelastung ALINEA kombiniert mit der TC-Strategie am besten ab. Im Fall der 90%-Belegung liegen die Ergebnisse bei dem ZONE-Algorithmus in Kombination mit der TC-Strategie besser.

Den Sicherheitsaspekt betrachtend wird festgehalten, dass ALINEA kombiniert mit der TC-Strategie die größte Verbesserung bewirkt.

²¹ Vgl. (Abdel-Aty und Gayah 2008) Seite 16

Tabelle 2.3-3: Vergleich ALINEA - ZONE²²

| Case Number | Percent Loading | Algorithm | Metering Zone | Realization | ORCI | LCRCI | Average Travel Time Increase |
|-------------|-----------------|-----------|---------------|-------------|--------|--------|------------------------------|
| 28 | 100 | ALINEA | 2 | TC | 9.924 | 10.481 | -0.37% |
| 30 | 100 | ALINEA | 2 | OCPC | 5.425 | 8.170 | 3.35% |
| 34 | 100 | ALINEA | 3 | TC | 12.709 | 15.574 | -1.87% |
| 36 | 100 | ALINEA | 3 | OCPC | 7.162 | 12.138 | 3.17% |
| 27 | 100 | Zone | 2 | TC | 3.557 | 1.367 | 1.19% |
| 29 | 100 | Zone | 2 | OCPC | 0.000 | -0.468 | 0.84% |
| 33 | 100 | Zone | 3 | TC | 7.000 | 4.185 | -1.69% |
| 35 | 100 | Zone | 3 | OCPC | 0.114 | 0.000 | 0.63% |
| 46 | 90 | ALINEA | 2 | TC | 5.090 | 10.324 | 4.61% |
| 48 | 90 | ALINEA | 2 | OCPC | 5.865 | 7.285 | 10.23% |
| 52 | 90 | ALINEA | 3 | TC | 5.978 | 11.171 | 5.35% |
| 54 | 90 | ALINEA | 3 | OCPC | 5.634 | 8.916 | 9.41% |
| 45 | 90 | Zone | 2 | TC | 3.557 | 1.367 | -1.71% |
| 47 | 90 | Zone | 2 | OCPC | -0.414 | -0.738 | -1.04% |
| 51 | 90 | Zone | 3 | TC | 7.000 | 4.185 | -0.28% |
| 53 | 90 | Zone | 3 | OCPC | -0.791 | -1.913 | 0.68% |

ORCI Overall Risk Change Index
 LCRCI Lane Change Crash Risk Index
 TC Traffic-Cycle Realization
 OCPC One-Car-Per-Cycle

Realisierungen:

ALINEA ist bereits in zahlreichen koordinierten ZD-Anlagen in mehreren Staaten weltweit erfolgreich installiert. Die bekanntesten Anlagen sind

- die Autobahn A6 im Süden von Paris, Frankreich;
- die Bundesautobahn A40 im Ruhrgebiet, Deutschland;
- die Ringautobahn in A10 in Amsterdam, Niederlande und
- der Monash Freeway in Melbourne, Australien.^{23 24}

²² Vgl. (Abdel-Aty und Gayah 2008) Seite 17

²³ Vgl. (Papagergiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 15 f.

²⁴ Vgl. (Trupat und Tepper 2004) Seite 382

2.4 AD-ALINEA (ADaptive ALINEA), 2003

Smaragdis E., Papageorgiou M., Kosmatopoulos E.

Allgemeine Beschreibung

Die ZD-Strategie ALINEA stabilisiert den Verkehrsfluss, indem der gemessene Belegungsgrad stromabwärts einer Auffahrt über mehrere Kontrollzeitschritte an den kritischen Belegungsgrad angepasst wird. Dieser kritische Belegungsgrad ist vordefiniert und wird erreicht, wenn der Autobahnabschnitt mit seiner Kapazität (der maximalen Verkehrsstärke) belastet wird. Um den kritischen Belegungsgrad zu ermitteln, muss vom entsprechenden Autobahnabschnitt ein Fundamentaldiagramm erstellt werden, aus dem dieser dann herausgelesen werden kann.²⁵

Um die Effizienz auf der Fahrbahn zu steigern und den Arbeitsaufwand für die Erstellung zahlreicher Fundamentaldiagramme zu umgehen, errechnet AD-ALINEA selbständig den kritischen Belegungsgrad. Um dies zu erreichen, werden die Verkehrsstärke und der Belegungsgrad des abfließenden Verkehrs ständig gemessen und die aktuell vorherrschende kritische Belegung ermittelt. Diese wird anschließend der ZD als Zielgröße zugewiesen.

AD-ALINEA schätzt zuallererst ab, ob die Ableitung $D = \frac{\partial q_{out}}{\partial o_{out}}$ in Bezug auf den kritischen Belegungsgrad des letzten Zeitschrittes weit genug im positiven oder negativen Bereich liegt. Ist dies der Fall, wird eine Zunahme oder Abnahme von z.B. $\Delta = 1\%$ des letzten aktuellen kritischen Belegungsgrades berechnet und addiert oder subtrahiert. Wenn die Ableitung D annähernd null ergibt, wird der kritische Belegungsgrad der letzten Periode beibehalten.

Das Intervall T_E der oben beschriebenen Berechnungen kann ein Vielfaches der Kontrollzeitschritte T von ALINEA sein. In Simulationen hat sich herausgestellt, dass Intervalle von 1 – 2 Minuten eine effiziente Anpassung der kritischen Belegung erzeugen. Bei längeren Intervallen geschieht die Anpassung zu langsam.

Aufbau

1. Messung der Werte $q_{out}(k-1)$ und $o_{out}(k-1)$
2. Wenn $|\tilde{o}(k-1) - o_{out}(k-1)| > P_1$, dann $\tilde{o}(k) = \tilde{o}(k-1)$, weiter mit 5.
3. Berechne: $D = \alpha \delta(k-1) + (1-\alpha)D(k-1)$ mit $\delta = \frac{q_{out}(k-1) - q_{out}(k-2)}{o_{out}(k-1) - o_{out}(k-2)}$ und $\delta_{min} = -50$ und $\delta_{max} = 200$
4. $\tilde{o}(k) = \tilde{o}(k-1) + \begin{cases} \Delta & \text{wenn } D > D^+ \\ -\Delta & \text{wenn } D < D^- \\ 0 & \text{sonst} \end{cases}$

²⁵ Vgl. (Smaragdis, Papageorgiou und Kosmatopoulos, A flow-maximizing adaptive local ramp metering strategy 2003) Seite 257 ff.

5. Beachtung eventueller Belegungsgradgrenzen \tilde{o}_{min} und \tilde{o}_{max}
6. Weise $\tilde{o}(k)$ ALINEA zu.

| | |
|--------------------|---|
| $q_{out}(k - 1)$ | die Verkehrsstärke, die den betrachteten Autobahnabschnitt im letzten Kontrollzeitschritt verlassen hat |
| $o_{out}(k - 1)$ | Belegungsgrad des Verkehrs, der den betrachteten Autobahnabschnitt im letzten Kontrollzeitschritt verlassen hat |
| $\tilde{o}(k - 1)$ | der gewünschte Belegungsgrad [%] im betrachteten Autobahnabschnitt im letzten Kontrollzeitschritt |
| o_{out} | Belegungsgrad des Verkehrs, der den betrachteten Autobahnabschnitt verlässt |
| P_1 | ein Vergleichsschwellenwert, z.B.: 3% |
| $\tilde{o}(k)$ | der gewünschte Belegungsgrad [%] im betrachteten Autobahnabschnitt |
| α | z.B. 0,05 |
| D^+ | ein Vergleichsgrenzwert für D , z.B.: 110 |
| D^- | ein Vergleichsgrenzwert für D , z.B.: -20 |
| Δ | ein Parameter zur Anpassung des kritischen Belegungsgrades, z.B.: 1% |
| \tilde{o}_{min} | eine Untergrenze des gewünschten Belegungsgrades |
| \tilde{o}_{max} | eine Obergrenze des gewünschten Belegungsgrades ²⁶ |

Nach den Messungen im ersten Schritt prüft Schritt zwei, ob die aktuelle Verkehrssituation mit den Werten aus dem vorangegangenen Kontrollzeitschritt einigermaßen übereinstimmt. Dieser Fall tritt ein, wenn ALINEA störungsfrei arbeitet. Wenn der Betrag der Differenz des kritischen Belegungsgrades und des tatsächlichen Belegungsgrades weiterhin größer als 3% ist, wird keine Anpassung durch AD-ALINEA durchgeführt. Die Ergebnisse der Ableitungen D^+ , respektive D^- seien anhand folgender Stufenfunktion erklärt.

²⁶ Vgl. Richtwerte (Kosmatopoulos, et al. 2007) Seite 66 ff.

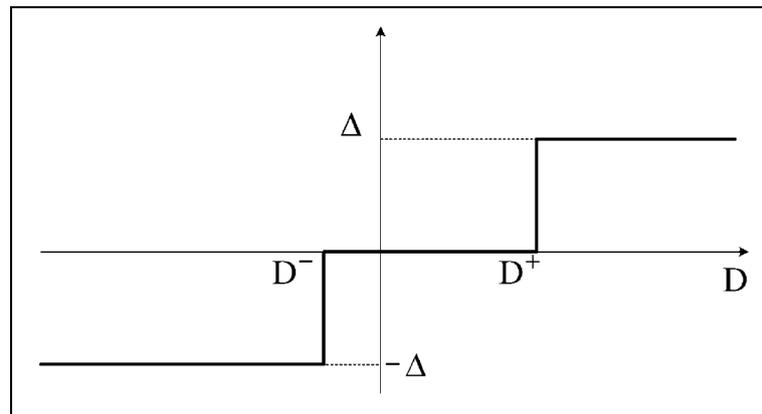


Bild 2.4-1: Anpassungsfunktion für δ^{27}

Eine Anpassung der kritischen Belegung um Δ wird erst durchgeführt, wenn die Ableitungen eine bestimmte Größe erreicht haben, d.h. erst ab einer gewissen Änderung der Belegung im Vergleich zur Belegung des letzten Kontrollzeitschrittes wird eine Anpassung derselben durchgeführt (z.B.: $D^+ > 25\text{Hz/h/\%}$). Die ist qualitativ in Bild 2.4-1 dargestellt.

AD-ALINEA ist aus regelungstechnischer Sicht eine ineinander geschaltete Doppelschleife (Bild 2.4-2), bei der die innere Schleife den üblichen Ablauf von ALINEA darstellt und die äußere Schleife die Anpassung des kritischen Belegungsgrades an die aktuelle Verkehrssituation durch AD-ALINEA vornimmt. Die innere Schleife durchläuft dabei kürzere Kontrollzeitschritte.

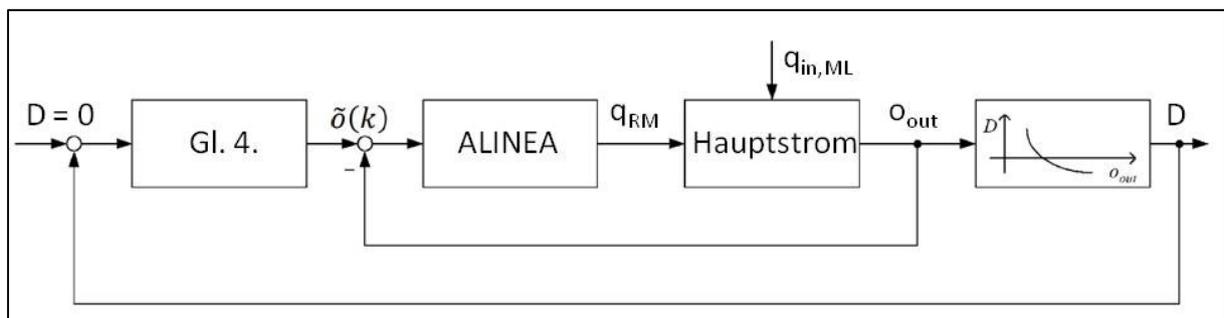


Bild 2.4-2: Doppelschleife des AD-ALINEA Algorithmus²⁸

²⁷ Vgl. (Smaragdis, Papageorgiou und Kosmatopoulos, A flow-maximizing adaptive local ramp metering strategy 2003) Seite 260

²⁸ Vgl. (Smaragdis, Papageorgiou und Kosmatopoulos, A flow-maximizing adaptive local ramp metering strategy 2003) Seite 261

Für die Abschätzung der Ableitung wurden zwei Methoden entwickelt. Eine soll hier vorgestellt werden:

Als erster Schritt wird

$$\delta(k) = \Delta q_{out}(k-1) / \Delta o_{out}(k-1) \quad (2.4-1)$$

berechnet.

Wobei

$$\Delta x(k-1) = x(k-1) - x(k-2) \quad (2.4-2)$$

die Differenz der einzelnen Messungen der letzten beiden Kontrollzeitschritte darstellt.

Zusätzlich kann eine exponentielle Glättung angewandt werden.

$$D(k) = \alpha \delta(k) + (1 - \alpha) D(k-1)$$

$\alpha \in [0,1]$ ein konstanter Glättungsparameter

Die Gleichungen (2.4-1) und (2.4-2) werden in Schritt 3 während jedes Kontrollzeitschrittes durchgeführt.

$D(k-1)$ wird vor der Durchführung der Ableitung gleich null gesetzt, wenn eine Anpassung des kritischen Belegungsgrades im letzten Zeitschritt durchgeführt wurde.

2.5 AU-ALINEA (Upstream-measurement based Adaptive ALINEA), 2003 UF-ALINEA (Upstream-Flow based ALINEA), 2003

Smaragdis E., Papageorgiou M., Kosmatopoulos E.

Allgemeine Beschreibung

Aufgrund fehlender Detektoren stromabwärts der Auffahrt kann es vorkommen, dass ALINEA mancherorts nicht einsetzbar ist. Daher wurde ein Formelwerk entwickelt, das eine Echtzeitabschätzung von q_{out} und o_{out} auf Basis von Messungen stromaufwärts der Auffahrt und auf der Auffahrt selbst erlaubt. Nach der Abschätzung der benötigten Daten kann ALINEA, respektive AD-ALNEA, wie gewohnt angewandt werden.²⁹

Aufbau

Eine Abschätzung für o_{out} erfolgt über die Beziehung $d_{out} = \frac{q_{out}}{v_{out}}$, wobei v_{out} die Progressionsgeschwindigkeit darstellt. Die Verkehrsstärke stromabwärts der Auffahrt wird mit $q_{out} = q_{in} + q_{in,ML}$ errechnet. Die mittlere Geschwindigkeit der den Abschnitt verlassenden Fahrzeuge errechnet sich mittels $v_{out} = v_{in,ML} = \frac{q_{in,ML}}{d_{in,ML}}$. Obwohl die Geschwindigkeit stromabwärts der Auffahrt durch den Verflechtungsprozess zeitweise geringer ist als jene stromaufwärts der Auffahrt, ist diese Annahme ausreichend präzise.

Mit der Beziehung $o = \rho * g$, wobei g den „g-Faktor“ darstellt, lässt sich für $\tilde{o}(k)$ folgende Formel aufstellen. λ_{in} und λ_{out} geben jeweils die Anzahl der Fahrstreifen stromaufwärts bzw. stromabwärts der Auffahrt an. Der „g-Faktor“ hängt von den Einstellungen der Schleifendetektoren und den Fahrzeuglängen ab.

$$\tilde{o}(k) = o_{in,ML}(k) \left[1 + \frac{q_{in}(k)}{q_{in,ML}(k)} \right] \left(\frac{\lambda_{in}}{\lambda_{out}} \right) \quad (2.5-1)$$

| | |
|----------------|--|
| $\tilde{o}(k)$ | der gewünschte Belegungsgrad [%] im betrachteten Autobahnabschnitt im aktuellen Kontrollzeitschritt |
| $o_{in,ML}(k)$ | der Belegungsgrad [%] auf der Hauptfahrbahn, stromaufwärts der Auffahrt im aktuellen Kontrollzeitschritt |
| $q_{in}(k)$ | die Verkehrsstärke der auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge im aktuellen Kontrollzeitschritt |

²⁹ Vgl. (Smaragdis, Papageorgiou und Kosmatopoulos, A flow-maximizing adaptive local ramp metering strategy 2003) Seite 265 ff.

(Smaragdis und Papagerogiu, Series of New Local Ramp Metering Strategies 2003) Seite 81

| | |
|-----------------|--|
| $q_{in,ML}(k)$ | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die in den betrachteten Autobahnabschnitt im aktuellen Kontrollzeitschritt auf der Hauptfahrbahn einfahren |
| λ_{in} | die Anzahl der Fahrstreifen stromaufwärts der Auffahrt |
| λ_{out} | die Anzahl der Fahrstreifen stromabwärts der Auffahrt |

2.6 FL-ALINEA (Flow-based ALINEA), 2003

Smaragdis E., Papageorgiou M.

Allgemeine Beschreibung

ALINEA bedient sich Berechnungen, deren als Ziel- und Messgrößen Belegungsgrade zugrunde liegen. Aufgrund von Unsicherheiten wie die Verkehrszusammensetzung, die Unterschiede in den Sensitivitäten der Messinstrumente und anderen geometrisch bedingten Variabilitäten stellt der Belegungsgrad keinen eindeutigen Bezug zu Messgrößen wie der Verkehrsdichte, der Verkehrsstärke und der durchschnittlichen Geschwindigkeit her. Daher kann es für die Erstellung von Zielwerten von großflächigeren Anlagen einfacher sein, Werte für kritische Verkehrsstärken zu finden.³⁰

Nachfolgend sei das dafür notwendige Formelwerk angegeben.

Aufbau

$$q_{RM} = \begin{cases} q_{RM}(k-1) + K_F[\tilde{q} - q(k-1)] & \text{wenn } o_{out}(k-1) \leq o_{cr} \\ q_{min} & \text{sonst} \end{cases} \quad (2.6-1)$$

| | |
|----------------|---|
| q_{RM} | die rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der ZD |
| $q_{RM}(k-1)$ | die rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der ZD im letzten Kontrollzeitschritt |
| K_F | ein Regelungsparameter; $K_F = 1$ oder geringfügig kleiner für gedämpfte Reaktionen |
| \tilde{q} | die gewünschte Verkehrsstärke [Fhz/h] im betrachteten Autobahnabschnitt ($0,9 * q_{cap}$) |
| $q(k-1)$ | die gemittelte Verkehrsstärke [Fhz/h] in der Verflechtungsstrecke der letzten Periode T |
| $o_{out}(k-1)$ | der Belegungsgrad [%] des Verkehrs, der den betrachteten Autobahnabschnitt verlässt |
| o_{cr} | der kritische Belegungsgrad [%] im Verflechtungsbereich oder an einer vorhandenen Engstelle |
| q_{min} | minimal zulässige Verkehrsstärke [Fhz/h] der Auffahrt |

³⁰ Vgl. (Smaragdis und Papagerogiou, Series of New Local Ramp Metering Strategies 2003) Seite 77 ff.

Der obere Teil der Formel stabilisiert die Verkehrsstärke auf der Hauptfahrbahn um den Zielwert \tilde{q} , solange der Belegungsgrad den kritischen Wert nicht überschreitet. Die Verkehrsstärke ist in diesem Bereich (steigender Ast im Fundamentaldiagramm) eindeutig definiert. Wenn der Belegungsgrad über den kritischen Wert ansteigt, muss ein vordefinierter, minimaler Zufluss aktiviert werden, da der obere Teil der Formel unter diesen Umständen keine adäquaten Ergebnisse liefert.

Um ein Überschreiten der kritischen Belegung zu vermeiden, wird die gewünschte Verkehrsstärke \tilde{q} nicht mit q_{cap} gleichgesetzt. Ein Puffer von 10% ist hierbei zu empfehlen. Das Problem der raschen Reduktion der Kapazität durch Wettereinflüsse und andere veränderbare Randbedingungen wird mit dieser Maßnahme ebenfalls bedient.

2.7 X-ALINEA/Q (Ramp-Queue Control), 2003

Smaragdis E., Papageorgiou M.

Allgemeine Beschreibung

Da bei einer ZD nicht alle Fahrzeuge, die auf die Auffahrt fahren, diese auch ohne Zeitverzögerung wieder verlassen, entstehen mitunter Rückstaus. Problematisch sind diese, wenn sie bis auf das nachrangige Straßennetz reichen und dort Störungen im Verkehrsfluss verursachen.

Im Folgenden wird ein Rückstaualgorithmus beschrieben, der – anders als bereits bekannte Formelwerke – nicht zu oszillierenden Rückstaus und zeitweiliger Über- oder Unterbeanspruchung des Stauraumes der Auffahrt führt. Stattdessen passt dieser die Rückstaulänge an die maximal zulässige Rückstaulänge an und nutzt so die Kapazität der Auffahrtsrampe optimal aus.³¹

Aufbau

$$q_w = -\frac{1}{T}(w_{max} - w(k)) + q_{in}(k - 1) \quad (2.7-1)$$

| | |
|-----------------|---|
| q_w | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] des Rückstaumanagements |
| T | die Dauer [s] eines Kontrollzeitschrittes |
| w_{max} | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt |
| $w(k)$ | die Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt im aktuellen Zeitschritt |
| $q_{in}(k - 1)$ | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die im letzten Zeitschritt auf die Auffahrt gefahren sind |

Da die Überlagerung der ZD nur Sinn macht wenn auch eine dementsprechende Nachfrage auf der Hauptfahrbahn vorherrscht, ergibt sich der angewandte Zufluss q zu:

$$q = \max(q_{RM}, q_w) \quad (2.7-2)$$

³¹ Vgl. (Smaragdis und Papageorgiou, Series of New Local Ramp Metering Strategies 2003) Seite 81 ff.

q die angewandte, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h]
 q_{RM} die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der ZD

Bei niedriger Nachfrage auf der Hauptfahrbahn entlässt die ZD eine große Anzahl an Fahrzeugen auf die Hauptfahrbahn. Das Rückstaumanagement würde den Zufluss gering halten, um die maximal zulässige Rückstaulänge zu erreichen. Richtigerweise wird von der Formel (2.7-2) q_{RM} ausgewählt, da q_{RM} in dieser Situation den größeren Wert aufweist.

Wenn die Hauptfahrbahn aufgrund von erhöhter Nachfrage die Kapazität beinahe erreicht, errechnet die ZD eine geringe Zuflussrate und der Rückstau auf der Auffahrt baut sich solange auf, bis der vom Rückstaumanagement errechnete Zufluss größer ist als jener der ZD. In diesem Fall hält das Rückstaumanagement die Anzahl der wartenden Fahrzeuge um den Wert der maximal zulässigen Rückstaulänge. Ein „Spülmodus“, der alle Fahrzeuge in kurzer Zeit auf die Hauptfahrbahn entlässt, ist nicht notwendig.

Diese Kombination von Zuflussdosierung und Rückstaumanagement erlaubt es, die Kapazität einer Auffahrtsrampe zur richtigen Zeit optimal auszunutzen und verhindert die bekannten, störenden oszillierenden Rückstaulängen, die ZDen in ihrer Effizienz einschränken.

2.8 MALINEA (Modified ALINEA), 2001

Oh H., Sisiopiku V. P.

Allgemeine Beschreibung

ALINEA und andere ZDen optimieren den Verkehrsfluss, indem ein für die stromabwärtsgelegene Engstelle optimaler Belegungsgrad vorgeschlagen wird und der tatsächliche Belegungsgrad über mehrere Zeitschritte mittels ZD an diesen vorgeschlagenen angepasst wird. Auf diese Weise wird versucht, das Verkehrsangebot optimal auszunützen.³²

Der stromaufwärts gelegene Verkehr kann dabei zwei Verkehrszustände aufweisen, und zwar freien Fluss oder Stau. Dies führt zu einem nachfolgend beschriebenen Problem:

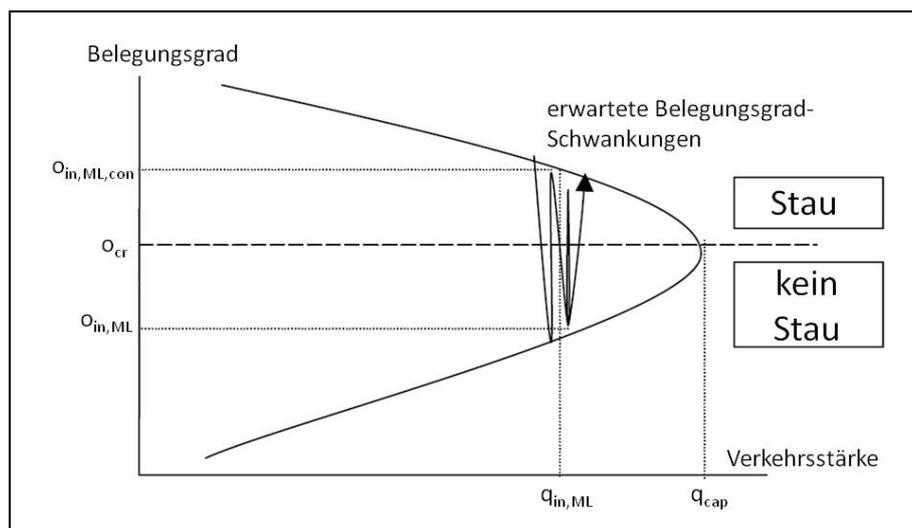


Bild 2.8-1: Belegungsgrade stromaufwärts bei stromabwärtsgelegenem Optimum³³

Wie in Bild 2.8-1 dargestellt, ist der Belegungsgrad stromabwärts – solange von der Auffahrt Fahrzeuge zufahren – immer größer als jener stromaufwärts der Auffahrt. Ebenfalls sind die zwei oben erwähnten Verkehrszustände zu beobachten. Dies führt zu dem Schluss, dass, auch wenn stromabwärts einer Auffahrt der Verkehr optimiert wird, stromaufwärts ein Stau auftreten kann.

Schwierig ist es ebenso, die geeignetste Stelle für den Sensor an der stromabwärtsgelegenen Engstelle zu finden, da es nicht sein muss, dass sich Staus immer

³² Vgl. (OH und SISIPIKU 2001) Seite 2 ff.

³³ Vgl. (OH und SISIPIKU 2001) Seite 20

genau an der gleichen Stelle bilden. Nach verschiedenen Feldversuchen hat sich herausgestellt, dass optimale Abstände zum Rampenende von 40 m, aber auch von 400 m existieren.

Aus diesen Tatsachen folgt der Schluss, dass stromabwärtsgelegene Messstellen und zugehörige Algorithmen nicht die idealen Voraussetzungen aufweisen, um eine effiziente ZD anzusteuern. Es sollte bemerkt werden, dass ZDen mit diesem Ansatz – aufgrund der Kalibrierungsprozesse – dennoch funktionieren.

Aus diesen Gründen wurde ALINEA weiterentwickelt, um ein Zuflussdosierungsmodell (MALINEA) zu erhalten, das stromaufwärtsgelegene Verkehrszustände mit einbezieht.

Aufbau

MALINEA wird folgendermaßen dargestellt:

$$q_{RM} = [\tilde{o}(t + n) - o(t - 1)] K/A + q(t - 1 - n) \quad (2.8-1)$$

| | |
|--------------------|---|
| q_{RM} | die Zuflussrate [Fhz/h] der Rampe |
| n | die Verzögerungszeit [s] zwischen den Belegungsgradmessungen stromaufwärts und der Entlassung der Fahrzeuge aus der Auffahrt; |
| $\tilde{o}(t + n)$ | der gewünschte Belegungsgrad stromaufwärts, die Verzögerungszeit berücksichtigend (Zielwert); |
| $o(t - 1)$ | der Belegungsgrad stromaufwärts der Auffahrt im letzten Zeitschritt; |
| K_I | ein Regelungsparameter bei ALINEA |
| A | der Parameter für das Verhältnis der Belegungsgrade (aus Erfahrung: 0,85 - 1) stromaufwärts und stromabwärts der Auffahrt; unterschiedlich zwischen folgenden Fällen: <ul style="list-style-type: none"> - Engstellen durch Einfädelung, - stromaufwärtsgelegene Engstellen, - weit entfernte stromabwärtsgelegene Engstellen und - ZD für Zwischenfälle; |
| $q(t - n)$ | die Zuflussrate der Auffahrt im letzten Zeitschritt, abzüglich der Verzögerungszeit; |

Vergleich

Es wird festgehalten, dass MALINEA im Bereich stromaufwärts der Auffahrt effektivere Belegungsgrade als ALINEA erzeugt, da auch dort die Messung der Verkehrsdaten und die Optimierung stattfinden. ALINEA erzeugt im Gegenzug dazu im Bereich stromabwärts der Auffahrt höhere Belegungsgrade. Bei MALINEA erreicht man geringere Werte für die Verkehrsstärke auf den Auffahrten, d.h. dass eine Optimierung auf Kosten von

Verzögerungen auf der Auffahrt stattfindet. Dadurch wird MALINEA eher an zweistreifigen Auffahrten, die im Verhältnis zu einstreifigen mehr Speicherplatz aufweisen, interessant sein. Ansonsten bleibt zu bemerken, dass die statistischen Testreihen 2001 keine ausreichenden Ergebnisse lieferten, um sicher behaupten zu können, dass MALINEA ALINEA im Gesamtzusammenhang übertrifft.

Wenn bei einer mit ALINEA ausgestatteten ZD der Bereich stromabwärts der Auffahrt optimiert ist, jedoch Staus stromaufwärts mit Parametervariation nicht in den Griff zu bekommen sind, bleibt ein Zurückgreifen auf MALINEA denkbar.

Für detailliertere Ergebnisse wird auf Tabelle 2.8-1 verwiesen.

Tabelle 2.8-1: Effektivitätsvergleich zwischen MALINEA und ALINEA³⁴

| | MLM ($A=0.84$) | ALINEA | P value based on paired t-test |
|--|------------------|-----------|--------------------------------|
| Avg U_r (veh/min) | 2.3348 | 10.1038 | 0.0000 |
| COV of U_r | 1.7058 | 1.1682 | 0.0000 |
| Recovery time up to Target O_u (min) | 8.7333 | 17.1667 | 0.0000 |
| Avg O_d (%) | 13.9533 | 16.6345 | 0.0000 |
| COV of O_d | 0.1774 | 0.1757 | 0.4479 |
| Avg O_u (%) | 17.8196 | 21.5140 | 0.0000 |
| COV of O_u | 0.1133 | 0.2481 | 0.0000 |
| $TNTT$ at downstream | 18.1503 | 21.5497 | 0.0000 |
| $TNTT$ at upstream | 22.8766 | 27.0901 | 0.0000 |
| MD | 7.6791 | 13.5015 | 0.0000 |
| RD | 11.8519 | 7.5295 | 0.0000 |
| TTD | 1650.3646 | 1471.8301 | 0.0000 |
| TTT | 60.5578 | 69.6710 | 0.0000 |
| Sum of $TNTT$ | 41.0267 | 48.6399 | 0.0000 |

Erläuterung:

MOE measure of effectiveness; Vergleich der Effektivität

Die gewählten MOEs sind:

Occupancy Belegungsgrad;
 Recovery Speed die Dauer bis Belegungsgrad zum ersten Mal erreicht ist
 COV der Variationskoeffizient
 U_r die Verkehrsstärke
 O_u der Belegungsgrad stromaufwärts
 O_d der Belegungsgrad stromabwärts
 $TNTT$ die Gesamtreisezeit ohne Verzögerungen (total non-delay travel time)
 MD die summierte Verzögerung auf der Hauptstrecke

³⁴ Vgl. (OH und SISIOPIKU 2001) Seite 26

| | |
|-----|--|
| RD | die summierte Verzögerung auf der Auffahrtsrampe |
| TTD | die Gesamtreisestrecke |
| TTT | die Gesamtreisezeit |

2.9 ANCONA (Automatic on-Ramp Control of cONGested pAtterns), 2004

Kerner B. S.

Allgemeine Beschreibung

Im Gegensatz zu anderen bekannten ZD-Algorithmen, bei denen der freie Fluss im Engpass zu jeder Zeit erhalten bleiben soll, lässt ANCONA bestimmte Stauzustände zu. Dabei wird der Stau auf einem minimalen Niveau gehalten. Vor allem soll sich dieser nicht stromaufwärts bewegen. Das Staumuster wird in der Nähe des Engpasses gehalten.³⁵

Solange freier Verkehr am Engpass herrscht, wird die durch ANCONA gesteuerte VLSA auf Durchfahrt gestellt. Wenn die Verkehrsstärke ansteigt, kann ein Zusammenbruch des Verkehrs am Engpass entstehen. Dies macht sich durch sinkende Fahrzeuggeschwindigkeiten bemerkbar. Es bildet sich das Muster des gestauten Verkehrs, der sich stromaufwärts bewegt. Der Zufluss wird in diesem Fall von ANCONA begrenzt. Dazu nehmen Detektoren (400 - 200 m) stromaufwärts der Auffahrt die benötigten Verkehrsgrößen auf. Wenn durch einen Zusammenbruch des Verkehrs die Fahrzeuggeschwindigkeit v_{det} kleiner als ein vorgegebener Wert v_{cong} wird, reduziert ANCONA den Zufluss der Fahrzeuge von der Auffahrt auf die Hauptfahrbahn. Dies führt zur Wiederherstellung des freien Verkehrs und ANCONA beendet die Beschränkung des Zuflussverkehrs.

Aufbau

$$v_{det} \leq v_{cong} \quad (2.9-1)$$

v_{det} die von den Detektoren gemessene Fahrzeuggeschwindigkeit
 v_{cong} eine vordefinierte Fahrzeuggeschwindigkeit [km/h] (z.B.: 85 km/h)

Der Zufluss auf die Hauptfahrbahn wird solange beschränkt, bis die Bedingung (2.9-2) erfüllt ist.

$$v_{cong} \leq v_{det} \quad (2.9-2)$$

³⁵ Vgl. (Kerner 2006) Seite 118 ff.

Vorteile

ANCONA bietet gegenüber ALINEA im Wesentlichen drei Vorteile:

- größere Verkehrsflüsse auf der Hauptfahrbahn und auf der Auffahrt;
- kleinere Wartezeiten der Fahrzeuge an der VLSA auf der Zufahrt;
- eine stromaufwärtsgerichtete Fortpflanzung eines Staus wird verhindert.

Vergleich

Innerhalb eines synchronisierten Verkehrs am Engpass ist die Geschwindigkeit mit ca. 85 km/h relativ groß. Die Reisezeit ist somit nur geringfügig größer als im freien Verkehr. Aus diesem Grund unterscheiden sich die Reisezeiten bei den Anwendungen von ALINEA und ANCONA kaum, wie in Bild 2.9-1 ersichtlich ist.

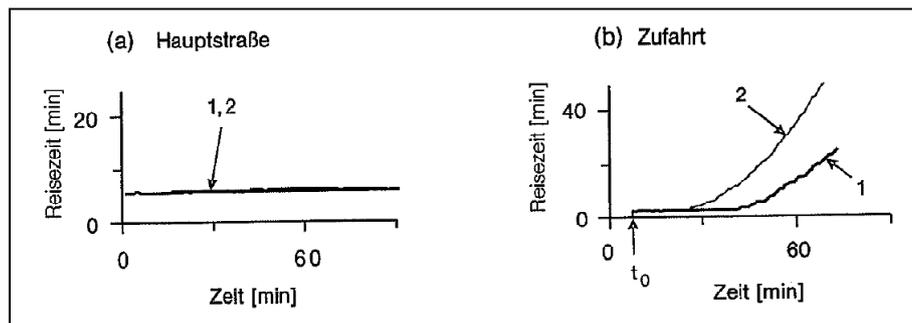


Bild 2.9-1: Vergleich Ancona (Kurve 1) mit ALINEA (Kurve 2)³⁶

Um den freien Verkehr zu erhalten, begrenzt ALINEA den Zufluss von der Auffahrt stärker als ANCONA, da ANCONA erst später, und zwar nach Zusammenbruch des freien Verkehrs, einsetzt. Deshalb ist auch die maximale Verkehrsstärke bei der Anwendung von ANCONA die größere.

³⁶ Vgl. (Kerner 2006) Seite 122

2.10 Mixed Control, 2004

Ozbay K., Yasar I., Kachroo P.

Allgemeine Beschreibung

Diese ZD-Methode widmet sich speziell dem Problem der Warteschlangen auf den Auffahrten. Sie verhindert im Speziellen das Phänomen der oszillierenden Rückstaulängen auf der Auffahrt. Dies gelingt, indem die Bedingungen der Hauptstrecke und jene der Auffahrt in einem einzigen Algorithmus zusammengefasst werden.

Dieses verkehrsabhängige ZD-Gesetz zielt darauf ab, die Verkehrsdichte an einem Autobahnabschnitt zu maximieren und dabei keine inakzeptabel langen Warteschlangen an der Auffahrt zu erzeugen. Dieser Algorithmus baut die Warteschlangen, die durch die ZD entstehen, durch feinkalibrierte Gewichtungsparmeter für die Hauptfahrbahn und die Auffahrt, w_1, w_2 , ab.³⁷

Aufbau

Ein Beispiel für einen typischen Autobahnabschnitt ist in Bild 2.10-1 zu sehen.

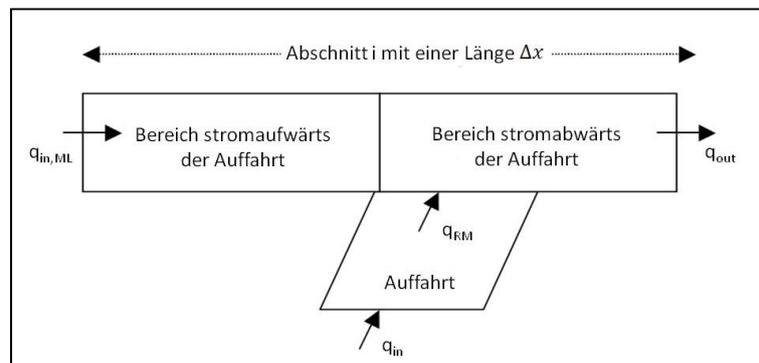
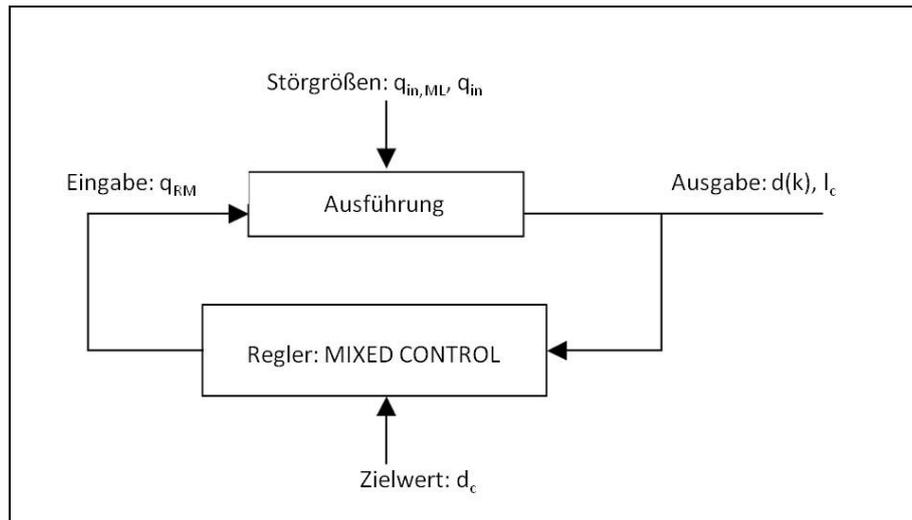


Bild 2.10-1: Typische Auffahrtsrampe³⁸

Mixed Control kann sehr gut mittels eines Blockdiagramms (Bild 2.10-2) beschrieben werden.

³⁷ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 5 ff.

³⁸ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 18

Bild 2.10-2: Blockdarstellung Mixed Control³⁹

Wie in Bild 2.10-1 dargestellt, sind für dieses System zwei Inputgrößen, die nicht beeinflusst werden können, $q_{in,ML}$ und q_{in} maßgebend. Diese beiden Größen sind Echtzeitdaten, die aus Detektoren auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der Auffahrt und von Detektoren auf der Auffahrt selbst gewonnen werden. Die Zustände des Systems sind Funktionen dieser Inputgrößen. Das Ziel des Kontrollgesetzes ist es, den Fehler der Fehlerfunktion gegen Null gehen zu lassen:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} e(t) = 0 \quad (2.10-1)$$

Mixed Control erreicht somit das Ziel der Maximierung der Verkehrsdichte ohne exorbitante Rückstausituation, indem folgende Fehlerfunktion minimiert wird:

$$e(k) = w_1 |d(k) - d_c| + w_2 * l_c \quad (2.10-2)$$

| | |
|--------|---|
| $e(k)$ | der errechnete Fehler |
| w_1 | ein Gewichtungparameter [-] |
| w_2 | ein Gewichtungparameter [Fhz/km ²] |
| $d(k)$ | die Verkehrsdichte [Fhz/km] auf der Hauptfahrbahn am Abschnitt i im Zeitschritt k |

³⁹ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 19

d_c die kritische Verkehrsdichte [Fhz/km]
 l_c die Rückstaulänge auf der Auffahrt [km]

Die Fehlerfunktion bestimmt die Prioritätenverteilung zwischen der Dichte auf der Hauptfahrbahn und der Rückstaulänge auf der Auffahrt mithilfe der beiden Gewichtungparameter w_1, w_2 .

Um passende Werte für w_1 und w_2 zu finden, sind die Eigenschaften der betrachteten Rampen zu berücksichtigen. Das System wird in zwei Zustände eingeteilt. In einem Zustand ist die tatsächliche Verkehrsdichte größer als die kritische Dichte und im anderen Zustand ist die auftretende Verkehrsdichte gleich oder kleiner gegenüber dem kritischen Wert. Das Kontrollgesetz, das beide Zustände abdeckt, sei hier angeschrieben:

$$q_{RM} = G^{-1}[-F - K_e(k)] \quad (2.10-3)$$

q_{RM} die Zuflussrate
 $K_e(k)$ ein Regelungsparameter

$$F = \text{sign}(d(k) - d_c)w_1 \left[d(k) - d_c + \frac{T}{\Delta x} (-q_{out}(k) + q_{in,ML}(k)) \right] + w_2 [l_c(k) + Tq_{in}(k)] \quad (2.10-4)$$

$$G = \left[\text{sign}(d(k) - d_c)w_1 \frac{1}{\Delta x} - w_2 \right] T \quad (2.10-5)$$

T die Dauer eines Kontrollzeitschrittes
 Δx die Länge [m] des Autobahnabschnittes
 $q_{out}(k)$ die Verkehrsstärke, die den Autobahnabschnitt im Zeitschritt k verlässt
 $q_{in,ML}(k)$ die Verkehrsstärke, die in den Autobahnabschnitt im Zeitschritt k auf der Hauptfahrbahn einfährt
 q_{in} die Verkehrsstärke der im Zeitschritt k auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge

Vorteile

Die Vorteile dieser Strategie liegen geographisch gesehen auf der Auffahrt. Ein Rückstaumanagement ist überflüssig, da die Daten der Sensoren auf der Auffahrt im

Zuflussdosierungsalgorithmus verarbeitet werden. Somit treten die Nachteile solcher Rückstauagementsysteme, wie oszillierende Rückstaulängen auf der Auffahrt oder „capacity drop“ auf der Hauptfahrbahn, ebenfalls nicht in Erscheinung.

Vergleich

Im Gegensatz zu anderen ZDen ist es bei Mixed Control nicht notwendig ein Rückstauagement, das die ZD überlagert und unerwünschte Schwankungen mit sich bringt, zu implementieren.

Wenn bei anderen Strategien eine Schwelle der Rückstaulänge erreicht wird, gibt es keine Verbesserung der Verkehrssituation auf der Hauptfahrbahn mehr. Es werden lange Grünzeiten für die Auffahrt eingestellt, um einen maximalen Fahrzeugdurchsatz auf die Autobahn zu ermöglichen. In Tabelle 2.10-1 und Tabelle 2.10-2 werden die Leistungen von Mixed Control mit anderen ZDen verglichen.

Tabelle 2.10-1: Simulationsergebnisse für den Stauzustand⁴⁰

| | No Control | ALINEA | New Control | Mixed Control |
|---|------------|--------|-------------|---------------|
| No of time step | 149 | 102 | 137 | 122 |
| Mean congestion duration (minute) | 42.22 | 28.90 | 38.82 | 34.57 |
| %Change | | -31.55 | -8.05 | -18.12 |
| Average Downstream Occupancy | 21.15 | 18.21 | 20.36 | 19.58 |
| %Change | | -13.90 | -3.74 | -7.42 |
| A: Upstream link travel time (veh.hour) | 129.67 | 127.45 | 128.82 | 127.98 |
| % Change | | -1.71 | -0.65 | -1.31 |
| B: Downstream link travel time (veh.hour) | 269.60 | 228.07 | 259.58 | 249.29 |
| % Change | | -15.4 | -3.72 | -7.53 |
| C: Ramp link travel time (veh.hour) | 11.37 | 89.55 | 38.31 | 24.98 |
| % Change | | 687.76 | 237.00 | 119.75 |
| A+B+C (veh.hour) | 410.64 | 445.08 | 426.71 | 402.25 |
| %Change | | 8.39 | 3.91 | -2.04 |

ALINEA hat die Gesamtstauzeit auf der Hauptfahrbahn am besten minimiert. Die Stärke des „Mixed Control“-Schemas besteht in der Reduzierung des stromabwärtsgelegenen Belegungsgrades, während die Warteschlange auf der Auffahrt im Rahmen gehalten wird. Diese Eigenschaft zeigt, dass „Mixed Control“ in gewisser Hinsicht die bessere Variante für

⁴⁰ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 16

den Einbau an Autobahnen darstellt. Es sei noch angemerkt, dass vor dem Einsatz Feldstudien für eine genauere Evaluierung benötigt werden.

Tabelle 2.10-2: Simulationsergebnisse für den „heftigen“ Stauzustand⁴¹

| | No Control | ALINEA | New Control | Mixed Control |
|---|-------------------|---------------|--------------------|----------------------|
| No of time step | 197 | 171 | 199 | 187 |
| Mean congestion duration (minute) | 55.90 | 48.34 | 56.32 | 52.98 |
| %Change | | -13.52 | 0.75 | -5.22 |
| Average Downstream Occupancy | 26.99 | 23.99 | 26.50 | 25.37 |
| %Change | | -11.13 | 0.46 | -6.00 |
| A: Upstream link travel time (veh.hour) | 145.93 | 134.63 | 142.93 | 140.62 |
| % Change | | -7.74 | -2.06 | -3.64 |
| B: Downstream link travel time (veh.hour) | 339.34 | 271.62 | 337.22 | 326.36 |
| % Change | | -19.96 | -0.62 | -3.83 |
| C: Ramp link travel time (veh.hour) | 11.44 | 117.62 | 38.25 | 22.10 |
| % Change | | 928.06 | 234.32 | 93.15 |
| A+B+C (veh.hour) | 496.71 | 523.87 | 518.4 | 489.34 |
| %Change | | 5.47 | 4.37 | -1.54 |

⁴¹ Vgl. (Ozbay, Yasar und Kachroo 2004) Seite 17

2.11 PRO (Proaktive RampenOptimierung), 2006

Trapp, R.

Allgemeine Beschreibung

Andere ZD-Algorithmen bestimmen die Zuflussrate auf Basis eines in der nahen Vergangenheit liegenden Verkehrszustandes. Dies bewirkt eine verzögerte Reaktion des Systems auf die reale Situation. Die zeitlich feinteiligen Schwankungen des Verkehrs, die großen Einfluss auf das Eintreten von lokalen Geschwindigkeitseinbrüchen haben, werden auf diese Weise nicht oder nur unbefriedigend in die Berechnung mit einbezogen.⁴²

Dieses Verfahren reagiert nicht auf den Verkehrsablauf, sondern agiert präventiv und gezielt und minimiert auf diese Weise die erforderlichen Eingriffe. Dies wird mit einem Sensor, der auf der Hauptfahrbahn stromaufwärts der betrachteten Auffahrt situiert ist, realisiert. Dieser Sensor misst einige Sekunden zuvor jene Verkehrsstärke, die zum aktuellen Zeitintervall auf der Höhe der Auffahrt vorherrscht. Um diese Konfiguration auch technisch realisieren zu können, ist eine direkte Übertragung und Verarbeitung der Daten, sowie eine sekundenfeine Aggregation der Daten zu den Intervallmessungen notwendig.

Die Verkehrsstärke auf der Auffahrt stellt die Leitgröße für die Zuflussrate dar. Mit diesem Ansatz wird dem zufahrenden Fahrzeugstrom wie auch dem Hauptstrom gleichermaßen Rechnung getragen.

Aufbau

Der PRO-Algorithmus lässt sich durch folgende Formel mathematisch ausdrücken:

$$q_{RM} = q_{Nachfrage,mak} * \left(\frac{q_{HFB,mak}}{q_{HFB,mik}} * f_q \right)^\lambda \quad (2.11-1)$$

| | |
|---------------------|--|
| q_{RM} | die errechnete Zuflussrate |
| $q_{Nachfrage,mak}$ | die Größe der Schwankung der zugelassenen Verkehrsstärke auf die Hauptfahrbahn unter Betrachtung eines längeren Intervalls (makroskopisch), 60 s |
| $q_{HFB,mak}$ | die Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn unter Betrachtung eines längeren Intervalls (makroskopisch), 60 s |
| $q_{HFB,mik}$ | die Verkehrsstärke der Hauptfahrbahn unter Betrachtung eines kürzeren Intervalls (mikroskopisch, wenige Fhz), 15 s |

⁴² Vgl. (Trapp 2006) Seite 78 ff.

| | |
|-----------|---|
| f_q | ein Faktor zur Korrektur der Verkehrsstärkewerte |
| λ | ein Streuungsparameter: $\lambda < 1$ schwache Reaktion auf das aktuelle Verkehrsgeschehen, $\lambda > 1$ größere Schwankungen der resultierenden Zuflussrate |

Da die Verkehrsstärken $q_{HFB,mak}$ und $q_{HFB,mik}$ den gleichen Fahrzeugstrom, allerdings in Betrachtung verschieden langer Zeitintervalle, zurückgeben, schwankt der Quotient $\frac{q_{HFB,mak}}{q_{HFB,mik}}$ um 1. Systematische Abweichungen, wie Abfahrten oder Veränderung der Fahrstreifenanzahl werden durch den Korrekturfaktor f_q ausgeglichen. Um diese Verkehrsstärken ermitteln zu können, muss q_{HFB} einen Zeitschritt T_{HFB} im Voraus geschätzt werden.

Die Dauer der Intervalle $T_{HFB,mak}$ und $T_{HFB,mik}$ bestimmen wie stark dieser Quotient um 1 streut. Je geringer die Streuung ist, desto schmaler stellt sich auch die Verteilung der Zuflussrate dar. Die Mindestdauer eines solchen Intervalls T_{HFB} stellt jenen Zeitraum dar, den ein Fahrzeug benötigt, um vom Stillstand an der VLSA auf der Rampe auf den Anfang eines Verkehrsstärkeintervalls $q_{HFB,mik}$ zu treffen.

Hier gilt:

$$T_{HFB} = T_{Intervall} + T_{Schaltung} + T_{Einfahrt} \quad (2.11-2)$$

| | |
|-----------------|---|
| $T_{Intervall}$ | die Dauer, die die Fahrzeuge auf der Hauptfahrbahn vom Sensor bis zum Verflechtungsbereich benötigen |
| $T_{Schaltung}$ | die Dauer zwischen der Messung mit dem Sensor und der Freigabe eines wartenden Fahrzeugs auf der Auffahrt |
| $T_{Einfahrt}$ | die Dauer, die ein Fahrzeug von der Freigabe an der VLSA bis zum Fahrstreifenwechsel benötigt |

In Bild 2.11-1 ist der erforderliche Zeitversatz der Messung von q_{HFB} angegeben.

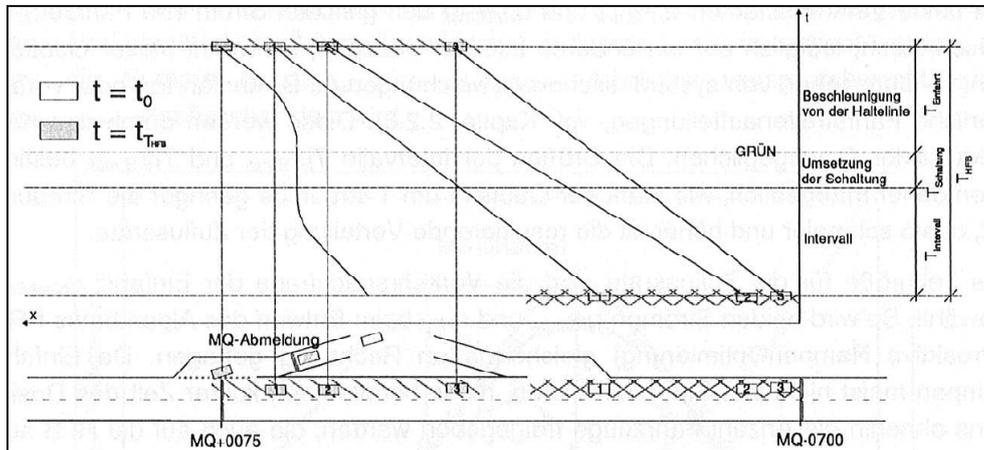


Bild 2.11-1: Erforderlicher Zeitversatz der Messung von q_{HFB} ⁴³

Die Distanz D vom Sensor bis zum Verflechtungsbereich errechnet sich aus dem linearen Zusammenhang:

$$D = T_{HFB} * v_P \quad (2.11-3)$$

v_P Progressionsgeschwindigkeit

Hierbei ist zu beachten, dass je größer die Distanz d wird, desto mehr nimmt die Aussagekraft der Prognose ab, da sich die Fahrzeugkonstellation ändert. Wenn der Sensor vor der zugehörigen Abfahrt situiert ist, wird die Prognose durch ausfahrende Fahrzeuge zusätzlich verfälscht.

⁴³ Vgl. (Trapp 2006) Seite 82

Folgendes Bild 2.11-2 zeigt das Ablaufschema des Algorithmus graphisch als Blockschaltbild:

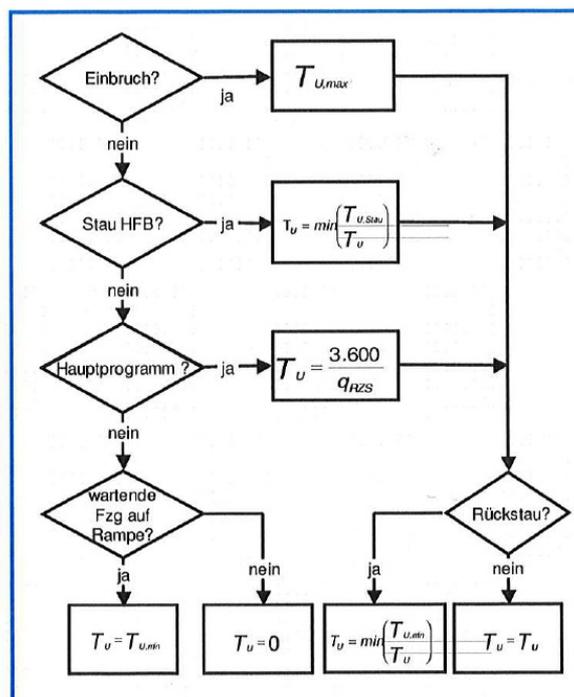
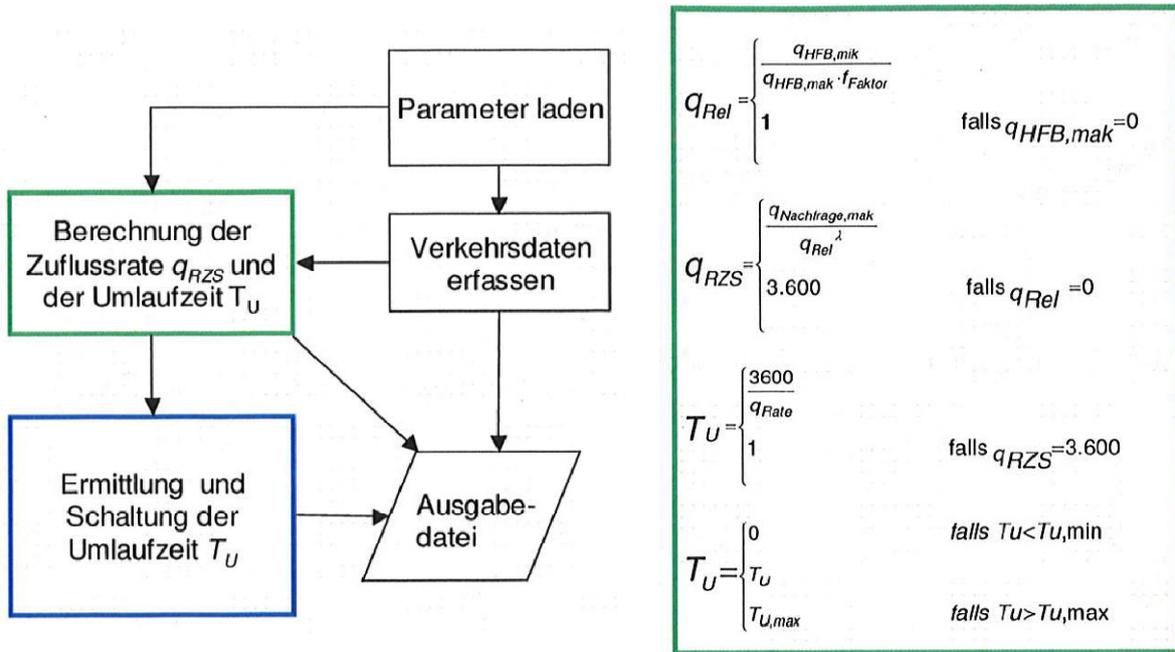


Bild 2.11-2: Ablaufschema des Algorithmus PRO mit Berechnung von q_{RZS} und T_U und Logik zur Ermittlung der Umlaufzeit der VLSA⁴⁴

⁴⁴ Vgl. (Trapp 2006) Seite 154

Parametervorschläge lt. Tabelle 2.11-1:

Tabelle 2.11-1: Parametervorschläge für den Algorithmus PRO⁴⁵

| Variable | vorgeschlagener Wert | Anmerkung |
|-----------------------------------|---------------------------------------|---|
| $T_{HFB,mik}$ | 15 s (bei hoher Auslastung 6 – 7 Fhz) | 330 m |
| $v_{Progression}$ | 22 m/s (~80 km/h) | |
| $T_{Nachfrage,mak}$ | 60 s | |
| $T_{HFB,mak}$ | 60 s | maximal jene Dauer bis zur Bildung eines kritischen Rückstaus auf der Auffahrt |
| $T_{Schaltung}$ | 5 s | pauschale Annahme der Dauer der Datenübertragung und Umsetzung der Schaltung |
| $T_{Einfahrt}$ | 15 s | für stehende Fhz bis zum passieren der Haltelinie: 2,4 s; Beschleunigung dann 2,5 m/s ² konstant |
| λ | bis zum „fine-tuning“: 1,0 | |
| Mindestum-laufzeit $T_{U,min}$ | 4,5 s (Zuflussrate bis zu 800 Kfz/h) | bei $T_U < T_{U,min}$ wird die VLSA freigegeben |
| maximale Umlaufzeit $T_{U,max}$ | 36 s (Zuflussrate bis zu 100 Kfz/h) | |

Für detailliertere Parametereinstellungen im Zuge des „fine-tuning“ siehe (Trapp 2006).

Die Rückstauüberwachung erfolgt hier mittels des Belegungsgrades auf der Auffahrt des Messquerschnittes MQ_Rückstau. Bei freier Überfahrt des Messquerschnittes stellt sich ein Belegungsgrad von kleiner als 10% ein. Aus diesem Grund wird $T_{U,min}$ bei $b_{MQ_Rückstau} > 20\%$ angewandt.

Eine sogenannte Stauabschaltung wird notwendig, wenn die Progressionsgeschwindigkeit 40 km/h unterschreitet. Es gilt dann $T_U = 0$.

Vergleich

Bei sehr hoher Belastung (~ 800 Fhz/h) erzielt ALINEA die größte Reisezeitreduktion in Bezug auf die Hauptfahrbahn und auch in der Summe aller Fahrten. Jedoch liefert ALINEA auch die höchsten Verluste auf der Auffahrt, mit einer Rückstauwahrscheinlichkeit von >30%. Dieser enorme Rückstau steigert die Sicherheitseinschränkungen im untergeordneten Netz, die mit der Anzahl der gestauten Knoten sprunghaft ansteigt. Da diese nicht berechnet werden können, werden sie nicht in die Einschätzung der Verkehrssicherheit der Algorithmen

⁴⁵ Vgl. (Trapp 2006) Seite 82 ff.

mit einbezogen und mindern somit den monetären Nutzen von ALINEA (fälschlicherweise) nicht. Die positiven Effekte sind bei ALINEA in Summe deutlicher als bei PRO. Weiters bleibt anzumerken, dass die nicht quantifizierbaren Komponenten wie Gerechtigkeit, Akzeptanz und andere durch den weniger exzessiven Eingriff an der Auffahrt bei PRO deutlich besser ausfallen.⁴⁶

Im folgenden Bild 2.11-3 ist eine Kosten-Nutzen-Vergleichstabelle angegeben.

| Belastungsfall Einfahrer Algorithmus | "hoch - hoch" ca. 750 Kfz/h | | | "moderat - sehr hoch" ca. 1.000 Kfz/h | | | "sehr hoch - moderat" ca. 375 Kfz/h | | |
|--|--------------------------------------|-------|--------|--|----------|--------|--|------|--------|
| | PRO | FZS | ALINEA | PRO | FZS | ALINEA | PRO | FZS | ALINEA |
| | Unfallkosten <small>nach TTC</small> | 69,1 | 154,3 | 205,6 | 40,2 | 101,6 | 14,7 | 51,8 | 37,3 |
| <small>nach USD</small> | 1,6 | 1,6 | 0,9 | 1,9 | 2,4 | 0,2 | 0,5 | 0,3 | -0,3 |
| Zeitkosten T_R | 91,0 | 126,0 | 140,0 | -3,5 | -1.865,5 | -31,5 | 31,5 | -3,5 | 3,5 |
| Reisezeit- schwankung $s(T_R)$ | 8,0 | 27,7 | 19,4 | -0,7 | -208,3 | -4,0 | -2,6 | -2,1 | -6,5 |
| Verbrennung von Kraftstoff | -1,0 | 0,5 | 1,2 | 1,0 | -21,4 | -2,0 | -0,2 | -1,9 | -2,2 |
| Gesamtnutzen <small>mit TTC</small> | 167 | 308 | 366 | 37 | -1.994 | -23 | 81 | 30 | 51 |
| <small>mit USD</small> | 100 | 156 | 162 | -1 | -2.093 | -37 | 29 | -7 | -5 |
| Kosten | 13,3 | 8,7 | 16,4 | 13,3 | 8,7 | 16,4 | 13,3 | 8,7 | 16,4 |

Bild 2.11-3: Zusammenfassung der einzelnen Gesamtnutzen [T€/a] und Kosten [T€/a]⁴⁷

⁴⁶ Vgl. (Trapp 2006) Seite 111 f.

⁴⁷ Vgl. (Trapp 2006) Seite 133

2.12 PI-ALINEA, 2007

Wang Y., Papagerogiou M., Gaffney J., Papamichail I., Young W., Rose G.

Allgemeine Beschreibung

PI-ALINEA für den Fall der weit entfernten Engstelle:

ALINEA sammelt Daten von einem Detektor, der stromabwärts der Auffahrtsrampe auf der Hauptfahrbahn platziert ist. An jener Stelle wird der potentielle Stau erwartet. Der theoretische Ansatz von ALINEA impliziert, dass alle – oder zumindest der Großteil – der Fahrzeuge diesen Sensor vor der nächsten Messperiode erreichen.⁴⁸

Wenn eine Engstelle weiter entfernt liegt als der Verflechtungsbereich, dann sollte der Sensor, der für die „feedback“-Daten für ALINEA verantwortlich ist, auch dort situiert sein, um den Stau an der Engstelle, bei der er am ehesten auftritt, verhindern zu können.

In dieser Situation kann die Zeitspanne, die die Fahrzeuge benötigen, um zur Engstelle (und damit zum Detektor) zu gelangen, größer sein als ein Messintervall (~15 – 60 s). Somit würden die Annahmen, unter denen ALINEA korrekt arbeitet, nicht gegeben sein.

PI-ALINEA für den Fall der ortsvariablen Engstelle:

Da sich jeder Stau stromaufwärts bewegt, ist es nicht ausreichend, nur an einer Stelle die benötigten Verkehrsparameter zu messen. Wenn sich der Stau nach einer bestimmten Zeit vor der Messstelle befindet, sind die Daten der Messstelle nicht mehr hilfreich, um den Stau abzubauen. Andererseits gibt eine Messstelle, die vor einer Engstelle situiert ist, keinen Aufschluss über einen Stau, bis dieser die Messstelle erreicht hat und formt auf diese Weise exorbitante Stausituationen.

Die richtige Methode um brauchbare Daten zu bekommen, beschreibt eine Messeinrichtung, die an verschiedenen Stellen Verkehrsdaten aufnimmt. In der Praxis hat sich eine Anordnung von Sensoren alle 500 m vom Auffahrtsende bis zu der Engstelle als ausreichend erwiesen.

Aufbau

PI-ALINEA für den Fall der weit entfernten Engstelle:

Mittels Simulationen und Feldversuchen wurde gezeigt, dass eine erweiterte ALINEA-Struktur dazu imstande ist, trotz dieser Problemstellung befriedigende Ergebnisse zu liefern:

⁴⁸ Vgl. (Wang, et al. 2010) Seite 6 ff.

$$q_{RM} = q_{RM}(k-1) - K_P[o(k-1) - o(k-2)] + K_R[\hat{o} - o(k-1)] \quad (2.12-1)$$

| | |
|----------------------|---|
| $q_{RM}(k)$ | die rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] der aktuellen Periode T; kann eine Begrenzung aufweisen: untere Grenze → minimal zulässiger Auffahrtsstrom (Rückstauvermeidung); obere Grenze (wird angestrebt) → maximal zulässiger Auffahrtsstrom (Stauvermeidung auf Hauptfahrbahn) |
| $k = 1, 2, \dots, n$ | ein Kontrollzeitschritt für eine entsprechende Dauer T (z.B.: 15 – 60 s) |
| $q_{RM}(k-1)$ | die rampenabfließende Verkehrsstärke der letzten Periode T; soll auf Grund des „wind up“-Effekts begrenzt werden |
| $K_P > 0$ | Regelungsparameter für den zusätzlichen Verhältnisterm |
| K_I | ein Regelungsparameter bei ALINEA |
| \tilde{o} | der gewünschte Belegungsgrad im Verflechtungsbereich (Zielwert) |
| $o(k-1)$ | der gemittelte Belegungsgrad im Verflechtungsbereich der letzten Periode T |

PI-ALINEA für den Fall der ortsvariablen Engstelle:

Es gibt im Grunde zwei verschiedene Ansätze, wobei hier genauer auf den zweiten eingegangen wird. Jede Messstelle wird mit einem PI-ALINEA-Algorithmus ausgestattet. Diese laufen parallel. Ein Entscheidungsalgorithmus sucht sich die relevanten Werte aus und steuert die ZD-Maßnahmen. Auf diese Weise wird jeder Stau, egal wo er auftritt, in kurzer Zeit erkannt. Der Entscheidungsalgorithmus, der bis dato die besten Ergebnisse liefert, sei hier angegeben:

$$r_i(k) = r_i(k-1) - K_P[o_i(k-1) - o_i(k-2)] + K_R[\hat{o}_i - o_i(k-1)], \quad i = 1, \dots, n \quad (2.12-2)$$

$r_i(k)$ Ausgabe des i-ten PI-ALINEA im Zeitschritt k

mit der Entscheidungsmethode

$$r_i^{sm}(k) = \alpha * r_i(k) + (1 - \alpha) * r_i^{sm}(k-1), \quad i = 1, \dots, n$$

$$j = \arg \min_{i=1, \dots, n} \{r_i^{sm}(k)\}$$

$$r(k) = r_j(k)$$

$r_i^{sm}(k)$ exponentielle Glättung von $r_i(k)$
 α genau definierter Parameter zwischen $[0,1]$

Die Entscheidungsmethode führt zu dem kleinsten (geglätteten) „Rampendurchfluss-wert“. Dies gipfelt in einer Erhöhung des Belegungsgrades an der Stelle des Detektors mit dem maßgebenden Wert. Zum besseren Verständnis sei die Struktur des Aufbaues der ZD mit PI-ALINEA im Bild 2.12-1 dargestellt.

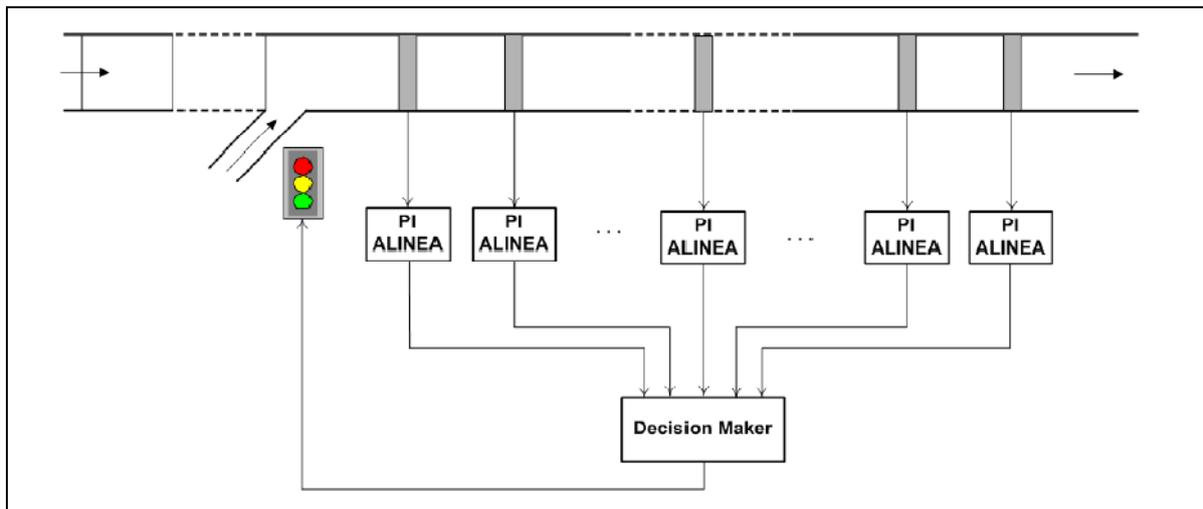


Bild 2.12-1: Zuflussdosierung mit mehreren Staudetektoren im Fall PI-ALINEA⁴⁹

Es ist zu beachten, dass von einem ingenieurmäßigen Standpunkt aus, ein PI-Regulator passender ist als ein I-Regulator, wenn bei einer Problemstellung eine nicht zu vernachlässigende Zeitverzögerung zu beachten ist.

Vorteile

Es wird in Simulationen gezeigt, dass vom Auffahrtsende weit entfernte Engpässe mit dem PI-ALINEA-Algorithmus befriedigend entschärft werden können.

Bei nicht ortsstabilen Engpässen wird ein Netz von Verkehrsdatenaufnehmern benötigt, um den Stau an den Stellen zu erkennen, wo er auftritt. Mittels der PI-ALINEA-Strategie in Kombination mit einem Entscheidungsalgorithmus bekommt man auch dieses Problem in den Griff.

⁴⁹ Vgl. (Wang, et al. 2010) Seite 9

2.13 MILOS (Multiobjective Integrated Large-scale Optimized ramp metering control System), 1999

Gettman D. M., Head K. L., Mirchandani P. B.

Allgemeine Beschreibung

MILOS ist ein hierarchisch aufgebauter, mehrschichtiger Ansatz für geographisch groß angelegte Autobahnmanagementoptimierungen. MILOS schließt, wie auch andere ZDen, einen Kompromiss zwischen der Ausnutzung der Kapazität der Hauptstrecke und der Rückstaulänge an den verschiedenen Auffahrten.

Dieses System der ZD zergliedert das Problem des Autobahnmanagements in kleinere Teilprobleme von variierenden zeitlichen und räumlichen Ausdehnungen.⁵⁰

Der hierarchische Aufbau von MILOS:

Diese Strategie widmet sich den gegebenen Herausforderungen unter den Gesichtspunkten der Unvorhersehbarkeit des Verkehrs an sich und es werden mehrere Ziele verfolgt.

MILOS ist folgendermaßen aufgebaut:

1. Aufbau von örtlich und zeitlich spezifischen Beschreibungen des ZD-Problems;
2. Betrachtung der Autobahnsegmente und der nahegelegenen, nachrangigen Straßennetze im Optimierungsansatz;
3. Echtzeitentwicklung von „offensiven“ Zuflussraten zur Optimierung der Verkehrszustände;
4. Justierung der Optimierung auf der Grundlage von stochastischen Schwankungen der Verkehrsnachfrage

MILOS zählt zu jenen Strategien, die das Autobahnmanagement an einen errechneten Zielwert anpassen. Dabei werden zwei Optimierungsprobleme behandelt. Die übergeordnete Optimierung gilt der Ermittlung des Zielwerts, die untergeordnete ist verantwortlich Gesetze einzuführen, die die tatsächliche Verkehrssituation an diesen Zielwert anpassen. Auf SPC (statistical process control) basierende Anomalie- und Optimierungsüberwachung erkennt Änderungen in den Systembedingungen, passt die Optimierungsstruktur, die Parameter und andere Steuerungsmöglichkeiten an und leitet so die Optimierung der Teilprobleme ein. Das übergeordnete AWCOP (area-wide metering rate coordination problem) bedient sich dabei dynamischer Modelle für weit ausgedehnte Flächen- und Zeithorizonte. Der untergeordnete Kontrollalgorithmus PC-RT (traffic-responsive predictive-cooperative real-time rate regulation layer) trennt das dynamische Echtzeitkontrollproblem in mehrere voneinander unabhängige Teilprobleme, die eine genauere und feinere Betrachtung erfordern.

⁵⁰ Vgl. (Gettman, Head und Mirchandani 1999) Seite 2 ff.

Die Struktur von MILOS ist, wie in Bild 2.13-1 dargestellt, eine Pyramide von einzelnen Modulen.

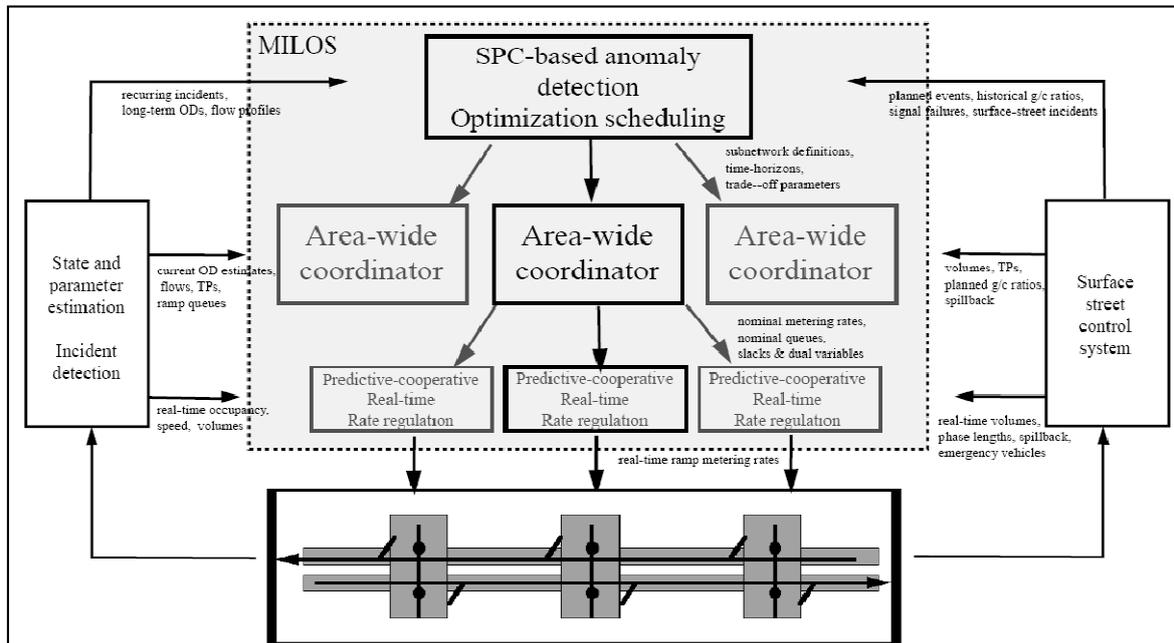


Bild 2.13-1: Pyramidenstruktur von MILOS⁵¹

Ein Optimierungsmodul ist das Ergebnis von mehreren AWCOPs, die wiederum jeweils das Ergebnis von mehreren PC-RTs sind.

SPC-basierende Anomalie- und Optimierungsüberwachung:

Die SPC-basierende Optimierungsüberwachung, die die AWCOPs und PC-RTs reguliert, wird kontinuierlich neu berechnet. Der Zeitraum bis zur nächsten Veränderung wird von der Anomalieüberwachung an Hand des Konzeptes der „statistischen Prozesskontrolle“ (SPC) festgestellt. Wenn eine ausschlaggebende Veränderung des Status quo erkannt wird, startet ein neuer Optimierungsdurchlauf.

AWCOP:

Dieses Modul weist einer definierten Anzahl hintereinanderliegender Auffahrtsrampen bestimmte, gewünschte Zuflussraten in Zeitintervallen von 10 bis 20 Minuten zu. Dadurch soll die Kapazität der Hauptstrecke in diesem Bereich voll ausgeschöpft und die Warteschlangen auf den Auffahrten im Rahmen gehalten werden. AWCOP ist ein quadratischer Ansatz mit mehreren Zielfunktionen und linearen Randbedingungen.

⁵¹ Vgl. (Gettman, Head und Mirchandani 1999) Seite 9

PC-RT:

Die PC-RT Zuflussratenregulierung ändert die Zuflussrate innerhalb des von AWCOP vorgesehen Bereiches. Diese Teilprobleme werden dahingehend gelöst, dass sich die Reisezeit auf der Hauptstrecke und auf der Auffahrtsrampe minimiert. Diese Anpassungen finden im Fünf- bis Sieben-Minutentakt statt.

Vergleich

Im Vergleich zur Nullvariante und zu der Vergleichsstrategie TR w/QM führte die ZD mit MILOS zu geringeren Reisezeiten, höherer Durchschnittsgeschwindigkeit sowie zu geringeren Verzögerungen und kürzeren Rückstaus auf den Auffahrten. Außerdem vergrößerte sich die Warteschlange während der Zeit der höchsten Verkehrsbelastung, was auch priorisiert war, im Gegensatz zu der Vergleichsstrategie LP, bei der es diese Priorität nicht gibt. Das quantifizierte Ergebnis des Vergleichs ist in Tabelle 2.13-1 angegeben.

Tabelle 2.13-1: Vergleichswerte für MILOS⁵²

| Method | Avg FTT | Std Dev FTT | Avg QT | Std Dev QT | Avg AS | Std Dev AS | Avg RT | Std Dev RT | MQV | MIS |
|---------------|------------|-------------------|-----------|------------------|-----------|------------------|-----------|------------------|-----|------|
| No control | 2589 | 42.5 | 144.7 | 13.2 | 79.5 | 0.54 | 3.54 | 0.25 | 956 | 2642 |
| TR, w/QM | 2294 | 62.1 | 454.3 | 23.5 | 81.8 | 0.69 | 3.39 | 0.35 | 407 | 1544 |
| LP | 1560 | 17.0 | 338.8 | 73.1 | 90.7 | 0.30 | 2.97 | 0.33 | 582 | 892 |
| MILOS | 1623 | 14.0 | 203.1 | 25.1 | 90.3 | 0.25 | 2.67 | 0.30 | 390 | 859 |

Beschreibung der Vergleichswerte:

freeway travel time (FTT)

Reisezeit auf der Hauptfahrbahn
[Fhz*h]

total queue time (QT)

Gesamtwartezeit [Fhz*h]

corridor average speed (AS)

Durchschnittsgeschwindigkeit
[km/h]

Congestion recovery time (RT)

Zeit bis zur Stauauflösung [h]

maximum total queues (MQV)

Anzahl der Staus

maximum total vehicles in the system (MIS)

Anzahl der Fahrzeuge im System

⁵² Vgl. (Gettman, Head und Mirchandani 1999) Seite 18

2.14 Minnesota ZONE Algorithmus, 1999

Bogenberger K., May A.D.

Allgemeine Beschreibung

Diese Methode zählt zu den koordinierten Strategien, d.h. die Ergebnisse für eine Auffahrt werden von jenen der nahegelegenen Auffahrten beeinflusst, um ein Gesamtoptimum in einem gewissen Abschnitt zu erreichen. Dazu wird die Autobahn in einzelne Zonen eingeteilt.

Aufbau

Die Aufgabe des Algorithmus besteht darin, eine Balance zwischen den Fahrzeugen, die in die Zone einfahren und jenen, die die Zone verlassen, zu schaffen. Dies wird mit folgender Gleichung realisiert: ⁵³

$$M + A + U(+F) \leq B + X + S \quad (2.14-1)$$

- M die gemessene Fahrzeuganzahl der koordinierten Auffahrten
- A die gemessene Fahrzeuganzahl auf der Hauptfahrbahn
- U die gemessene Fahrzeuganzahl der unkoordinierten Auffahrtsrampen
- F die Summe der gemessenen Fahrzeuge an Autobahnverbindungen, falls vorhanden
- B die Kapazität der Engstelle (z.B.: 6000 Fhz/h bei dreistreifiger Richtungsfahrbahn) oder am Ende einer Zone
- X die gemessene Fahrzeuganzahl auf den Abfahrtsrampen
- S ein ungenutzter Kapazitätsanteil; mittels Messungen der Verkehrsdichte und der Geschwindigkeit ermittelt

Nach einer Umformung erhält man

$$M_t(+F_t) \leq B + X + S - A - U \quad (2.14-2)$$

⁵³ Vgl. (Abdel-Aty und Gayah 2008) Seite 4 f.

t target...Zielwert

Die Änderungen der Summe der gemessenen Zu- und Abflüsse $B + X + S - A - U$ wird durch eine Anpassung von $M(+F)$ ausgeglichen.

Wenn die Anzahl der Fahrzeuge, die auf die Hauptfahrbahn einfahren dürfen, berechnet ist, können die individuellen Zuflussraten der Auffahrten mit folgender Gleichung gefunden werden:

$$R_n = \frac{M * D_n}{D} \quad (2.14-3)$$

- R_n die berechnete Zuflussrate für Auffahrt n
- M die gemessene Fahrzeuganzahl der koordinierten Auffahrten; aus Formel (2.14-1)
- D_n die Anzahl der Fahrzeuge, die auf die Auffahrt n einfahren
- D die Gesamtanzahl der Fahrzeuge, die durch die koordinierten Auffahrten auf die Hauptfahrbahn fahren

Die Gleichung ist auch charakteristisch für den „Stratified Zone“-Algorithmus, der hier nicht näher beschrieben werden soll.

Alle Werte werden in 30-Sekunden-Intervallen aufgenommen und die letzten zehn Werte dann zu Fünf-Minuten-Verkehrsstärken umgeformt. Die Daten für U (Auffahrten ohne ZD) und X (Ausfahrten) werden nach Aufnahme für die nächsten fünf Minuten verwendet. Der Wert für B (üblicherweise 185 Fhz / FS) ist eine Konstante, die 1/12 der höchsten gemessenen Verkehrsstärke in einer Stunde entspricht. Die Anzahl der Fahrzeuge, die sich zu einem Zeitpunkt in der Zone befinden, wird berechnet, indem man zunächst die durchschnittliche Besetzung der Detektoren im Hauptstrom bestimmt. Diese Werte werden dann addiert und mit 1,1 multipliziert. Die aktuelle Anzahl der Fahrzeuge in der Zone wird dann von der Kapazität der Zone abgezogen. Die verbleibende Kapazität ist dann der noch verfügbare Raum (S) in der Zone⁵⁴

Aus der Formel (2.14-1) erhält man eine Zuweisung der Menge der Fahrzeuge, die in den Abschnitt einfahren dürfen. Die Aufteilung auf die Auffahrten n geschieht, nach Formel (2.14-3), proportional zur Menge der Fahrzeuge, die diese Auffahrt benutzen. D.h. wenn auf Rampe A beispielsweise doppelt so viele Fahrzeuge erwartet werden als auf Rampe B, dann soll Rampe A auch doppelt so viel Grünzeit zugewiesen bekommen.

⁵⁴ Vgl. (Stratified Zone Metering-The Minnesota Algorithm 2003) Seite 11 ff.

Wenn R_n bestimmt ist, findet ein Abgleich mit der Minimumrate statt. Wenn R_n kleiner als die Minimumrate ist, wird der Minimumwert für das weitere Vorgehen verwendet. Dieser Wert verhindert zu lange Wartezeiten.

Die Variablen M und F werden nach Formel (2.14-1) und weiteren Faktoren berechnet. Hierbei werden Dosierungsfaktoren verwendet.

Die minimalen Zuflussraten ergeben sich aus dem Produkt der Dosierungsfaktoren mit den Zielwerten aus Formel (2.14-2). Für Verbindungsrampen wird ein kleinerer Anpassungsspielraum gewählt, da die Verkehrsstärken dort höher angenommen werden als bei den Auffahrtsrampen und die absolute Änderung der Fahrzeuganzahl daher mit kleineren Anpassungsquoten erreicht wird.

Tabelle 2.14-1: Übersicht der Dosierungsfaktoren für den ZONE Algorithmus⁵⁵

| Dosierungsfaktoren | |
|---------------------------|-------------|
| Autobahnauffahrten | 0,5 - 1,5 |
| Autobahnverbindungsrampen | 0,75 - 1,25 |

Die Auswahl der Dosierungsfaktoren bestimmt man mit Hilfe eines Vergleiches der gemessenen Variablen $B + X + S - A - U$ mit einer Reihe von Grenzwerten. Mögliche Werte sind in Tabelle 2.14-1 angegeben.

Diese zonengeteilte Beeinflussung der Verkehrsstärke funktioniert bei unterschiedlichsten Verkehrsbedingungen, solange die Kapazität der Hauptstrecke in einer Zone nicht durch Störungen beeinflusst wird. Um auch unvorhergesehene Störungen in den Griff zu bekommen, ist eine Kontrollmethode durch Belegungsgradmessung eingeführt worden.

Ein Zwischenfall kann vor dem zugehörigen Ort zu höheren Belegungsgraden führen. Der mittels Induktionsschleifen gemessene Belegungsgrad wird alle 30 s aktualisiert. Die Belegung spiegelt dabei den Prozentsatz der Zeit wider, in dem die Schleife befahren wird. Diese Belegungsgradmesser sind im Abstand von rund 800 m angeordnet. Diese Belegung wird mit bereits oben erwähnten Grenzwerten verglichen und entsprechend werden sechs vordefinierte Durchlassraten mit zugehörigen Dosierungsfaktoren angewandt. Entsprechende Werte sind in Tabelle 2.14-2 und Tabelle 2.14-3 angegeben.

⁵⁵ Vgl. (Mn/Dot Traffic Management Center Web Archive 2000), Datum des Zugriffs: 08.08.2010

Tabelle 2.14-2: Durchlassraten für den ZONE Algorithmus⁵⁶

| Grenzwerte des Belegungsgrades [%] | Verkehrsdichte bei Lkw-Anteil von 5% (Fhz/km) | Durchlassrate |
|------------------------------------|---|---------------|
| 17 | 26 | 3 |
| 18 | 28 | 4 |
| 23 | 35 | 5 |
| 40 | 62 | 6 |

Tabelle 2.14-3: Dosierungsfaktoren für den ZONE Algorithmus⁵⁷

| Durchlassrate | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|---------------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| Dosierungsfaktor an Zufahrtsrampen | 1,5 | 1,3 | 1,1 | 0,9 | 0,7 | 0,5 |
| Dosierungsfaktor an Verbindungsrampen | 1,25 | 1,15 | 1,05 | 0,95 | 0,85 | 0,75 |

Dabei wird jede zuflussdosierte Auffahrt den Belegungsgradmessern zugeordnet, die fünf Kilometer stromabwärts liegen. Für die maßgebliche Durchlassrate wird der höchste gemessene Belegungsgrad einer Minute herangezogen.

In folgendem Bild 2.14-1 ist ein Beispiel für eine Zoneneinteilung für diesen Algorithmus dargestellt.

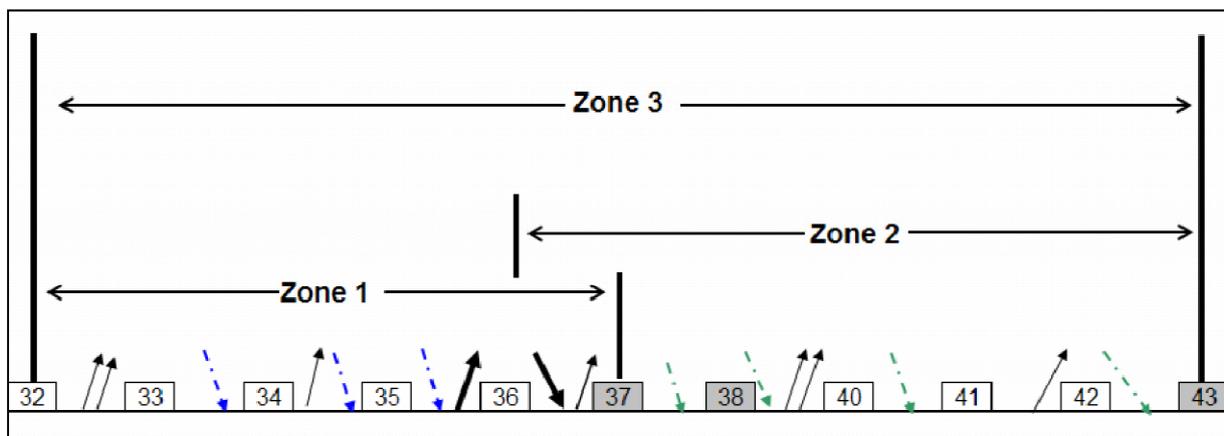


Bild 2.14-1: Beispiel für eine Zoneneinteilung beim ZONE Algorithmus⁵⁸

⁵⁶ Vgl. (Mn/Dot Traffic Management Center Web Archive 2000), Datum des Zugriffs: 08.08.2010

⁵⁷ Vgl.(Mn/Dot Traffic Management Center Web Archive 2000), Datum des Zugriffs: 08.08.2010

Im Bild 2.14-1 stellen die von der Fahrbahn wegweisenden Pfeile Abfahrten und die zur Fahrbahn zeigenden Pfeile Zufahrten dar. Die mit Zahlen versehenen Boxen stellen die Anordnung der Detektoren dar, wobei sich die grau hinterlegten in Kurven (< 915 m) befinden. Die strichpunktierten Pfeile repräsentieren zuflussdosierte Auffahrten. Die fettgedruckten Pfeile stehen für ein Autobahnkreuz.

„feed-forward“-Variante:

Den einzelnen Variablen werden stundenbezogene Verkehrsstärken zugeordnet. Diese Werte bestehen z.B. aus dem Median der größten „60-Minuten-Verkehrsstärken“ der letzten 15 Tage. Für eine angemessene Taktung werden diese Verkehrsstärken auf Fahrzeugzahlen pro Umlaufintervall der VLSA umgerechnet. S wird dabei gleich Null gesetzt, da ungenutzte Kapazitätsanteile vermieden werden sollen. Das Gleichgewicht der Rechnung wird mittels einer Anpassung des zufließenden Verkehrs A wiederhergestellt.

Nachteile

Die größten Nachteile bei dem „feed-forward“-Ansatz dieses Algorithmus sind:

- Es werden aus der Historie bekannte Richtwerte herangezogen, daher ist dieses System sehr anfällig auf unvorhergesehene Ereignisse wie Unfälle, Baustellen, etc.
- Durch die Anpassung der Ist-Werte an Soll-Werte der Vergangenheit bleibt außer Acht, dass sich die Kapazität einzelner Streckenabschnitte tageweise ändert. Dadurch werden diese Abschnitte mitunter gestaut oder schlecht ausgenützt.⁵⁹

⁵⁸ Vgl. (Abdel-Aty und Gayah 2008) Seite 11

⁵⁹ Vgl. (Papagerogiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 4

2.15 ACCEZZ (Adaptive and Coordinated Control of Entrance Ramps with Fuzzy Logic), 2001

Bogenberger K., Keller H., Ritchie S. G.

Allgemeine Beschreibung

Dieser Algorithmus basiert auf der Fuzzy-Logik (fuzzy...unscharf)⁶⁰. Die Fuzzy-Logik arbeitet, im Gegensatz zu anderen Verfahren, nicht mit „ja und nein“, sondern versteht auch „menschliche“ Begriffe wie „viel oder wenig“. Ein Fuzzy-Regler kann auch mit nichtlinearen Systemen umgehen.⁶¹

Für dieses Verfahren wurden neun Regeln entwickelt, nach denen die Logik ihre Entscheidungen trifft, ob und wie viele weitere Fahrzeuge auf den Hauptstrom zugelassen werden. Diese Regeln lassen sich nach „menschlichen“ Formulierungen angeben (z.B.: Rückstau des Verkehrs bis zum untergeordneten Straßennetz). Es wird durch koordinierte ZD an mehreren aufeinanderfolgenden Auffahrten versucht, eine Kapazitätssteigerung zu erreichen. Ein wichtiger Aspekt hierbei ist, dass die Verbesserung des Reglers durch Anpassung der Entscheidungsgrenzen mittels eines „genetischen Optimierungsalgorithmus“ geschieht. Daher ist keine detaillierte, ortsspezifische Kalibrierung notwendig.

Eine weitere Verbesserung des Systems besteht darin, einen Zwei-Phasen-Prozess einzuführen, wobei in der zweiten Phase die Verkehrsentwicklung dynamisch erfasst und mit allen wechselwirkenden Auffahrtsrampen koordiniert wird. Das Verkehrsflussmodell und ein Rückstaumanagement werden so zu einem Systemoptimum zusammengefasst.

Der letzte Aufgabenblock eines Fuzzy-Reglers liegt in der „Defuzzifizierung“ der Daten, um Einzelwerte für die Ausgabe zu erhalten (z.B.: die Umlaufzeit der VLSA).

Das Herzstück des ACCEZZ-Modells ist ein Fuzzy-Steuerungsverfahren. In Bild 2.15-1 und Bild 2.15-2 sind Grundprinzipien der Arbeitsweise des Steuerungsverfahrens dargestellt.

⁶⁰ Vgl. <http://dict.leo.org/?lp=ende&from=fx3&search=fuzzy>, Datum des Zugriffs: 04.10.2010

⁶¹ Vgl. (Vukanovic und Ernhofer 2006) Seite 1 (437)

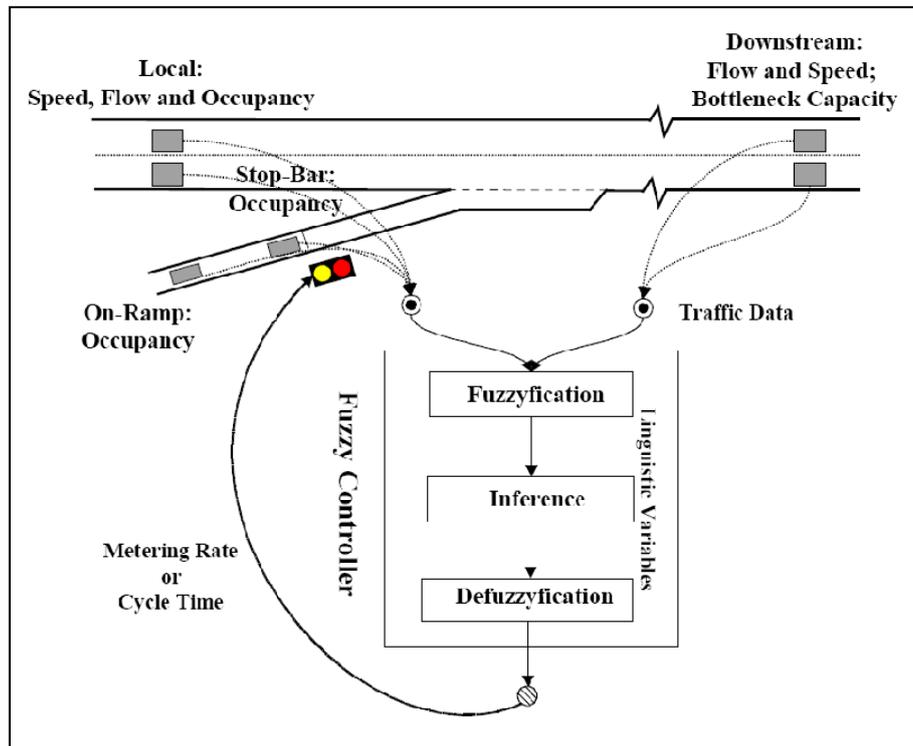


Bild 2.15-1: Zuflussdosierung mit Fuzzy-Steuerungsverfahren⁶²

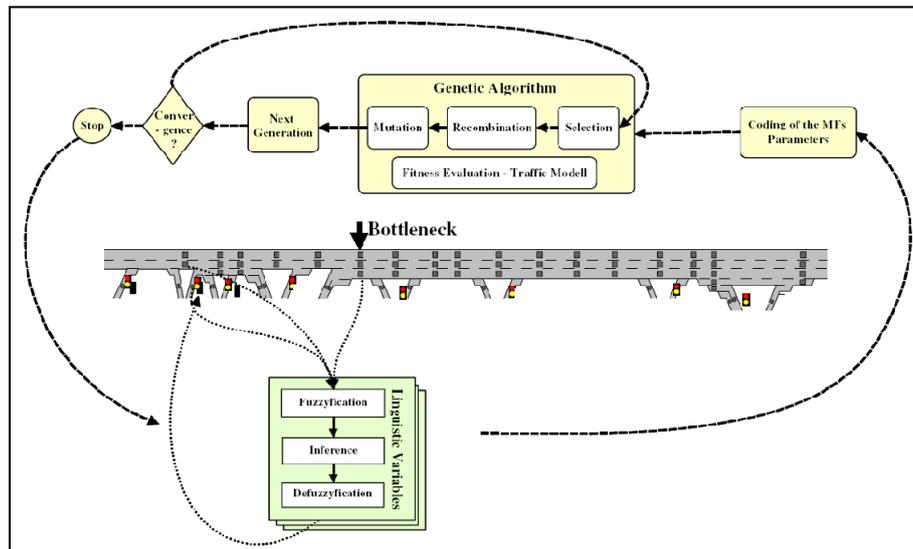


Bild 2.15-2: Genetischer Fuzzy-Steuerungsverfahren für ACCEZZ⁶³

⁶² Vgl. (Bogenberger, Keller und Ritchie, ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP 2002) Seite 15

⁶³ Vgl. (Vukanovic und Ernhofer 2006) Seite 2 (438)

Aufbau

Die lokalen Geschwindigkeiten, die lokale Verkehrsleistung und der Belegungsgrad werden kurz vor der Verflechtungsstrecke gemessen. Da dieses Konzept sowohl für den freien Fluss als auch für Stausituationen entwickelt wurde und die Verkehrsstärke im Fundamentaldiagramm für freien Fluss und Stau die gleichen Werte annehmen kann, wird hier als exakte Eingangsgröße für die Hauptfahrbahn der Belegungsgrad herangezogen. Ein weiterer Vorteil des Belegungsgrades ist, dass dieser als weniger anfällig auf Wettereinflüsse und andere Störungen erscheint als die Verkehrsstärke. Stromabwärts wird das v/c-Verhältnis (volume / capacity, Verkehrsstärke / Kapazität) gemessen.

Die Kapazität der stromabwärtsgelegenen Engstelle kann aus historischen Daten ermittelt werden. Die Belegung auf der Auffahrt (Warteschlange) wird üblicherweise von einem Detektor am Beginn des Speicherraumes der Auffahrt aufgenommen. Die Zuflussrate der Zufahrt auf die Hauptfahrbahn wird an der Haltelinie der ZD gemessen. Um auf die wechselnden Verkehrsbedingungen reagieren zu können und einer oszillierenden Belegung vorzubeugen, werden alle Eingangsdaten in Sechzig-Sekunden-Intervallen verarbeitet.

Die einzelnen Regeln, die sich aus den Input- und Output-Daten formulieren lassen, sind gewichtet. Je wichtiger eine Regel erscheint oder je zuverlässiger sie zum Ergebnis führt, desto höher ist die Gewichtung. Weiters ist zu bemerken, dass das Regel-Set nicht alle möglichen Kombinationen der Eingangsgrößen berücksichtigt, d.h. wenn das Regel-Set nicht vollständig formuliert ist, werden manche Eingangsgrößen nicht in die Entscheidungsfindung mit einbezogen bzw. es kann keine Entscheidung gefunden werden. Dieses Problem wurde gelöst, indem man das Regel-Set mit den „Regeln der lokalen Belegungsgrade“ ergänzt hat. Dies sind Regel I bis III, auch der erste Block der Regeln genannt, die das gesamte Spektrum des möglichen Belegungsgrades abdecken – dabei kann immer eine Regel angewandt werden. Der zweite Block der Regeln, Regel IV bis Regel VII, passt die Zuflussrate an die Geschwindigkeit der Hauptstrecke in Berücksichtigung entweder des lokalen Belegungsgrades oder der lokalen Verkehrsstärke an. Dabei wird das empirische Wissen über das Fundamentaldiagramm in Bezug auf Verkehrsstärke und Geschwindigkeit genutzt, um einen passenderen Stauindex zu erhalten. Regel IV bis VII weisen eine erhöhte Gewichtung auf. Der Sinn dieser Regeln besteht darin, die Zuflussrate zu beschränken, wenn es Fahrzeugen ohnehin schwer oder unmöglich ist, sich auf der Hauptfahrbahn einzuordnen. Wenn die Hauptfahrbahn gestaut ist, wird sich auch auf der Auffahrt ein Rückstau bilden. Um in einem solchen Fall ein Systemoptimum zu erreichen, ist es besser, die noch nicht eingeordneten Fahrzeuge auf der Auffahrt zu halten und nicht in die Verflechtungsstrecke zu schicken. Der dritte und wichtigste Regelblock ist jener mit den Regeln VIII und IX. Das Ziel der achten Regel besteht darin, die Eigenschaften einer stromabwärtsgelegenen Engstelle abzuschwächen. Wenn sich ein Stau an Engstellen zu bilden beginnt, ist eine beschränkte Zuflussrate einzuführen, um Verzögerungen oder gar einen Zusammenbruch des Verkehrs zu vermeiden. Die sehr hohe Gewichtung dieser Regel spiegelt die Tatsache wider, dass durch diese Regel die hauptsächliche Verbesserung der Effektivität der Hauptstrecke gegeben wird, d.h. dies ist die Hauptaufgabe der ZD. Diese Regel gewährleistet die Funktionalität und die Güte der ZD jener Auffahrten, die der Engstelle stromaufwärts liegen. Alle anderen Regeln hängen von den lokalen Verkehrsbedingungen ab. Regel IX verhindert exorbitante Rückstaulängen auf den

Auffahrten, um zu verhindern, dass sich Fahrzeuge bis zum nachrangigen Straßennetz zurückstauen und auf diese Weise weitere Störungen verursachen. Die Gewichtung dieser Regel ist dahingehend zu justieren, dass sich ein ausgewogenes Verhältnis zwischen vermindertem Stau auf der Hauptfahrbahn und durch den Rückstau benötigte Zuflussrate einstellt.⁶⁴

Eine Zusammenfassung dieser Regeln ist in Tabelle 2.15-1 dargestellt.

Tabelle 2.15-1: Regelbasis für ACCEZZ⁶⁵

| No. of Rule | Weight | Premise | Consequent |
|-------------|--------|---|------------------------------|
| I | 1.5 | IF Local Occupancy is LOW | THEN Metering Rate is HIGH |
| II | 1.5 | IF Local Occupancy is MEDIUM | THEN Metering Rate is MEDIUM |
| III | 2.0 | IF Local Occupancy is HIGH | THEN Metering Rate is LOW |
| IV | 2.0 | IF Local Speed is LOW AND Local Flow is HIGH | THEN Metering Rate is LOW |
| V | 1.0 | IF Local Speed is MEDIUM AND Local Occupancy is HIGH | THEN Metering Rate is MEDIUM |
| VI | 1.0 | IF Local Speed is MEDIUM AND Local Occupancy is LOW | THEN Metering Rate is HIGH |
| VII | 1.0 | IF Local Speed is HIGH AND Local Flow is LOW | THEN Metering Rate is HIGH |
| VIII | 3.0 | IF Downstream Speed is VERY LOW AND Downstream V/C-Ratio is VERY HIGH | THEN Metering Rate is LOW |
| IX | 3.0 | IF Check-in Occupancy is VERY HIGH OR Queue Occupancy is VERY HIGH | THEN Metering Rate is HIGH |

Koordinierte Zuflussdosierung:

Die Fuzzy-Logik-Regler können auch als koordinierte ZDen ohne weitere Lern- und Erweiterungsalgorithmen verwendet werden. Im ACCEZZ-Modell wird jeder fuzzyfizierter In- und Output dynamisch angepasst. Anders ausgedrückt: man steuert das Verhalten des Algorithmus, indem man sprachliche (linguistische) Variablen ändert. Das Feintuning wird dann wieder vom System über lernende genetische oder evolutionäre Algorithmen selbst vorgenommen. Diese Arbeitsweise wird „neuro-fuzzy“ oder „genetic fuzzy ramp metering“ genannt. Bei ACCEZZ-Systemen werden an jeder Auffahrt unabhängig arbeitende Fuzzy-Regler angebracht. Es wird ein spezieller Zweistufenprozess eingeführt, der einerseits eine Engstellenmessung und andererseits ein dynamisches Verkehrsmodell enthält.

⁶⁴ Vgl. (Bogenberger, Keller und Ritchie, ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP 2002) Seite 3 ff.

⁶⁵ Vgl. (Bogenberger, Keller und Ritchie, ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP 2002) Seite 12

Die Verhältnisse an der Engstelle werden zu jeder Zeit an jeder stromaufwärtsgelegenen Auffahrt berücksichtigt. Die zweite Stufe der Koordination besteht darin, die dynamische Verkehrsentwicklung zu erfassen und alle beteiligten Rampen zu koordinieren, sodass ein globales Systemoptimum erreicht wird. Unter Einbeziehung größerer Autobahnabschnitte vermeidet die Fuzzy-Logik oszillierende Zuflussraten und erreicht ein Gleichgewicht der Verkehrsströme schneller. Die errechneten Zuflussraten sind dann deutlich besser koordiniert.

Das Ziel des Lernprozesses der Fuzzy-Parameter besteht darin, die Gesamtreisezeit (TTS) zu minimieren. In diesem Sinn errechnen ein makroskopisches Verkehrsflussmodell (Verkehrsstärkemodell) und ein deterministisches Rückstaumodell den Zielwert (Fehler) während des Lernprozesses.

Vergleich

Bei einer Simulation mit der Software AIMSUN2 zeigte sich, dass alle getesteten Algorithmen (DC, OCC, ALINEA, ZONE, HELPER, NEURO-FUZZY ONLINE, GENETIC FUZZY ONLINE, NEURO-FUZZY OFFLINE, GENETIC FUZZY OFFLINE und GENETIC FUZZY REALITY) die Verkehrssituation, den Gesamtreibstoffverbrauch und die Emissionssituation verbesserten, indem sie große Warteschlangen und Verzögerungen auf den Auffahrten vermieden. Dabei lieferte der GENETIC FUZZY REALITY-Ansatz die besten Ergebnisse in allen Kategorien, außer bei den Rückstaulängen und Wartezeiten, wo ALINEA und ZONE besser abschnitten. Detaillierte Ergebnisse des Vergleiches sind in Tabelle 2.15-2 und Tabelle 2.15-3 angegeben.

Tabelle 2.15-2: Gesamtreisezeit im System⁶⁶

| | <i>3-On-Ramp Scenario</i> | | <i>5-On-Ramp Scenario</i> | | <i>Incident Scenario</i> | |
|------------------------------|---------------------------|----------------------|---------------------------|----------------------|--------------------------|----------------------|
| | <i>7.00 – 20.00</i> | <i>11.00 – 18.00</i> | <i>7.00 – 20.00</i> | <i>11.00 – 18.00</i> | <i>7.00 – 20.00</i> | <i>11.00 – 18.00</i> |
| No Control | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |
| HELPER | 87% | 82% | 88% | 78% | 85% | 79% |
| Demand-Capacity | 87% | 82% | 89% | 79% | 89% | 83% |
| Occupancy | 86% | 80% | 87% | 77% | 87% | 81% |
| ALINEA | 85% | 79% | 86% | 77% | 86% | 80% |
| Zone | 85% | 78% | 87% | 77% | 86% | 79% |
| Neuro-Fuzzy Online | 85% | 78% | 86% | 76% | 86% | 80% |
| Genetic Fuzzy Online | 85% | 78% | 86% | 76% | 86% | 80% |
| Neuro-Fuzzy Offline | 84% | 77% | 86% | 76% | 86% | 80% |
| Genetic Fuzzy Offline | 83% | 76% | 86% | 76% | 86% | 79% |
| Genetic Fuzzy Reality | 83% | 76% | - | - | - | - |

⁶⁶ Vgl. (Bogenberger, Keller und Ritchie, ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP 2002) Seite 13

Tabelle 2.15-3: Treibstoffverbrauch und Emissionen⁶⁷

| | <i>3-On-Ramp Scenario</i> | | | | <i>5-On-Ramp Scenario</i> | | | | <i>Incident Scenario</i> | | | |
|------------------------------|---------------------------|------|------|------|---------------------------|------|------|------|--------------------------|------|------|------|
| | 11.00 – 18.00 | | | | 11.00 – 18.00 | | | | 11.00 – 18.00 | | | |
| | Fuel | NOx | CO | HC | Fuel | NOx | CO | HC | Fuel | NOx | CO | HC |
| No Control | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% | 100% |
| HELPER | 76% | 70% | 74% | 78% | 77% | 72% | 72% | 79% | 74% | 66% | 71% | 75% |
| Demand-Capacity | 73% | 65% | 71% | 75% | 74% | 64% | 72% | 74% | 75% | 68% | 73% | 77% |
| Occupancy | 75% | 69% | 74% | 77% | 74% | 68% | 75% | 78% | 77% | 70% | 75% | 79% |
| ALINEA | 73% | 66% | 72% | 75% | 74% | 67% | 73% | 75% | 80% | 76% | 80% | 83% |
| Zone | 77% | 71% | 76% | 79% | 74% | 72% | 75% | 78% | 75% | 68% | 73% | 78% |
| Neuro-Fuzzy Online | 73% | 65% | 71% | 75% | 74% | 66% | 72% | 74% | 76% | 69% | 74% | 78% |
| Genetic Fuzzy Online | 73% | 66% | 71% | 75% | 74% | 61% | 69% | 77% | 75% | 68% | 73% | 77% |
| Neuro-Fuzzy Offline | 72% | 64% | 70% | 74% | 73% | 65% | 71% | 75% | 74% | 67% | 72% | 76% |
| Genetic Fuzzy Offline | 71% | 62% | 68% | 73% | 71% | 64% | 69% | 74% | 74% | 67% | 72% | 76% |

⁶⁷ Vgl. (Bogenberger, Keller und Ritchie, ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP 2002) Seite 14

2.16 Switching LQI, 2005

Sun X., Horowitz R.

Allgemeine Beschreibung

Dies ist ein Steuerungsverfahren, das je nach Verkehrszustand – freier Fluss oder Stau – ein eigenes Regelungsprogramm verwendet. Da es bekannt ist, dass sich das Verkehrsverhalten in Stausituationen gegenüber dem freien Fluss ändert, ist es naheliegend, auch mit verschiedenen Regelungen darauf zu reagieren. Diesem System ist es möglich ALINEA zu übertreffen.⁶⁸

Aufbau

Das Wechselmodus-Modell:

Dieses Modell entstand aus einem linearisierten „Cell Transmission Model“. Abhängig von der Verkehrssituation in einem Autobahnabschnitt befindet sich der Verkehr in einem bestimmten Modus, im freien Fluss oder im Stau. Jeder Modus impliziert eine bestimmte Verkehrsdichte in den vier Bereichen, die in Bild 2.16-1 dargestellt sind.

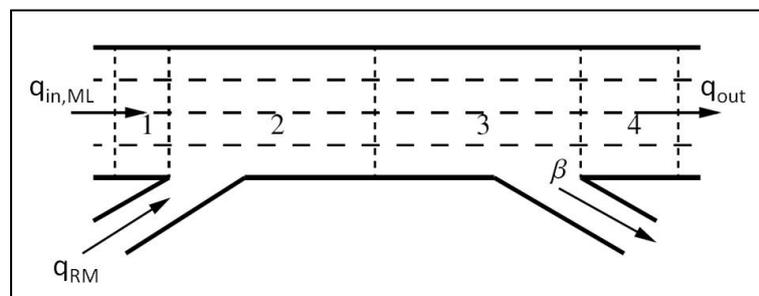


Bild 2.16-1: 4-zelliger Autobahnabschnitt mit Auf- und Abfahrt⁶⁹

Exkurs – Cell Transmission Model (CTM):

Beim CTM werden die Strecken von aufeinanderfolgenden Zellen gebildet. Es werden hierfür gerichtete Graphen mit Knoten und Kanten verwendet. Die Zellen stellen dabei die Knoten dar, die durch die Kanten verbunden werden. Jeder Kante wird eine Anfangs- und Endzelle

⁶⁸ Vgl. (Sun und Horowitz 2006) Seite 3 ff.

⁶⁹ Vgl. (Sun und Horowitz 2006) Seite 3

zugeteilt. Die Topologie des Netzes wird mit nur drei unterschiedlichen Zellfolgen aufgebaut:⁷⁰

- die einfache Folge: Anfangszelle wird mit der Endzelle verbunden;
- die Zusammenführung: zwei Zellen werden mit zwei Kanten zu einer Zelle verbunden (Auffahrt);
- die Auseinanderführung: eine Zelle wird mit zwei Kanten zu zwei Zellen verbunden (Abfahrt).

Durch Kombination dieser drei Zellfolgen lassen sich beliebige Netze aufbauen. Ein Beispiel ist in Bild 2.16-2 zu sehen.

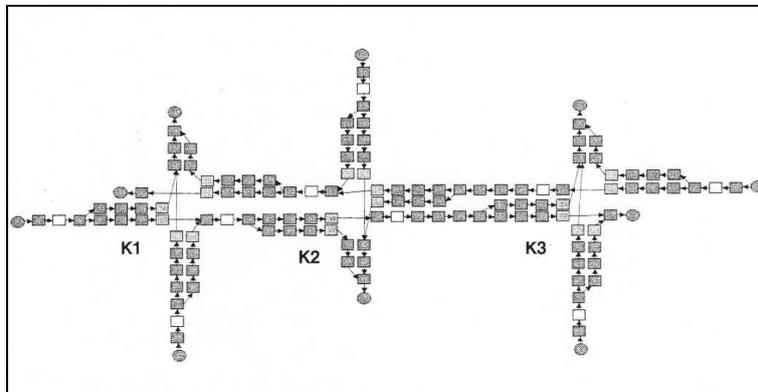


Bild 2.16-2: Beispiel eines Netzmodells mit CTM⁷¹

Diese unterschiedlichen Dichten spiegeln sich bei diesem Modell in verschiedenen Differenzgleichungen wider.

⁷⁰ Vgl. (Friedrich und Almasri 2005) Seite 170

⁷¹ Vgl. (Friedrich und Almasri 2005) Seite 172

Für den freien Fluss:

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix} (t+1) &= \begin{bmatrix} 1 - \frac{v_{f1}T_s}{l_1} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{v_{f1}T_s}{l_2} & 1 - \frac{v_{f2}T_s}{l_2} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{v_{f2}T_s}{l_3} & 1 - \frac{v_{f3}T_s}{l_3} & 0 \\ 0 & 0 & (1-\beta)\frac{v_{f3}T_s}{l_4} & 1 - \frac{v_{f4}T_s}{l_4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix} (t) \\
 &+ \begin{bmatrix} 0 \\ T_s \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{1}{l_2} q_{RM}(t) + \begin{bmatrix} T_s & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_{in,ML} \\ q_{out} \end{bmatrix} (t) \\
 &= A(1)d(t) + B_r(1)q_{RM}(t) + B_m(1)q_m(t)
 \end{aligned} \tag{2.16-1}$$

- d_i Verkehrsichte in Zelle i [z.B.: Fhz/km]
- v_{fi} freie Geschwindigkeit in der Zelle i
- T_s die Dauer des Simulationszeitschrittes (z.B.: 2 s)
- l_i Länge der Zelle i
- β Aufteilungsfaktor für die Abfahrtsentscheidung an Abfahrtsrampen
- q_{RM} Verkehrsstärke auf der Auffahrt
- $q_{in,ML}$ die Verkehrsstärke, die in den Autobahnabschnitt auf der Hauptfahrbahn einfährt
- q_{out} die Verkehrsstärke, die den Autobahnabschnitt verlässt

Für Stausituationen:

$$\begin{aligned}
 \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix} (t+1) &= \begin{bmatrix} 1 - \frac{v_{p1}T_s}{l_1} & \frac{w_{c2}T_s}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & 1 - \frac{v_{p2}T_s}{l_2} & \frac{w_{c3}T_s}{l_2} & 0 \\ 0 & 0 & 1 - \frac{v_{p3}T_s}{l_3} & \frac{1}{1-\beta} \frac{v_{p4}T_s}{l_3} \\ 0 & 0 & 0 & 1 - \frac{v_{p4}T_s}{l_4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \end{bmatrix} (t) \\
 &+ \begin{bmatrix} \frac{T_s}{l_1} \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} q_{RM}(t) + \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & 0 \\ 0 & -\frac{T_s}{l_4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q_{in,ML} \\ q_{out} \end{bmatrix} (t) \\
 &+ \begin{bmatrix} \frac{v_{p1}T_s}{l_1} & -\frac{v_{p2}T_s}{l_1} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{v_{p2}T_s}{l_2} & -\frac{v_{p3}T_s}{l_2} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{v_{p3}T_s}{l_3} & -\frac{1}{1-\beta} \frac{v_{p4}T_s}{l_3} \\ 0 & 0 & 0 & \frac{v_{p4}T_s}{l_4} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d_{j1} \\ d_{j2} \\ d_{j3} \\ d_{j4} \end{bmatrix} \\
 &= A(2)d(t) + B_r(2)q_{RM}(t) + B_m(2)q_m(t) + B_J(2)d_j
 \end{aligned} \tag{2.16-2}$$

- d_{ji} Staudichte (maximal zulässige Verkehrsdichte) in Zelle i
- v_{pi} Progressionsgeschwindigkeit in der Zelle i

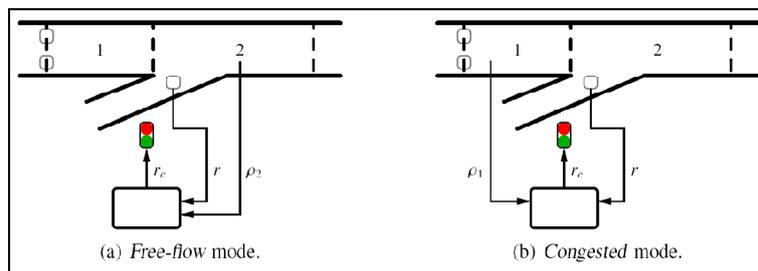


Bild 2.16-3: Unterschiedlicher Aufbau bei unterschiedlichem Verkehrszustand⁷²

⁷² Vgl. (Sun und Horowitz 2006) Seite 4

Die Verkehrsdynamik ist in den beiden Fällen sehr unterschiedlich. Dies wird mit den unterschiedlichen Formen der „A“-Matrizen berücksichtigt. Im freien Fluss ist die „A“-Matrix in der Hauptdiagonale und darunter besetzt (untere Bi-Diagonalmatrix). Dadurch werden die Verkehrsdichten stromabwärts von jenen stromaufwärts beeinflusst, d.h. die Information wandert stromabwärts. Im Stau-Modus ist die „A“-Matrix in der Hauptdiagonale und darüber besetzt (obere Bi-Diagonalmatrix), die Verkehrsdichten stromaufwärts werden von jenen stromabwärts beeinflusst, d.h. die Information wandert stromaufwärts.

Wenn als Verkehrszustand der freie Fluss vorherrscht, kann die Zuflussdosierung den Belegungsgrad stromabwärts der Auffahrt beeinflussen. Bei Stausituationen kann die Zuflussdosierung auf den Belegungsgrad stromaufwärts einwirken. Aus diesem Grund sind individuelle Rückmeldemodelle, wie in Bild 2.16-3 dargestellt, notwendig.

Der Verkehrszustand und die einzelnen Verkehrsdichten in den Zellen werden nicht beobachtet und gemessen, sondern ein Schätzverfahren auf Basis eines „mixture Kalman Filters“ (MKF) wird eingesetzt, um in Echtzeit diese Werte abzuschätzen. Die Daten für diese Abschätzungen werden auf der Hauptfahrbahn und auf den Auffahrten von den Sensoren gemessen.

Der „Multirate LQI“ Ansatz:(linear quadratic control with integral action):

Um Störungen zu kompensieren und den Unterschied zwischen den Simulationszeitschritten und den Zuflussdosierungszeitschritten auszugleichen, ist dieser Ansatz gewählt worden. Dadurch wird ein Zuflussdosierungsregler für beide Verkehrszustände brauchbar.

In beiden Modi wird die Differenzgleichung, die die Entwicklung der Verkehrsdichten in den einzelnen Zellen reguliert, wie folgt angeschrieben:

$$d(t + 1) = Ad(t) + B_r q_{RM}(t) + B_m q_m(t) B_j d_j \quad (2.16-3)$$

Die Zuflussrate wird folgendermaßen angegeben:

$$q_{RM}(t) = q_{RM}(t - 1) - K(t) \begin{bmatrix} \tilde{d} \\ \eta \end{bmatrix} (t) \quad (2.16-4)$$

Der Regelungsparameter errechnet sich aus:

$$K(t) = (R(t) + B^T(t)P(t + 1)B(t))^{-1} B^T(t)P(t + 1)A(t) \quad (2.16-5)$$

Zu beachten ist, dass $K(t)$ periodisch berechnet wird und nur im Falle einer Aktualisierung der Zuflussrate einen Wert aufweist.

\tilde{d} der dynamische Fehler (Differenz der Verkehrsdichte von zwei aufeinanderfolgenden Simulationszeitschritten)
 η $\eta(t + 1) = \tilde{\rho}(t + 1) - \tilde{\rho}(t)$

Da diese Zuflussrate nur in bestimmten Zeitabständen aktualisiert wird (z.B.: 30 s), die Simulationszeitschritte jedoch kürzer sind (z.B.: 2 s), ist ein „multirate“-Ansatz für die LQI-Methode zu wählen.

In dem Fall der oben beschriebenen Beispielzeiten wird die Zuflussrate alle 15 Simulationszeitschritte aktualisiert, d.h. $p = 15$.

Folgende Randbedingung ist zu beachten:

$$q_{RM}(t) = \min\{q_{RM_{max}}, \max\{q_{RM_{min}}, q_{RM}(t)\}\} \quad (2.16-6)$$

Weiters ist es wichtig, eine Rückstauüberwachung vorzusehen.

Für die verkehrsabhängige LQI-Zuflussdosierungssteuerung und die Rückstauüberwachung ist eine Kontrollstrategie notwendig, d.h. es müssen die kritischen Belegungsgrade und die geforderten Rückstaulängen oder auch andere Richtwerte definiert werden.

Vergleich

Die Testergebnisse aus der VISSIM-Simulation haben gezeigt, dass die Leistung des Wechselmodus-Modells jene von ALINEA übertroffen hat, wenn beide Zuflussdosierungen mit dem gleichen Rückstaumanagement ausgestattet sind. Die Gesamtverzögerung bezüglich Fahrzeuge und bezüglich Personen wurde um 16% reduziert, wobei es gelang, die Gesamtreisezeit um 5,6% zu verbessern. Detailliertere Informationen sind der Tabelle 2.16-1 zu entnehmen.

Tabelle 2.16-1: Leistungsvergleich ALINEA - Switching LQI⁷³

| Mainline | Queue | TTD _V (10 ³ mile) | TTT _V (10 ³ hour) | TCD _V (10 ³ hour) | TTD _P (10 ⁶ mile) | TTT _P (10 ³ hour) | TCD _P (10 ³ hour) |
|---------------|-------|--|--|--|--|--|--|
| None | None | 973 | 24.0 | 8.52 | 1.32 | 31.7 | 10.8 |
| Switching LQI | Q/R | 972 | 22.6 | 7.19 | 1.32 | 29.9 | 9.0 |
| Improvement | | – | 5.6% | 16% | – | 5.5% | 16% |
| U/S ALINEA | Q/R | 974 | 23.5 | 8.01 | 1.32 | 31.0 | 10.1 |
| Improvement | | – | 2.1% | 5.9% | – | 2.1% | 6.3% |
| D/S ALINEA | Q/R | 973 | 23.3 | 7.82 | 1.32 | 30.7 | 9.8 |
| Improvement | | – | 2.9% | 8.2% | – | 2.9% | 8.6% |
| Switching LQI | None | 974 | 22.3 | 6.81 | 1.32 | 29.3 | 8.3 |
| Improvement | | – | 7.1% | 20% | – | 7.7% | 23% |
| U/S ALINEA | None | 973 | 22.3 | 6.87 | 1.32 | 29.3 | 8.39 |
| Improvement | | – | 6.9% | 19% | – | 7.5% | 22% |
| D/S ALINEA | None | 974 | 22.5 | 7.04 | 1.32 | 29.5 | 8.59 |
| Improvement | | – | 6.2% | 17% | – | 6.9% | 20% |

| | | |
|------------------|---|--|
| TTD _V | Total Vehicle Distance | Gesamtreiseweg, fahrzeugbezogen |
| TTT _V | Total Vehicle Travel Time | Gesamtreisezeit, fahrzeugbezogen |
| TCD _V | Total Vehicle Congestion Delay fahrzeugbezogen | Gesamtverzögerung, fahrzeugbezogen |
| TTD _P | Total Passenger Distance | Gesamtreiseweg, personenbezogen |
| TTT _P | Total Passenger Travel Time | Gesamtreisezeit, personenbezogen |
| TCD _P | Total Passenger Congestion Delay personenbezogen | Gesamtverzögerung, personenbezogen |
| Q/R | Queue Estimation and Regulation Zuflussregelung | Rückstauabschätzung und Zuflussregelung |
| U/S | upstream | stromaufwärts |
| D/S | downstream | stromabwärts |

⁷³ Vgl. (Sun und Horowitz 2006) Seite 12

2.17 HERO (HEuristic Ramp metering coOrdination), 2008

Papageorgiou M., Papamichail I.

Allgemeine Beschreibung

Wenn eine lokale ZD vom Rückstaumanagement verdrängt wird, kann ein Stau auf der Hauptfahrbahn entstehen, welcher sich stromaufwärts bewegt und an der nächstgelegenen Auffahrt die ZD anspringen lässt, obwohl dies sonst nicht notwendig wäre. Dies wurde im Zuge von Feldversuchen beobachtet. Diese Tatsache löste eine Diskussion aus, welche letztlich den Anstoß zur Entwicklung eines neuartigen Koordinationsschemas – HERO – auslöste.

HERO kontrolliert Maßnahmen für die ZDen mehrerer Auffahrten für Autobahnnetzwerke, um in koordinierter Weise den Zustand des Verkehrsflusses zu verbessern und zu optimieren. Diese Strategie ist vergleichsweise einfach, d.h. sie basiert auf leicht durchführbaren Echtzeitmessungen und auch der Formelapparat ist leicht verständlich. Es werden keine parallelen Verkehrsmodellberechnungen oder Störungsvorhersagen benötigt.

HERO verwendet eine erweiterte Form von ALINEA für die Regulierung auf lokaler Ebene. Dabei wird das Problem der unvorhersehbaren Verkehrsentwicklung durch Störungen und die daraus resultierenden Schwankungen der Kapazität der Teilstrecken dadurch gelöst, dass der Belegungsgrad auf einem kritischen Level gehalten und so der Fahrzeugabfluss maximiert wird. Durch die Koordination mehrerer Auffahrten übertrifft HERO gängige lokale ZDen.⁷⁴

Aufbau

Ein ALINEA-Block ist jeder Auffahrt zugeordnet. Diese übernehmen die lokale Betrachtung jeder Auffahrt für sich. Diese ALINEA-Blöcke werden vom HERO-Schema koordiniert. Entweder wird alles zentral gesteuert, wofür doppelte Kabelführung (Messungen, Befehle) benötigt wird oder es wird nur der HERO-Algorithmus zentral positioniert und die ALINEA-Rechner lokal an den Rampen angeordnet.

Wie im Bild 2.17-1 dargestellt, werden an jeder Auffahrt drei Messstellen von ALINEA benötigt: eine am Beginn, eine mittig und eine jeweils am Ende der Auffahrten. Eine weitere Messstelle, die an der Hauptfahrbahn nach der Auffahrt angeordnet ist, wird ebenso erfordert. Im Falle einer stromabwärts gelegenen Engstelle ist eine weitere Zählstelle im Verflechtungsbereich erforderlich.

⁷⁴ Vgl. (Papagerogiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite Seite 4 ff.

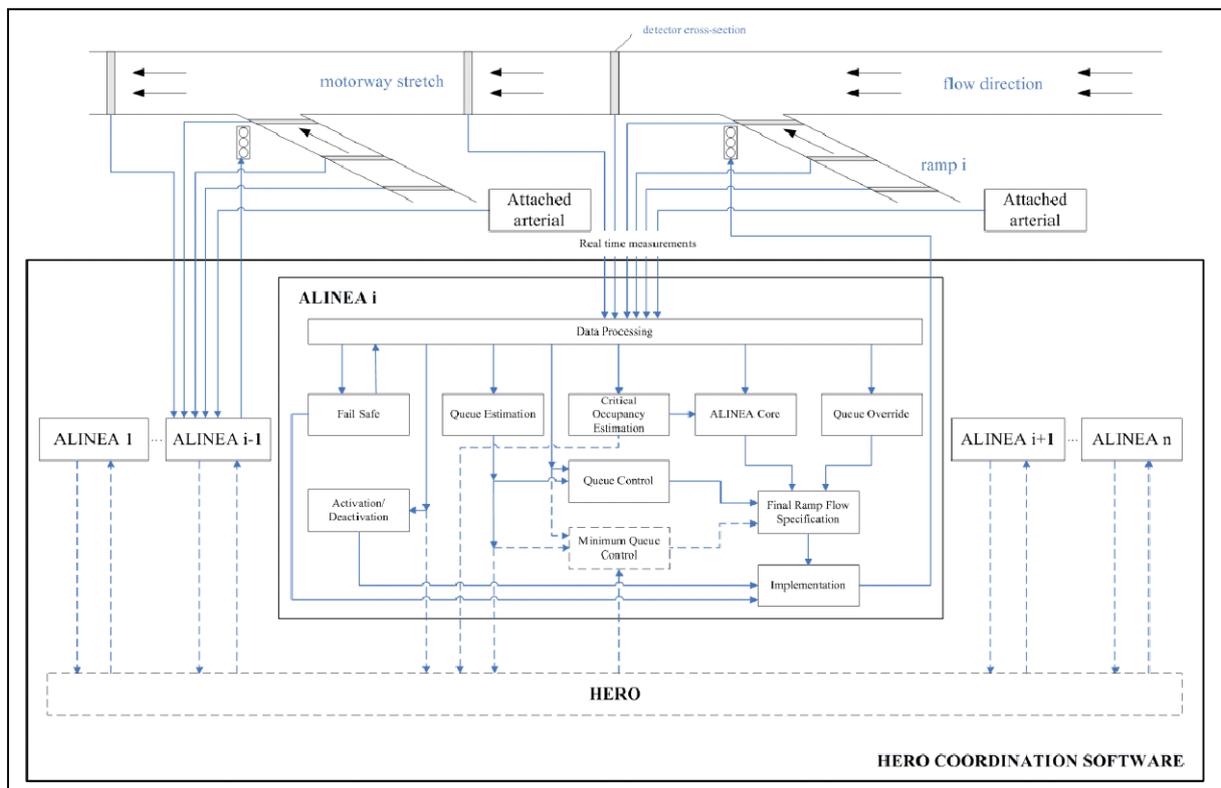


Bild 2.17-1: Struktureller Aufbau der HERO Software⁷⁵

Im Folgenden wird die Konfiguration von HERO für einen Autobahnabschnitt mit zwei Auffahrten dargestellt und erläutert.⁷⁶

HERO entscheidet aufgrund der direkt gemessenen Rückstaulängen und Verkehrsdichten. Es sind dabei keine weiteren „Vorhersagemodelle“, wie sie von anderen ZD-Steuerungen bekannt sind, notwendig. Wenn die relative Rückstaulänge (Verhältnis von tatsächlicher Rückstaulänge zu maximaler Rückstaulänge) der stromabwärtsgelegenen „Master“-Auffahrt eine Aktivierungsschwelle überschreitet, während auf der Hauptfahrbahn die Verkehrsdichte nahe oder über der kritischen Dichte liegt, wird die koordinierte ZD aktiviert. Dabei wird auf der „Master“-Auffahrt die lokale ZD nicht durch ein Rückstaumanagement deaktiviert, sondern die stromaufwärtsgelegene „Slave“-Auffahrt hilft beim Abbau des Rückstaus der „Master“-Auffahrt. Dies geschieht dadurch, dass die koordinierte Zuflusssteuerung die Rückstaulängen angleicht, indem für die „Slave“-Auffahrt eine minimale Rückstaulänge $w_{min,0}$ definiert wird. Diese ist abhängig von jener stromabwärts. Während sich auf der „Slave“-Auffahrt die Fahrzeuge mehren, sinkt die Verkehrsdichte zwischen den Auffahrten und am Detektor für die lokale ZD an der „Master“-Auffahrt. Dadurch werden dort mehr Fahrzeuge auf die Hauptfahrbahn zugelassen und der Rückstau auf diesem Weg abgebaut. Gleichzeitig wird auch der Rückstau an der „Slave“-Auffahrt mit abgebaut, da diese, wie

⁷⁵ Vgl. (Papagerogiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 5

⁷⁶ Vgl. (Papamichail und Papageorgiou 2008) Seite 112 f.

oben beschrieben, an jene der „Master“-Auffahrt angeglichen wird. Gelingt es, beide Rückstaulängen so zu kürzen, dass eine vordefinierte Deaktivierungsschwelle unterschritten wird, schaltet die koordinierte ZD ab.

Erläuterung des Flussdiagrammes in Bild 2.17-2:

Der Umlauf des Flussdiagrammes verläuft in jedem Kontrollzeitschritt (z.B.: 30 s), da auch die Werte der Rückstaulänge und der Dichte auf der Hauptfahrbahn, die für die Entscheidungen notwendig sind, ebenfalls in diesen Abständen der Steuerung bereitgestellt werden. Dieser Kontrollzeitschritt soll ein Vielfaches eines Simulationszeitschrittes sein (bei makroskopischen Modellen z.B.: 10 s).

Zuerst wird abgefragt, ob die koordinierte ZD nicht in Betrieb ist ($O2_TYPE \equiv NOT_USED$), ob die relative Rückstaulänge auf der Auffahrt die Aktivierungsschwelle überschritten hat (z.B.: $\frac{w_{O2}(k_c)}{w_{max,O2}(k_c)} > act_{threshold} = \text{z.B.:} 30\%$) und ob gleichzeitig die Verkehrsdichte auf der Hauptfahrbahn im Verflechtungsbereich oder an der Engstelle 90% der kritischen Dichte erreicht oder gar überschritten hat ($\rho_{O2}(k_c) > 0,9\tilde{\rho}_{O2}$).

Wenn alle drei Fragen mit ja beantwortet werden können, wird die koordinierte ZD aktiviert ($O2_TYPE \equiv MASTER$, $O1_TYPE \equiv SLAVE$). Ansonsten wird zur Abfrage 2 gesprungen.

Als zweiter Schritt wird abgefragt, ob die koordinierte ZD bereits ausgeführt wird ($O2_TYPE \equiv MASTER$) und ob die relative Rückstaulänge die Deaktivierungsschwelle unterschritten hat ($\frac{w_{O2}(k_c)}{w_{max,O2}(k_c)} < deact_{threshold} = \text{z.B.:} 15\%$), oder ob bei aktivierter, koordinierter ZD die Verkehrsdichte auf der Hauptfahrbahn unter 80% der kritischen Dichte liegt ($\rho_{O2}(k_c) < 0,8\tilde{\rho}_{O2}$).

Kann eine dieser beiden Fragen mit ja beantwortet werden, deaktiviert die Steuerung die koordinierte ZD ($O1_TYPE \equiv NOT_USED$, $O2_TYPE \equiv NOT_USED$).

In einer dritten Abfrage wird lediglich eruiert, ob die koordinierte ZD aktiviert ist ($O2_TYPE \equiv MASTER$).

Bei Bestätigung wird die minimale Rückstaulänge für die stromaufwärtsgelegene Auffahrt ermittelt ($w_{min,O1} = \frac{w_{O1}(k_c) + w_{O2}(k_c)}{w_{max,O1} + w_{max,O2}} w_{max,O1}$) und anschließend den für die nächste Periode essentiellen Kontrollformeln zugewiesen (lokale ZD, Rückstaumanagement).

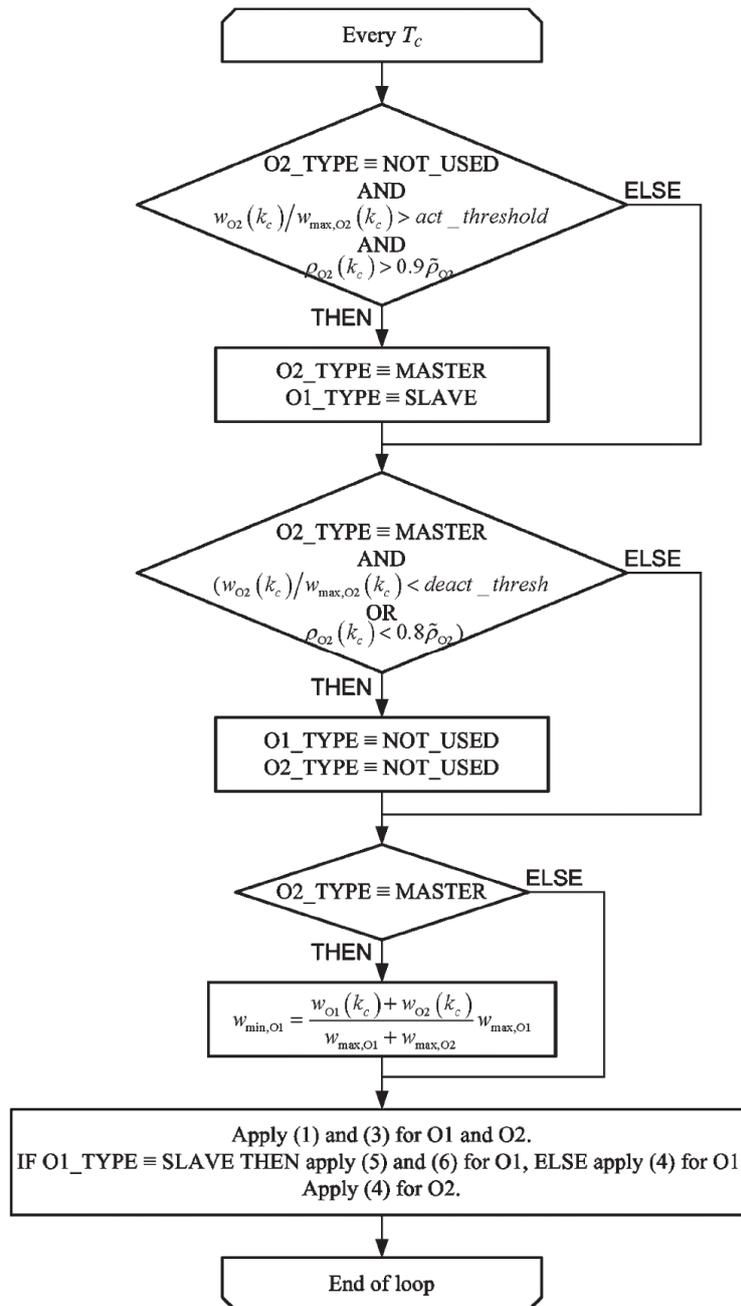


Bild 2.17-2: Flussdiagramm HERO mit zwei Auffahrten⁷⁷

⁷⁷ Vgl. (Papamichail und Papageorgiou 2008) Seite 118

Für dieses Schema benötigte Formelwerk:

(1) ALINEA: bei lokaler ZD für Verflechtungsbereiche

$$q_o^{RM}(k) = q_o^{RM}(k-1) + K_I(d_o^c - d_o(k)) \quad (2.17-1)$$

| | |
|-----------------|--|
| $q_o^{RM}(k)$ | die errechnete Verkehrsstärke des Zuflusses auf die Hauptfahrbahn einer bestimmten Auffahrt o im aktuellen Zeitschritt |
| k | ein Kontrollzeitschritt [s] |
| $q_o^{RM}(k-1)$ | die Verkehrsstärke des Zuflusses auf die Hauptfahrbahn des letzten Zeitschrittes |
| K_I | ein Regelungsparameter (z.B.: $K= 65 - 70$ Fhz/h, auch $K = 200$ Fhz/h) |
| d_o^c | die kritische Verkehrsdichte (Wunschverkehrsdichte) im Verflechtungsbereich einer bestimmten Auffahrt o |
| d_o | die gemessene Verkehrsdichte im Verflechtungsbereich einer bestimmten Auffahrt o |

(2) PI-ALINEA: bei lokaler ZD für weit entfernte Engstellen

$$q_o^{RM}(k) = q_o^{RM}(k-1) - K_P[d_o(k) - d_o(k-1)] + K_I[d_o^c - d_o(k)] \quad (2.17-2)$$

| | |
|---------|---|
| K_P | Regelungsparameter für den zusätzlichen Verhältnistern; $K_p > 0$ |
| d_o^c | die kritische Verkehrsdichte, Wunschverkehrsdichte an der Engstelle einer bestimmten Auffahrt o |
| d_o | die gemessene Verkehrsdichte an der Engstelle einer bestimmten Auffahrt o |

(3) Rückstaumanagement: bei Überstauung der Auffahrten

$$q_o^w(k) = -\frac{1}{T} [w_{max,o} - w_o(k)] + q_o^{in}(k-1) \quad (2.17-3)$$

| | |
|-----------------|--|
| $q_o^w(k)$ | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke einer bestimmten Auffahrt o des aktuellen Zeitschrittes |
| T | die Dauer eines Kontrollzeitschrittes [s] (z.B.: 30 s, 60 s) |
| $w_{max,o}$ | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o |
| $w_o(k)$ | die Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o im aktuellen Zeitschritt |
| $q_o^{in}(k-1)$ | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die im letzten Kontrollzeitschritt bei koordinierter ZD auf eine Auffahrt o eingefahren sind |

(4) der entscheidende Zufluss

$$q_o(k) = \max\{q_o^{RM}(k), q_o^w(k)\} \quad (2.17-4)$$

(5) Steuerungsgesetz für die minimale Rückstaulänge

$$q_o^{LC}(k) = -K_w[w_{min,o} - w_o(k)] + q_o^{in}(k-1) \quad (2.17-5)$$

| | |
|-----------------|--|
| $q_o^{LC}(k)$ | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke einer bestimmten Auffahrt o des aktuellen Zeitschrittes |
| K_w | ein Regelungsparameter für den Aufbau einer minimalen Rückstaulänge: 1 / T für die schnellstmögliche Anpassung oder ein niedrigerer Wert für eine geglättete Anpassung (z.B.: 0,1 / T) |
| $w_{min,o}$ | die minimal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o |
| $q_o^{in}(k-1)$ | die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die im letzten Kontrollzeitschritt auf eine Auffahrt o eingefahren sind |

(6) Ersatz der Formel (2.17-4) für den entscheidenden Zufluss

$$q_o(k) = \max\{\min\{q_o^{RM}(k), q_o^{LC}(k)\}, q_o^w(k)\} \quad (2.17-6)$$

Vorteile

HERO koordiniert die einzelnen von ALINEA gesteuerten Auffahrten durch eine angepasste Logik, die auf minimale Rückstaulängen abzielt. Diese sollen durch zeitweiliges Verdrängen des ALINEA-Algorithmus geschaffen und erhalten werden. Zur Überlagerung von ALINEA wird eine Rückstauüberwachung verwendet, die dem „Queue Control“ ähnlich ist.

Die von HERO verfolgten Hauptziele und Vorteile können wie folgt beschrieben werden:

HERO macht Engstellen der Hauptstrecke ausfindig. Dabei ist zu beachten, dass diese Engstellen nicht im Vorhinein definiert werden sollen, da sie eventuell tageweise, je nach Verkehrs- und Umweltbedingungen, an unterschiedlichen Stellen auftreten.

Da HERO bei Entstehung eines langen Rückstaus auf einer Auffahrt dieselbe bevorzugt, kann davon gesprochen werden, dass auf anderen Auffahrten zusätzlicher Speicherplatz aktiviert wird. Dadurch wird für einzelne, problematisch kurze Auffahrten eine Steigerung der Speicherkapazität erzielt. Dafür definiert HERO eine Gruppe von Auffahrten, wobei die überstaute Rampe die Rolle der „master-ramp“ übernimmt und die angrenzenden als Rampen „slave-ramps“ bei dem Abbau des Rückstaus mithelfen. Diese Gruppe wird aufgelöst, wenn die Belegung an der Engstelle gering genug ist oder der Rückstau an der überstauten Auffahrt aufgelöst ist. Während „slave-ramps“ den Rückstau der „master-ramp“ mit abbauen, bleibt auf der überstauten Auffahrt ALINEA aktiviert, um die Kapazität der Engstelle voll auszunutzen. Für die Bestimmung der Zuflussraten von den Auffahrten auf die Hauptfahrbahn im nächsten Zeitschritt ist das „Final Ramp Flow Specification“-Modul verantwortlich. Das „Implementation“-Modul errechnet dazu die Umlaufzeit der VLSA, je nach Steuerungsart (z.B.: ein Fahrzeug pro Umlauf).

Die Koordinationssoftware HERO wurde auch im Hinblick auf Bewältigung von Mehrfachengstellen, vorgegebenen Wartezeiten an Auffahrten und gerechter Abwägung von Wartezeiten an zweistreifigen Auffahrten bei separater Signalisierung der Fahrstreifen adaptiert.

Vergleich

Nach den Feldstudien in Monash, Australien lässt sich zusammenfassend festhalten, dass HERO eine wesentliche Verbesserung in puncto Stauzeiten, Leistungsfähigkeit und Geschwindigkeit im Vergleich zu anderen ZDen aufweist.

Die von Bogenberger und May entwickelten heuristischen Koordinationsalgorithmen „Zone“, „Stratified Zone“, „Bottleneck“ und „Helper“ weisen allesamt Nachteile auf, welche bei HERO nicht gegeben sind.⁷⁸

⁷⁸ Vgl. (Papagerogiou, Papamichail und Vong, et al. 2010) Seite 3 f.

Realisierungen

Dieses System wurde an sechs aufeinanderfolgenden Auffahrten auf dem Monash Freeway in Melbourne, Australien installiert. Die Ergebnisse zeigten einen signifikanten Anstieg der Verkehrsstärke und reduzierte Reisezeiten im Vergleich zu der vorher angewandten ZD. Um die Leistung auf der gesamten Strecke des Monash CityLink-West Gate zu maximieren, wurde HERO um 2009 an 63 Auffahrten implementiert.

In einer vereinfachten Form ist HERO auch im Süden von Paris an einer 20 km langen Strecke der A6 seit 2006 installiert.

Weitere Anwendungen befinden sich an der A10 Ringautobahn um Amsterdam, mit ca. 40 zuflussdosierten Auffahrten und am Monash Freeway in Melbourne, Australien.

2.18 Rückstaumanagement

In der Regel wird für eine ZD ein Rückstaumanagement benötigt, da die Zufahrt der Fahrzeuge von den Auffahrten auf die Hauptfahrbahn beschränkt wird, ungeachtet des potentiellen Rückstaus auf den Auffahrten. Bei Vollbelegung dieser Rampen verhindert ein adäquates Rückstaumanagement den drohenden Stau auf das nachrangige, nahegelegene Straßennetz. Bei den meisten ZDen wird der Überstauung der Rampe entgegengewirkt, indem ein Rückstauregler die ZD außer Kraft setzt.

Nachfolgend sind verschiedene anwendbare Lösungen beschrieben.

2.18.1 Queue Override

Allgemeine Beschreibung

Das bekannteste Rückstaumanagement ist „Queue Override“. Dabei wird ein Detektor nahe des Beginns der Auffahrtsrampe platziert. Wenn der Belegungsgrad die 50%-Marke übersteigt, d.h. wenn die Warteschlange den Detektor erreicht hat, werden mehr Fahrzeuge durchgeschleust (z.B.: $120 \text{ Fhz}/(h \cdot \text{FS})$), um einen Rückstau bis auf das nachrangige Netz zu vermeiden. Diese grobe Logik führt zu einem oszillierenden Zustand zwischen ausgedehnter Warteschlange und schlecht ausgenützter Rampe.⁷⁹

Aufbau

„Queue Override“ basiert auf Messungen des Belegungsgrades (gemittelt über die ganze Auffahrt) am Beginn der Auffahrt. Wenn diese Belegung $o_m(k-1)$ die Schwelle o_{th} (z.B. 50%) überschreitet, wird die Zuflussrate $q_{QO}(k)$ auf einen hohen, vordefinierten Wert q_{over} gesetzt, um die Warteschlange abzubauen. Nach Abbau des Staus wird $q_{QO}(k)$ wieder auf null gesetzt.

Vorteile

Dieses Rückstaumanagement kann mit jeder Art der ZD kombiniert werden.

⁷⁹ Vgl. (Spiliopoulou, et al. 2010) Seite 3 ff.

Nachteile

Aufgrund dieser groben Logik entsteht auf der Auffahrt ein oszillierendes Bild. Die Rampe füllt sich immer wieder mit Fahrzeugen und wird zwischendurch in einem sogenannten „flush modus“ geräumt. Dies führt zu einer sich wiederholenden Überbeanspruchung der Hauptfahrbahn.

Realisierungen

Dieses Rückstaumanagement wurde unter anderem am Monash Freeway in Australien, im Zuge einer koordinierten ZD mittels HERO in Kombination mit „Queue Control“, verwirklicht.

2.18.2 Queue Control

Allgemeine Beschreibung

Um das Problem des Überstauens an den Auffahrtsrampen in den Griff zu bekommen, wurde von Papageorgiou und Smaragdis eine Regelung entwickelt, die die Länge des Rückstaus auf einer vorgegebenen Solllänge hält.

Dies ist die Methode „Queue Control“. Hierfür müssen realistische Daten für die Fahrzeuganzahl auf der Rampe in Echtzeit verfügbar sein. Wenn diese abzuschätzen sind, wird ein Kalmanfilter implementiert.

Aufbau

Der Kalman-Filter lässt sich durch folgende Formel ausdrücken:⁸⁰

$$w(k) = w(k - 1) + T[w_{in}(k - 1) - w_w(k - 1)] + K_{est}[w^m(k - 1) - w(k - 1)] \quad (2.18-1)$$

| | |
|----------------------|--|
| $w(k)$ | die geschätzte Anzahl von Fhz. auf der Auffahrt der aktuellen Periode |
| $k = 1, 2, \dots, n$ | ein Kontrollzeitschritt [s] für die Dauer T (z.B.: 15 – 60 s) |
| $w(k - 1)$ | die geschätzte Anzahl von Fhz. auf der Auffahrt der letzten Periode |
| T | die Dauer [s] eines Kontrollzeitschrittes |
| $w_{in}(k - 1)$ | die gemessene Fhz.-Anzahl der letzten Periode am Rampeneingang |
| $w_w(k - 1)$ | die gemessene Fhz.-Anzahl der letzten Periode am Rampenausgang |
| K_{est} | ein Regelungsparameter (z.B.: $K_{est} = 0,05$) |
| $w^m(k - 1)$ | $w^m(k - 1) = \frac{\Delta\lambda}{L_{ph} + \varepsilon_{el}} o_{mid}(k - 1)$ |
| Δ | der Abstand der Detektoren am Beginn und am Ende der Rampe |
| λ | die Anzahl der Fahrstreifen auf der Rampe |
| L_{ph} | die durchschnittliche Fahrzeuglänge |
| ε_{el} | die elektrische Länge der Detektoren in Rampenmitte (z.B.: $\varepsilon_{el} = 1$ m) |
| $o_{mid}(k - 1)$ | der durchschnittliche Belegungsgrad der letzten Periode in Rampenmitte |
| | Das Ergebnis kann begrenzt sein! |
| | Untergrenze ...0 |

⁸⁰ Vgl. (Spiliopoulou, et al. 2010) Seite 4 ff.

Obergrenze ...maximale Fahrzeuganzahl auf der Rampe in Anbetracht der Sicherheitsabstände(~1 m)

Der erste Schritt für die Erstellung dieser Regelung besteht in der Formulierung der Kontinuitätsgleichung für die Auffahrt:

$$w(k) = w(k - 1) + T[w_{in}(k - 1) - w_w(k - 1)] \quad (2.18-2)$$

Die Aufgabe besteht darin, eine kontrollierte Zuflussrate $q_w(k)$ zu erzeugen, welche in der nächsten Kontrollperiode die derzeitige Fahrzeuganzahl $w(k)$ dahingehend verändert, dass $w(k + 1) = w_{max}$ gilt, d.h., dass sich in der nächsten Periode die maximal zulässige Fahrzeuganzahl auf der Auffahrt befindet. Dadurch wird die Rampenfläche voll ausgenützt, respektive der Stau im Rahmen gehalten. Das Ergebnis wird erreicht, indem man für $w_w(k)$ $q_w(k)$ in Formel (2.18-2) einsetzt.

Zu dieser Zeit ist der an der Auffahrt ankommende Fahrzeugstrom $q_{in}(k)$ noch unbekannt und muss angenommen werden. Die Vorhersage des ankommenden Fahrzeugstroms geschieht über einen exponentiell geglätteten Wert, der Fahrzeugmessungen am Auffahrtsbeginn:

$$q_{in}^{sm}(k) = \varepsilon q_{in}(k) + (1 - \varepsilon)q_{in}^{sm}(k - 1) \quad (2.18-3)$$

| | |
|-------------------------|---|
| q_{in}^{sm} | Vorhersage für die Verkehrsstärke $q_{in}(k)$ auf die Auffahrtsrampe |
| $\varepsilon \in [0,1]$ | Glättungsfaktor |
| $q_{in}^{sm}(k - 1)$ | Vorhersage für die Verkehrsstärke $q_{in}(k)$ auf die Auffahrtsrampe im letzten Zeitschritt |

Im nächsten Schritt kann $q_{in}^{sm}(k - 1)$ entsprechend in Formel (2.18-4) ersetzt werden.

Dies führt zum letzten Schritt in der Berechnung, „Queue Control“:

$$q_w(k) = -\frac{1}{T}[w_{max} - w(k)] + f * q_{in}^{sm}(k - 1) \quad (2.18-4)$$

| | |
|------------|--|
| $q_w(k)$ | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke [Fhz/h] des Rückstaumanagements |
| w_{max} | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt |
| $f \geq 1$ | ein Regelungsparameter für die Anpassungsgeschwindigkeit des Rückstaumanagements |

Die mittels der Formel (2.18-1) berechnete, erwartete Fahrzeuganzahl $w(k)$ wird in der Formel (2.18-4) für eine Rückmeldung verwendet.

Wenn der Wert $q_w(k)$ nicht im Bereich zwischen 0 und $q_{w,max}$ liegt, wird dieser angepasst.

Es besteht die Möglichkeit zwei Rückstaualgorithmen zu kombinieren. Wenn „Queue Override“ und „Queue Control“ gleichzeitig auf einer Auffahrt im Einsatz sind, lässt sich die Zuflussrate nach folgender Formel berechnen:

$$q_o(k) = \max\{q_{RM}(k), q_{w1}(k), q_{w2}(k)\} \quad (2.18-5)$$

Vorteile

Weiters wird der von der ZD errechnete Verkehrsfluss $q_{RM}(k)$ von $q_{w1}(k)$ oder $q_{w2}(k)$ ersetzt, wenn diese höher sind, um einen Rückstau bis zum nachrangigen Verkehrsnetz zu verhindern. Dieses Rückstaumanagement kann auch mit anderen ZDen gemeinsam genutzt werden, es muss hierfür lediglich $q_{RM}(k)$ in obiger Formel durch einen alternativen Wert ersetzt werden.

Vergleich

„Queue Control“ weist eine feinere Logik als das „Queue Override“-Schema auf und verhindert somit das oszillierende Rückstauverhalten, welches für „Queue Override“ charakteristisch ist.

Verglichen mit der üblicherweise implementierten „Queue Override“-Methode reduziert das neue Konzept des „Queue Controllers“ die kumulierte Dauer des Überstauens der Auffahrtsrampen an Autobahnen, ohne die Leistung der ZD zu verschlechtern. Daher wird empfohlen, den „Queue Controller“ an Auffahrten zu implementieren, um das Rückstaumanagement zu verbessern. „Queue Override“ kann als zusätzliche Schutzvorrichtung ebenfalls beibehalten werden, wie dies auch am Monash Freeway durchgeführt wurde.

Realisierungen

Dieses Rückstaumanagement wurde unter anderem am Monash Freeway in Australien, im Zuge einer koordinierten ZD mittels HERO in Kombination mit „Queue Override“, verwirklicht.

3 Der angewandte Algorithmus

3.1 Zielsetzung des neuen Algorithmus

Der im praktischen Teil dieser Arbeit entwickelte Algorithmus basiert auf der HERO-Variante für zwei Auffahrten, die in Kapitel 2.17 beschrieben ist. Die Logik wird allerdings flexibler gestaltet und dahingehend erweitert, dass sie für Systeme mit mehr als zwei Auffahrten anwendbar ist.

Für die Koordinierung der LSA n der verschiedenen, zuflussdosierten Auffahrten beschreibt diese Logik Abfragen und Entscheidungen, die in einem Master/Slave-Prinzip münden. Dabei wird eine Auffahrt, bei der durch hohe Verkehrsnachfrage mit gleichzeitiger „Vollbelegung“ auf der Hauptfahrbahn regelmäßig Staus auftreten, durch stromaufwärtsgelegene Auffahrten entlastet. Dies geschieht, indem für die stromaufwärtsgelegenen „Slave“-Auffahrten durch längere Sperrzeiten Rückstaus erzwungen werden. Diese werden kontinuierlich an die Rückstaulänge der „Master“-Auffahrt angepasst. Hierfür sind nicht die absoluten Fahrzeugzahlen heranzuziehen, sondern Rückstaulängen in Abhängigkeit der Längen der Auffahrten, d.h. die „Master“-Auffahrt und auch die „Slave“-Auffahrten sind z.B. zu 30% mit Fahrzeugen belegt. Diese Staus werden anschließend simultan abgebaut.

Die lokale Ebene der Zuflussdosierung hält die Verkehrsstärke stromabwärts einer Auffahrt nahe der Kapazität, indem sie eine Anzahl von Fahrzeugen pro Zeit auf die Hauptfahrbahn entlässt, die der Differenz aus 90% der Kapazität und der Verkehrsstärke der auf der Hauptfahrbahn ankommenden Fahrzeuge entspricht. Ist die Anzahl der auf die Auffahrt einfahrenden Fahrzeuge höher als diese Differenz, werden die Fahrzeuge mittels verlängerten Umlaufzeiten der dort installierten LSA kurzfristig zurückgehalten.

Dieses Zurückhalten der Fahrzeuge auf einer Auffahrt kann bei lang andauernden, hohen Verkehrsstärken zu ausgedehnten Rückstaus führen. Um zu verhindern, dass sich diese Rückstaus über die Auffahrten hinaus ausdehnen, ist ein Rückstaumanagement implementiert, das eben dieses Szenario verhindert, indem es zu kritischen Zeitpunkten die Zuflussdosierung überlagert und den Rückstau an der Auffahrt am ausbreiten hindert. Dies wird mit kürzeren Umlaufzeiten an der LSA realisiert.

3.2 HERO_A7

In dieser Arbeit wird ein Planungsgebiet mit fünf zuflussdosierten Auffahrten an vier Anschlussstellen bearbeitet (siehe Kapitel 4.1). Der entwickelte Algorithmus, HERO_A7, weist einer Auffahrt, bei der ein Verkehrszusammenbruch einzusetzen droht („Master“), bis zu drei „Slaves“ zu, die anschließend die „Master“-Auffahrt unterstützen.

Im ersten Schritt untersucht die Logik, ob auf der Auffahrt 1 (siehe Bild 3.2-1) die vordefinierten Grenzwerte für einen flüssigen Verkehrszustand überschritten sind. Ist dies der Fall, wird sie als „Master“-Auffahrt identifiziert, der dafür zugehörige Formelapparat zugewiesen und die erforderlichen Umlaufzeiten der VLSA errechnet. Auf diese Weise wird ein drohender Verkehrszusammenbruch im Bereich der Auffahrt 1 abgewendet. Ist auf Auffahrt 1 kein Stau festzustellen, wird Auffahrt 2 untersucht. Auf diesem Weg baut die Logik, stromabwärts beginnend, einen bereits entstandenen Stau auf der Hauptfahrbahn und auf den Auffahrten ab. Ein errechneter Zustand bleibt grundsätzlich für 30 Sekunden zugewiesen. Nach dieser Zeit wird ein neuer Durchlauf der Logik gestartet und die Umlaufzeiten der LSA-Regelung, je nach Anforderung, beibehalten oder geändert.

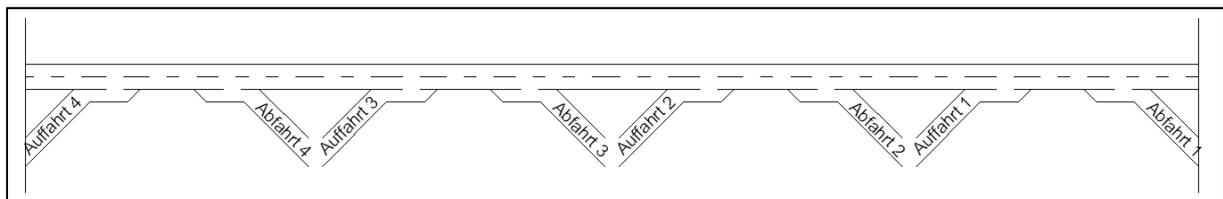


Bild 3.2-1: Schema der zuflussdosierten Auffahrten

Für diese Art der koordinierten Zuflussdosierung (ZD) ist es hilfreich, die Auffahrten stromaufwärts bis in den suburbanen Bereich zu betrachten, da so der entstehende Stau in Bereichen mit Auffahrten mit vergleichsweise geringen Zuflusszahlen gehalten wird. Diese Auffahrten eignen sich besonders gut, um als „Slave“-Auffahrten eingesetzt zu werden.

Im folgenden Bild 3.2-2 ist ein funktionales Flussdiagramm für den entwickelten Algorithmus angegeben:

Erläuterung des Flussdiagrammes in Bild 3.2-2:

Ein Umlauf des Flussdiagrammes verläuft zu Beginn jedes Kontrollzeitschrittes (30 s). Auch alle zu berücksichtigenden Zuflüsse und die dazugehörigen Umlaufzeiten und Sperrzeiten, die für die Entscheidungen notwendig sind, werden ebenfalls in diesen Abständen der Steuerung bereitgestellt. Beispielhaft wird eine koordinierte ZD beschrieben, die einer „Master“-Auffahrt jeweils zwei „Slave“-Auffahrten zuweist. Dies entspricht der AST22 (siehe Kapitel 4.1) im gewählten Planungsgebiet.

Zuerst wird abgefragt, ob die koordinierte ZD nicht in Betrieb ist ($O1_master=0$), ob die relative Rückstaulänge auf der Auffahrt die Aktivierungsschwelle überschritten hat ($w_{O1}(k_c)/w_{max,O1}(k_c) > 0,3$) und ob gleichzeitig die Verkehrsdichte auf der Hauptfahrbahn im Verflechtungsbereich 90% der kritischen Dichte erreicht oder gar überschritten hat ($d_{O1}(k_c) > 0,9 \cdot o_{cr,HFB1}$).

Wenn alle drei Fragen mit ja beantwortet werden können, wird die koordinierte ZD aktiviert ($O1_master = 1$, $O2_slave = 1$, $O3_slave = 1$). Ansonsten erfolgt ein Sprung zur Abfrage 2.

Im zweiten Schritt wird abgefragt, ob die koordinierte ZD bereits ausgeführt wird ($O1_master = 1$) und ob die relative Rückstaulänge die Deaktivierungsschwelle unterschritten hat ($w_{O1}(k_c)/w_{max,O1}(k_c) < 0,15$), oder ob bei aktivierter, koordinierter ZD die Verkehrsdichte auf der Hauptfahrbahn unter 80% der kritischen Dichte zu liegen kommt ($d_{O1}(k_c) < 0,8 \cdot o_{cr,HFB1}$).

Kann eine dieser beiden Fragen mit ja beantwortet werden, deaktiviert die Steuerung die Koordinierung der ZD ($O1_master = 0$, $O2_slave = 0$, $O3_salve = 0$).

In einer dritten Abfrage wird lediglich eruiert, ob die koordinierte ZD aktiviert ist ($O1_master = 1$).

Bei Bestätigung werden die minimalen Rückstaulängen für die stromaufwärtsgelegenen Auffahrten ermittelt ($w_{min,O2} = \frac{w_{O1}(k_c)+w_{O2}(k_c)}{w_{max,O1}+w_{max,O2}} w_{max,O2}$, $w_{min,O3} = \frac{w_{O1}(k_c)+w_{O3}(k_c)}{w_{max,O1}+w_{max,O3}} w_{max,O3}$) und anschließend den für die nächste Periode essentiellen Kontrollformeln zugewiesen.

Die vierte Abfrage gleicht der dritten und entscheidet, dass bei zugewiesenem Master die Schleife unterbrochen wird und bei nicht notwendiger Koordinierung für diese Auffahrt die nächste, stromaufwärtsliegende Auffahrt untersucht wird.

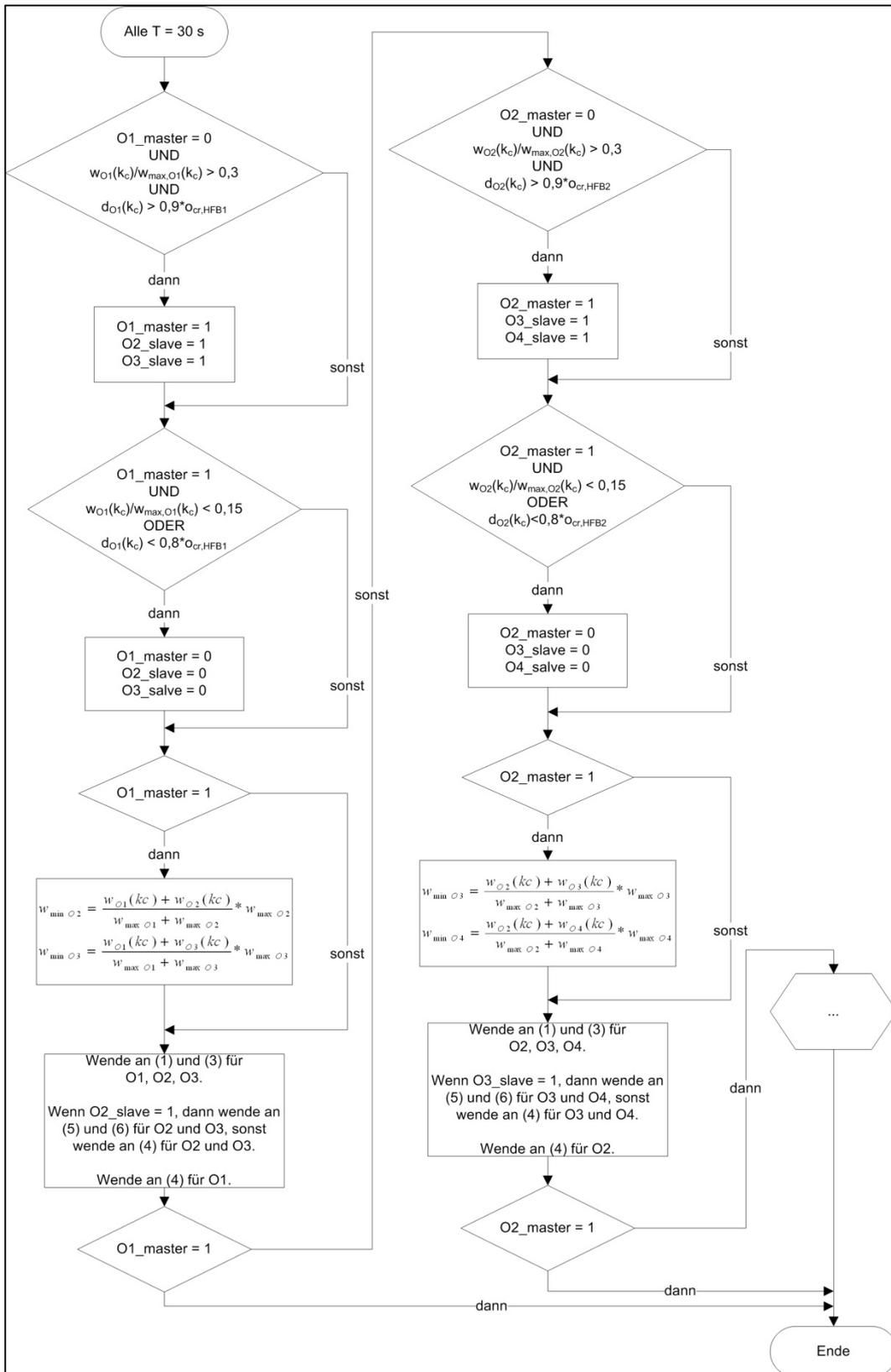


Bild 3.2-2: Funktionales Flussdiagramm HERO_A7

3.3 Implementierung

In diesem Kapitel werden die implementierten *.VV-Dateien beschrieben. Diese Dateien enthalten den Programmiercode für die LSA der koordinierten ZD. VAP (VerkehrsAbhängige Programmierung oder Vehicle Actuated Programming) basiert im Wesentlichen auf logischen Flussdiagrammen, sodass sie auch für Anwender mit geringer Programmiererfahrung anwendbar ist. Das Zusatzmodul VisVAP bietet eine angemessene Oberfläche für eine effiziente Programmierung.

Es werden vier separate Programme entwickelt, die im Wesentlichen gleich aufgebaut sind. Unterschiede ergeben sich, da der AST1 kein Slave-Status zugewiesen wird, da sie die stromabwärtsgelegenste Anschlussstelle ist, die AST21 statt einem zwei Fahrzeuge pro Grünphase zulässt und bei der AST4 keine Zuflussdosierungs-Berechnung und keine Berechnung für das Rückstaumanagement stattfindet. Die Lichtsignalanlage an der AST4 wird lediglich aktiviert, um die stromabwärtsgelegenen Auffahrten im Fall einer Koordinierung zu entlasten.

Im ersten Schritt wird ein rotes Signalbild zugewiesen (AST4: dunkel). Anschließend erfolgt die Umlaufzeitberechnung, abhängig vom Belegungsgrad auf der Hauptfahrbahn, der aktuellen Rückstaulänge auf den Auffahrten und dem aktuellen Zustand der Koordinierung. Daraus werden die Freigabezeiten und Sperrzeiten abgeleitet und zugewiesen.

Umlaufzeitberechnung

Zunächst wird, ähnlich wie bei HERO, der Zustand der Koordinierung errechnet und zugewiesen. Dabei stehen für eine Master-Auffahrt bis zu drei Slaves zur Verfügung.

Tabelle 3.3-1: Anzahl der Slaves für die Master-Auffahrten

| Master ⁸¹ | Anzahl der Slaves |
|--|-------------------|
| AST1 (AST Linz Hafenstraße) | 3 |
| AST21 (AST Linz-Urfahr Auffahrt Freistädter Straße) | 3 |
| AST22 (AST Linz-Urfahr Auffahrt Leonfeldener Straße) | 2 |
| AST3 (AST Dornach) | 1 |

Die Berechnung erfolgt nach folgenden Kriterien in Bild 3.2-2. Nach der Zuweisung der Master / Slave-Zustände erfolgen die Berechnungen analog Kapitel 2.17. Dabei werden drei relevante Größen berechnet:

⁸¹ Abkürzungen lt. Tabelle 4.4-5

- der Zufluss nach ALINEA
- der Zufluss aus dem Rückstaumanagement
- der Zufluss aus der Koordinierung

Die Zuweisung des relevanten Zuflusses erfolgt nach dem folgenden Schema:

$$q_o(k) = \max\{\min\{q_o^{RM}(k), q_o^{LC}(k)\}, q_o^w(k)\} \quad (3.3-1)$$

Bei Slave-Auffahrten wird zunächst das Minimum aus dem Zufluss nach ALINEA und dem Zufluss aus der Koordinierung gewählt. Anschließend wird das Maximum aus dem Zwischenergebnis und dem Zufluss aus dem Rückstaumanagement herangezogen.

Bei dem Zufluss aus der Koordinierung ist es wichtig, dass der Zufluss gering ist, sodass Fahrzeuge zurückgehalten werden. Daher wird in dieser Situation der Zufluss nach ALINEA nur herangezogen, wenn dieser kleiner ist als jener aus der Koordinierung. Diese Zuweisung herrscht solange, bis die Koordinierung deaktiviert wird oder der Rückstau auf den kritischen Wert anwächst. Wenn zweiteres eintritt, wächst der Zufluss aus dem Rückstaumanagement an und kann so den aktuellen Zufluss verdrängen. Dies ist in 30-Sekunden-Schritten möglich.

Bei Master- oder unkoordinierten Auffahrten entfällt die Entscheidung zwischen Zufluss nach ALINEA und Zufluss aus der Koordinierung.

Der zugewiesene Zufluss wird in eine Umlaufzeit umgerechnet. Diese Berechnung ist abhängig von den vorhandenen FS auf der Auffahrt und von der Art der LSA-Schaltung. Grundsätzlich wird eine Stunde durch den Zufluss dividiert, um die Umlaufzeit zu erhalten. Für die Berücksichtigung zweier FS oder einer LSA-Schaltung mit zwei Fahrzeugen pro Grünphase muss das Ergebnis mit dem Faktor 2 multipliziert werden. Zugehörige Formeln befinden sich im Kapitel 1.5.

Von der errechneten Umlaufzeit wird anschließend die benötigte Freigabezeit abgezogen. Diese ist von der Detektorlage der An- und Abmeldedetektoren abhängig und beträgt für ein Fahrzeug pro Grünphase 2 s und für zwei Fahrzeuge pro Grünphase 5 s. An der Auffahrt Treffling beträgt die notwendige Freigabezeit aufgrund eines geringen Detektorabstandes nur eine Sekunde. Diese Werte wurden empirisch ermittelt. Die Differenz ergibt die Sperrzeit, die anschließend zugewiesen wird.

Anm.: In der Praxis können die notwendigen Freigabezeiten von jenen der Simulation abweichen.

3.4 Implementierungstechnische Hinweise (VAP-Restriktionen)

Anzahl der Detektoren

Wie oben bereits beschrieben, ist es notwendig, zusätzliche Detektoren an verschiedenen Fahrbahnquerschnitten zu legen, da mehrere LSA auf die Information eines Detektors zugreifen müssen, dies jedoch in VISSIM 5.20 nicht möglich ist. Durch die Implementierung mehrerer Detektoren an der gleichen Stelle, die verschiedenen LSA zugeordnet sind, wird der gewünschte Effekt erreicht.

Programmierstruktur

Vorab war es angedacht vier Hauptprogramme zu entwerfen, die die berechnete Umlaufzeit heranziehen sollten, um die Signalbildfolge zu berechnen und den jeweiligen LSA zuzuweisen. Die Berechnung der Umlaufzeiten für alle LSA sollte in einem Unterprogramm stattfinden, das allen vier Hauptprogrammen zugeordnet ist.

Durch die notwendige Vervielfachung der Detektoren ist dies obsolet. Es werden stattdessen vier separierte Programme den LSA zugewiesen. Jedes verfügt über die nur ihm zugewiesenen, notwendigen Detektoren. Diese Struktur macht es notwendig, neue Eingangsparameter für die Umlaufzeitberechnung der LSA in jedem der vier Programme zuzuweisen.

Sperrzeit für VISSIM

Die errechnete Sperrzeit wird zwar im LSA-Detektor-Protokoll korrekt ausgegeben, die LSA reagieren jedoch zu „träge“. Dadurch ergeben sich bei der Beobachtung der LSA und des Signalzeitplans um zwei Sekunden zu lange Sperrzeiten und Umlaufzeiten. Dieses Problem wird mit einem Abzug von zwei Sekunden von der errechneten Sperrzeit in den VAP-Logiken behoben. Dadurch existieren zwei Variablen für die Sperrzeit. Die Variable „TBO“ wird den LSA-Detektor-Protokollen zugeordnet, wobei die Variable „TBO_VISSIM“ für die Signalbildzuweisung herangezogen wird.

Adaption der Berechnungen

Die Formeln für die Berechnung der Zuflüsse aus dem Rückstaumanagement (2.17-3) und der Koordinierung (2.17-5) beinhalten im dritten Term die Verkehrsstärke der Fahrzeuge, die im letzten Kontrollzeitschritt auf die Auffahrt gefahren sind. Da in VISSIM / VisVAP diese Verkehrsstärke nicht in Echtzeit abgefragt und für die Berechnung herangezogen werden kann, wird dieser Term in die Klammer verschoben. Dadurch stellt dieser Term keine Verkehrsstärke mehr dar, sondern eine Anzahl an Fahrzeugen. Diese kann problemlos abgegriffen und für die Berechnung der Zuflüsse herangezogen werden.

Rückstaumanagement: bei Überstauung der Auffahrten

$$q_o^w(k) = -\frac{1}{T} [w_{max,o} - w_o(k) + w_o^{in}(k-1)] \quad (3.4-1)$$

| | |
|-----------------|--|
| $q_o^w(k)$ | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke einer bestimmten Auffahrt o des aktuellen Zeitschrittes |
| T | die Dauer eines Kontrollzeitschrittes [s] (z.B.: 30 s, 60 s) |
| $w_{max,o}$ | die maximal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o |
| $w_o(k)$ | die Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o im aktuellen Zeitschritt |
| $w_o^{in}(k-1)$ | die Anzahl der im letzten Zeitschritt auf eine Auffahrt o eingefahrenen Fahrzeuge |

Steuerungsgesetz für die minimale Rückstaulänge:

$$q_o^{LC}(k) = -K_w [w_{min,o} - w_o(k) + w_o^{in}(k-1)] \quad (3.4-2)$$

| | |
|-----------------|--|
| $q_o^{LC}(k)$ | die errechnete, rampenabfließende Verkehrsstärke einer bestimmten Auffahrt o des aktuellen Zeitschrittes |
| K_w | ein Regelungsparameter für den Aufbau einer minimalen Rückstaulänge: 1 / T für die schnellstmögliche Anpassung oder ein niedrigerer Wert für eine geglättete Anpassung (z.B.: 0,1 / T) |
| $w_{min,o}$ | die minimal zulässige Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt o |
| $w_o^{in}(k-1)$ | die Anzahl der im letzten Zeitschritt auf eine Auffahrt o eingefahrenen Fahrzeuge |

Zählfehler bei Rückstaulänge in der Realität:

Für die Berechnung der Zuflüsse aus Rückstaumanagement und der Koordinierung ist die Anzahl der Fahrzeuge auf der Auffahrt im aktuellen Zeitschritt wichtig. Diese wird berechnet, indem zu Beginn der Auffahrt die Vorderkanten der Fahrzeuge, am Ende der Auffahrt die Hinterkanten der Fahrzeuge, die die Auffahrt befahren, gezählt werden und anschließend die Differenz gebildet wird. Wenn sich zum Aktivierungszeitpunkt der ZD Fahrzeuge auf der Auffahrt befinden, ist deren Anzahl die Größe des entstandenen Fehlers. Es ist eine Fehlerberichtigung in der Logik implementiert, und zwar, wenn sich die „fehlerbehaftete“ Auffahrt zur Gänze leert, würde eine negative Anzahl entstehen. Eine solche negative Zahl wird auf null gesetzt. Diese Maßnahme bietet keinen umfassenden Schutz für Zählfehler, sie

kann eine Abweichung lediglich und nur unter dem Umstand einer völlig fahrzeugfreien Auffahrt für länger als 30 s korrigieren. Da in der Simulation die Detektoren immer aktiv sind, gibt es diese Fehlerquelle nicht. Bei einer in der Realität implementierten Zuflussdosierung mit Detektoren, die täglich aktiviert und wieder deaktiviert werden, ist dieses Problem relevant.

An- / Abmeldedetektoren:

Die An- und Abmeldung wurde vorerst mit dem Befehl „Anforderung“ gelöst. Nach unzuverlässigem Phasenwechsel von rot zu grün erfolgt die Anmeldung der Fahrzeuge über „Belegungszeit < 0,5 s“.

4 Simulationsanwendung

4.1 Planungsgebiet

Das Planungsgebiet für die Simulation dieser Arbeit umfasst, wie in Bild 4.1-1 dargestellt, die A7 Mühlkreis-Autobahn mit den sieben Anschlussstellen (ASTn):

- AST Gallneukirchen
- AST Treffling
- AST Linz-Dornach
- AST Linz-Urfahr
- AST Linz-Hafenstraße
- AST Linz-Prinz-Eugen-Straße
- Halb-AST Linz-Industriezeile

In der folgenden Tabelle 4.1-1 sind Abkürzungen für die relevanten, zuflussdosierten Auffahrten angegeben. Diese werden an verschiedenen Stellen in dieser Arbeit verwendet.

Tabelle 4.1-1: Liste der zuflussdosierten ASTn

| Anschlussstelle | Abkürzung |
|---|-----------|
| AST Linz Hafenstraße | AST1 |
| AST Linz-Urfahr Auffahrt Freistädter Straße | AST21 |
| AST Linz-Urfahr Auffahrt Leonfeldener Straße | AST22 |
| AST Dornach | AST3 |
| AST Treffling | AST4 |

Weiters wird das Gebiet der voestalpine AG in Linz und ein Teil des Stadtgebietes Linz-Urfahr simuliert.

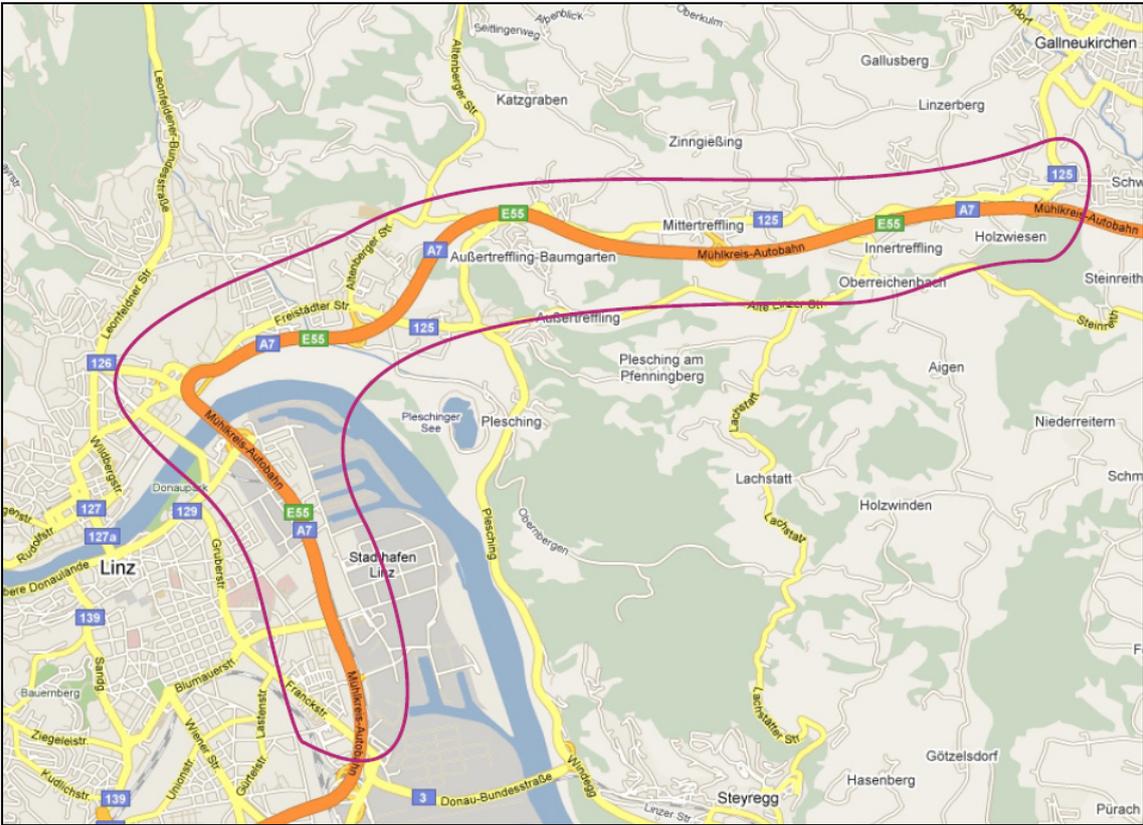


Bild 4.1-1: Das Planungsgebiet

4.2 Verkehrserhebung

Die Verkehrserhebung führten am 15.06.2010 und 16.06.2010 das Institut für Straßen- und Verkehrswesen der Technischen Universität Graz und die Firma IKK ZT-GmbH durch. Weiters werden Langzeitdaten aus Seitenradarmessungen der Firma ASFINAG in Betracht gezogen. Die Erhebung umfasst den Verkehr der Morgenspitze von 05:30 bis 09:30 für die Fahrtrichtung Osten/Süden der Autobahn. Das Bild 4.2-1 gibt einen Überblick über Ort und Art der aufgenommenen Daten.

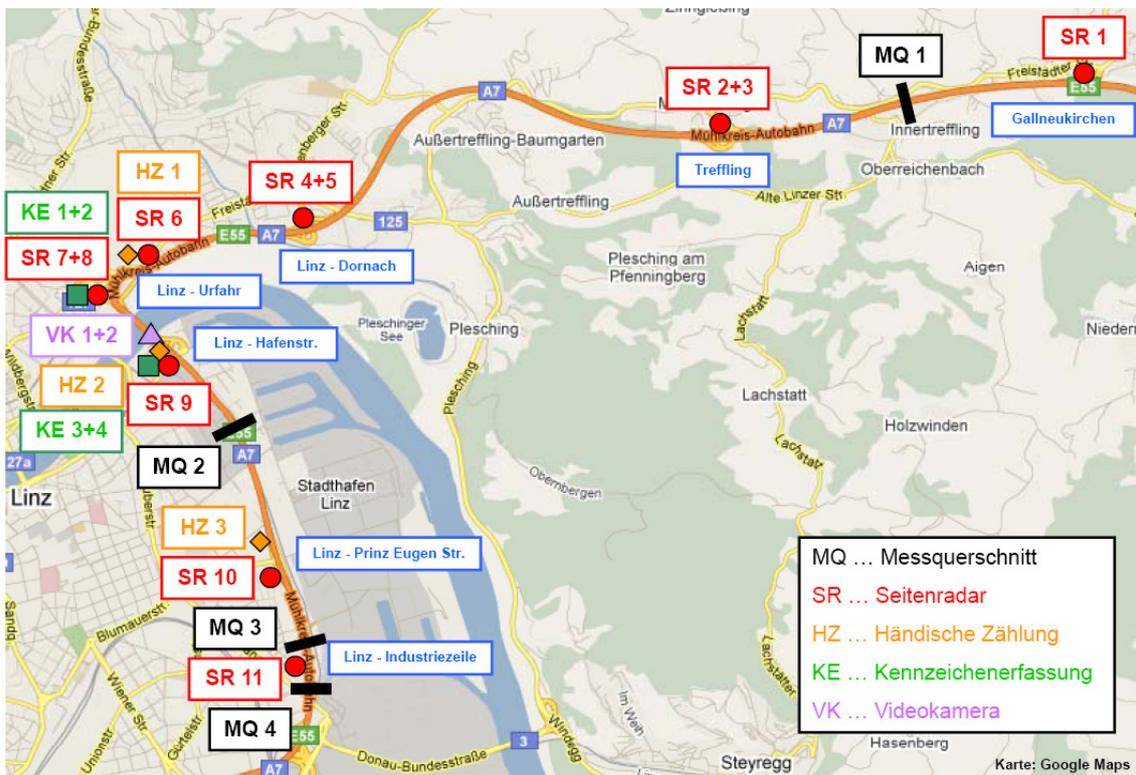


Bild 4.2-1: Verkehrserhebung – Überblick

Die Seitenradardaten stehen für jede relevante Auf- und Abfahrt und zusätzlich für drei brauchbare Messquerschnitte (MQ) auf der Hauptfahrbahn zur Verfügung. Der MQ 1 befindet sich zwischen der AST Gallneukirchen und der AST Treffling. Ein MQ 2 zeichnete über einen langen Zeitbereich aufgrund einer Fehlfunktion falsche Daten auf und wird daher nicht in die Auswertungen mit einbezogen. Der MQ 3 befindet sich nördlich der Halb-AST Linz-Industriezeile und der MQ 4 südlich derselben. Diese Daten stehen viertel-stunden-fein und fahrzeugklassen-fein zur Verfügung. In Bild 4.2-2 ist ein Seitenrader beispielhaft dargestellt.



Bild 4.2-2: Seitenradar

Es wurden zur Verifizierung der Seitenradardaten ausgewählte Rampenbelastungen im Planungsgebiet auch per Hand gezählt. Diese Daten stehen viertel-stunden-fein zur Verfügung.

Weiters wurden an der AST Linz-Urfahr und an der AST Linz-Hafenstraße Kameras für die Routenverfolgung installiert, um die Routen der Fahrzeuge in diesem Bereich und in weiterer Folge die Verflechtungsvorgänge auf der 3-streifigen VOEST-Brücke abzubilden. Eine dieser Kameras ist in Bild 4.2-3 dargestellt.



Bild 4.2-3: Kameras für die Routenverfolgung

Zusätzlich zu diesen Daten visualisierte man die Verflechtungsvorgänge mit zwei herkömmlichen DV-Kameras, die auf einem Überkopfwegweiser im südlichen Teil der VOEST-Brücke angebracht waren und jeweils einen 200 m-Bereich der rund 400 m langen VOEST-Brücke über die Dauer der Verkehrserhebung filmten. Die Anordnung der DV-Kameras ist in Bild 4.2-4 zu sehen.



Bild 4.2-4: DV-Kameras

4.3 Makroskopisches Simulationsmodell (VM_A7_MAKRO)

Es ist wichtig zu betonen, dass auf makroskopischer Ebene lediglich die Verkehrsnachfrage des Modells an die Realität angepasst wird. Die eigentliche Simulation mit der dazugehörigen Auswertung und Schlussfolgerungen erfolgen auf mikroskopischer Ebene.

Die Simulationsmodelle setzen sich im Wesentlichen aus vier Hauptbestandteilen zusammen:

- die Software, als Simulationsinstrument;
- das Verkehrsangebot, in Form des Planungsgebietes;
- die Verkehrsnachfrage, als wesentliche Eingangsgröße;
- der Anwender, als operatives Medium.

Im makroskopischen Simulationsmodell kommt die Software VISUM 11.5 der Firma PTV Planung Transport Verkehr AG zum Einsatz. Ein entscheidender Grund dafür ist die Tatsache, dass bereits ein fertiggestelltes Netz des in Kapitel 4.1 beschriebenen Planungsgebietes, mit dieser Software erstellt, vorhanden ist. Diese Version des Netzes enthält jedoch eine Nachfragestruktur aus dem Jahr 2005. Das Verkehrsangebot kann unverändert übernommen werden, die Nachfrage muss an die in Kapitel 4.1 beschriebene Verkehrserhebung angepasst werden.

Anpassung der Nachfrage an die Realität:

Aus der Verkehrserhebung vom 15.06.2010 sind die Belastungen aller relevanten Auf- und Abfahrten des Planungsgebietes bekannt. Außerdem stehen die Nachfragedaten dreier Messquerschnitte auf der Hauptfahrbahn der Autobahn zur Verfügung.

Diese Erhebungsdaten werden im Verkehrsmodell (VM) hinterlegt. Anschließend wird die im Modell vorhandene Nachfrage aus dem Jahr 2005 mit der Funktion VStromFuzzy im VISUM an die Erhebungsdaten angepasst. Da in dieser Arbeit ein linienförmiges Verkehrsangebot zur Anwendung gekommen ist, indem die Nachfrageströme aller Auf- und Abfahrten bekannt sind, ist anzunehmen, dass die Funktion VStromFuzzy nicht nur die kontrollierbaren Querschnitte mit der korrekten Nachfrage versieht, sondern auch die jeweils zwischen den Rampen liegende Hauptfahrbahn. Anders ist dies bei flächigen Netzen, bei denen aufgrund der zahlreichen Alternativrouten viele Fehlerquellen für eine Anpassung mit VStromFuzzy gegeben sind.

Die Anpassung der Verkehrsnachfrage erfolgt stundenfein und getrennt für Kfz < 3,5 t und Kfz ≥ 3,5 t. Daraus ergeben sich sechs verschiedene Nachfragematrizen, drei für die Nachfrage der Personenkraftwagen (Pkw) und drei für die Nachfrage der Lastkraftwagen (Lkw). Nach der Erstellung dieser sechs Nachfragematrizen ist es möglich, das makroskopische VM mit der richtigen Nachfragestruktur in das mikroskopische Verkehrsflussmodell überzuführen.

Anpassung des Angebotes an die Realität:

Alle Strecken im zur Verfügung gestellten Makrosimulationsnetz verfügen über nur einen Fahrstreifen (FS). Die richtige Anzahl der FS auf der Hauptstrecke der Autobahn werden schon im VISUM berichtigt.

Im folgenden Flussdiagramm (Bild 4.3-1) sind die notwendigen Schritte zur Anpassung der Nachfrage im VM_A7_MIKRO aufgelistet.

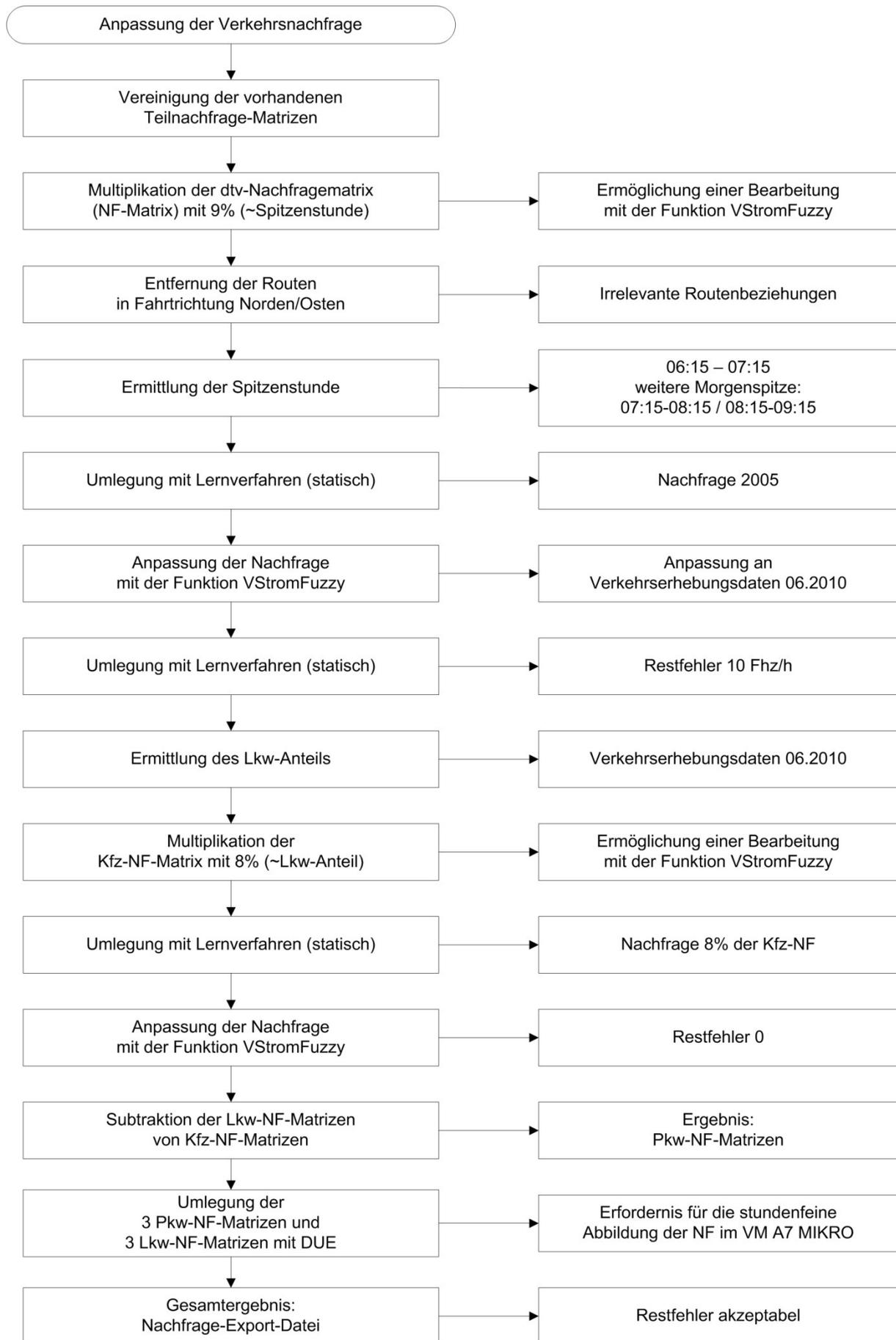


Bild 4.3-1: Flussdiagramm der Bearbeitungsschritte im VM_A7_MIKRO

Ergebnisse und Interpretation:

Bei MQ3 und MQ4 weicht das VM in der ersten Stunde um rund 10% von der Verkehrserhebung ab. Da diese Querschnitte weit im Süden liegen und die anderen beiden Stunden gut abgebildet sind (Abweichung: unter 2%), ist dies unbedenklich.

An der Abfahrt Treffling weicht das VM in der 3. Stunde um knapp 10% von der Verkehrserhebung ab. Da diese 10% jedoch nur 12 Fahrzeuge darstellen, ist dies ebenfalls vernachlässigbar.

An der Auffahrt Linz-Dornach fahren pro Stunde rund 100 Kraftfahrzeuge zu viel auf die Autobahn auf. An der folgenden Abfahrt Linz-Urfahr fahren diese knapp 100 Fhz/h wieder ab. Dies ist ein Verkehrsstrom, der durch die Funktion VStromFuzzy, in Kombination mit dem gewählten Umlegungsverfahren, falsch erzeugt wurde. Da dieser Bereich die koordinierte Zuflussdosierung (ZD) betrifft, werden die Ergebnisse beeinflusst. Jedenfalls wird die ohnehin schon hoch belastete Auffahrt Linz-Dornach durch die zu hoch abgebildete Nachfrage noch weiter in Mitleidenschaft gezogen.

In Anbetracht der Tatsache, dass diese Auffahrt mit zwei FS versehen wird und dadurch eine NF von 1700 Fhz/h auf jeden Fall bewältigt werden kann, sind die maximal auftretenden 1312 Fhz/h (in der 2. Stunde) nicht kritisch. Der Unterschied von zusätzlichen 95 Fahrzeugen in der 2. Stunde führt, im Gegensatz zur Erhebung, führt jedoch dazu, dass der Speicherplatz dieser Auffahrt in der 2. Stunde um diese 95 Fahrzeuge geringer ist. Dies schwächt die Leistung der ZD bei Gegenüberstellung mit dem Realszenario.

Auf der VOEST-Brücke herrscht im VM in der 1. Stunde um knapp 8% (129 Fahrzeuge) zu wenig Verkehr, dies gleicht sich in den folgenden Stunden jedoch deutlich aus (103 und 59 Fhz/h zu viel). Über alle drei Stunden ergibt dies eine zu hohe NF von 1,4% im VM. Dies bewertet der Autor ebenfalls als vernachlässigbar.

An der Abfahrt Linz-Hafenstraße fahren in der 1. Stunde um 8,8% (129 Fahrzeuge) zu wenig ab. Dies relativiert sich jedoch ebenfalls zu einer gemittelten 3-Stunden-Abweichung von 1,7%, da in den beiden nachfolgenden Stunden 46 Fahrzeuge zu viel abfahren.

An der Abfahrt Prinz-Eugen-Straße fahren in der 1. Stunde wiederum um 9,9% zu wenig Fahrzeuge ab. Da diese Abweichung im 3-Stunden-Vergleich bei 2,1% liegt und die Prinz-Eugen-Straße außerhalb des Bereichs der Koordinierung liegt, kann dies ebenfalls vernachlässigt werden.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Nachfrage im VM in der 1. Stunde abschnittsweise zu gering ausfällt, dies jedoch in den anderen beiden Stunden mehr als ausgeglichen wird. Dadurch weicht die Gesamtnachfrage dieser Morgenspitze in den betroffenen Abschnitten um nicht mehr als rund 2% ab.

Eine detaillierte Aufstellung des SOLL-IST-Vergleiches ist Tabelle 4.3-1 bis Tabelle 4.3-3 zu entnehmen.

| Legende | |
|---------|----------------------------------|
| | Abweichung geringer als 1% |
| | Abweichung größer/gleich rund 9% |

Tabelle 4.3-1: SOLL-IST-Vergleich der Kfz-Werte stundenfein

| | Zeitbereich | MQ1 | MQ3 | MQ4 | Auffahrt Gallneukirchen | Abfahrt Treffling | Auffahrt Treffling | Abfahrt Linz-Dornach | Auffahrt Linz-Dornach | Abfahrt Linz-Urfahr | Auffahrt Linz-Urfahr Freist. | Auffahrt Linz-Urfahr Leonf. | VOEST-Brücke | Abfahrt Linz-Hafenstr. | Auffahrt Linz-Hafenstr. | Abfahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Industriez. |
|--|-------------|----------|-------------|-----------------|-------------------------|-------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------|------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------|
| | | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO |
| | 1. Stunde | 3008 | 3509 | 3685 | 1020 | 174 | 164 | 190 | 843 | 458 | 698 | 1346 | 5237 | 1458 | 253 | 848 | 325 | 176 |
| | | 2997 | 3178 | 3323 | 1016 | 177 | 155 | 181 | 927 | 513 | 716 | 1288 | 4828 | 1329 | 256 | 764 | 323 | 178 |
| | | 0,4 | 9,4 | 9,8 | 0,4 | -1,7 | 5,5 | 4,7 | -10,0 | -12,0 | -2,6 | 4,3 | 7,8 | 8,8 | -1,2 | 9,9 | 0,6 | -1,1 |
| | 2. Stunde | 2129 | 3267 | 3481 | 775 | 286 | 161 | 325 | 1217 | 540 | 1020 | 1385 | 4761 | 1417 | 267 | 783 | 439 | 214 |
| | | 2137 | 3325 | 3535 | 781 | 284 | 163 | 311 | 1312 | 637 | 1043 | 1357 | 4864 | 1441 | 266 | 799 | 435 | 212 |
| | | -0,4 | -1,8 | -1,6 | -0,8 | 0,7 | -1,2 | 4,3 | -7,8 | -18,0 | -2,3 | 2,0 | -2,2 | -1,7 | 0,4 | -2,0 | 0,9 | 0,9 |
| | 3. Stunde | 1494 | 2783 | 3059 | 541 | 124 | 140 | 197 | 1175 | 487 | 694 | 1164 | 3859 | 1146 | 295 | 685 | 460 | 276 |
| | | 1501 | 2832 | 3110 | 546 | 136 | 141 | 209 | 1264 | 581 | 718 | 1149 | 3918 | 1168 | 294 | 695 | 459 | 274 |
| | | -0,5 | -1,8 | -1,7 | -0,9 | -9,7 | -0,7 | -6,1 | -7,6 | -19,3 | -3,5 | 1,3 | -1,5 | -1,9 | 0,3 | -1,5 | 0,2 | 0,7 |
| | 3 Stunden | -0,2 | 2,0 | 2,2 | -0,4 | -3,6 | 1,2 | 1,0 | -8,4 | -16,4 | -2,8 | 2,5 | 1,4 | 1,7 | -0,2 | 2,1 | 0,6 | 0,2 |

Tabelle 4.3-2: SOLL-IST-Vergleich der Pkw-Werte über drei Stunden

| | Zeitbereich | MQ1 | MQ3 | MQ4 | Auffahrt Gallneukirchen | Abfahrt Treffling | Auffahrt Treffling | Abfahrt Linz-Dornach | Auffahrt Linz-Dornach | Abfahrt Linz-Urfahr | Auffahrt Linz-Urfahr Freist. | Auffahrt Linz-Urfahr Leonf. | VOEST-Brücke | Abfahrt Linz-Hafenstr. | Auffahrt Linz-Hafenstr. | Abfahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Industriez. |
|--|-------------|----------|-------------|-----------------|-------------------------|-------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|-----------------|------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------|
| | | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO | Unterschied [%] | Erhebung | VM_A7_MAKRO |
| | 3 Stunden | 6237 | 8976 | 9451 | 2264 | 569 | 450 | 691 | 3150 | 1456 | 2355 | 3800 | 13276 | 3897 | 760 | 2277 | 1114 | 475 |
| | | 6240 | 8772 | 9230 | 2270 | 580 | 444 | 681 | 3403 | 1688 | 2417 | 3702 | 13048 | 3820 | 761 | 2221 | 1108 | 485 |
| | | 0,0 | 2,3 | 2,3 | -0,3 | -1,9 | 1,3 | 1,4 | -8,0 | -15,9 | -2,6 | 2,6 | 1,7 | 2,0 | -0,1 | 2,5 | 0,5 | -2,1 |

Tabelle 4.3-3: SOLL-IST-Vergleich der Lkw-Werte über drei Stunden

| | Zeitraum | MQ1 | MQ3 | MQ4 | Auffahrt Gallneukirchen | Abfahrt Treffling | Auffahrt Treffling | Abfahrt Linz-Dornach | Auffahrt Linz-Dornach | Abfahrt Linz-Urfahr | Auffahrt Linz-Urfahr Freist. | Auffahrt Linz-Urfahr Leonf. | VOEST-Brücke | Abfahrt Linz-Hafenstr. | Auffahrt Linz-Hafenstr. | Abfahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Prinz-Eugen-Str. | Auffahrt Industriez. |
|-----------------|-----------|-----|-----|-----|-------------------------|-------------------|--------------------|----------------------|-----------------------|---------------------|------------------------------|-----------------------------|--------------|------------------------|-------------------------|--------------------------|---------------------------|----------------------|
| Erhebung | 3 Stunden | 394 | 583 | 764 | 72 | 15 | 15 | 21 | 85 | 29 | 57 | 95 | 581 | 124 | 55 | 39 | 110 | 181 |
| VM_A7_MAKRO | | 394 | 562 | 738 | 72 | 16 | 15 | 22 | 100 | 44 | 59 | 93 | 562 | 118 | 55 | 37 | 109 | 178 |
| Unterschied [%] | | 0,0 | 3,6 | 3,4 | 0,0 | -6,7 | 0,0 | -4,8 | -17,6 | -51,7 | -3,5 | 2,1 | 3,3 | 4,8 | 0,0 | 5,1 | 0,9 | 1,7 |

4.4 Mikroskopisches Verkehrsflussmodell (VM_A7_MIKRO)

Wie im vorangegangenen Kapitel beschrieben, setzt sich auch dieses Simulationsmodell aus den vier Hauptbestandteilen

- Software, als Simulationsinstrument;
- Verkehrsangebot, in Form des Verkehrsnetzes im Planungsgebiet;
- Verkehrsnachfrage, als wesentliche Eingangsgröße;
- und Anwender, als operatives Medium

zusammen.

4.4.1 Software

Bei der Wahl der Software für das mikroskopische Verkehrsflussmodell fällt die Wahl auf das Produkt VISSIM in der Version 5.20 der Firma PTV Planung Transport Verkehr AG. Wie auch bei der Wahl von VISUM, spielen hier mehrere Faktoren eine wichtige Rolle. Zum einen ist dies für den Autor ein geläufiges Programm, das ebenfalls zur Verfügung gestellt wird, zum anderen ist eine Portierung des im VISUM vorhandenen makroskopischen Simulationsmodelles nach VISSIM möglich. Es kann neben dem Verkehrsnetz auch die stundenfein umgelegte Nachfrage nach VISSIM portiert werden. Dies hat den Vorteil, dass die Verkehrsnachfrage als Zufluss mit bereits statisch gelegten Routen zur Verfügung steht.

4.4.2 Verkehrsnetz

In VISSIM besteht ein vollständiges Verkehrsnetz grundsätzlich aus Strecken und Verbindern. Dabei dienen die Strecken als primäre Verkehrsflächen, auf der sich die Verkehrsteilnehmer – motorisiert oder nicht – bewegen können. Bei Änderungen der Streckengeometrie bzw. bei Knotenpunkten ist es notwendig, diese Strecken mit sogenannten Verbindern aneinander zu fügen, um ein vollständiges, zusammenhängendes Verkehrsnetz zu generieren. Weitere Elemente der Netzgestaltung werden im Laufe dieses Kapitels beschrieben.

Ein Wegenetz kann, wie es in dieser Arbeit bevorzugt wird, eingelesen werden. Dabei entfällt das übliche Anpassen eines Streckennetzes an ein hinterlegtes Orthofoto. Da das bereits vorhandene, eingelesene Verkehrsnetz bis dato nur für makroskopische Verkehrsuntersuchungen herangezogen wurde, weist es gewisse Ungenauigkeiten an verschiedenen, komplexen Geometrien – wie ASTn oder Knotenpunkten – auf. Diese Ungenauigkeiten sind auf der makroskopischen Simulationsebene durchaus zulässig, in der bei dieser Arbeit angewandten Einzelfahrzeugsimulation jedoch nicht. Daher wird das Netz auf Abweichungen zu den Orthofotos untersucht und anschließend angeglichen. Diese

Vorgangsweise erspart Zeit und minimiert Fehlerquellen bei der Netzgestaltung, vorausgesetzt, es wird ein fehlerfreies Netz für den Import herangezogen. Bei der detaillierten Ausgestaltung der ASTn ist darauf zu achten, dass die Strecken und Verbinder – insbesondere bei engen Kurvenradien o. ä. – derart gelegt werden, dass es den Simulationsfahrzeugen auch möglich ist, diese zu befahren. Weiters wird auf Modellierungsempfehlungen aus dem Benutzerhandbuch VISSIM 5.20, welche zu realistischem Verhalten der simulierten Verkehrsteilnehmer führen, Acht gegeben.

Im Folgenden werden die Besonderheiten der Modellierung des Netzes angeführt. Diese gelten sowohl für den Planfall 0 als auch für den Planfall Koordinierte Zuflussdosierung:

Grundsätzlich wird bei der detailgetreuen Anpassung der Strecken nur auf die Autobahn Fahrtrichtung Süden mit den Hauptstrecken, Auf- und Abfahrten und auf das nächstgelegene nachrangige Straßennetz Wert gelegt. Die Fahrtrichtung Norden und das weiter entfernte nachrangige Straßennetz werden vernachlässigt, da sie für diese Untersuchung nicht relevant sind und die Simulation nicht beeinflussen. Wichtig ist zu erwähnen, dass die vorhandenen Verkehrsstärken in den unangepassten Teilen des Netzes bewältigt werden können.

Des Weiteren werden keine Strecken oder Verbindungsstrecken gelöscht, sondern bei Bedarf lediglich an unkritische Stellen verschoben. Dies gewährleistet, dass bei einem nachträglichen Import der Nachfragebeziehungen aus dem makroskopischen Netz eingelesene Routen und Zuflüsse korrekt erkannt werden.

Die Verflechtungsstrecken nach den Auffahrten werden als dreistreifige Autobahnabschnitte definiert (ähnlich wie in Bild 4.4-1). Dies ermöglicht ein realistisches Verhalten bei den FS-Wechseln der Simulationsfahrzeuge. Die ankommende Hauptstrecke, welche 2 FS aufweist, ist mit kurzen Verbindungsstrecken an die FS 2 und FS 3 des Verflechtungsbereiches angebunden. Die Auffahrt ist auf die gleiche Weise mit FS 1 verbunden. Die weiterführende zweistreifige Hauptstrecke ist ebenfalls mit kurzen Verbindungsstrecken mit FS 2 und FS 3 der Verflechtungsstrecke vereint. Der FS 1 der Verflechtungsstrecke erhält keine weiterführende Strecke. In der Darstellung findet dieser FS ein abruptes Ende. Für eine bessere graphische Darstellung wird eine schräge Strecke ohne weitere Funktionalität eingefügt.

Bei Abfahrten wird ebenfalls ein dreistreifiger Autobahnabschnitt mit der Länge des jeweiligen Verzögerungstreifens eingefügt. Die ankommende zweistreifige Hauptstrecke wird mit dessen FS 2 und FS 3 verbunden. (Dies ergibt wiederum eine grobe Darstellung der Realität, welche wie oben beschrieben retuschiert werden kann.) Stromabwärts des Verzögerungstreifens wird die weiterführende zweistreifige Hauptstrecke ebenfalls an FS 2 und FS 3 des Verzögerungsabschnittes angebunden. Die Abfahrt wird an FS 1 desselben Abschnittes angehängt. Hier werden, wie auch bei den Auffahrten, kurze Verbinder verwendet.

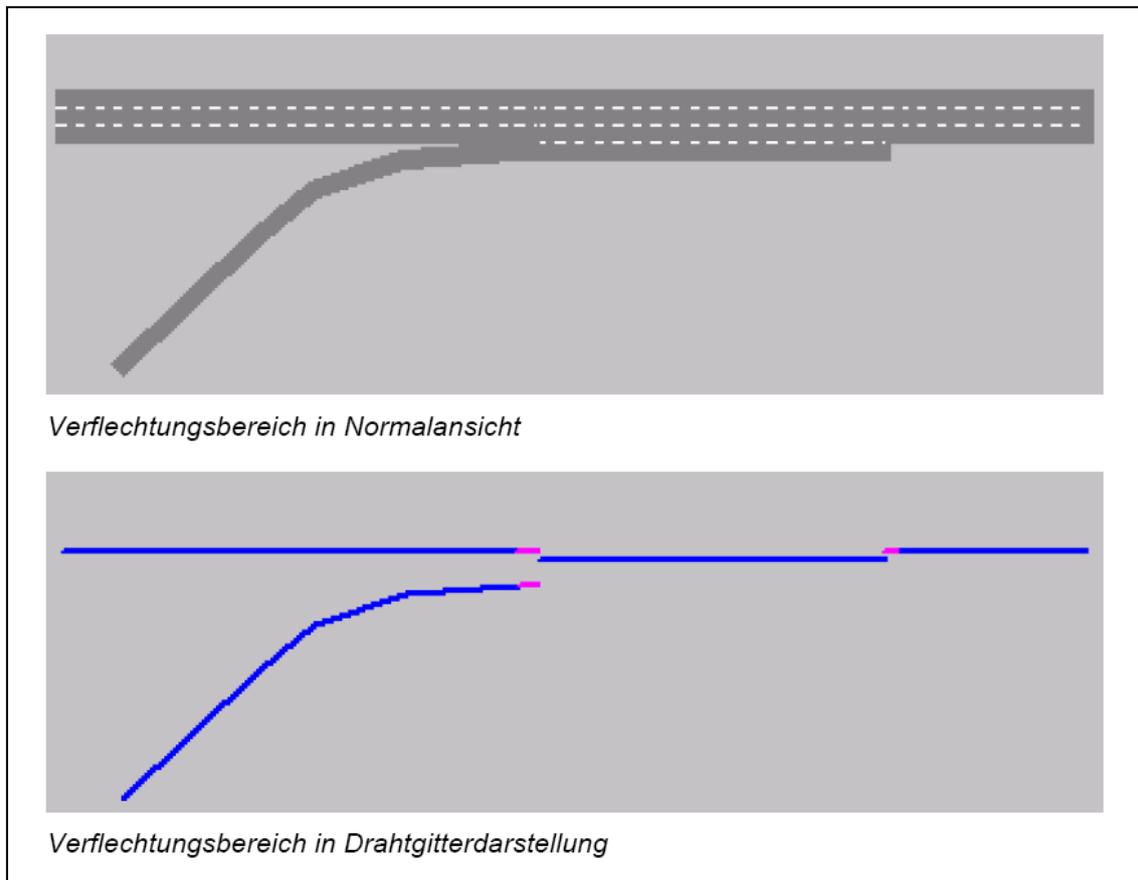


Bild 4.4-1: Darstellung eines Verflechtungsbereiches⁸²

Die Knoten vor den AST Gallneukirchen, Treffling und Linz-Dornach sind mit der richtigen Anzahl an FS sowie detailgetreuen Abbiegebeziehungen versehen. Die Breite der FS im nachrangigen Straßennetz wird auf 3,0 m reduziert. Auf der Autobahn verbleibt die FS-Breite bei 3,5 m, wie dies aus der Portierung aus dem makroskopischen Simulationsmodell vorgegeben ist. Die Kreuzung Freistädter Straße – Altenberger Straße (vor Auffahrt Linz-Dornach) wird festzeitgesteuert signalisiert, um das pulkartige Zufahren der Fahrzeuge auf die Autobahn korrekt abzubilden. Da die Verkehrsstärke der Auffahrt Linz-Dornach zu groß für eine effiziente, einstreifige ZD ist, wird diese Auffahrt für die Simulation um einen Fahrstreifen erweitert. Dies ist die einzige Abweichung der Netzgeometrie im Vergleich zur Realität.

Der Knoten vor der Auffahrt Linz-Urfahr auf der Freistädter Straße wird auf die gleiche Weise angepasst. Die Leonfeldener Straße wird bis zum Außenrand des Netzes (Ort des Zuflusses in das Netz) zweistreifig, mit einer FS-Breite von 3,0 m, modelliert.

⁸² Vgl. (PTV Planung Transport Verkehr AG 2009) Seite 272

Der Autobahnabschnitt im Bereich der VOEST-Brücke wird wie folgt bearbeitet:

Die Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße verzüngt sich von zwei auf einen FS, bevor sie mit der Auffahrt Freistädter Straße zusammengeführt wird. Dabei wird nur der linke FS weitergeführt. Gemeinsam mit der Auffahrt der Freistädter Straße bildet die verzüngte Leonfeldener Straße eine zweistreifige Beschleunigungsstrecke. Diese wird wiederum mit der Hauptfahrbahn (2 FS) zu einem etwa 60 m langen, vierstreifigen Autobahnabschnitt vereinigt. Auf dieser Länge herrscht ein FS-Wechselverbot von FS 3 zu FS 2. Der erste FS wird nach diesen rund 60 m nicht weitergeführt. Ein kurzer Verbinder hängt den dreistreifigen Folgeabschnitt an die FS 2, 3 und 4. Diese weiterführende dreistreifige Strecke weist eine Länge von nur 30 m auf, da das vorher beschriebene FS-Wechselverbot nach diesen 30 m endet. In diesem Abschnitt herrscht dieses FS-Wechselverbot von FS 2 nach FS 1. Ein kurzer Verbinder stellt die Verknüpfung aller drei FS zu den entsprechenden drei FS des nächsten Abschnitts her.

Durch eine Länge von rund 160 m und ohne FS-Wechselverbot soll gewährleistet werden, dass ein Großteil der FS-Wechsel in diesem Bereich passieren. Der folgende Abschnitt weist eine Länge von etwa 100 m auf und reicht bis zum südlichen Ende der VOEST-Brücke. Die drei vorhandenen FS werden mit den stromaufwärtsgelegenen Pendants verbunden. Auf diesem letzten Teilstück der Brücke herrscht ein FS-Wechselverbot von FS 3 nach FS 2. Zwei weiterführende Verbindere separieren die Strecke in die Abfahrt Linz-Hafenstraße und in die weiterführende Hauptfahrbahn, beide zweistreifig ausgeführt. Der FS 2 wird hierfür von beiden Verbindern genutzt.

Wichtige Verbindere im Detail:

Bei Abfahrt AST Linz-Dornach:

Verbinder 11176: Einordnen: 750 m; Nothalt 5 m;

Verbinder 10717: Einordnen: 750 m, Nothalt 5 m;

Verbinder 10718: Einordnen: 750 m, Nothalt 5 m;

Bei Abfahrt AST Linz-Urfahr:

Verbinder 10787: Einordnen: 750 m, Nothalt 5 m;

Verbinder 10786: Einordnen: 750 m, Nothalt 5 m;

Bei Verengung auf einen FS an der Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße:

Verbinder 11179: Einordnen 25 m, Nothalt: 5 m;

Nach der VOEST-Brücke:

Verbinder 10859: Einordnen 800 m, Nothalt: 350 m;

Verbinder 10860: Einordnen 800 m, Nothalt: 70 m;

Bei Abfahrt AST Linz-Hafenstr.:

Verbinder 10873: Einordnen 500 m, Nothalt: 5 m;

Verbinder 10878: Einordnen 400 m, Nothalt: 5 m;

Ein weiterer Verbinder an der Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße (Verbinder 10820) muss, entgegen der geometrischen Situation, an den rechten FS angebunden werden. Ansonsten würde nur der linke FS der zweistreifigen Auffahrt von den Simulationsfahrzeugen genutzt. Dies würde zu niedrigeren Verkehrsstärken und zu längeren Staus führen. Ein ungenutztes Streckenstück wird aus kosmetischen Gründen eingefügt.

Südlich der Abfahrt Linz-Hafenstraße erstreckt sich das Planungsgebiet noch weiter. Da dieser südliche Teil nicht relevant für Auswertungen ist, wird auf eine genaue Beschreibung der Geometrie dieses Abschnittes verzichtet. Die Geometrie der Strecken in diesem Gebiet muss lediglich einen reibungsfreien Abfluss des Verkehrs gewährleisten, um einer Staubildung in diesem Bereich vorzubeugen.

Der Knotenpunkt an der AST Linz-Hafenstraße wird geometrisch ebenso angepasst wie die oben beschriebenen Knotenpunkte. Zusätzlich wird eine festzeitgesteuerte VLSA implementiert, um den in der Realität vorhandenen Rückstau an der Abfahrt, der teilweise bis zur Hauptfahrbahn zurückreicht, in der Simulation zu erzeugen. Auch in der Realität wird dieser Rückstau von der dort situierten VLSA verursacht.

Weiters werden die durch die Portierung entstandenen Langsamfahrbereiche an sämtlichen Abfahrten gelöscht, da sie unberechtigte Verzögerungen und Staus auslösen. An mehreren Kreuzungspunkten und an engen Kurven sind die simulierten Fahrzeuge zu schnell unterwegs, daher werden an diesen Stellen Langsamfahrbereiche definiert.

Nach der nachträglichen Implementation der Nachfrage sind neue Fahrzeugklassen vorhanden. Diese werden bei den Wunschgeschwindigkeits-Entscheidungen ausgewählt. Zusätzliche Wunschgeschwindigkeits-Entscheidungen werden an den zuflussdosierten Auffahrten definiert, um das Fahrverhalten an den LSA n der ZD anzupassen. Grundsätzlich sind die Wunschgeschwindigkeiten im Planungsgebiet auf der Autobahn mit 80 km/h definiert. Lediglich an den Auffahrten vor den LSA n (20 km/h) und im Bereich der VOEST-Brücke (50 km/h) sind diese geringer. In der ersten Hälfte der VOEST-Brücke wird die Wunschgeschwindigkeit zur Verbesserung der Verflechtungssituation reduziert. Nach Auswertung der Verkehrsstärken hat sich gezeigt, dass diese Geschwindigkeitsreduktion die Kapazität dieses Streckenabschnitts nicht reduziert und daher zulässig ist.

An zwei Stellen, im Beschleunigungsbereich AST Linz-Dornach und im Beschleunigungsbereich AST Linz-Urfahr, werden Querverkehrsstörungen angeordnet, um den Fahrzeugen das Auffahren und Einordnen auf der Hauptfahrbahn in realistischem Ausmaß zu ermöglichen. Dies gelang mit der Variation der Fahrverhaltensparameter allein nicht.

Die Konfiguration der Querverkehrsstörungen sind in der Tabelle 4.4-1 angegeben:

Tabelle 4.4-1: Konfiguration der Querverkehrsstörungen

| AST Linz-Dornach | |
|-------------------------|-------------------------------------|
| Auffahrt FS 2 | Zeitlücke: 0,5 s Weglücke: 0,5 m |
| Hauptfahrbahn FS 1 | Zeitlücke: 0,5 s Weglücke: 0,5 m |
| | |
| AST Linz-Urfahr | |
| FS 2 | Zeitlücke 0,8 s Weglücke 0,5 m |
| FS 3 | Zeitlücke 0,5 s Weglücke 0,5 m |

4.4.3 Verkehrsnachfrage

Die Verkehrsnachfrage wird in der Software VISSIM grundsätzlich mithilfe zweier „Werkzeuge“ erstellt. Zum einen ist es notwendig, am Rand des Planungsgebietes – oder auch an beliebigen Stellen innerhalb – Zuflüsse zu definieren. Dabei werden die Zusammensetzung des Verkehrs und die Verkehrsstärke festgelegt.

Zum anderen werden Routen für diese Fahrzeuge zugewiesen. Nicht nur der Beginn und das Ende einer Route sind wesentliche Informationen, sondern auch sämtliche Strecken, die die Route beinhaltet, werden ausgewiesen. Diese Routen können als statische Bezirksbeziehungen oder auch dynamisch – d.h. durch veränderliche Routenentscheidungen – definiert werden. Da die Verkehrsnachfrage für diese Arbeit bereits im makroskopischen Simulationsmodell stundenfein an die Verkehrserhebung vom 15.06.2010 angepasst wurde und sich damit die Routen mit den zugehörigen Belastungen stundenweise verändern, wird hier auf weitere dynamische Routenentscheidungen verzichtet. Die Routen sind als statische Routen definiert.

Mit der Portierung in das mikroskopische Verkehrsmodell wird auch die Nachfrage übernommen. Da die Netzanpassung in einer Version des VM_A7_MIKROs stattfand, bei der die Verkehrsnachfrage nicht richtig abgebildet war, müssen die Datei mit dem angepassten Netz und jene mit der korrekten Nachfrage nachträglich vereint werden. Bei dieser Zusammenführung wurden

- die Fahrzeugtypen,
- die Fahrzeugklassen,

- die Routenentscheidungen,
- die Zuflüsse und
- die Zusammensetzungen

von der Version mit der angepassten Nachfrage in die vorhandene Version mit korrektem Wegenetz mittels eines Texteditors kopiert. Da keine Strecken oder Verbinder gelöscht wurden, können die Daten korrekt implementiert und Fehlermeldungen ausgeschlossen werden. Die Zuflüsse der Fahrzeuge in das Verkehrsnetz und die Fahrzeugverteilung mittels Routen sind somit im VISSIM korrekt abgebildet. Dieses Verkehrsmodell beinhaltet 390 Zuflüsse und 264 Routenentscheidungen mit 9078 Routen. Bei einer ersten Auswertung der Verkehrsstärken an ausgewählten Querschnitten stellt sich heraus, dass diese nahe der Zuflüsse mit jenen Verkehrsstärken aus dem makroskopischen Verkehrsmodell korrelieren. Mit wachsendem Abstand zu den „Einfüllpunkten“ weichen die Verkehrsstärken mehr von der Referenz ab. Dieses Ergebnis lässt sich damit begründen, dass die Menge und Verteilung der Simulationsfahrzeuge grundsätzlich korrekt ist, jedoch durch den Einfluss eines falschen Fahrverhaltens werden Kenngrößen wie die Verkehrsstärke verfälscht. Das Fahrverhalten spielt nahe den Zuflüssen die geringste Rolle, daher sind dort die Verkehrsstärken am wenigsten beeinflusst. Je länger sich ein Fahrzeug im Netz befindet, desto größer wird der Einfluss des Fahrverhaltens und somit auch die Abweichung der Verkehrsstärke im Vergleich zum Makrosimulationsmodell.

Aus diesem Grund gilt es, das Fahrverhalten so realitätsnah als möglich abzubilden. Hierfür stehen verschiedene Parameter zur Verfügung. Diese lassen sich in streckenbezogene und fahrzeugbezogene Attribute unterteilen.

Nach den ersten Testsimulationläufen stellt sich heraus, dass Staus vornehmlich vor Verbindern entstehen. Dies ist darauf zurückzuführen, dass es den Fahrzeugen aufgrund der hohen Verkehrsstärke nicht möglich ist, sich auf dem für ihre Route richtigen FS einzuordnen. Kurz vor dem Verbinder kommen diese Fahrzeuge in eine Nothalt-Situation. In den Eigenschaften der Verbinder können Entfernungen für das Einordnen und den Nothalt definiert werden. Die Default-Einstellungen von 200 m für das Einordnen und 5 m für den Nothalt sind an vielen Stellen unbrauchbar. Mit einer Variation des Einordnen-Parameters zwischen 200 m und 1400 m ist es den Simulationsfahrzeugen möglich, den Großteil der routenbezogenen FS-Wechsel zu absolvieren. Es ist darauf zu achten, dass bei zu großen Entfernungen für den Einordnen-Parameter die Fahrzeuge einen FS auf einer zu langen Distanz bevorzugen und dadurch der Autobahnquerschnitt nicht voll ausgelastet wird. Die Entfernung des Nothalt vor dem Verbinder wird ebenfalls stellenweise verändert. Weitere Beschreibungen und detaillierte Angaben sind im Kapitel 4.4.2 zu finden.

Nach der Anpassung dieser streckenbezogenen Parameter werden auch die fahrzeugbezogenen Attribute intensiv studiert und mittels Erfahrungen aus der Literatur und Empirie optimiert. Auf diesem Weg wird das VM_A7_MIKRO an das VM_A7_MAKRO angepasst. In der nachfolgenden Tabelle 4.4-2 sind die veränderten, fahrzeugbezogenen Parameter aufgelistet:

Tabelle 4.4-2: Auflistung der veränderten, fahrzeugbezogenen Parameter

| Parameter | Einheit | Default-Wert | zugewiesener Wert | Beschreibung |
|---|---------------------|----------------|-------------------|-------------------------------|
| Fahrverhalten außerorts: Folgeverhalten | | | | |
| CC1 | [s] | 0,90 | 0,75 | Folgeabstand |
| CC8 | [m/s ²] | 3,5 | 6,0 | Beschleunigung aus Stillstand |
| CC9 | [m/s ²] | 1,5 | 2,0 | Beschleunigung bei 80 km/h |
| Vorderfahrzeuge | [Fhz.] | 2 | 4 | Vorausschauweite |
| Fahrverhalten außerorts: Spurwechsel | | | | |
| Grundverhalten ⁸³ | | freie Spurwahl | | |
| Maximalverzögerung für kooperatives Bremsen | [m/s ²] | -3,0 | -6,0 | |
| -1 m/s ² pro Entfernung | [m] | 2 x 100 | 2 x 200 | Verzögerungsänderung |
| Akzeptierte Verzögerung Folgefahrzeug | [m/s ²] | -1,0 | -0,5 | |
| Faktor für reduzierten Sicherheitsabstand | [-] | 0,6 | 0,4 | |
| Maximalverzögerung für kooperatives Bremsen | [m/s ²] | -3,0 | -6,0 | |
| Fahrverhalten innerorts | | | | |
| mittlerer Stillstandsabstand | [m] | 2,0 | 1,0 | |

Erläuterungen zu den einzelnen Parametern:

Mit dem Parameter CC1 gelingt es, die Verkehrsstärken gleichmäßig im gesamten Planungsgebiet zu verändern.

⁸³ Grundverhalten: die Alternative „Rechtsfahrgebot“ wird im Regelfall für Autobahnen herangezogen. Im städtischen Autobahnnetz, insbesondere zu Spitzenzeiten, bildet die „freie Spurwahl“ das Verhalten der Simulationsfahrzeuge jedoch besser ab, da alle vorhandenen Fahrstreifen aufgrund der hohen Verkehrsstärken gleichermaßen genutzt werden und komplexe Verflechtungssituationen wichtigere Entscheidungskriterien bilden.

Mit den Parametern *CC8*, *CC9*, „*Vorausschauweite: Vorderfahrzeuge*“ und „*Maximalverzögerung für kooperatives Bremsen*“ erzielt man Veränderungen der Verkehrsstärke in Stauzonen.

Der Parameter „*-1 m/s² pro Entfernung*“ erlaubt es, die „Aggressivität“ der Simulationsfahrzeuge auf eine längere Strecke vor einer Nothaltessituation auszudehnen.

Durch die Reduktion des Parameters „*Akzeptierte Verzögerung Folgefahrzeug*“ vergrößert sich der Bereich der Aktionsmöglichkeiten der Simulationsfahrzeuge. Die „*Akzeptierte Verzögerung*“ und die „*Maximale Verzögerung*“ geben die Unter- und Obergrenze der Verzögerungsintensität der Simulationsfahrzeuge an.

Mit dem „*Faktor für reduzierten Sicherheitsabstand*“ verändert sich ebenfalls die Verkehrsstärke in dicht befahrenen Bereichen.

Durch Erhöhung der „*Maximalverzögerung für kooperatives Bremsen*“ gelingt es am Beschleunigungsstreifen, die auffahrenden und fahrstreifenwechselnden Fahrzeuge zu bevorzugen.

Durch Veränderung des Parameters „*mittlerer Stillstandsabstand*“ ist es möglich, bei gleicher Aufstelllänge die Anzahl der stehenden Fahrzeuge zu variieren.

Es wird darauf Wert gelegt, dass 60 s (außerorts) bzw. 120 s (innerorts) „*Wartezeit bis zur Diffusion*“ bei Fahrstreifenwechsel beibehalten werden. Auf diese Weise wird erreicht, dass nur 11 Fahrzeuge im Planfall 0 bzw. 10 Fahrzeuge im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung aus dem System diffundieren. Trotzdem bleibt der Verkehrsfluss in einer Weise erhalten, die jenem der Realität entspricht.

4.4.4 Simulationsdauer

Die Dauer der Simulation lehnt sich an die Dauer der relevanten Morgenspitze und wird mit drei Simulationsstunden anberaumt. Diese drei Stunden repräsentieren die Tageszeit von 06:15 bis 09:15, da anhand der Verkehrserhebung am 15.06.2010 festgestellt wurde, dass dieser Zeitraum die größte Verkehrsstärke aufweist. Um die Verkehrssituation von Beginn der Auswertungszeit an so realistisch als möglich abzubilden, wird eine Vorlaufzeit von 30 Minuten (1800 s) vorgeschaltet. In dieser Zeit wird das Netz mit Fahrzeugen „befüllt“.

4.4.5 Planfall 0

Der Planfall 0 stellt die Abbildung der Realität (lt. Verkehrserhebung vom 15.06.2010) im Mikrosimulationsmodell dar. Er dient als Referenz für den Planfall Koordinierte Zuflussdosierung. Die erfolgreiche Portierung von VISUM 11.5 nach VISSIM 5.20 mit der

oben beschriebenen Anpassung der Geometrie und der fahrzeugbezogenen und streckenbezogenen Parameter führen zum Planfall 0.

Dieser Planfall wird mit drei verschiedenen Startzufallszahlen simuliert. Dabei stellt sich heraus, dass die Schwankungsbreite der maximalen Staulänge im Bereich der Beobachtungen der Autobahnmeisterei Ansfelden liegt. Dies ist ein Indiz dafür, dass das VM stabil auf die Veränderungen der stochastischen Funktionen in VISSIM reagiert. Mit der Startzufallszahl 20 gelingt es am besten, sich den Ergebnissen aus dem VM_A7_MAKRO und somit auch der Verkehrserhebung anzunähern. Aus diesem Grund wird bei der Beurteilung der koordinierten ZD der Planfall 0 als auch der Planfall Koordinierte Zuflussdosierung mit der Startzufallszahl 20 simuliert. Die Validierung des Planfalls 0 bezieht sich somit auch auf Simulationen mit der Startzufallszahl 20.

Die Validierung des Planfalls 0

Der Verkehrsstärkevergleich:

In der Tabelle 4.4-3 ist der Verkehrsstärkevergleich zwischen dem Makrosimulationsmodell und dem Planfall 0 des Mikrosimulationsmodells zu sehen. Es werden alle verfügbaren Messquerschnitte stundenfein und als Summe über alle drei Stunden aufgelistet.

Tabelle 4.4-3: Verkehrsstärkevergleich VM_A7_MAKRO / Planfall 0

| 1. Stunde | VM_A7_MAKRO | VM_A7_MIKRO | | |
|--|----------------|----------------|-----------|---------|
| | Verkehrsstärke | Verkehrsstärke | Vergleich | |
| | [Fhz/h] | [Fhz/h] | Absolut | Relativ |
| Messquerschnitt 1 | 2997 | 2947 | -50 | -1,7 |
| Auffahrt Gallneukirchen | 1016 | 1004 | -12 | -1,2 |
| Abfahrt Treffling | 177 | 189 | 12 | 6,3 |
| Auffahrt Treffling | 155 | 177 | 22 | 12,4 |
| Abfahrt Dornach | 181 | 210 | 29 | 13,8 |
| Auffahrt Dornach | 927 | 955 | 28 | 2,9 |
| Abfahrt Linz-Urfahr | 513 | 480 | -33 | -6,9 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Freistädter Straße | 716 | 750 | 34 | 4,5 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße | 1288 | 1330 | 42 | 3,2 |
| VOEST-Brücke | 4828 | 4858 | 30 | 0,6 |
| Abfahrt Linz-Hafenstraße | 1329 | 1323 | -6 | -0,5 |
| Auffahrt Linz-Hafenstraße | 256 | 258 | 2 | 0,8 |
| 2. Stunde | | | | |
| Messquerschnitt 1 | 2137 | 2122 | -15 | -0,7 |
| Auffahrt Gallneukirchen | 781 | 770 | -11 | -1,4 |
| Abfahrt Treffling | 284 | 251 | -33 | -13,1 |
| Auffahrt Treffling | 163 | 151 | -12 | -7,9 |
| Abfahrt Dornach | 311 | 282 | -29 | -10,3 |
| Auffahrt Dornach | 1312 | 1281 | -31 | -2,4 |
| Abfahrt Linz-Urfahr | 637 | 614 | -23 | -3,7 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Freistädter Straße | 1043 | 1052 | 9 | 0,9 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße | 1357 | 1380 | 23 | 1,7 |
| VOEST-Brücke | 4864 | 4819 | -45 | -0,9 |
| Abfahrt Linz-Hafenstraße | 1441 | 1463 | 22 | 1,5 |
| Auffahrt Linz-Hafenstraße | 266 | 238 | -28 | -11,8 |
| 3. Stunde | | | | |

| | | | | |
|--|-------|-------|-----|-------|
| Messquerschnitt 1 | 1501 | 1530 | 29 | 1,9 |
| Auffahrt Gallneukirchen | 546 | 547 | 1 | 0,2 |
| Abfahrt Treffling | 136 | 134 | -2 | -1,5 |
| Auffahrt Treffling | 141 | 127 | -14 | -11,0 |
| Abfahrt Dornach | 209 | 216 | 7 | 3,2 |
| Auffahrt Dornach | 1264 | 1196 | -68 | -5,7 |
| Abfahrt Linz-Urfahr | 581 | 654 | 73 | 11,2 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Freistädter Straße | 718 | 724 | 6 | 0,8 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße | 1149 | 1142 | -7 | -0,6 |
| VOEST-Brücke | 3918 | 4325 | 407 | 9,4 |
| Abfahrt Linz-Hafenstraße | 1168 | 1345 | 177 | 13,2 |
| Auffahrt Linz-Hafenstraße | 294 | 307 | 13 | 4,2 |
| Gesamt (3 h) | | | | |
| Messquerschnitt 1 | 6635 | 6599 | -36 | -0,5 |
| Auffahrt Gallneukirchen | 2343 | 2321 | -22 | -0,9 |
| Abfahrt Treffling | 597 | 574 | -23 | -4,0 |
| Auffahrt Treffling | 459 | 455 | -4 | -0,9 |
| Abfahrt Dornach | 701 | 708 | 7 | 1,0 |
| Auffahrt Dornach | 3503 | 3432 | -71 | -2,1 |
| Abfahrt Linz-Urfahr | 1731 | 1748 | 17 | 1,0 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Freistädter Straße | 2477 | 2526 | 49 | 1,9 |
| Auffahrt Linz-Urfahr Leonfeldener Straße | 3794 | 3852 | 58 | 1,5 |
| VOEST-Brücke | 13610 | 14002 | 392 | 2,8 |
| Abfahrt Linz-Hafenstraße | 3938 | 4131 | 193 | 4,7 |
| Auffahrt Linz-Hafenstraße | 816 | 803 | -13 | -1,6 |

| Legende | |
|---------|---------------------------------|
| | Abweichung geringer als 9% |
| | Abweichung größer/gleich als 9% |

Interpretation des Verkehrsstärkevergleichs:

In den ersten beiden Stunden ist die Anpassung des VM_A7_MIKRO sehr gut gelungen. An Querschnitten mit einer Verkehrsstärke von mehr als 2000 Fhz/h beläuft sich die relative Abweichung auf maximal 1,7% oder 50 Fahrzeuge. Bei geringeren Verkehrsstärken wird der relative Fehler größer, doch in Anbetracht der Tatsache, dass die absolute Abweichung in keinem Querschnitt größer als 50 Fhz/h ist, sind diese höheren, relativen Abweichungen vernachlässigbar.

In der dritten Stunde fahren zu viele Fahrzeuge aus dem System. Auf der Hauptfahrbahn sind dies um 407 Fahrzeuge zu viel und an der Abfahrt Linz-Hafenstraße, welche ebenfalls als Systemausfahrt dient, 177. Diese Fahrzeuge fahren in den drei Stunden jedoch nicht in das Planungsgebiet, da sich alle anderen Zu- und Abflüsse relativ genau ausgleichen (wie in Tabelle 4.4-3 ablesbar). Diese 584 Fahrzeuge gelangen während der Vorlaufzeit, die in der Tabelle 4.4-3 nicht sichtbar ist, in das System. Während dieser Vorlaufzeit herrschen die Zuflüsse und Routen der ersten Stunde. Diese Werte sind zu hoch. Versuche, diese zu hohe Fahrzeuganzahl mittels verkürzter Vorlaufzeit an die korrekten Werte anzugleichen, verschlechtern Verkehrsstärken an zahlreichen anderen Querschnitten.

Alternativ hätte die Vorlaufzeit mit korrekten Eingangsgrößen schon im VM_A7_MAKRO implementiert werden müssen. Durch eine Portierung in das VM_A7_MIKRO mit treffenden Werten der Vorlaufzeit hätte diese Abweichung in der 3. Simulationsstunde vermieden werden können.

Da alle Zuflüsse in den betrachteten drei Stunden gut abgebildet sind und sich diese Ungenauigkeit nur auf die Systemausfahrt und die Hauptfahrbahn auswirkt, äußert sich die Abweichung lediglich durch einen verlängerten Stau auf der Hauptfahrbahn und durch einen verspäteten Zeitpunkt der Stauauflösung. Da beide Planfälle, die in dieser Arbeit miteinander verglichen werden, dieser Situation unterliegen, gibt es keine Beeinflussung der Ergebnisse.

Die Vermutung des verspäteten Zeitpunktes der Stauauflösung lässt sich zumindest qualitativ durch Aussagen der Autobahnmeisterei Ansfelden bestätigen. Beobachtet werden Stauauflösungszeitpunkte zwischen 08:30 und 09:00. Bei einem Vergleich mit dem simulierten Stauauflösungszeitpunkt 08:58 im Planfall 0 bestätigt sich die oben erwähnte These der spät auftretenden Auflösungszeitpunkte der Staus.

Reisezeitvergleich:

Im Bild 4.4-2 sind die Reisezeiten stundenfein für das VM_A7_MIKRO und die GPS-Messfahrten vom 15.06.2010 ersichtlich. In Tabelle 4.4-4 sind die jeweiligen Größen der Stichproben für die Darstellung der Plots angegeben.

Es bleibt zu erwähnen, dass nicht alle Fahrzeuge in diesen Reisezeitvergleich einfließen, sondern nur jene, die den betrachteten Autobahnabschnitt an der Hauptfahrbahn verlassen. Die Fahrzeuge, die frühere Abfahrten benutzen, werden vernachlässigt, da sie anteilmäßig gering sind und die Stauzone nicht zur Gänze durchfahren.

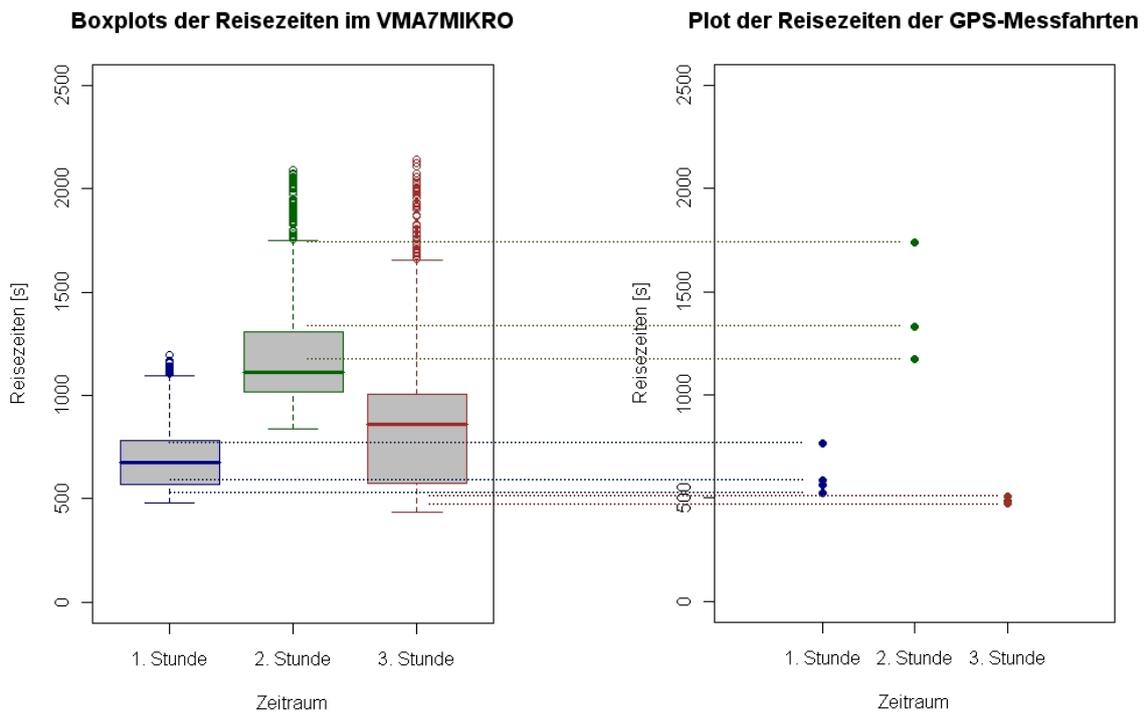


Bild 4.4-2: Reisezeitvergleich Planfall 0 / Verkehrserhebung

Tabelle 4.4-4: Anzahl der Fahrzeuge im Reisezeitvergleich

| Fahrzeuganzahl im Reisezeitvergleich | Anzahl 1. Stunde | Anzahl 2. Stunde | Anzahl 3. Stunde | Gesamtanzahl 3 Stunden |
|--------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------------|
| VM_A7_MIKRO | 1337 | 927 | 713 | 2977 |
| GPS-Messfahrten | 4 | 3 | 3 | 10 |

Interpretation des Reisezeitvergleichs:

Aus dem Reisezeitvergleich wird ersichtlich, dass die ersten beiden Stunden gut abgebildet sind. In der dritten Stunde ist der Großteil der Simulationsfahrzeuge langsamer unterwegs als die GPS-Messfahrzeuge am 15.06.2010. In Anbetracht der geringen Stichprobe von nur drei Messfahrten in der 3. Stunde lassen sich keine Aussagen bezüglich einer Begründung der Abweichung treffen. Festgehalten wird, dass die drei Messfahrten im üblichen Simulations-Reisezeitbereich der dritten Stunde liegen.

4.4.6 Planfall Koordinierte Zuflussdosierung

Dieses Szenario beinhaltet den Planfall 0, der um eine koordinierte ZD-Anlage erweitert ist. Es werden hierfür die Auffahrten von vier Anschlussstellen der „A7 – Mühlkreis Autobahn“ mit Lichtsignalanlagen und anderen notwendigen Bauelementen versehen.

Diese Lichtsignalanlagen sind in Tabelle 4.4-5 dargestellt.

Tabelle 4.4-5: Liste der zuflussdosierten ASTn und zugehörige LSA-Nummern

| Anschlussstelle | Abkürzung | Lichtsignalanlage |
|---|-----------|-------------------|
| AST Linz Hafenstraße | AST1 | LSA1 |
| AST Linz-Urfahr Auffahrt Freistädter Straße | AST21 | LSA21 |
| AST Linz-Urfahr Auffahrt Leonfeldener Straße | AST22 | LSA22 |
| AST Dornach | AST3 | LSA3 |
| AST Treffling | AST4 | LSA4 |

Detektoren

Für die in Echtzeit stattfindende Erhebung des Verkehrszustandes, die für die ZD notwendig ist, sind 87 Detektoren in 26 Fahrbahnquerschnitten in das Verkehrsnetz eingepflegt. Die Belegungsgrad-Detektoren werden mit einer Länge von 2,5 m ausgeführt. Alle Detektoren, die nur auf Anforderungen ansprechen, werden mit 1 m Länge implementiert. Durch die Wahl dieser Detektorlängen wird gewährleistet, dass sich nie zwei Fahrzeuge auf einem Detektor gleichzeitig befinden, da ansonsten Zählfehler auftreten. Für die ZD an sich werden 40 Detektoren benötigt. Die restlichen 47 Detektoren sind aufgrund von Restriktionen durch die Anwendungssoftware notwendig. In VISSIM 5.20 greift immer nur eine LSA auf einen Detektor zu. Da für diese Anwendung die Information einzelner Detektoren jedoch für verschiedene LSA n wichtig ist, werden diese vervielfacht. Die Benennung der Detektoren erfolgt systematisch durch eine fünfstellige Zahl.

Die ersten beiden Stellen beziehen sich auf die LSA:

- 10 für die LSA an der AST 1 (Linz-Hafenstraße);
- 21 und 22 für die LSA n an den beiden Auffahrten der AST 2 (Linz-Urfahr);
- 30 für die LSA an der AST 3 (Linz-Dornach);
- 40 für die LSA an der AST 4 (Treffling).

Die dritte und vierte Stelle beziehen sich auf den jeweiligen Fahrbahnquerschnitt. Stromabwärts beginnend werden die 26 Querschnitte der Reihe nach durchnummeriert. Die

letzte Ziffer dieser fünfstelligen Zahl bezieht sich auf den FS, auf dem der Detektor liegt. Auf der Hauptfahrbahn der Autobahn befinden sich maximal drei FS, auf den Auffahrten maximal zwei.

Die Detektoren versorgen die koordinierte ZD mit einer Frequenz von 1 Hz mit den notwendigen Echtzeit-Daten. Da die Belegungsgrade mit der Standardglättung von VISSIM 5.20 starken Schwankungen unterliegen, wird die Glättung weiter gestrafft. Der Glättungsfaktor α wird für Zu- und Abnahmen von 0,25 auf 0,01 reduziert. Dadurch wird gewährleistet, dass die Werte mit gewisser Kontinuität ausgegeben werden und Kontrollen der Arbeitsweise der koordinierten ZD möglich sind. Die Belegungsgrade werden an den einzelnen FS detektiert und anschließend arithmetisch gemittelt.

Arten der LSA-Schaltungen

Es werden für die einzelnen Auffahrten verschiedene Arten der LSA-Schaltung benötigt. Die erste Wahl ist immer die Schaltung, bei der ein Fahrzeug pro Grünphase pro Fahrstreifen auf die Hauptfahrbahn entlassen wird. Diese kommt bei der LSA1 (Linz-Hafenstraße), LSA22 (Linz-Urfahr Leonfeldener Straße), LSA3 (Linz-Dornach) und der LSA4 (Treffling) zum Einsatz. Aufgrund einer für eine einstreifige ZD sehr hohen Verkehrsstärke an der LSA21 (Linz-Urfahr) ist es notwendig, die Schaltung für zwei Fahrzeuge pro Grünphase auszulegen. Dies erhöht die Kapazität der LSA auf die benötigte Größenordnung.

Weiters wird für jede Auffahrt ein Beschleunigungstreifen von mindestens 200 m anberaumt.

Optimierung der Zuflussdosierung

Im ersten Schritt werden die maximalen Rückstaulängen auf allen Auffahrten empirisch ermittelt. Dabei ist darauf zu achten, dass am Ende aller Auffahrten die LSA bereits an den richtigen Stellen platziert sind, d.h. 200 m lange Beschleunigungstreifen müssen vorhanden sein. Weiters ist es wichtig, dass zwischen dem Zeitpunkt des Erreichens der maximalen Staulänge und dem Einsetzen des Rückstaumanagements noch genügend Speicher für Fahrzeuge vorhanden ist, die in diesem Zeitraum hinter dem Rückstau zu stehen kommen, ohne dass diese den Verkehrsfluss am vorgelagerten Knotenpunkt stören.

In Tabelle 4.4-6 ist die Kombination der akzeptierten Rückstaulängen zu sehen, die zu den kürzesten Reisezeiten führt. Diese wurden nach dem „Trial and Error“-Verfahren ermittelt.

Tabelle 4.4-6: Liste der maximalen Rückstaulängen der Auffahrten

| Auffahrt | maximale Rückstaulänge [Fhz] |
|---------------------------------|------------------------------|
| Linz-Hafenstraße | 12 |
| Linz-Urfahr Freistädter Straße | 17 |
| Linz-Urfahr Leonfeldener Straße | 140 |
| Treffling | 50 |
| Gallneukirchen | 60 |

Die folgende Optimierung gilt den kritischen Belegungsgraden auf der Hauptfahrbahn, die von ALINEA für die Berechnung der Zuflussrate herangezogen werden. Diese werden stromabwärts der zugehörigen Auffahrt detektiert. Hierbei wird ein Spektrum zwischen 18% und 25% untersucht. Dabei ist die Konfiguration der Detektoren zu beachten, die oben beschrieben ist.

Zum besten Ergebnis bezüglich der Reisezeiten führte die in Tabelle 4.4-7 angegebene Kombination von kritischen Belegungsgraden.

Tabelle 4.4-7: Definierte kritische Belegungsgrade der Hauptfahrbahn

| kritischer Belegungsgrad stromabwärts von | Wert [%] |
|---|----------|
| Auffahrt AST Hafenstraße (o_{cr1}) | 20 |
| Auffahrten AST Linz-Urfahr (o_{cr2}) | 22 |
| Auffahrt AST Linz-Dornach (o_{cr3}) | 20 |

Es bleibt zu erwähnen, dass die Simulation bei Variationen von o_{cr2} empfindlicher reagiert als bei Variation der beiden anderen kritischen Belegungsgrade.

Die letzte Optimierungsmöglichkeit besteht darin, die Startzeit der Zuflussdosierung zu verändern. Startete die ZD während der ersten beiden Optimierungsschritte noch bei Simulationssekunde 0, beginnt diese Optimierung mit einer Aktivierung der ZD bei Simulationssekunde 1800. Dies entspricht einer Tageszeit von 06:15, der Beginn der

Spitzenstunde am Morgen. Dies führt zu geringeren Staulängen und kürzeren Reisezeiten im Vergleich zu Planfall 0. Da sich der Stau im Planfall 0 jedoch erst bei Simulationssekunde 2000 zu bilden beginnt, wird dieser Zeitpunkt zunächst als optimaler Einschaltzeitpunkt für die koordinierte ZD angenommen und geprüft. Weitere Verbesserungen bezüglich der Staulängen und der Reisezeiten werden erzielt.

Versuche, den Einschaltzeitpunkt weiter nach hinten zu verschieben, führen entgegen den Erwartungen neuerlich zu Verbesserungen der Auswertekenngrößen. Wie sich herausstellt, kann eine ZD, die erst aktiviert wird, wenn sich ein Stau bereits zu bilden begonnen hat und ausbreitet, zu besseren Ergebnissen führen als eine vor der Staubildung aktivierte ZD. Der optimale Einschaltzeitpunkt ist, wenn sich der bereits gebildete, kurze Stau durch Aktivierung der ZD wieder vollständig abbauen lässt. Wenn dies gelingt, kann der Beginn des später einsetzenden, nicht mehr abbaubaren Staus so weit als möglich nach hinten verschoben werden. Dadurch wird die größtmögliche, staufreie Zeitspanne lukriert. Dieses Verschieben des Staubildungszeitpunktes hat großen Einfluss auf die Gesamtreisezeit und die maximale Staulänge. Für dieses VM hat sich als optimaler Einschaltzeitpunkt die Simulationssekunde 2340 (06:24 Uhr) ergeben.

Abschließend wird festgehalten, dass die Variation des Einschaltzeitpunktes der ZD zu den größten Verbesserungen führt. Dies liegt nicht zuletzt daran, dass nur mit einer Startzufallszahl in VISSIM simuliert wird, d.h. die stochastische Verteilung der Fahrzeuge ändert sich nicht. Fahrzeuge, die Fehlverhalten aufweisen, erreichen bei einheitlicher Startzufallszahl und einheitlichem Beginn der ZD die Stelle ihres Fehlverhaltens immer zum gleichen Zeitpunkt. Diese wenigen Unstetigkeiten führen zur Staubildung. Durch Variation der kritischen Belegungsgrade ist die ZD bei diesen hohen Verkehrsstärken nicht imstande, diese Unstetigkeiten „abzufedern“ und die Staubildung zu verhindern. Der Einfluss der Variation der kritischen Belegungsgrade kann besser mit einer Simulationsreihe mit verschiedenen Startzufallszahlen untersucht werden. So umgeht man die Staubildung durch das Fehlverhalten weniger Fahrzeuge.

Diese Optimierungen werden mit Hilfe von wiederholten Simulationen, Staubildbeobachtungen, Reisezeitvergleichen, Verkehrsstärkevergleichen, LSA-Detektor-Protokollen (VISSIM) und Signalzeitplänen (VISSIM) vorgenommen.

5 Auswertung und Ergebnisse

5.1 Staubildvergleich

Parameter für die Staubildausgabe:

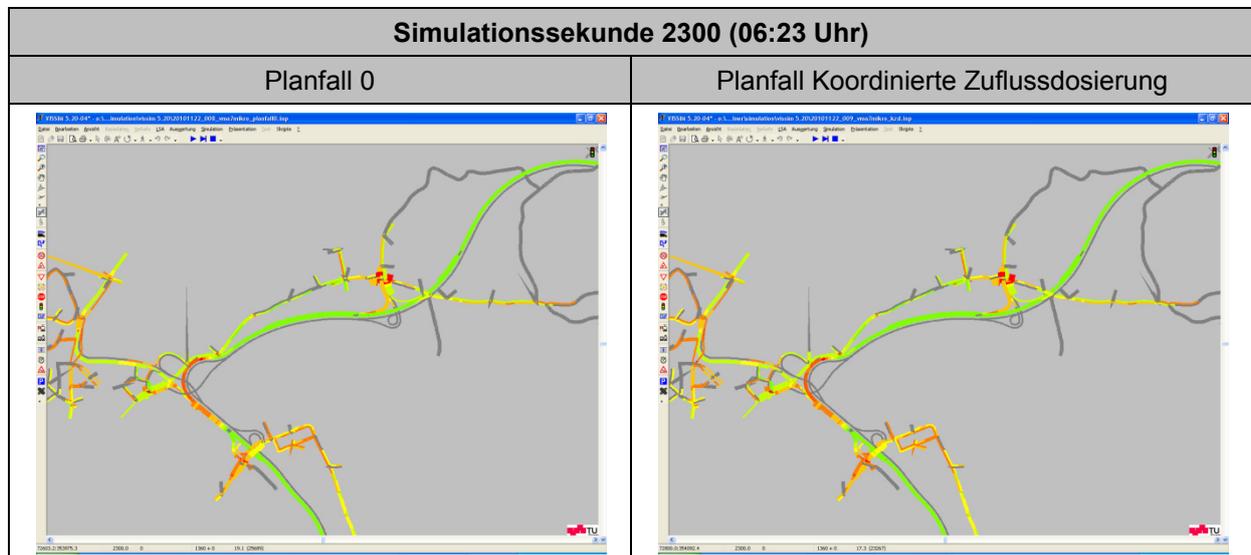
- Fahrzeuge: aggregierte Kenngrößen
- Streckenauswertung: Streckenabschnittslänge 25 m

| Legende | | |
|------------------------|---------|------------|
| Geschwindigkeit [km/h] | | |
| von | bis | Farbe |
| 0.000 | 10.000 | Rot |
| | 20.000 | Orange |
| | 30.000 | Orange |
| | 40.000 | Gelb |
| | 50.000 | Gelb |
| | 60.000 | Hellgrün |
| | 80.000 | Grün |
| | 100.000 | Grün |
| | 120.000 | Grün |
| | 200.000 | Dunkelgrün |

In den folgenden Tabellen sind die Staubilder beider Szenarien zu ausgewählten Zeitpunkten gegenübergestellt. Auf diese Weise lässt sich die Effektivität der koordinierten Zuflussdosierung (ZD) sehr gut darstellen. Die Gegenüberstellung der Staubilder findet zu Staubeginn im Planfall 0, zu Staubeginn im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung, zum Zeitpunkt der maximalen Stauausprägung und zum Zeitpunkt der Stauauflösung im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung statt.

Der Augenblick der ersten Stauerscheinung vor dem Verflechtungsbereich auf der VOEST-Brücke ist in beiden simulierten Szenarien gleich (Simulationssekunde 2000), da bis zu diesem Zeitpunkt keine ZD aktiv ist. In Tabelle 5.1-1 ist ein Staubildvergleich zu sehen, der die Situation 300 Sekunden nach der ersten Staubildung zeigt. Erst bei Simulationssekunde 2340, also kurz nach dem Vergleich in Tabelle 5.1-1, wird die ZD aktiviert. Der Stau, der sich bis zu diesem Zeitpunkt gebildet hat, kann mit der aktiven koordinierten ZD wieder abgebaut werden. Im Planfall 0 breitet sich der Stau ungehindert stromaufwärts aus. Dieser Stauabbau durch die ZD ist essentiell, da durch das Hinauszögern des „echten“ Staubeginns ein Großteil der Gesamtreisezeit eingespart wird. Ein sich in der Verkehrsspitze verzögert bildender Stau weist zeitlich sowie geographisch geringere Ausmaße auf. Je länger die Staubildung verhindert wird, desto geringer ist die Gesamtbeeinträchtigung des Streckenabschnittes.

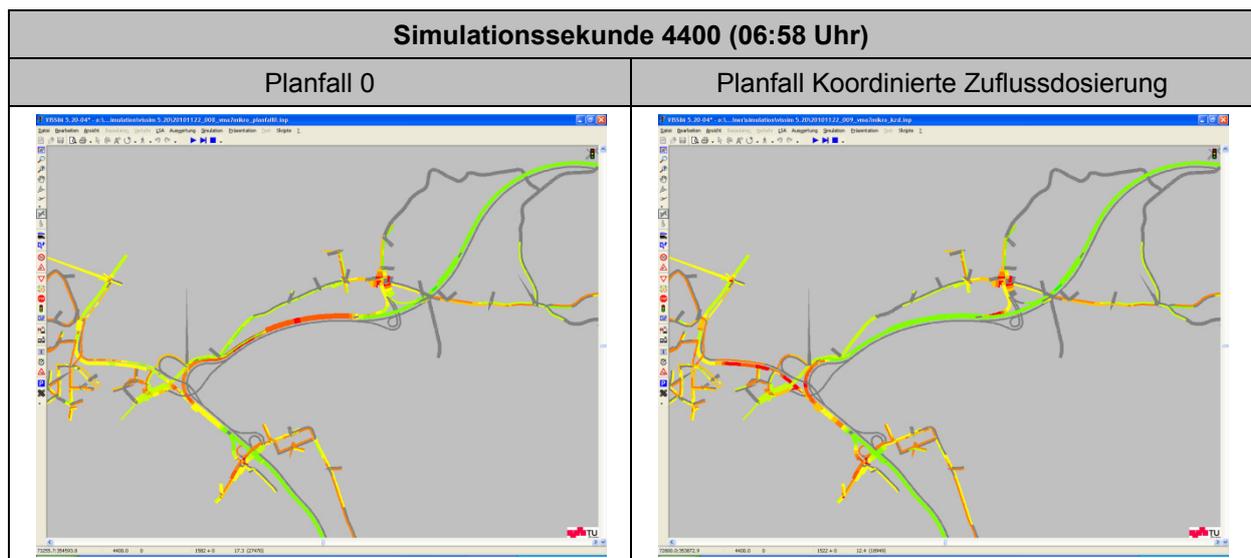
Tabelle 5.1-1: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 2300 (06:23 Uhr)



In Tabelle 5.1-2 ist der Vergleich der Stauausprägungen zur Simulationssekunde 4400 zu sehen. Im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung gelingt es, eine Staubildung bis zur Simulationssekunde 4100 zu verhindern, daher fällt diese Staulänge kurz aus. Im Planfall 0 breitet sich der Stau bereits bis zur Anschlussstelle Linz-Dornach aus. In dieser Gegenüberstellung ist die Leistung der koordinierten ZD erstmals klar ersichtlich.

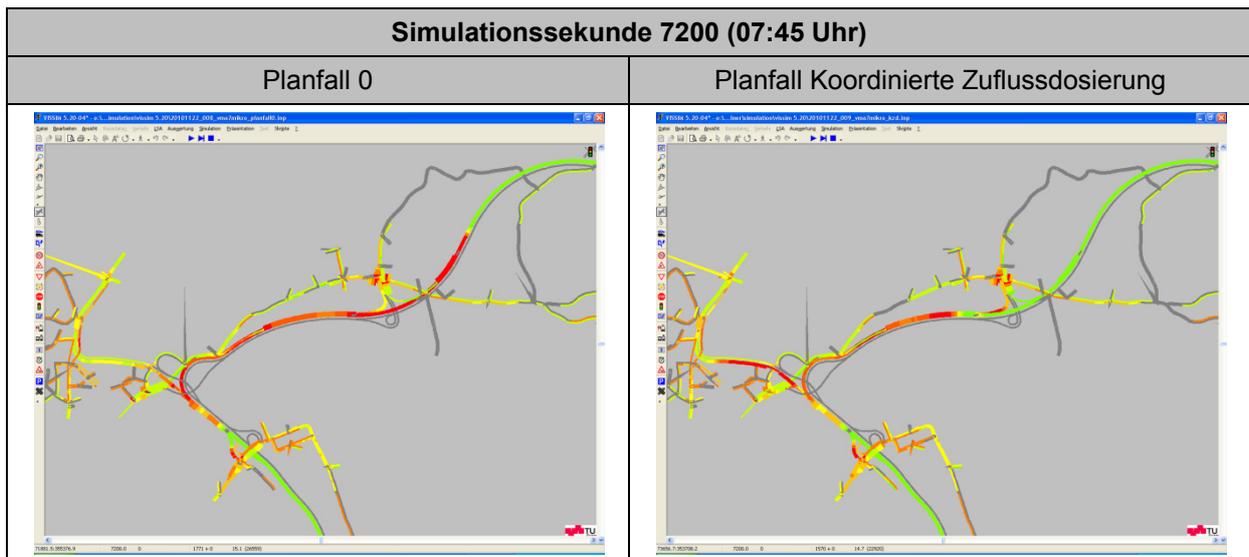
Weiters sind, im zuflussdosierten Fall, die Rückstaus auf den Auffahrten zu sehen. Da die Belegungsgrade auf der Hauptfahrbahn beinahe über die gesamte Morgenspitze kritische Werte annehmen, sind die Speicherplätze der Auffahrten über einen Großteil dieser Zeit voll ausgenutzt. Bei genauem Studium der Simulationen fällt auf, dass die Auffahrt Linz-Hafenstraße nicht geeignet ist, die Verkehrssituation stromaufwärts des Verflechtungsbereiches zu beeinflussen, da sie sich stromabwärts des kritischen Bereichs befindet. Die Auffahrt Treffling ist diesbezüglich ebenfalls nur wenig effizient, da die Verkehrsstärke an diesem Querschnitt sehr gering ist. Hinzu kommt die verhältnismäßig große geographische Distanz, welche zu einem nicht unwesentlichen Zeitversatz führt.

Tabelle 5.1-2: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 4400 (06:58 Uhr)



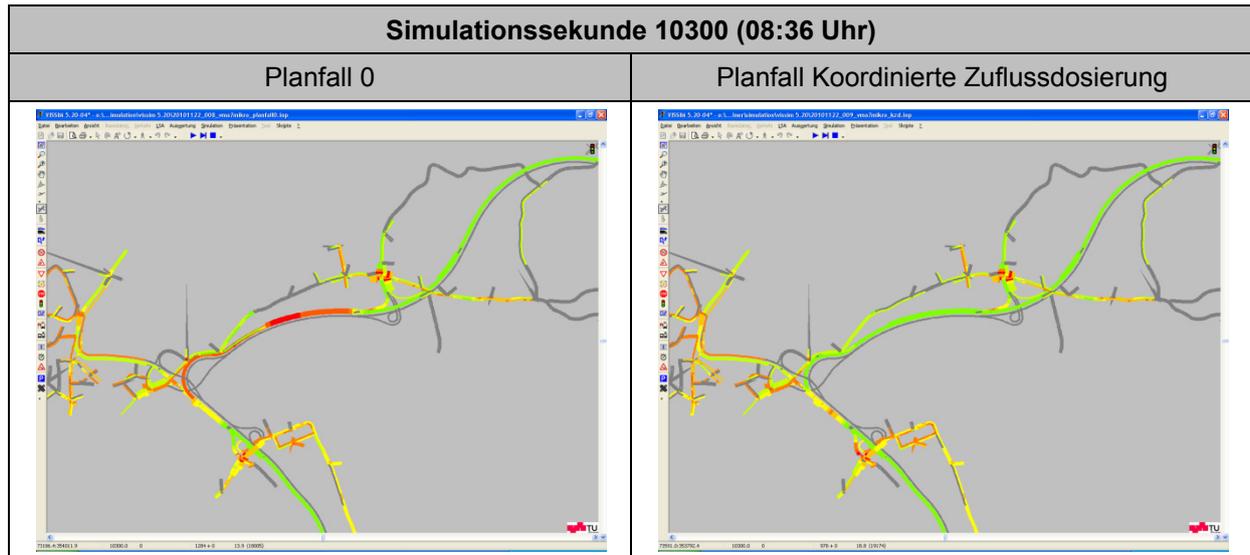
Die maximale Stauausprägung, in Tabelle 5.1-3 ersichtlich, ereignet sich um 07:45 Uhr (Simulationssekunde 7200). Dies ist in beiden Szenarien annähernd ident. Die Längendifferenz der Staus der beiden Szenarien zeigt die Effizienz der koordinierten ZD. Durch diese geringere örtliche Ausdehnung wird auch eine geringere zeitliche Wirkung des Staus lukriert.

Tabelle 5.1-3: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 7200 (07:45 Uhr)



Um die Simulationssekunde 10300 löst sich der Stau im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung auf. Zu diesem Zeitpunkt herrscht im Planfall 0 ein Stau mit einer Ausdehnung bis zur Anschlussstelle Linz-Dornach. Dieser wird sich zur Simulationssekunde 11600, 22 Minuten später, aufgelöst haben.

Tabelle 5.1-4: Staubildvergleich für die Simulationssekunde 10300 (08:36 Uhr)



In Kapitel 5.2 und Kapitel 5.3 wird anhand von Gesamtreisezeiten und anderen quantifizierbaren Größen gezeigt, dass mit der koordinierten ZD ein Vorteil gegenüber dem Planfall 0 zu lukrieren ist.

Ein Vergleich der Staubilder im zeitlichen Abstand von 15 min, beginnend um 06:15 Uhr, ist dem Anhang B zu entnehmen.

5.2 Gesamtreisezeitvergleich

Beim Gesamtreisezeitvergleich werden die Reisezeiten der einzelnen Simulationsfahrzeuge addiert und als eine Kenngröße ausgewiesen. Es fließen somit die Reisegeschwindigkeiten, die Staudauer und die Staulänge in diesen Vergleich mit ein.

In Tabelle 5.2-1 sind die Gesamtreisezeiten des Planfalls 0 und des Planfalls Koordinierte Zuflussdosierung stundenfein und als Gesamtwert ausgewiesen. Zum besseren Vergleich ist die Differenz dieser Reisezeiten absolut und relativ zum Planfall 0 angegeben. Zusätzlich sind die Fahrzeugzahlen, die zu diesen Ergebnissen führen, angegeben.

Tabelle 5.2-1: Gesamtreisezeitvergleich

| Gesamtreisezeit | Einheit | 1. Stunde | 2. Stunde | 3. Stunde | Gesamt | Fahrzeuganzahl |
|--------------------------|---------|-----------|-----------|-----------|--------|----------------|
| Planfall 0 | [h] | 685 | 973 | 629 | 2287 | 15744 |
| Planfall Koordinierte ZD | [h] | 676 | 780 | 375 | 1831 | 15718 |
| Differenz absolut | [h] | 9 | 193 | 254 | 456 | 26 |
| Differenz relativ | [%] | 1,3 | 19,8 | 40,4 | 19,9 | 0,17 |

Anm.: Es fließen nicht alle Fahrzeuge in diesen Reisezeitvergleich mit ein, sondern nur jene, die den betrachteten Autobahnabschnitt an der Hauptfahrbahn und an der Abfahrt Linz-Hafenstraße verlassen. Jene Fahrzeuge, die frühere Abfahrten benutzen, werden vernachlässigt, da sie anteilmäßig gering sind und die Stauzone nicht zur Gänze durchfahren. Würde jedes Fahrzeug in diesen Vergleich mit einfließen, führte dies zu noch besseren Ergebnissen dieser Arbeit, da sich die Differenz der Einzelreisezeiten mit mehr Fahrzeugen multipliziert.

5.3 Stauausprägungen

Tabelle 5.3-1: Vergleich der zeitlichen und örtlichen Ausprägungen der Staus (HFB)

| | Einheit | Planfall 0 | Planfall Koordinierte Zuflussdosierung |
|--------------------------------|---------------------------|---------------|---|
| Zeitpunkt des Staubeginns | Sim.-Sekunde / Uhrzeit | 2000 / 06:18 | 4100 / 06:53 |
| Zeitpunkt der Stauauflösung | Sim.-Sekunde / Uhrzeit | 11600 / 08:58 | 10300 / 08:36 |
| Staudauer | [s] / [min] | 9600 / 160 | 6200 / 103 |
| maximale Staulänge | [m] | 3300 | 1500 |

5.4 Interpretation der Ergebnisse

In der ersten Stunde ergibt sich die geringste Differenz der Reisezeiten. Der Stau auf der Hauptfahrbahn beginnt sich bei der zuflussdosierten Simulation zwar um 1900 s (32 min) später zu bilden, jedoch füllen sich ab der Aktivierung der koordinierten ZD (Sekunde 2340) die Auffahrten mit Fahrzeugen. Dies gleicht sich mit einer Genauigkeit von 3% aus. In der zweiten Stunde ergibt sich im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung eine um knapp 20% reduzierte Gesamtreisezeit im Vergleich zum Planfall 0. Dies ist auf die kürzere Staulänge dieses Planfalls während der gesamten Stunde zurückzuführen. Die Rückstaus auf den Auffahrten sind hierbei berücksichtigt. In der dritten Stunde wächst die Differenz der Gesamtreisezeit zwischen den beiden Planfällen auf knapp 40%. Nur aufgrund einer um 20 min früheren Stauauflösung im Planfall Koordinierte Zuflussdosierung ist dies möglich. Über die gesamte Morgenspitze wird die Gesamtreisezeit um 20,2% verringert. Es bleibt festzuhalten, dass diese Reduktion der Gesamtreisezeit trotz einer annähernd gleichbleibenden Anzahl von Fahrzeugen erreicht wird.

6 Fazit und Ausblick

In dieser Arbeit wird einmal mehr gezeigt, dass die Zuflussdosierung eine effektive Methode ist, um die Verkehrssituation temporär zu verbessern und auf diesem Weg Verkehrsspitzen abzufachen.

Mittels einer koordinierten Zuflussdosierung ist es gelungen, die Verkehrssituation im täglichen Frühverkehr, im Norden von Linz an der „A7 – Mühlkreis Autobahn“, zu verbessern. Die betroffenen Fahrzeuge erreichen höhere Reisegeschwindigkeiten, stehen kürzer im Stau, erleiden weniger notwendige Halte und verkürzen so ihre Reisezeiten drastisch. Dies spart dem einzelnen Verkehrsteilnehmer Zeit und Kosten. In den Simulationen hat sich herausgestellt, dass rund 450 Personenstunden eingespart werden. Wenn sich Reisezeiteinsparungen in dieser Größenordnung täglich ergeben, ist dies auch volkswirtschaftlich gesehen ein großer Vorteil.

Die Effektivität einer Zuflussdosierung hängt von vielen Faktoren ab. Zum einen ist die Geometrie von großer Bedeutung. Nur Autobahnabschnitte mit mehreren, in kurzen Abständen aufeinanderfolgenden Anschlussstellen sind für eine koordinierte Zuflussdosierung geeignet. Im urbanen Bereich finden sich diese beschriebenen Eigenschaften von Autobahnen häufig wieder. Gerade auf urbanen Autobahnen ist es interessant eine ZD-Anlage zu installieren, für die Morgenspitze stadteinwärts und je nach Ausprägung der Nachmittagspitze, stadtauswärts. Dabei gilt, je länger die einzelnen Auffahrten sind, desto mehr Speicherplatz für ankommende Fahrzeuge ist vorhanden. Bei hohen Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und/oder den Auffahrten ist ein großer Speicherplatz besonders wichtig. Ebenfalls sind bei verhältnismäßig lang andauernden Verkehrsspitzen lange Auffahrten hilfreich, den Staubeginn auf der Hauptfahrbahn so lange als möglich zu verhindern.

Ein weiterer wichtiger Faktor für eine gut funktionierende koordinierte Zuflussdosierung sind die Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn und an den Auffahrten. Die Differenz der Verkehrsstärke der HFB zu jener der Auffahrten muss in einem bestimmten Verhältnis stehen. Ist diese zu gering, werden die Auffahrten zu schnell mit Fahrzeugen gefüllt und die ZD wird von einem Rückstau management überlagert. Ist die Differenz zu groß, beeinflusst die Anzahl der auf den _Auffahrten zurückgehaltenen Fahrzeuge die Gesamtverkehrsstärke kaum und die kritischen Verkehrsstärken auf der Hauptfahrbahn können nicht reduziert werden. Die Anzahl der Fahrzeuge, für die Wartezeiten entstehen, im Gegensatz zu den Fahrzeugen für die die Reisegeschwindigkeit erhöht wird, soll dennoch gering gehalten werden. Dies verringert die Gesamtreisezeit.

Weiters ist es wichtig, Engstellen ausfindig zu machen. Steigungen, Fahrstreifenreduktionen und andere kapazitätsmindernde, geometrische Eigenschaften können durch ein Studium des Verkehrsangebots eruiert werden. Für die Identifikation komplexer Verflechtungssituationen oder von Unfallhäufungspunkten ist zusätzlich ein Studium des Staubildes, von Unfallstatistiken und der Verkehrsstärken hilfreich. Temporäre Engstellen wie Baustellen erfordern eventuell eine Anpassung der vor Ort installierten Zuflussdosierung.

Es ist bekannt, dass sich verändernde Wetterverhältnisse variierende Kapazitäten auf einzelnen Streckenstücken verursachen. Kurzfristige Anpassungen entscheidender Einflussparameter des Zuflussdosierungsalgorithmus (o_{cr} bei ALINEA) können zu einer weiteren Verbesserung der Leistung einer Zuflussdosierungsanlage führen. In diesem Bereich müssen allerdings detaillierte Untersuchungen über längere Zeiträume für die einzelnen Zuflussdosierungsanlagen separat durchgeführt werden.

Für die Umsetzung von Zuflussdosierungsanlagen in Österreich müssen die Rahmenbedingungen auf gesetzlicher Ebene erst geschaffen werden. Die notwendigen kurzen Umlaufzeiten und die Signalfolge mit nur 3 Signalbildern sind derzeit durch die StVO nicht abgedeckt. Hierbei bleibt die Überlegung anzustellen, ob unvollständige VLSA leichter durchzusetzen sind.

Neben der Planung, Installation und politischer Durchsetzung gilt es, die Akzeptanz der Zuflussdosierungsanlage bei den Verkehrsteilnehmern zu prüfen und gegebenenfalls durch Vorinformation und Beschilderung zu erhöhen. Eine Zuflussdosierung funktioniert ohne korrektes Verhalten der Verkehrsteilnehmer nicht.

Konkret zur Situation im Norden von Linz wird festgehalten, dass für eine funktionierende Zuflussdosierung eine geometrische Anpassung nicht umgangen werden konnte. Aufgrund der hohen Verkehrsstärke auf der Auffahrt Linz-Dornach, ist es für eine effiziente Zuflussdosierung notwendig, einen zweiten Fahrstreifen einzufügen. Die Auffahrten weisen geringe Abstände voneinander auf und sind teilweise mit einer sehr hohen Speicherkapazität (bis zu 140 Fahrzeugen) ausgestattet. Dies spricht generell für eine sehr gute Eignung dieses Streckenabschnittes zur Anwendung einer Zuflussdosierung.

7 Literaturverzeichnis

Abdel-Aty, M., und V. Gayah. „COMPARISON OF TWO DIFFERENT RAMP METERING ALGORITHMS FOR REAL-TIME CRASH RISK REDUCTION.“ *Transportation Research Board 87th Annual Meeting*, 2008.

Bogenberger, K. *Adaptive Zuflussregelung mit genetischen Fuzzy-Algorithmen*. BMW AG, E-W-1.

Bogenberger, K., H. Keller, und S. G. Ritchie. „ADAPTIVE FUZZY SYSTEMS FOR TRAFFIC RESPONSIVE AND COORDINATED RAMP.“ *Transportation Research Board 81th Annual Meeting*, 2002.

Chaudhary, N. A., und C. J. Messer. „Freeway On-Ramp Design Criteria for Ramp Meters with Excessive Queue Detectors.“ *Transportation Research Board 81th Annual Meeting*, 2002.

Friedrich, B., und E. Almasri. „Modellbasierte Optimierung der Versatzzeiten mit dem Cell Transmission Model.“ *Straßenverkehrstechnik*, 04 2005.

Gettman, D. M., K. L. Head, und P. B. Mirchandani. „A multi-objective integrated large-scale optimized ramp metering control system (MILOS) for freeway traffic management.“ *Transportation Research Board 78th Annual Meeting*, 1999.

Kerner, B. S. „Zuflussdosierung und Zuflusscharakter der Straßenkapazität auf Schnellstraßen.“ *Straßenverkehrstechnik*, 03 2006.

Kosmatopoulos, E., et al. „Real-Time Estimations of Critical Occupancy for Maximum Motorway Throughput.“ *Transportation Research Board*, 28. 02 2007.

Levinson, D., L. Zhang, S. Das, und A. Sheikh. „Evaluating ramp meter evidence from the Twin City meter shut-off.“ *Transportation Research Board 81th Annual Meeting*, 2002.

Masher, D. P., D. W. Ross, P. J. Wong, P. L. Tuan, H. M. Zeidler, und S. Peracek. *Guidelines for design and operating of ramp control systems*. Menid Park, CA: Stanford Research Institute, 1975.

May, A. D. „Experimentation with Manual and Automatic Ramp Control.“ *Transportation Research Board*, 1964.

Minnesota Department of Transportation (Mn/DoT), Traffic Management Center (TMC). „Ramp Metering by Zone - The Minnesota Algorithm.“

Mn/Dot Traffic Management Center Web Archive. 10. 03 2000.
<http://web.archive.org/web/20001003114803/http://www.dot.state.mn.us/tmc/tech/algorithm.html> (Zugriff am 08. 08 2010).

OH, H., und V. P. SISIPIKU. „A MODIFIED ALINEA RAMP METERING MODEL.“ *Transportation Research Board 80th Annual Meeting*, 2001.

- Ozbay, K., I. Yasar, und P. Kachroo. „Modeling and PARAMICS Based Evaluation of New Local Freeway Ramp-Metering Strategy that Takes Ramp Queues into Account.“ *Transportation Research Board 83th Annual Meeting*, 2004.
- Papageorgiou, M., H. Haj-Salem, und J. Blosseville. „ALINEA: A Local Feedback Control Law for On-Ramp Metering.“ *Transportation Research Board 70th Annual Meeting*, 1991.
- Papageorgiou, M., und A. Kotsialos. *Freeway Ramp Metering: An Overview*. IEEE, 2002, 279.
- Papagerogiou, M., I. Papamichail, V. Vong, und J. Gaffney. „HERO COORDINATED RAMP METERING IMPLEMENTED AT THE MONASH FREEWAY.“ *Transportation Research Board 89th Annual Meeting*, 2010.
- Papagerogiou, M., und I. Papamichail. *Handbook of Ramp Metering D7.5*. EURAMP, TU Kreta, 2007.
- Papamichail, I., und M. Papageorgiou. „IEEE TRANSACTIONS ON INTELLIGENT TRANSPORTATION SYSTEMS, VOL. 9, NO.1.“ *IEEE*, 05 2008.
- PTV Planung Transport Verkehr AG. *VISSIM 5.20 Benutzerhandbuch*. Karlsruhe, 2009.
- Smaragdis, E., M. Papageorgiou, und E. Kosmatopoulos. *A flow-maximizing adaptive local ramp metering strategy*. Elsevier, 2003.
- Smaragdis, E., und M. Papagerogiou. „Series of New Local Ramp Metering Strategies.“ *Transportation Research Board*, 2003.
- Spiliopoulou, A. D., D. Manolis, I. Papamichail, und M. Papageorgiou. „QUEUE MANAGEMENT TECHNIQUES FOR METERED FREEWAY ON-RAMPS.“ *Transportation Research Board 89th Annual Meeting*, 2010.
- Stratified Zone Metering-The Minnesota Algorithm*. Minnesota: Minnesota Department of Transportation, 2003.
- Sun, X., und R. Horowitz. „A SET OF NEW TRAFFIC-RESPONSIVE RAMP-METERING ALGORITHMS AND MICROSCOPIC SIMULATION RESULTS.“ *Transportation Research Board 85th Annual Meeting*, 2006.
- Trapp, Roland. *Entwicklung eines proaktiven Verfahrens zur Rampenzuflusssteuerung und die Bewertung seiner Wirkung im Vergleich zu anderen Steuerungsverfahren*. Aachen, 2006.
- Trupat, S., und M. Tepper. „Neuere Entwicklungen der Zuflussregelung in Deutschland.“ *Straßenverkehrstechnik*, 08 2004.
- Vukanovic, S., und O. Ernhofer. „Evaluation and Field Implementation Of The Fuzzy Logic Based Ramp Metering Algorithm ACCEZZ.“ *IEEE Intelligent Transportation Systems Conference*, 2006.

Wang, Y., M. Papageorgiou, J. Gaffney, I. Papamichail, G. Rose, und W. Young. „Local Ramp Metering in the Presence of Random-Location Bottlenecks Downstream of a Metered On-Ramp.“ *Transportation Research Board 89th Annual Meeting*, 2010.

8 Anhang

Anhang A

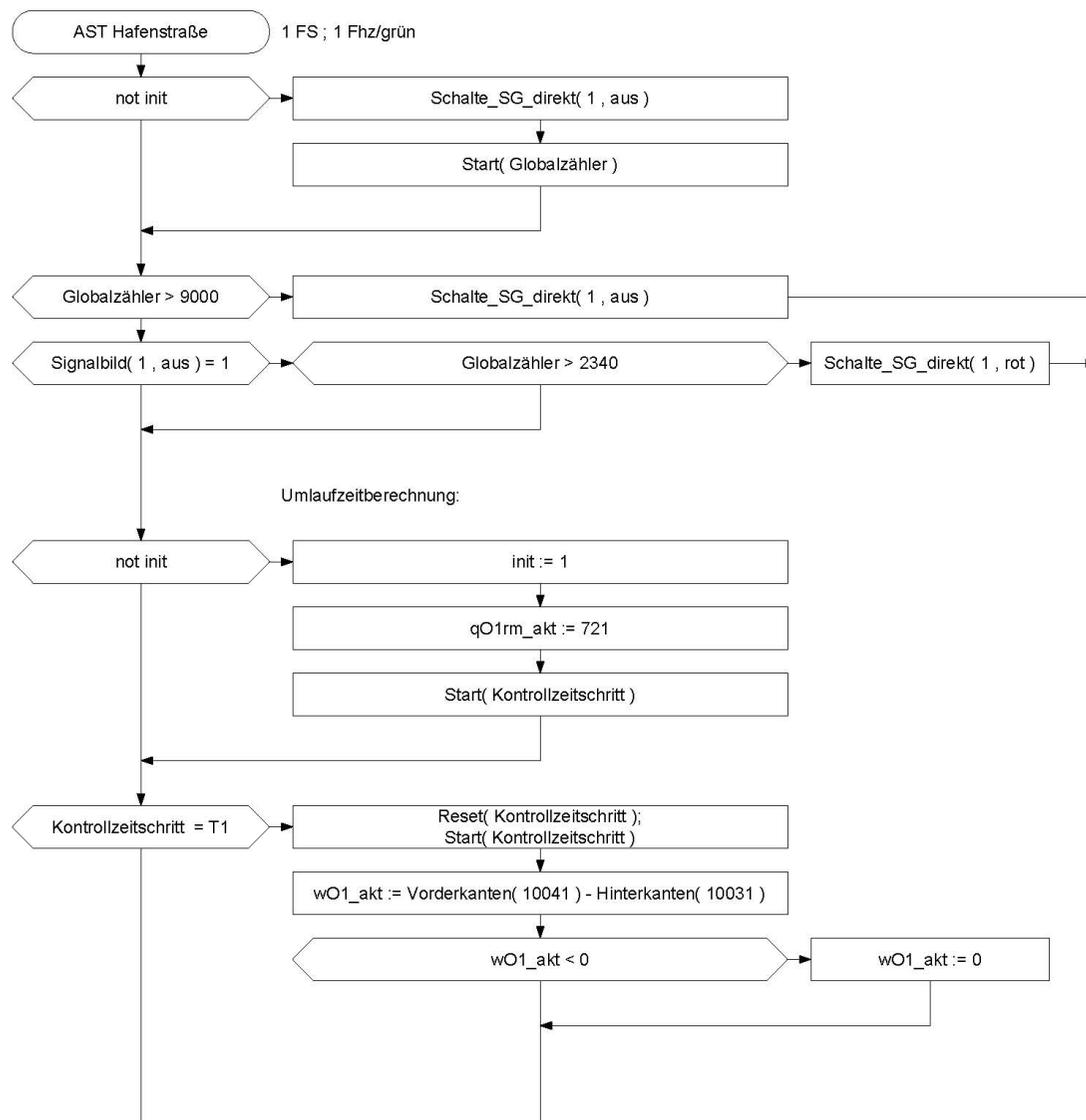
*.VV-Dateien

AST1

| PARAMETER | Allg |
|-------------|------|
| Traeumgruen | 4 |
| Tgelb | 1 |
| ocr1 | 0.2 |
| wmaxO1 | 12 |
| KiO1 | 70 |
| T1 | 30 |

| AUSDRÜCKE | Inhalt | Bemerkung |
|---------------------|---|---|
| AST1_ein | $(O1_master = 0) \text{ UND } (wO1_akt / wmaxO1 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(10011) * 0.5 + Belegungsgrad(10012) * 0.5 > 0.9*ocr1)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST1_aus | $(O1_master = 1) \text{ UND } ((wO1_akt / wmaxO1 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(10011) * 0.5 + Belegungsgrad(10012) * 0.5 < 0.8*ocr1))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| ALINEA | $qO1rm_alt + KiO1 * (ocr1 - (Belegungsgrad(10011) * 0.5 + Belegungsgrad(10012) * 0.5))$ | |
| Rueckstaumanagement | $((-1) / (T1 / 3600)) * (wmaxO1 - wO1_akt - winO1_alt)$ | |

| UNTERPROGRAMME | Dateiname |
|-----------------------|-----------------------|
| UP1 | Protokoll_AST1_KZD.vv |



zu Beginn

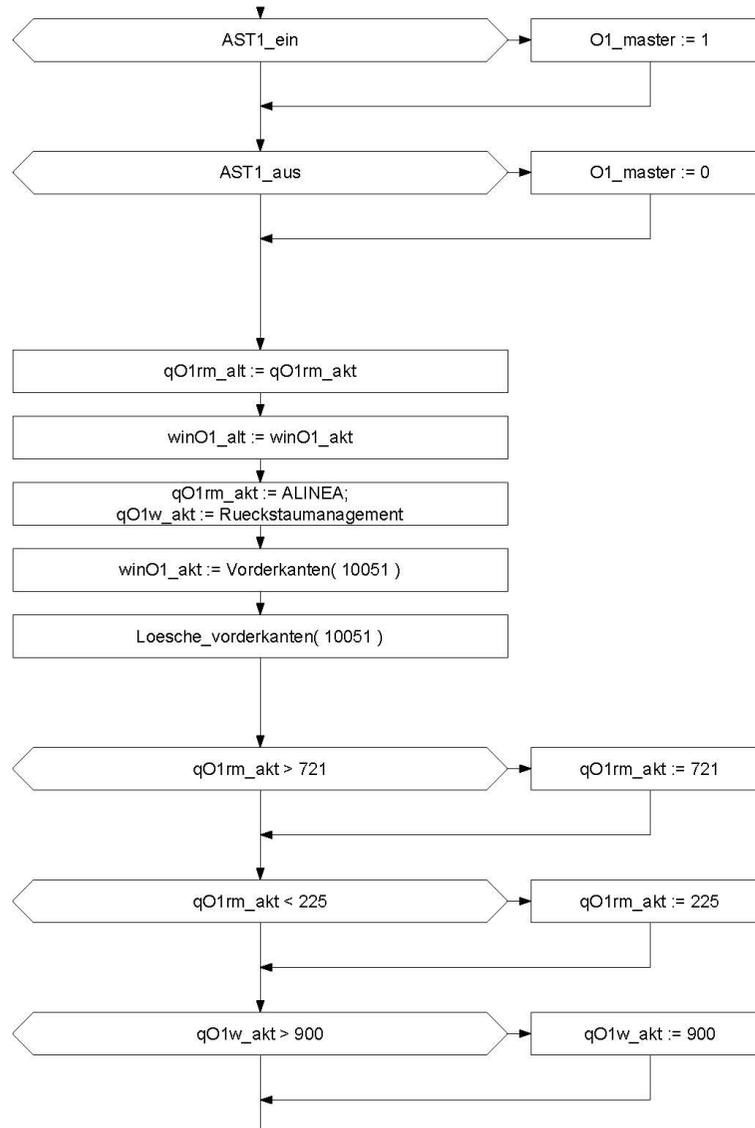
Start des Zählers für das zeitgesteuerte
Ein-/Ausschalten der KZD

Ausschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

Einschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

unter 720 Fhz 5 statt 4 s Umlaufzeit,
dh schnelle Reaktion der ZFD realisiert

prüfe, ob der Zähler "Kontrollzeitschritt"
die vordefinierte Dauer schon überschritten hat
setze den Zähler "Kontrollzeitschritt" auf null
starte den Zähler "Kontrollzeitschritt"
Definition aktuelle Rückstaulänge AST Hafensstraße
[Fahrzeuganzahl]
Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!



Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr.;
Aktivierung der Koordinierung

Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr.;
Deaktivierung der Koordinierung

Zuweisung der aktuellen Zuflussrate als ZF-Rate des letzten Zeitschrittes; für ALINEA-Berechnung nötig
Zuweisung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz. als eingefahrene Fhz. des letzten Zeitschrittes;
für Rückstaumanagement-Berechnung nötig
Berechnung q für ALINEA und Rückstaumanagement für AST Hafenstr.

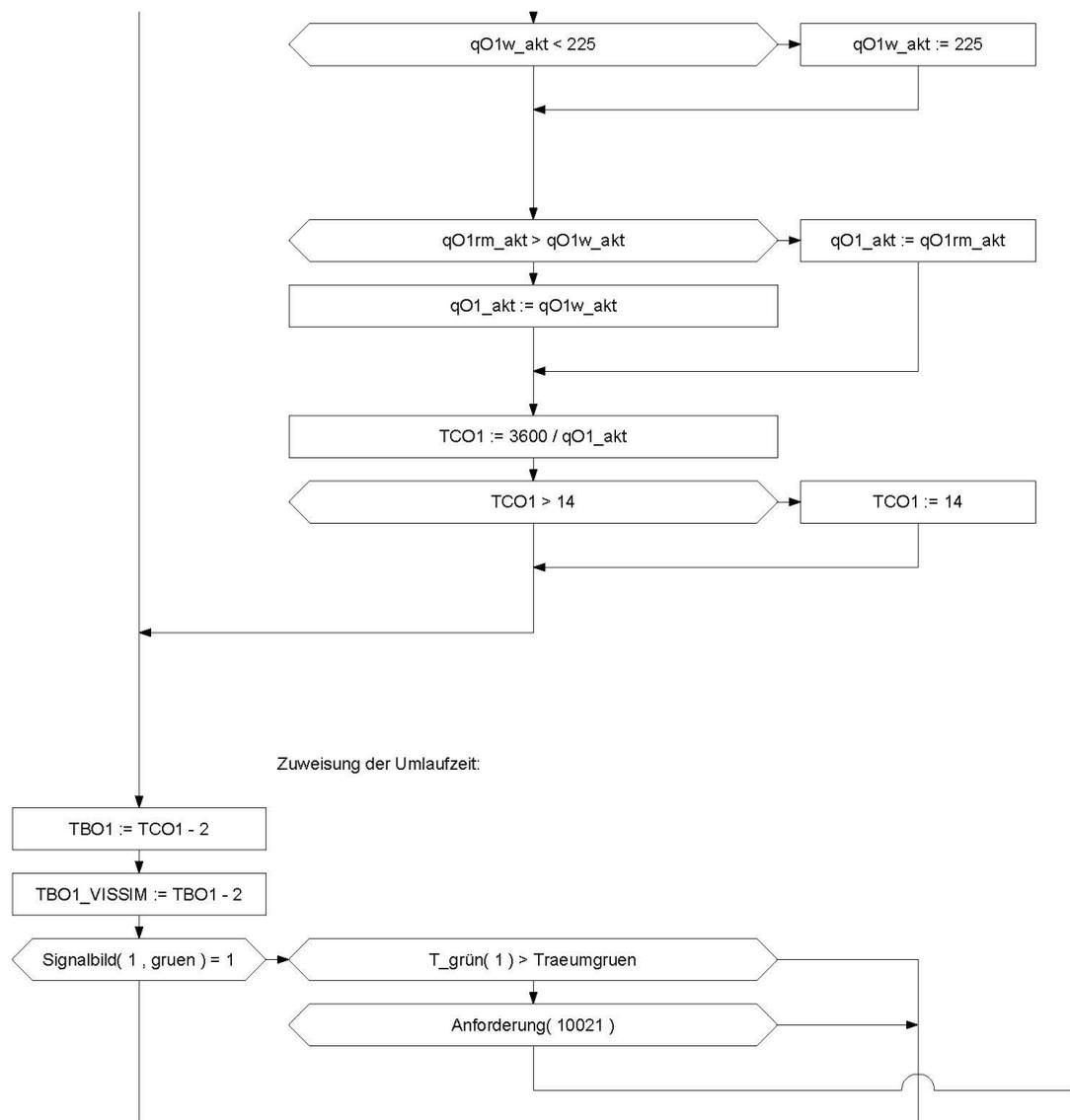
Erfassung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz.

Initialisierung des Detektors

obere Begrenzung,
q=721->TC=4->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=225->TC=16->TB=14->max, Begrenzung verhindert wind-up effekt

obere Begrenzung,
q=900->TC=4->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt



Zuweisung der Umlaufzeit:

untere Begrenzung,
 $q=225 \rightarrow TC=16 \rightarrow TB=14 \rightarrow \max$, Begrenzung
 verhindert wind-up effekt

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird;
 der größere ist maßgebend;
 Zuweisung q aus ALINEA

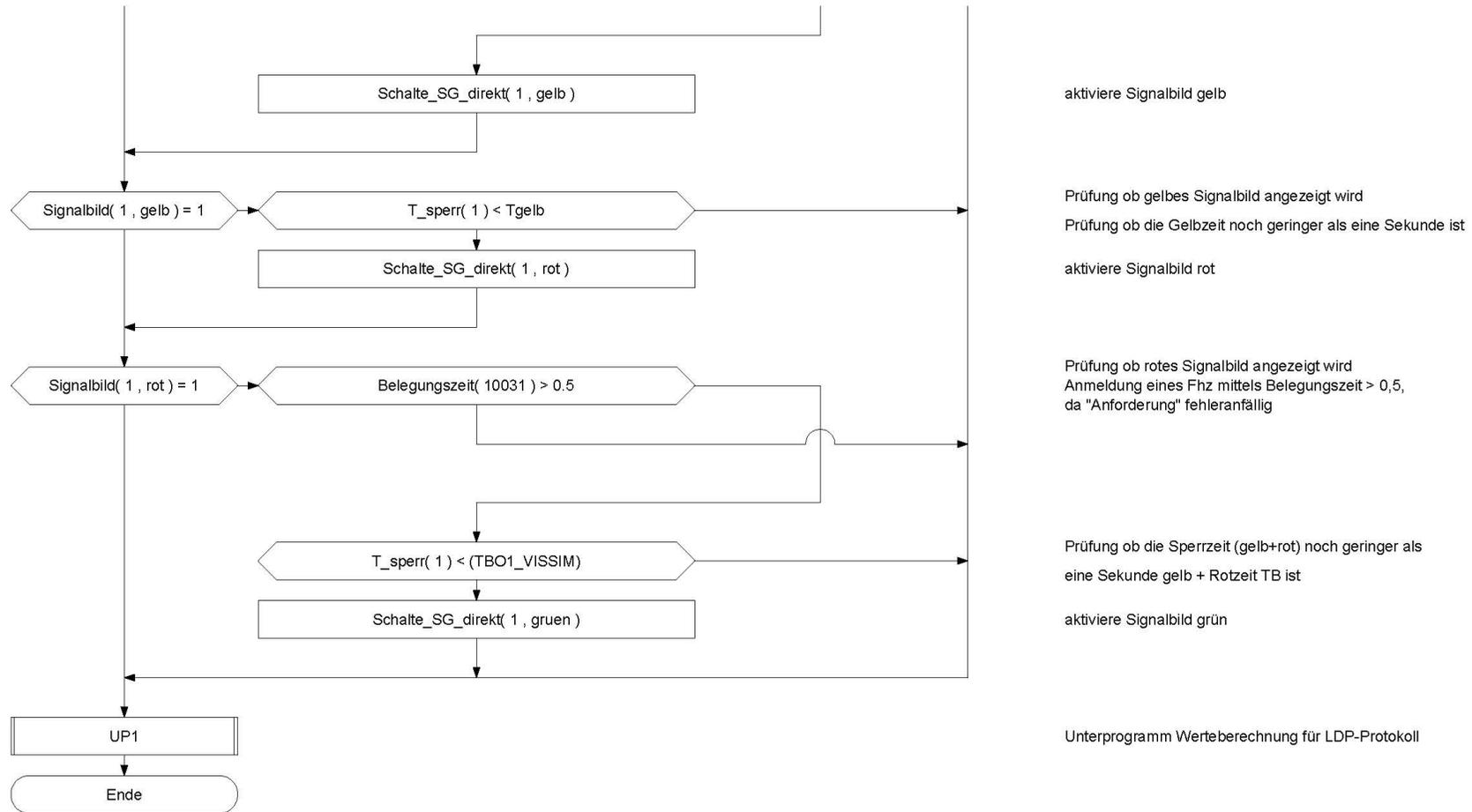
Zuweisung q aus Rückstaumanagement

Errechnung der Umlaufzeit T_c der VLSA; [s / Fhz]

Obere Begrenzung der Umlaufzeit mit 14 s

Die Sperrzeit errechnet sich aus der Umlaufzeit
 minus 2 Sekunden für grün; empirisch ermittelt,
 grünblinker und rotgelb werden nicht verwendet
 die korrekte Umlaufzeit in der Simulation wird erreicht,
 indem man 2 Sekunden kürzt, da VISSIM im Betrieb
 unter einem Versatz von 2 s leidet!
 Prüfung ob grünes Signalbild angezeigt wird;
 Prüfung ob die Grünzeit noch geringer als
 4 Sekunden ist, für langsam anführende Kfz

Prüfung ob ein Fhz die VLSA passiert hat

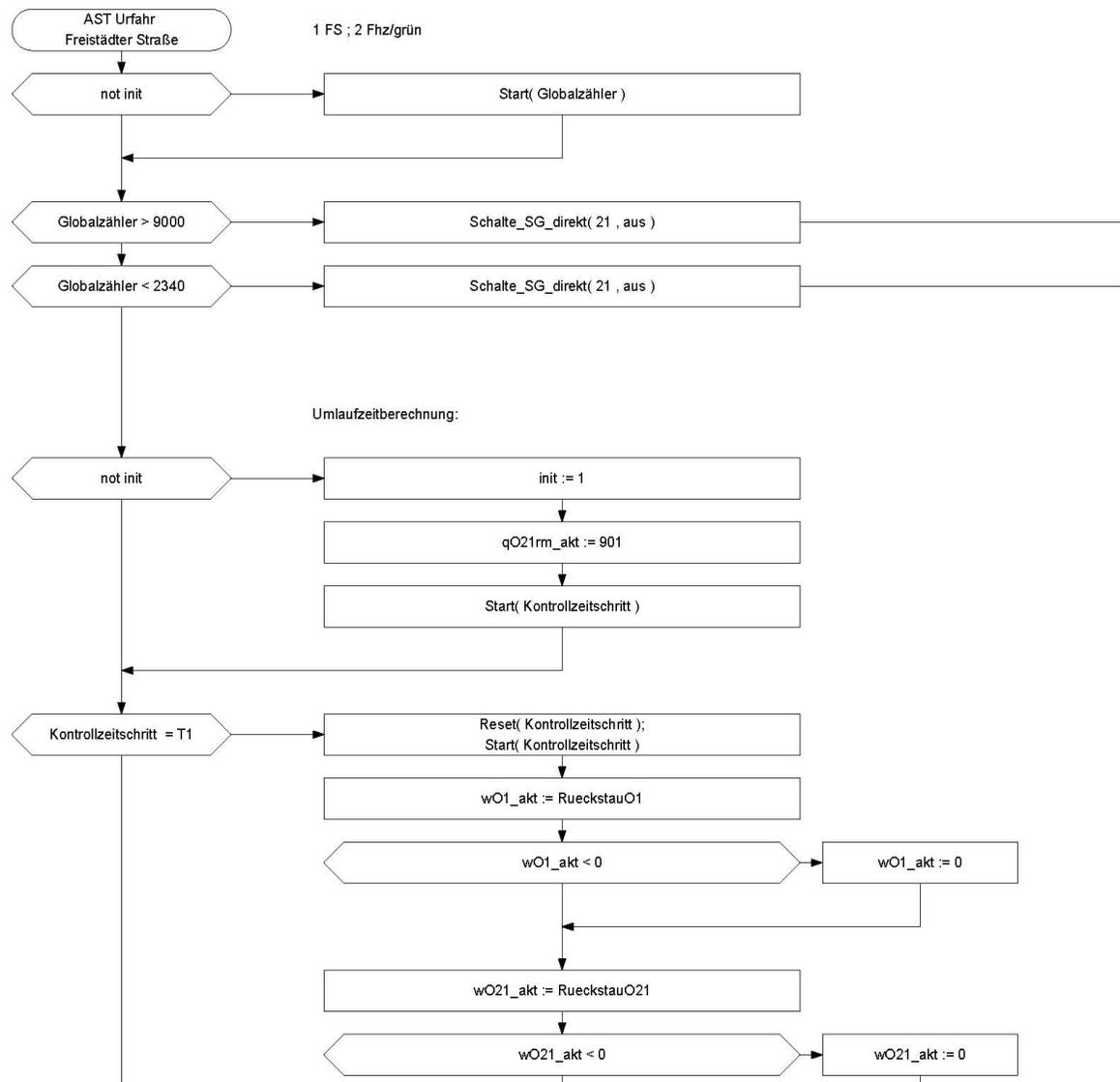


AST21

| PARAMETER | Allg | Bemerkung |
|-------------|------|---|
| Traeumgruen | 6 | 6 Sekunden für 2 langsam anfahrende Fhz |
| Tgelb | 1 | |
| ocr1 | 0.2 | |
| ocr2 | 0.22 | |
| wmaxO1 | 12 | |
| wmaxO21 | 17 | |
| KiO21 | 70 | |
| T1 | 30 | |

| AUSDRÜCKE | Inhalt | Bemerkung |
|---------------------|--|--|
| RueckstauO1 | Vorderkanten(21041) - Hinterkanten(21031) | |
| RueckstauO21 | Vorderkanten(21091) - Hinterkanten(21081) | |
| ALINEA | $qO21r_{m_alt} + KiO21 * (ocr2 - (Belegungsgrad(21061) * 0.34 + Belegungsgrad(21062) * 0.33 + Belegungsgrad(21063) * 0.33))$ | |
| Rueckstaumanagement | $((-1) / (T1 / 3600)) * (wmaxO21 - wO21_akt - winO21_alt)$ | |
| AST1_ein | $(O1_master = 0) \text{ UND } (wO1_akt / wmaxO1 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(21011) * 0.5 + Belegungsgrad(21012) * 0.5 > 0.9 * ocr1)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST1_aus | $(O1_master = 1) \text{ UND } ((wO1_akt / wmaxO1 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(21011) * 0.5 + Belegungsgrad(21012) * 0.5 < 0.8 * ocr1))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST21_ein | $(O21_master = 0) \text{ UND } (wO21_akt / wmaxO21 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(21061) * 0.34 + Belegungsgrad(21062) * 0.33 + Belegungsgrad(21063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| AST21_aus | $(O21_master = 1) \text{ UND } ((wO21_akt / wmaxO21 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(21061) * 0.34 + Belegungsgrad(21062) * 0.33 + Belegungsgrad(21063) * 0.33 < 0.8 * ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| ber1_wminO21 | $(wO1_akt + wO21_akt) / (wmaxO1 + wmaxO21) * wmaxO21$ | Berechnung der Mindestrückstaulänge für Slave AST Urfahr Freist. bei Koordinierung mit MASTER AST Hafenstr |

| UNTERPROGRAMME | Dateiname |
|----------------|------------------------|
| UP1 | Protokoll_AST21_KZD.vv |



Start des Zählers für das zeitgesteuerte
Ein-/Ausschalten der KZD

Ausschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

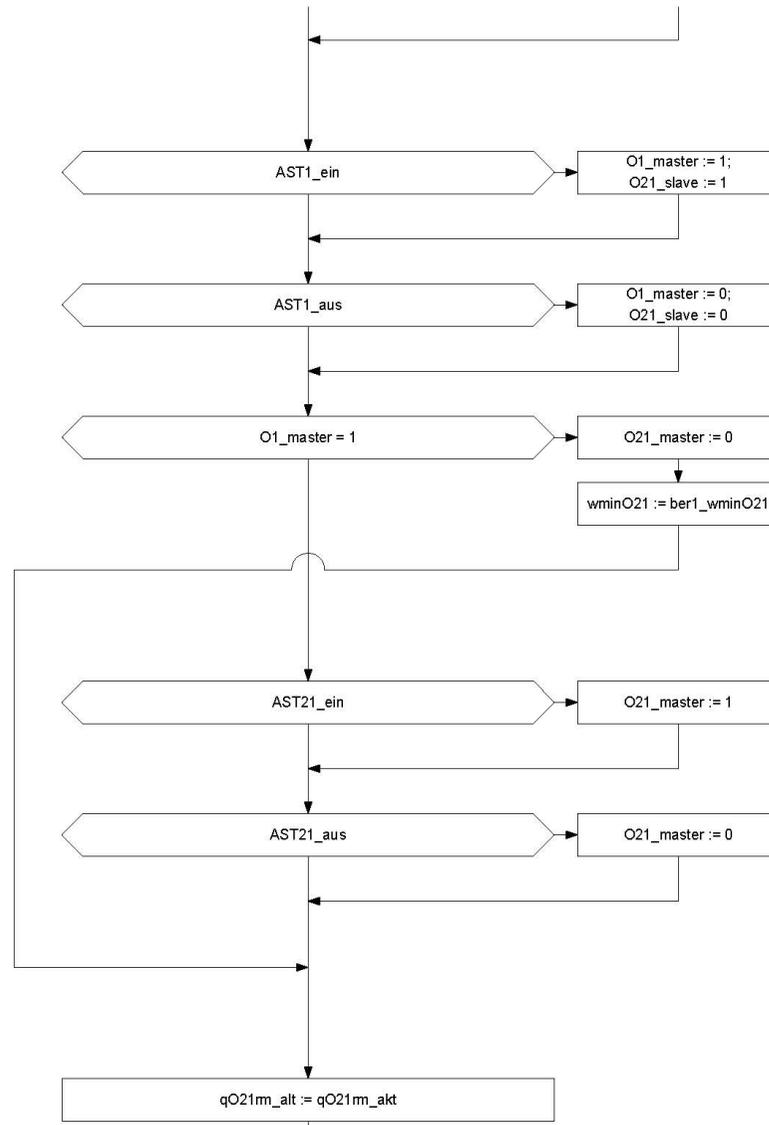
unter 900 Fhz 8 statt 7 s Umlaufzeit,
dh schnelle Reaktion der ZFD realisiert

prüfe, ob der Zähler "Kontrollzeitschritt"
die vordefinierte Dauer schon überschritten hat
setze den Zähler "Kontrollzeitschritt" auf null
starte den Zähler "Kontrollzeitschritt"
Definition aktuelle Rückstaulänge AST Hafestraße

[Fahrzeuganzahl]
Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Definition aktuelle Rückstaulänge AST Urfaahr

Freistädter Straße [Fahrzeuganzahl]
Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!



Einschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Hafenstr.;
Aktivierung der Koordination

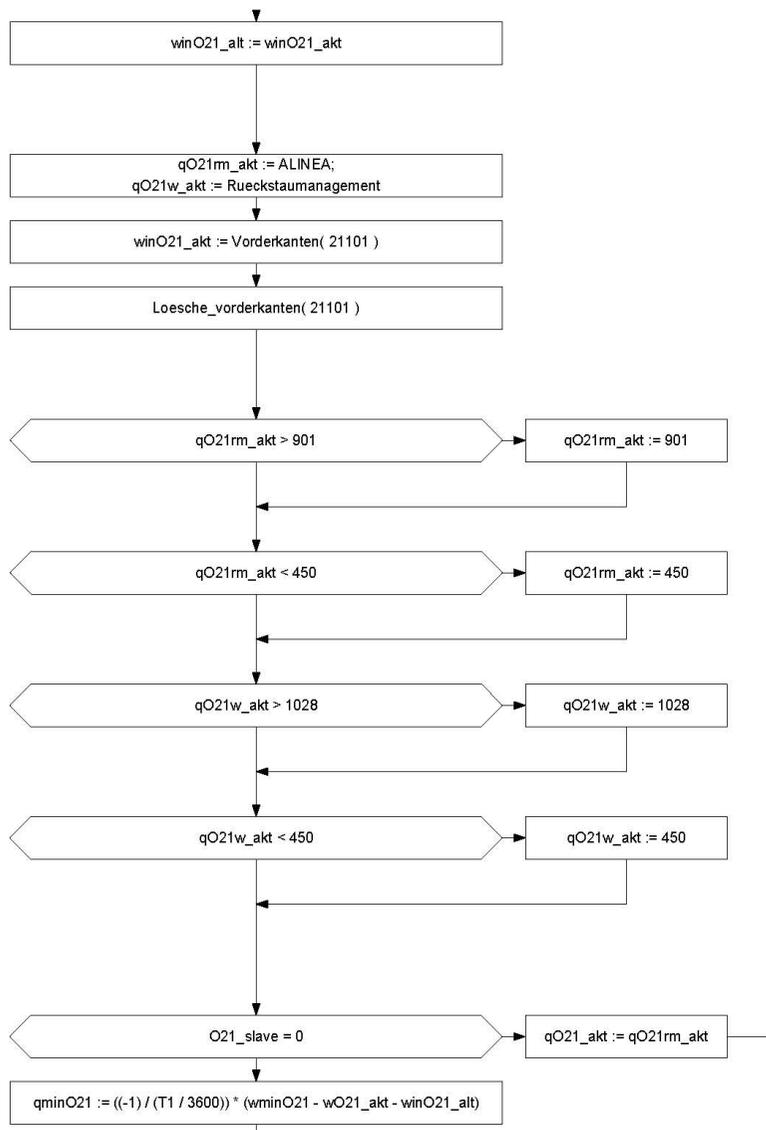
Ausschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Hafenstr.;
Deaktivierung der Koordination

Abfrage, ob die AST Hafenstr. Master ist;
Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden
Koordinationen

Einschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Urfahr Freist.;
Aktivierung der Koordination

Ausschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Urfahr Freist.;
Deaktivierung der Koordination

Zuweisung der aktuellen Zufussrate als ZF-Rate des
letzten Zeitschrittes; für ALINEA-Berechnung nötig



Zuweisung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz. als eingefahrene Fhz. des letzten Zeitschrittes; für Rückstaumanagement-Berechnung nötig

Berechnung q für ALINEA und Rückstaumanagement für AST Urfahr Freist.

Erfassung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz.

Initialisierung des Detektors

obere Begrenzung, q=901->TC=7->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

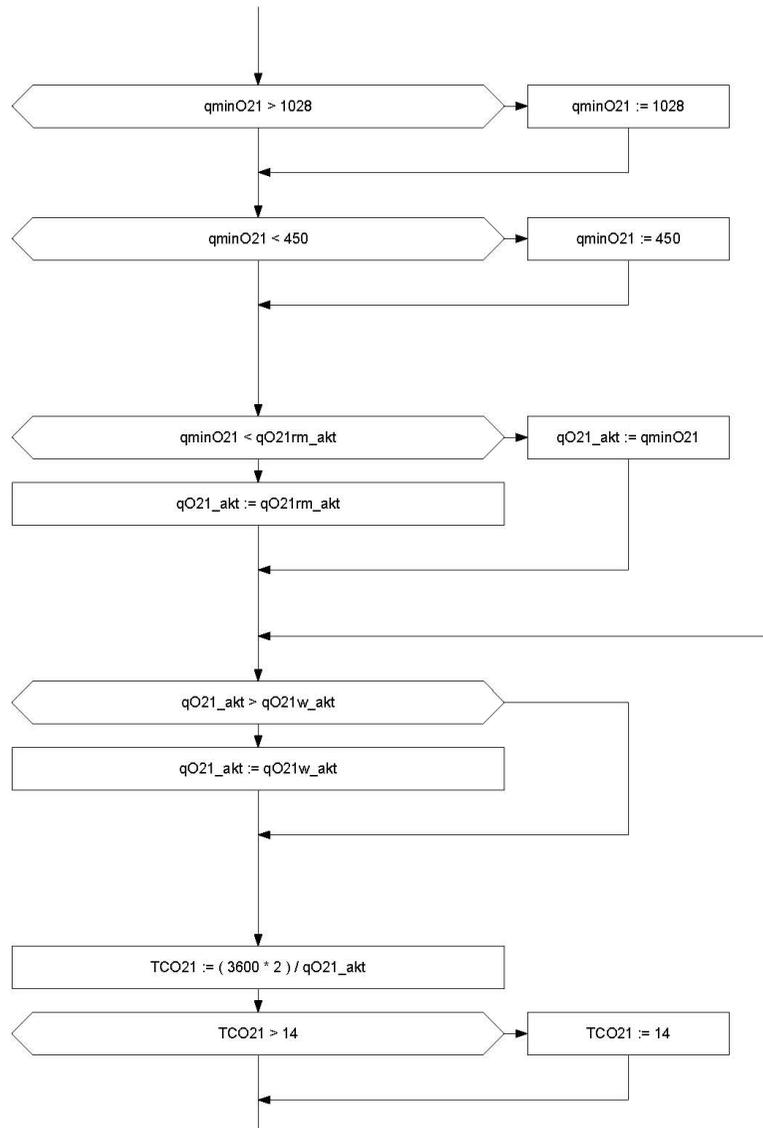
untere Begrenzung, q=450->TC=16->TB=14->max, Begrenzung verhindert wind-up effekt

obere Begrenzung, q=1028->TC=7->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung, q=450->TC=16->TB=14->max, Begrenzung verhindert wind-up effekt

Abfrage ob Koordinierung mit Master AST Hafenst. oder AST Urfahr Leon. nicht aktiv ist

Errechnung der Verkehrsstärke für den Aufbau der angepassten Rückstaulänge



obere Begrenzung,
 $q=1028 \rightarrow TC=7 \rightarrow TB=2 \rightarrow \min$, Begrenzung
 verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
 $q=450 \rightarrow TC=16 \rightarrow TB=14 \rightarrow \max$, Begrenzung
 verhindert wind-up effekt

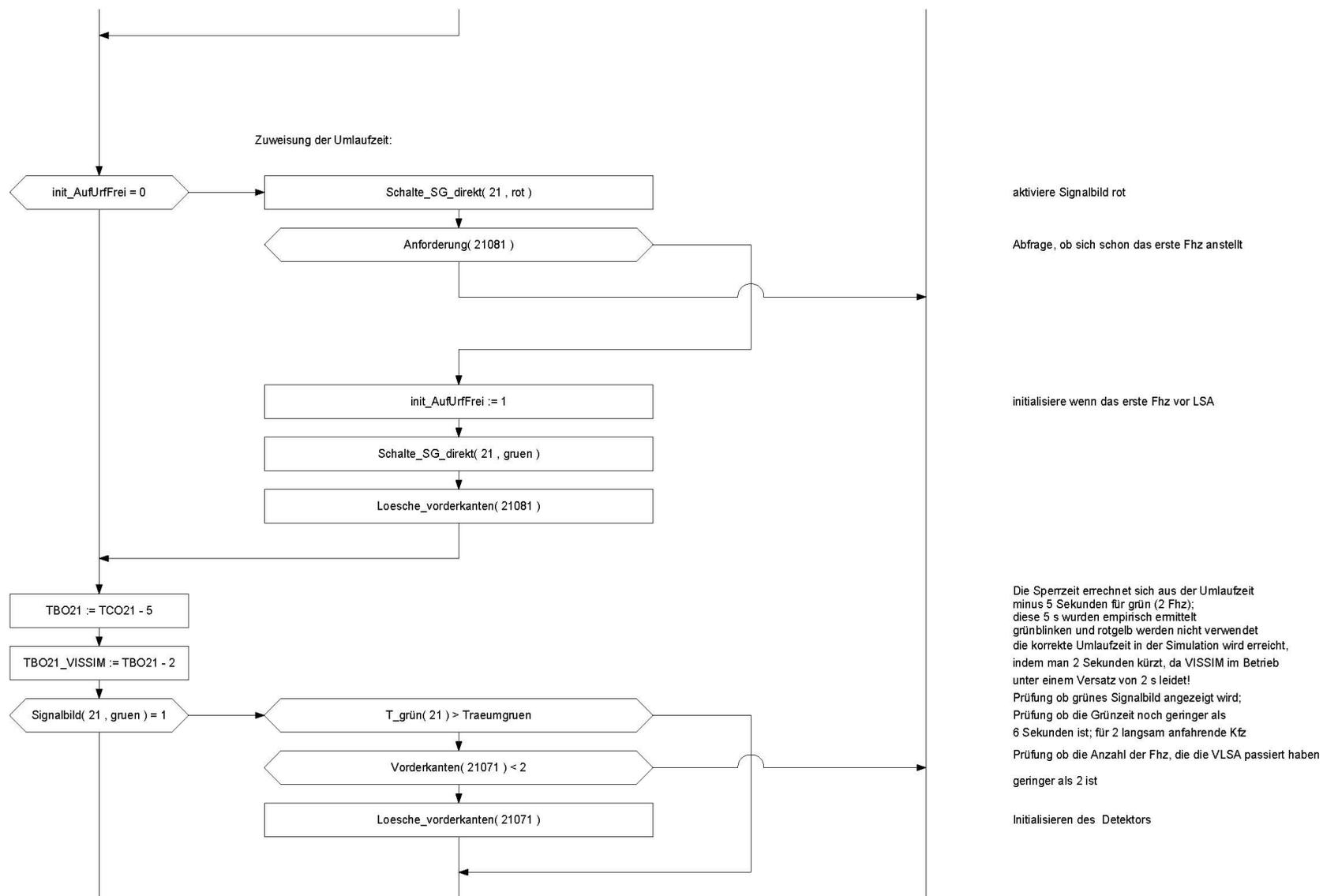
Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird;
 der geringere ist maßgebend;
 Zuweisung q aus Koordination

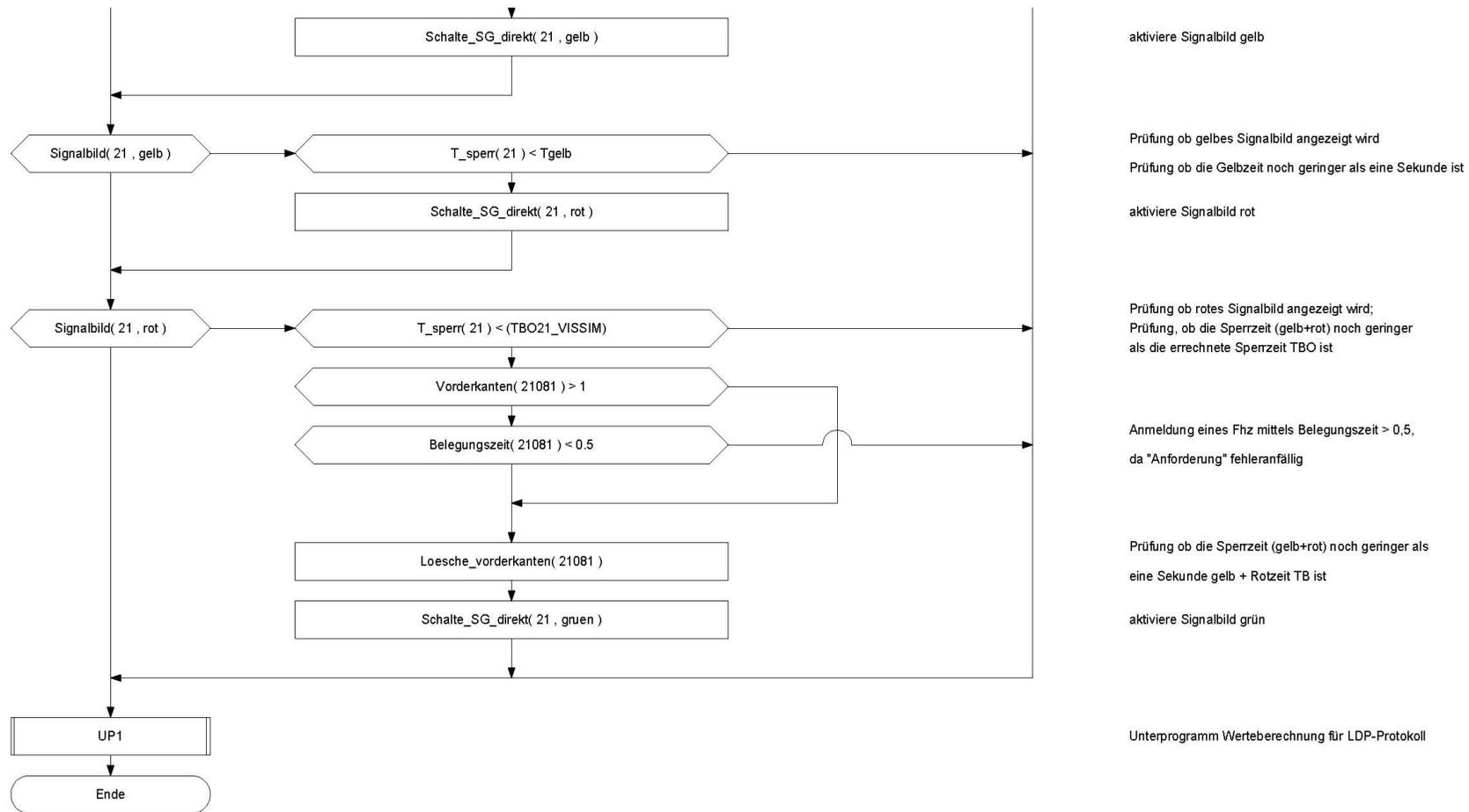
Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird;
 der größere ist maßgebend;
 Zuweisung q aus ALINEA

 Zuweisung q aus Rückstaumanagement

Errechnung der Umlaufzeit Tc der VLSA; [s / Fhz]
 multipliziert mit dem Faktor 2, da 2 Fhz/grün passieren

Obere Begrenzung der Umlaufzeit mit 14 s





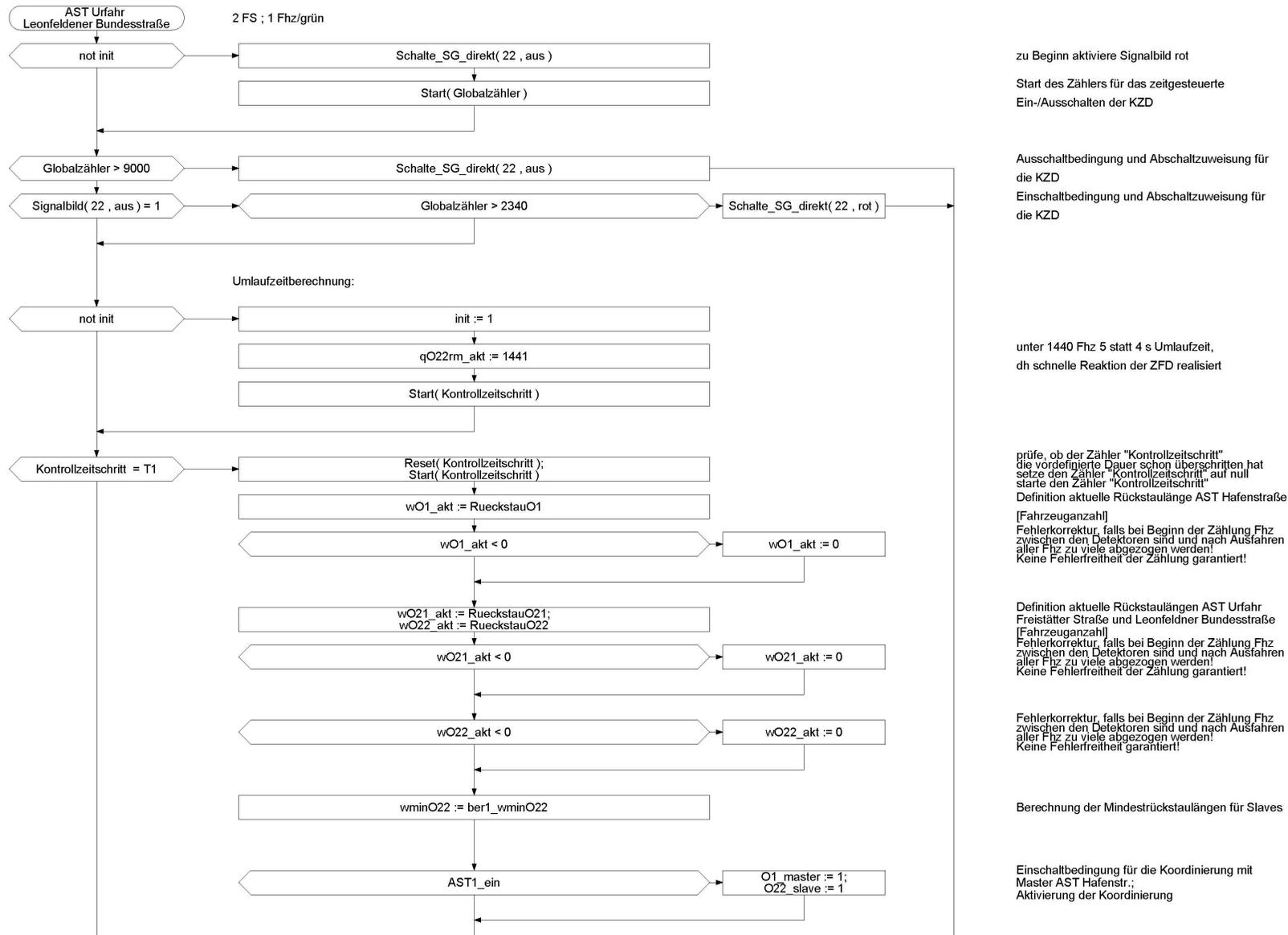
AST22

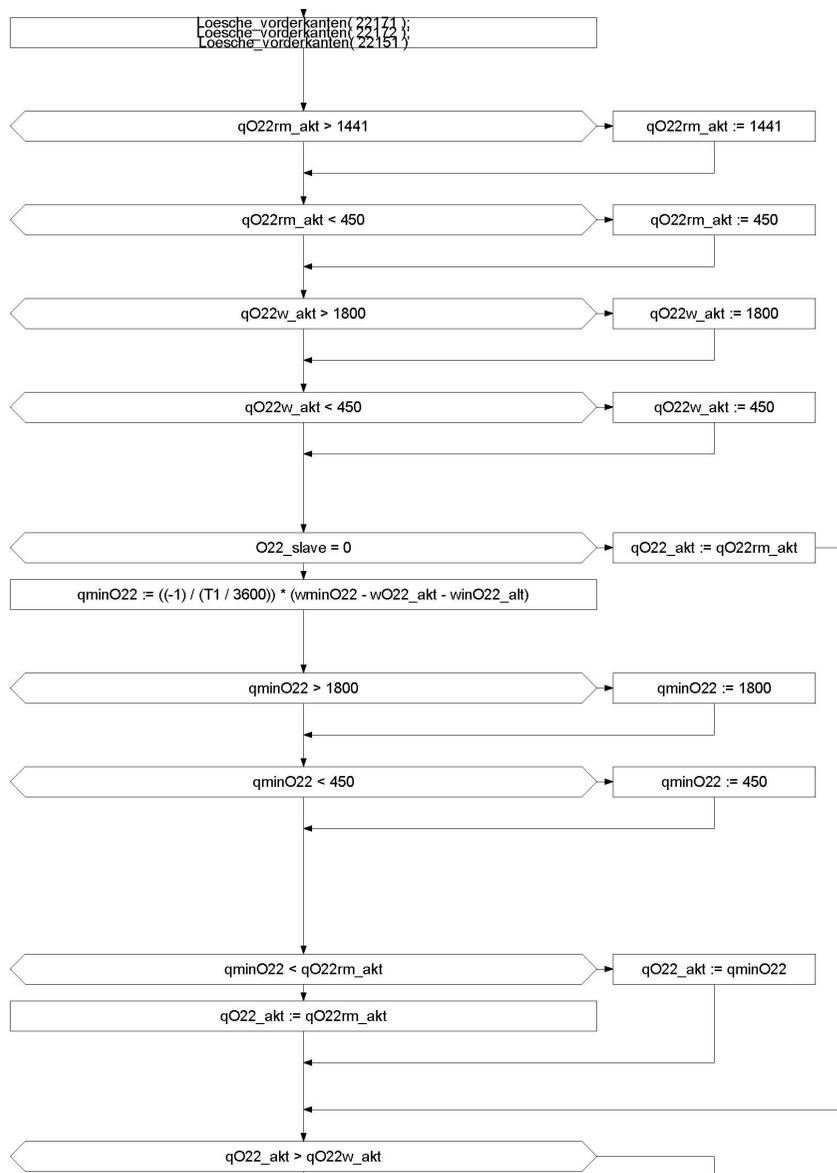
| PARAMETER | Allg |
|-------------|------|
| Traeumgruen | 4 |
| Tgelb | 1 |
| ocr1 | 0.2 |
| ocr2 | 0.22 |
| wmaxO1 | 12 |
| wmaxO21 | 17 |
| wmaxO22 | 140 |
| KiO21 | 70 |
| T1 | 30 |

| AUSDRÜCKE | Inhalt | Bemerkung |
|--------------|--|--|
| RueckstauO1 | Vorderkanten(22041) - Hinterkanten(22031) | |
| RueckstauO21 | Vorderkanten(22091) - Hinterkanten(22081) | |
| RueckstauO22 | Vorderkanten(22161) + Vorderkanten(22162) + Vorderkanten(22131) - Hinterkanten(22271) - Hinterkanten(22121) - Hinterkanten(22122) | |
| AST1_ein | $(O1_master = 0) \text{ UND } (wO1_akt / wmaxO1 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(22011) * 0.5 + Belegungsgrad(22012) * 0.5 > 0.9 * ocr1)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST1_aus | $(O1_master = 1) \text{ UND } ((wO1_akt / wmaxO1 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(22011) * 0.5 + Belegungsgrad(22012) * 0.5 < 0.8 * ocr1))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST21_ein | $(O21_master = 0) \text{ UND } (wO21_akt / wmaxO21 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(22061) * 0.34 + Belegungsgrad(22062) * 0.33 + Belegungsgrad(22063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |

| | | |
|---------------------|--|---|
| AST21_aus | $(O21_master = 1) \text{ UND } ((wO21_akt / wmaxO21 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(22061) * 0.34 + Belegungsgrad(22062) * 0.33 + Belegungsgrad(22063) * 0.33 < 0.8*ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| AST22_ein | $(O22_master = 0) \text{ UND } (wO22_akt / wmaxO22 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(22061) * 0.34 + Belegungsgrad(22062) * 0.33 + Belegungsgrad(22063) * 0.33 > 0.9*ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| AST22_aus | $(O22_master = 1) \text{ UND } ((wO22_akt / wmaxO22 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(22061) * 0.34 + Belegungsgrad(22062) * 0.33 + Belegungsgrad(22063) * 0.33 < 0.8*ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| ber1_wminO22 | $(wO1_akt + wO22_akt) / (wmaxO1 + wmaxO22) * wmaxO22$ | Berechnung der Mindestrückstaulänge für Slave AST Urfahr Leonf. bei Koordinierung mit MASTER AST Hafenstr |
| ber21_wminO22 | $(wO21_akt + wO22_akt) / (wmaxO21 + wmaxO22) * wmaxO22$ | Berechnung der Mindestrückstaulänge für Slave AST Urfahr Leonf. bei Koordinierung mit MASTER AST Urfahr Freist. |
| ALINEA | $qO22rm_alt + KiO22 * (ocr2 - (Belegungsgrad(22061) * 0.34 + Belegungsgrad(22062) * 0.33 + Belegungsgrad(22063) * 0.33))$ | |
| Rueckstaumanagement | $((-1) / (T1 / 3600)) * (wmaxO22 - wO22_akt - winO22_alt)$ | |
| Sperrbedingung_22 | $(Anforderung(22111)) \text{ ODER } (Anforderung(22112))$ | |

| UNTERPROGRAMME | Dateiname |
|----------------|------------------------|
| UP1 | Protokoll_AST22_KZD.vv |





Initialisierung der Detektoren

obere Begrenzung,
q=1441->TC=4->TB=2->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=450->TC=16->TB=14->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

obere Begrenzung,
q=1800->TC=4->TB=2->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=450->TC=16->TB=14->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

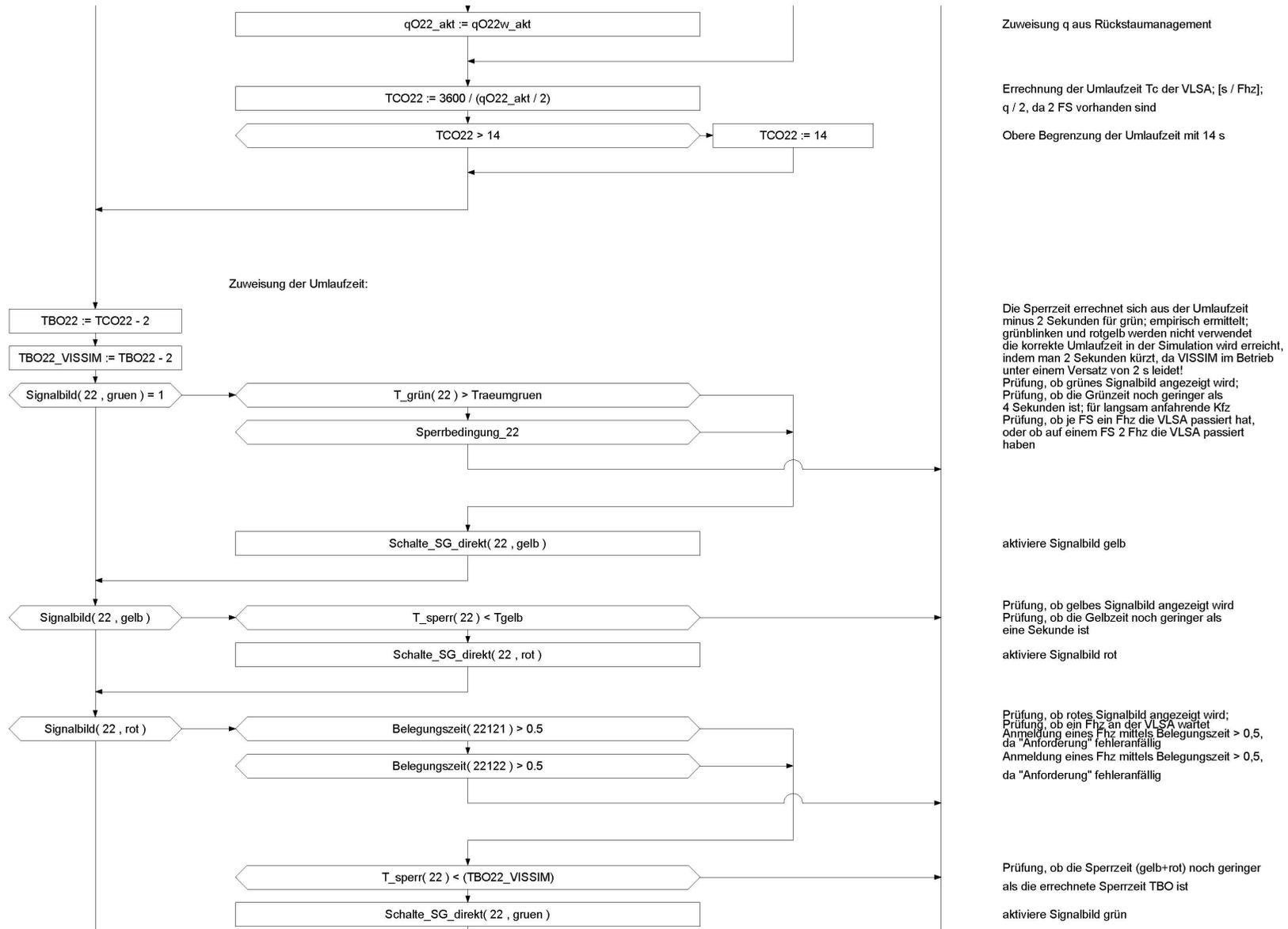
Abfrage ob Koordinierung mit Master AST Hafenst.
oder AST Urfahr Frei. aktiv ist
Errechnung der Verkehrsstärke für den Aufbau der
angepassten Rückstaulänge

obere Begrenzung,
q=1800->TC=4->TB=2->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=450->TC=16->TB=14->min, Begrenzung
verhindert wind-up effekt

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird;
der geringere ist maßgebend;
Zuweisung q aus Koordinierung

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird;
der größere ist maßgebend;
Zuweisung q aus ALINEA





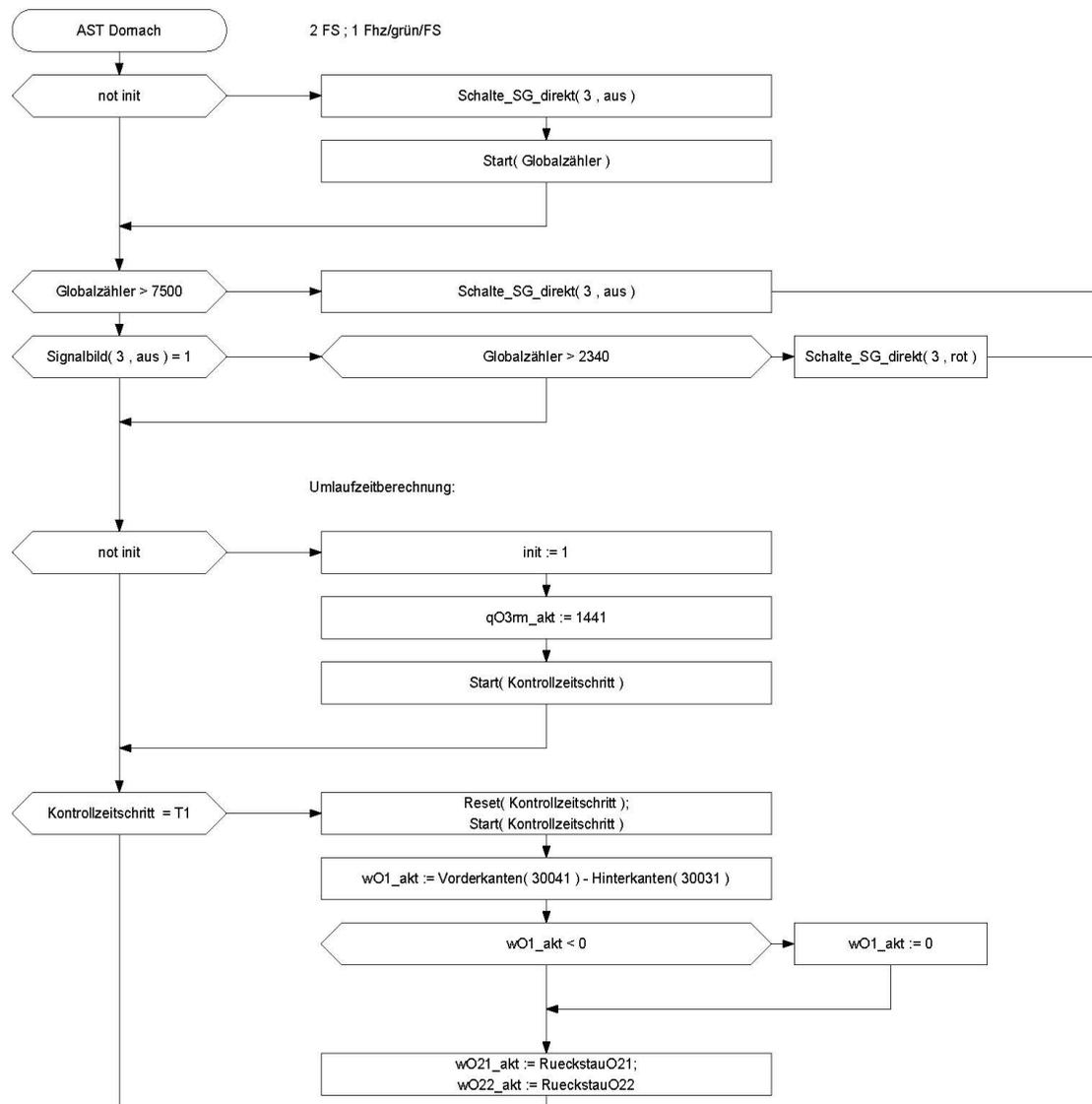
AST3

| PARAMETER | Allg |
|-------------|------|
| Traeumgruen | 4 |
| Tgelb | 1 |
| ocr1 | 0.2 |
| ocr2 | 0.22 |
| ocr3 | 0.20 |
| wmaxO1 | 12 |
| wmaxO21 | 17 |
| wmaxO22 | 140 |
| wmaxO3 | 50 |
| KiO3 | 70 |
| T1 | 30 |

| AUSDRÜCKE | Inhalt | Bemerkung |
|---------------------|---|-----------|
| RueckstauO21 | Vorderkanten(30091) - Hinterkanten(30081) | |
| RueckstauO22 | Vorderkanten(30161) + Vorderkanten(30162) + Vorderkanten(30131) - Hinterkanten(30121) - Hinterkanten(30122) | |
| RueckstauO3 | Vorderkanten(30211) + Vorderkanten(30212) - Hinterkanten(30201) - Hinterkanten(30202) | |
| ALINEA | $qO3rm_alt + KiO3 * (ocr3 - (Belegungsgrad(30181) * 0.34 +$ $Belegungsgrad(30182) * 0.33 + Belegungsgrad(30183) * 0.33))$ | |
| Rueckstaumanagement | $((-1) / (T1 / 3600)) * (wmaxO3 - wO3_akt - winO3_alt)$ | |

| | | |
|------------------|---|--|
| AST1_ein | $(O1_master = 0) \text{ UND } (wO1_akt / wmaxO1 > 0.3) \text{ UND } (\text{Belegungsgrad}(30011) * 0.5 + \text{Belegungsgrad}(30012) * 0.5 > 0.9 * ocr1)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST1_aus | $(O1_master = 1) \text{ UND } ((wO1_akt / wmaxO1 < 0.15) \text{ ODER } (\text{Belegungsgrad}(30011) * 0.5 + \text{Belegungsgrad}(30012) * 0.5 < 0.8 * ocr1))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr. |
| AST21_ein | $(O21_master = 0) \text{ UND } (wO21_akt / wmaxO21 > 0.3) \text{ UND } (\text{Belegungsgrad}(30061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| AST21_aus | $(O21_master = 1) \text{ UND } ((wO21_akt / wmaxO21 < 0.15) \text{ ODER } (\text{Belegungsgrad}(30061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30063) * 0.33 < 0.8 * ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| AST22_ein | $(O22_master = 0) \text{ UND } (wO22_akt / wmaxO22 > 0.3) \text{ UND } (\text{Belegungsgrad}(30061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| AST22_aus | $(O22_master = 1) \text{ UND } ((wO22_akt / wmaxO22 < 0.15) \text{ ODER } (\text{Belegungsgrad}(30061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30063) * 0.33 < 0.8 * ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| AST3_ein | $(O3_master = 0) \text{ UND } (wO3_akt / wmaxO3 > 0.3) \text{ UND } (\text{Belegungsgrad}(30181) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30182) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30183) * 0.33 > 0.9 * ocr3)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Dornach |
| AST3_aus | $(O3_master = 1) \text{ UND } ((wO3_akt / wmaxO3 < 0.15) \text{ ODER } (\text{Belegungsgrad}(30181) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(30182) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(30183) * 0.33 < 0.8 * ocr3))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Dornach |
| ber1_wminO3 | $(wO1_akt + wO3_akt) / (wmaxO1 + wmaxO3) * wmaxO3$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Dornach bei Koordinierung mit MASTER AST Hafenstr |
| ber21_wminO3 | $(wO21_akt + wO3_akt) / (wmaxO21 + wmaxO3) * wmaxO3$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Dornach bei Koordinierung mit MASTER AST Urfahr Freist. |
| ber22_wminO3 | $(wO22_akt + wO3_akt) / (wmaxO22 + wmaxO3) * wmaxO3$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Dornach bei Koordinierung mit MASTER AST Urfahr Leon. |
| Sperrbedingung_3 | $(\text{Anforderung}(30191)) \text{ ODER } (\text{Anforderung}(30192))$ | |

| UNTERPROGRAMME | Dateiname |
|----------------|-----------------------|
| UP1 | Protokoll_AST3_KZD.vv |



zu Beginn aktiviere Signalbild rot

Start des Zählers für die zeitgesteuerte
Abschaltung der KZD

Abschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

Einschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

Umlaufzeitberechnung:

unter 1440 Fhz 5 statt 4 s Umlaufzeit,
dh schnelle Reaktion der ZFD realisiert

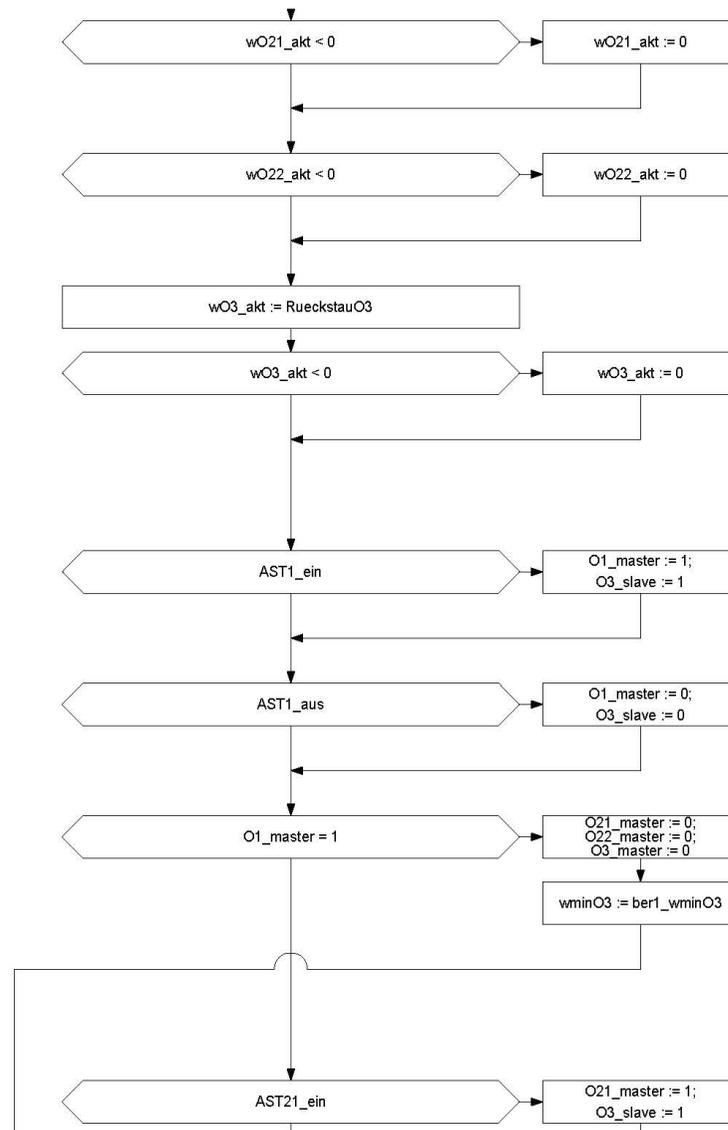
prüfe, ob der Zähler "Kontrollzeitschritt"
die vordefinierte Dauer schon überschritten hat
setze den Zähler "Kontrollzeitschritt" auf null
starte den Zähler "Kontrollzeitschritt"

Definition aktuelle Rückstaulänge AST Hafenstraße

[Fahrzeuganzahl]

Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Definition aktuelle Rückstaulängen AST Urfahr
Freistätter Straße und Leonfeldner Bundesstraße
[Fahrzeuganzahl]



Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit garantiert!

Definition aktuelle Rückstaulänge AST Domach

[Fahrzeuganzahl]

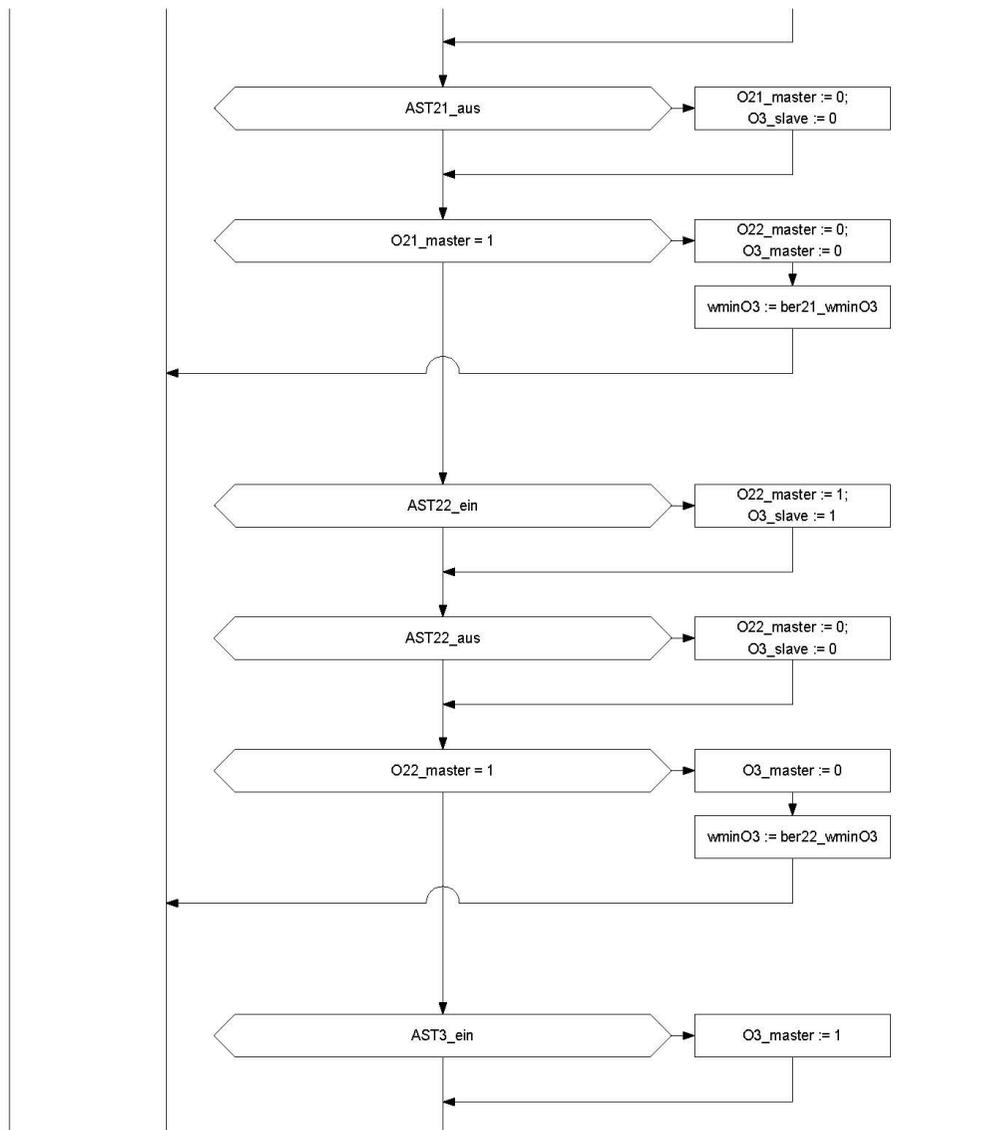
Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr.;;
Aktivierung der Koordinierung

Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Hafenstr.;;
Deaktivierung der Koordinierung

Abfrage, ob die AST Hafenstr. Master ist;
Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden Koordinierungen

Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist.;;
Aktivierung der Koordinierung



Ausschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Urfahr Freist.;
Deaktivierung der Koordination

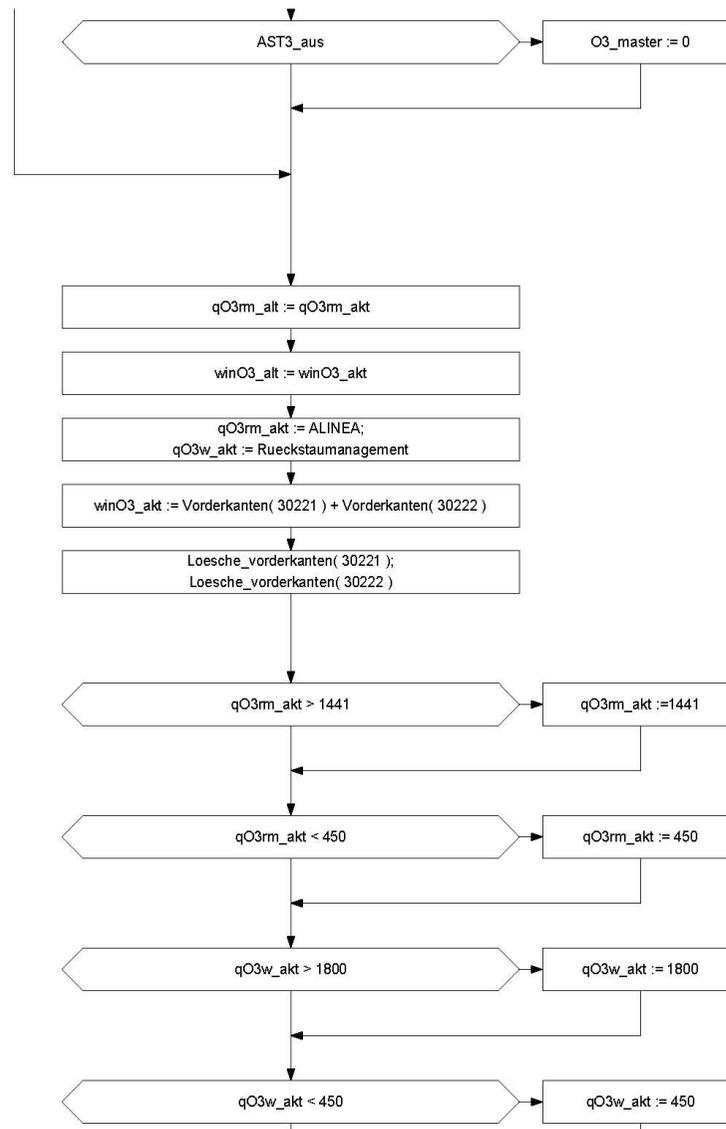
Abfrage, ob die AST. Urf Frei. Master ist;
Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden
Koordinationen

Einschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Urfahr Leon.;
Aktivierung der Koordination

Ausschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Urfahr Leon.;
Deaktivierung der Koordination

Abfrage, ob die AST Urfahr Leon. Master ist;
Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden
Koordinationen

Einschaltbedingung für die Koordination mit
Master AST Dornach;
Aktivierung der Koordination



Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Dornach;
Deaktivierung der Koordinierung

Zuweisung der aktuellen Zuflussrate als ZF-Rate des letzten Zeitschrittes; für ALINEA-Berechnung nötig
Zuweisung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz. als eingefahrene Fhz. des letzten Zeitschrittes;
für Rückstaumanagement-Berechnung nötig
Berechnung q für ALINEA und Rückstaumanagement für AST Domach

Erfassung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz.

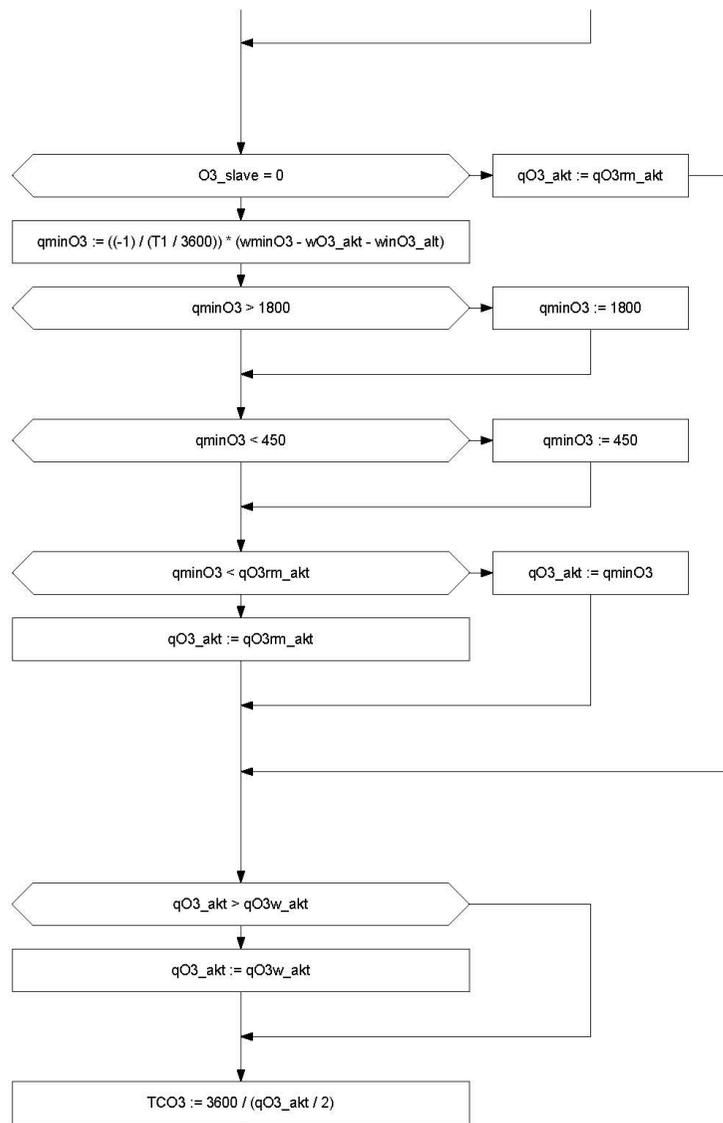
Initialisierung der Detektoren

obere Begrenzung,
q=1441->TC=4->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=450->TC=16->TB=14->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

obere Begrenzung,
q=1800->TC=4->TB=2->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
q=450->TC=16->TB=14->min, Begrenzung verhindert wind-up effekt



Abfrage ob Koordinierung mit Master AST Hafent. oder AST Urfahr Frei. oder AST Urfahr Leon. aktiv ist

Errechnung der Verkehrsstärke für den Aufbau der angepassten Rückstaulänge
obere Begrenzung der aktuellen Zuflussrate, $q=1800 \rightarrow TC=4 \rightarrow TB=2 \rightarrow \min$, Begrenzung verhindert wind-up effekt

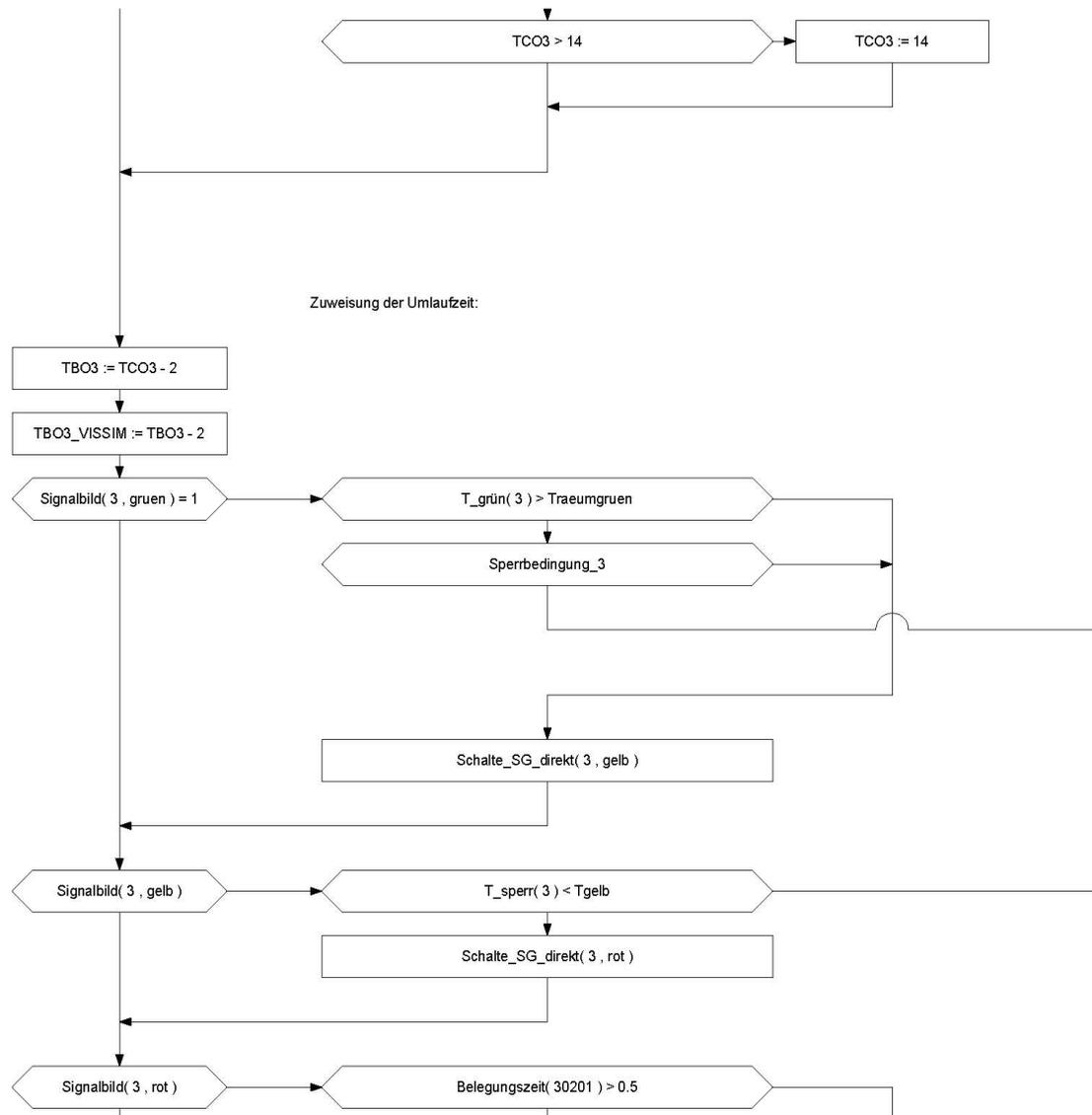
untere Begrenzung der aktuellen Zuflussrate, $q=450 \rightarrow TC=16 \rightarrow TB=14 \rightarrow \min$, Begrenzung verhindert wind-up effekt

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird; der geringere ist maßgebend;
Zuweisung q aus Koordinierung

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird; der größere ist maßgebend;
Zuweisung q aus ALINEA

Zuweisung q aus Rückstaumanagement

Errechnung der Umlaufzeit Tc der VLSA; [s / Fhz];
 $q / 2$, da 2 FS vorhanden sind



Obere Begrenzung der Umlaufzeit mit 14 s

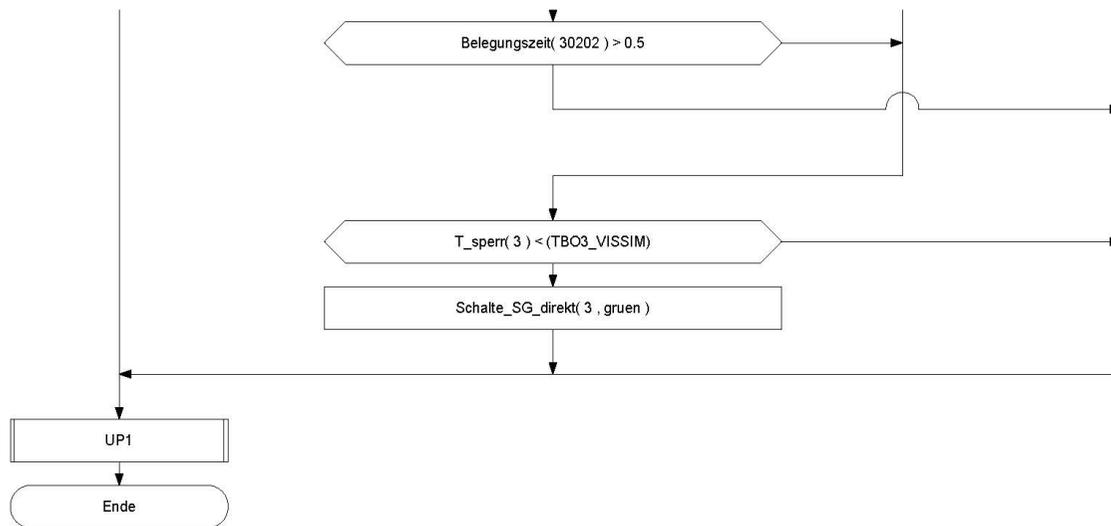
Die Sperzeit errechnet sich aus der Umlaufzeit minus 2 Sekunden für grün; empirisch ermittelt; grünblinker und rotgelb werden nicht verwendet die korrekte Umlaufzeit in der Simulation wird erreicht, indem man 2 Sekunden kürzt, da VISSIM im Betrieb unter einem Versatz von 2 s leidet!
 Prüfung ob grünes Signalbild angezeigt wird;
 Prüfung ob die Grünzeit noch geringer als 4 Sekunden ist; für langsam anfahrende Kfz
 Prüfung, ob je FS ein Fhz die VLSA passiert hat, oder ob auf einem FS 2 Fhz die VLSA passiert haben

aktiviere Signalbild gelb

Prüfung ob gelbes Signalbild angezeigt wird
 Prüfung ob die Gelbzeit noch geringer als eine Sekunde ist

aktiviere Signalbild rot

Prüfung, ob rotes Signalbild angezeigt wird;
 Anmeldung eines Fhz mittels Belegungszeit > 0,5, da "Anforderung" fehleranfällig



Anmeldung eines Fhz mittels Belegungszeit > 0,5,
da "Anforderung" fehleranfällig

Prüfung, ob die Sperrzeit (gelb+rot) noch geringer
als die errechnete Sperrzeit TBO ist

aktiviere Signalbild grün

Unterprogramm Werteberechnung für LDP-Protokoll

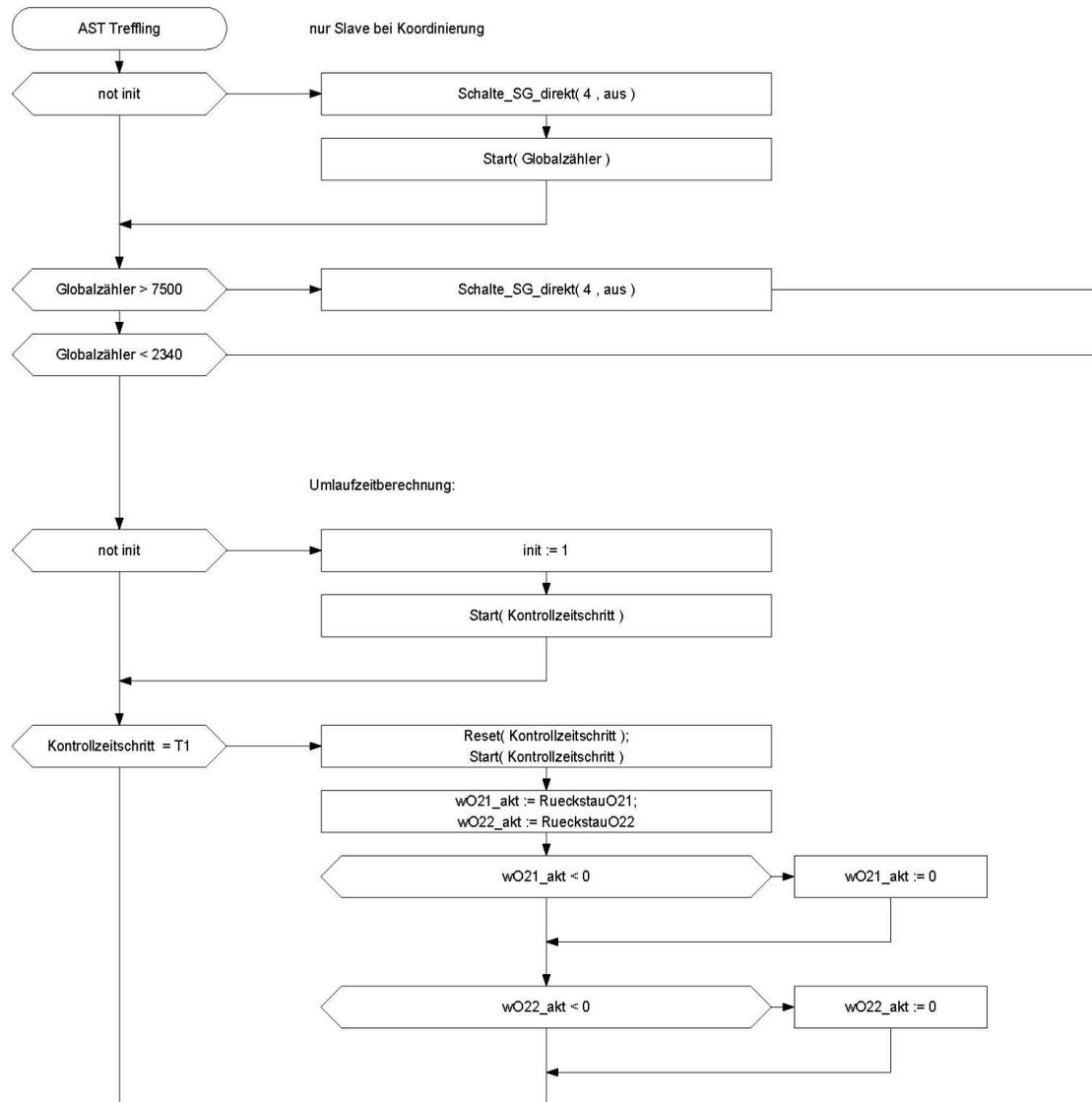
AST4

| PARAMETER | Allg |
|-------------|------|
| Traeumgruen | 4 |
| Tgelb | 1 |
| ocr2 | 0.22 |
| ocr3 | 0.20 |
| wmaxO21 | 17 |
| wmaxO22 | 140 |
| wmaxO3 | 50 |
| T1 | 30 |

| AUSDRÜCKE | Inhalt | Bemerkung |
|--------------|---|---|
| RueckstauO21 | Vorderkanten(40091) - Hinterkanten(40081) | |
| RueckstauO22 | Vorderkanten(40161) + Vorderkanten(40162) + Vorderkanten(40131) - Hinterkanten(40121) - Hinterkanten(40122) | |
| RueckstauO3 | Vorderkanten(40211) + Vorderkanten(40212) - Hinterkanten(40201) - Hinterkanten(40211) | |
| RueckstauO4 | Vorderkanten(40251) - Hinterkanten(40241) | |
| AST21_ein | $(O21_master = 0) \text{ UND } (wO21_akt / wmaxO21 > 0.3) \text{ UND } (\text{Belegungsgrad}(40061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(40062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(40063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |
| AST21_aus | $(O21_master = 1) \text{ UND } ((wO21_akt / wmaxO21 < 0.15) \text{ ODER } (\text{Belegungsgrad}(40061) * 0.34 + \text{Belegungsgrad}(40062) * 0.33 + \text{Belegungsgrad}(40063) * 0.33 < 0.8 * ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Freist. |

| | | |
|--------------|--|--|
| AST22_ein | $(O22_master = 0) \text{ UND } (wO22_akt / wmaxO22 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(40061) * 0.34 + Belegungsgrad(40062) * 0.33 + Belegungsgrad(40063) * 0.33 > 0.9 * ocr2)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| AST22_aus | $(O22_master = 1) \text{ UND } ((wO22_akt / wmaxO22 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(40061) * 0.34 + Belegungsgrad(40062) * 0.33 + Belegungsgrad(40063) * 0.33 < 0.8 * ocr2))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Urfahr Leon. |
| AST3_ein | $(O3_master = 0) \text{ UND } (wO3_akt / wmaxO3 > 0.3) \text{ UND } (Belegungsgrad(40181) * 0.34 + Belegungsgrad(40182) * 0.33 + Belegungsgrad(40183) * 0.33 > 0.9 * ocr3)$ | Einschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Dornach |
| AST3_aus | $(O3_master = 1) \text{ UND } ((wO3_akt / wmaxO3 < 0.15) \text{ ODER } (Belegungsgrad(40181) * 0.34 + Belegungsgrad(40182) * 0.33 + Belegungsgrad(40183) * 0.33 < 0.8 * ocr3))$ | Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit Master AST Dornach |
| ber21_wminO4 | $(wO21_akt + wO4_akt) / (wmaxO21 + wmaxO4) * wmaxO4$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Treffling bei Koordinierung mit MASTER AST Urfahr Freist. |
| ber22_wminO4 | $(wO22_akt + wO4_akt) / (wmaxO22 + wmaxO4) * wmaxO4$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Treffling bei Koordinierung mit MASTER AST Urfahr Leon |
| ber3_wminO4 | $(wO3_akt + wO4_akt) / (wmaxO3 + wmaxO4) * wmaxO4$ | Berechnung der Mindeststückstaulänge für Slave AST Treffling bei Koordinierung mit MASTER AST Dornach |

| UNTERPROGRAMME | Dateiname |
|----------------|-----------------------|
| UP1 | Protokoll_AST4_KZD.vv |



zu Beginn deaktiviere die VLSA

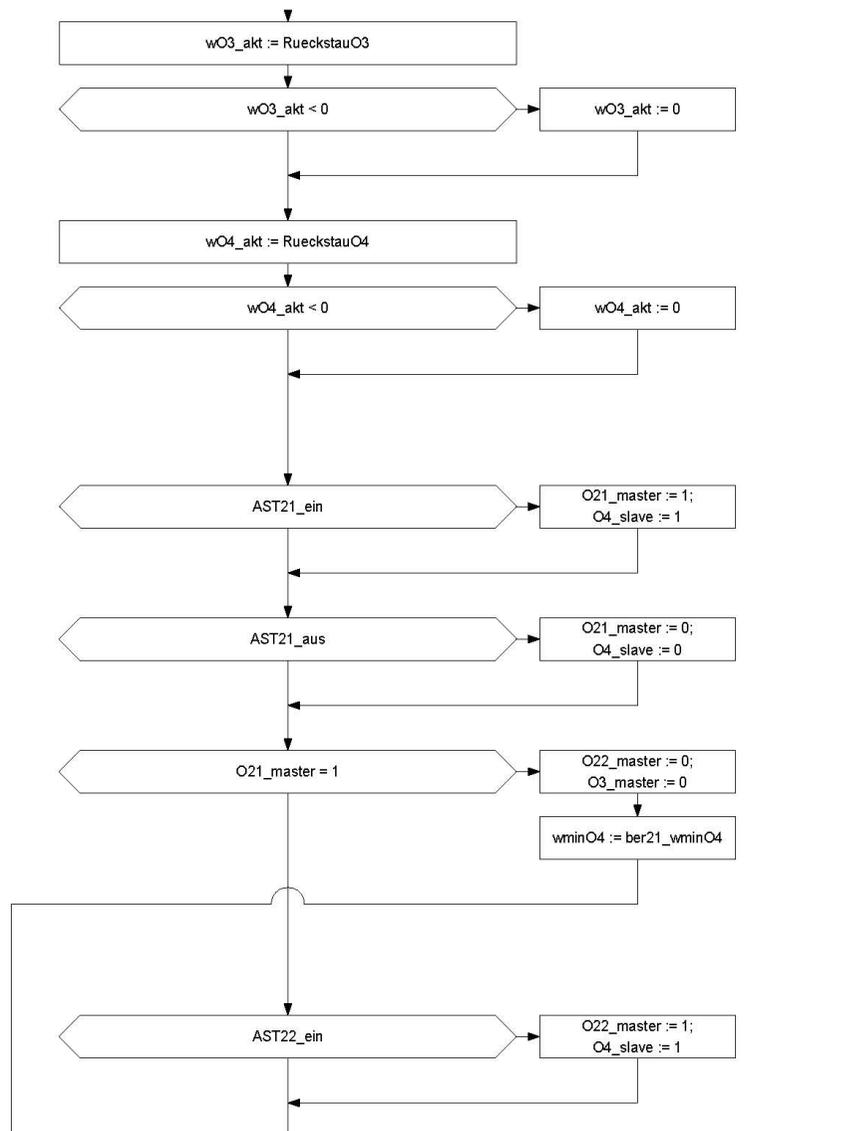
Start des Zählers für die zeitgesteuerte
Abschaltung der KZD

Abschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

Einschaltbedingung und Abschaltzuweisung für
die KZD

prüfe, ob der Zähler "Kontrollzeitschritt"
die vordefinierte Dauer schon überschritten hat
setze den Zähler "Kontrollzeitschritt" auf null
starte den Zähler "Kontrollzeitschritt"
Definition aktuelle Rückstaulängen AST Urfahr
Freistätter Straße und Leonfeldner Bundesstraße
[Fahrzeuganzahl]
Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz
zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren
aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit garantiert!



Definition aktuelle Rückstaulänge AST Domach

[Fahrzeuganzahl]

Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Definition aktuelle Rückstaulänge AST Treffling

[Fahrzeuganzahl]

Fehlerkorrektur, falls bei Beginn der Zählung Fhz zwischen den Detektoren sind und nach Ausfahren aller Fhz zu viele abgezogen werden!
Keine Fehlerfreiheit der Zählung garantiert!

Einschaltbedingung für die Koordinierung mit

Master AST Urfahr Freist.;
Aktivierung der Koordinierung

Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit

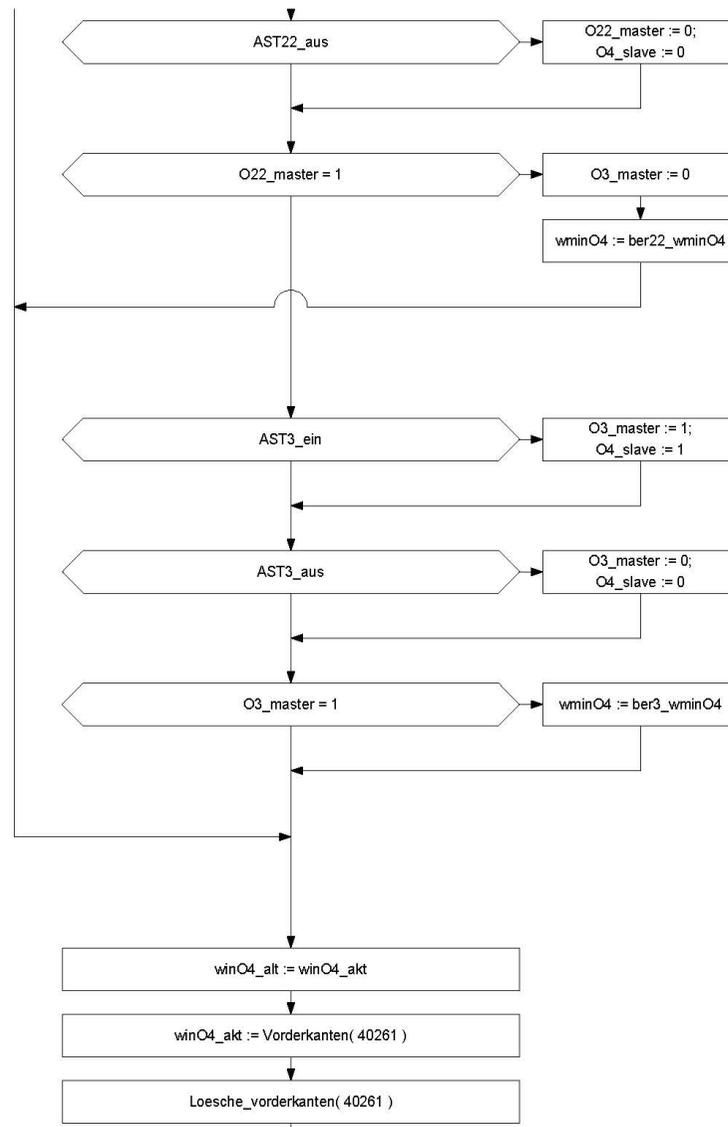
Master AST Urfahr Freist.;
Deaktivierung der Koordinierung

Abfrage, ob die AST. Urf Frei. Master ist;

Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden Koordinierungen

Einschaltbedingung für die Koordinierung mit

Master AST Urfahr Leon.;
Aktivierung der Koordinierung



Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit
Master AST Urfahr Leon.;
Deaktivierung der Koordinierung

Abfrage, ob die AST Urfahr Leon. Master ist;
Ausschalten der ev. aktiven stromaufwärtsliegenden
Koordinierungen

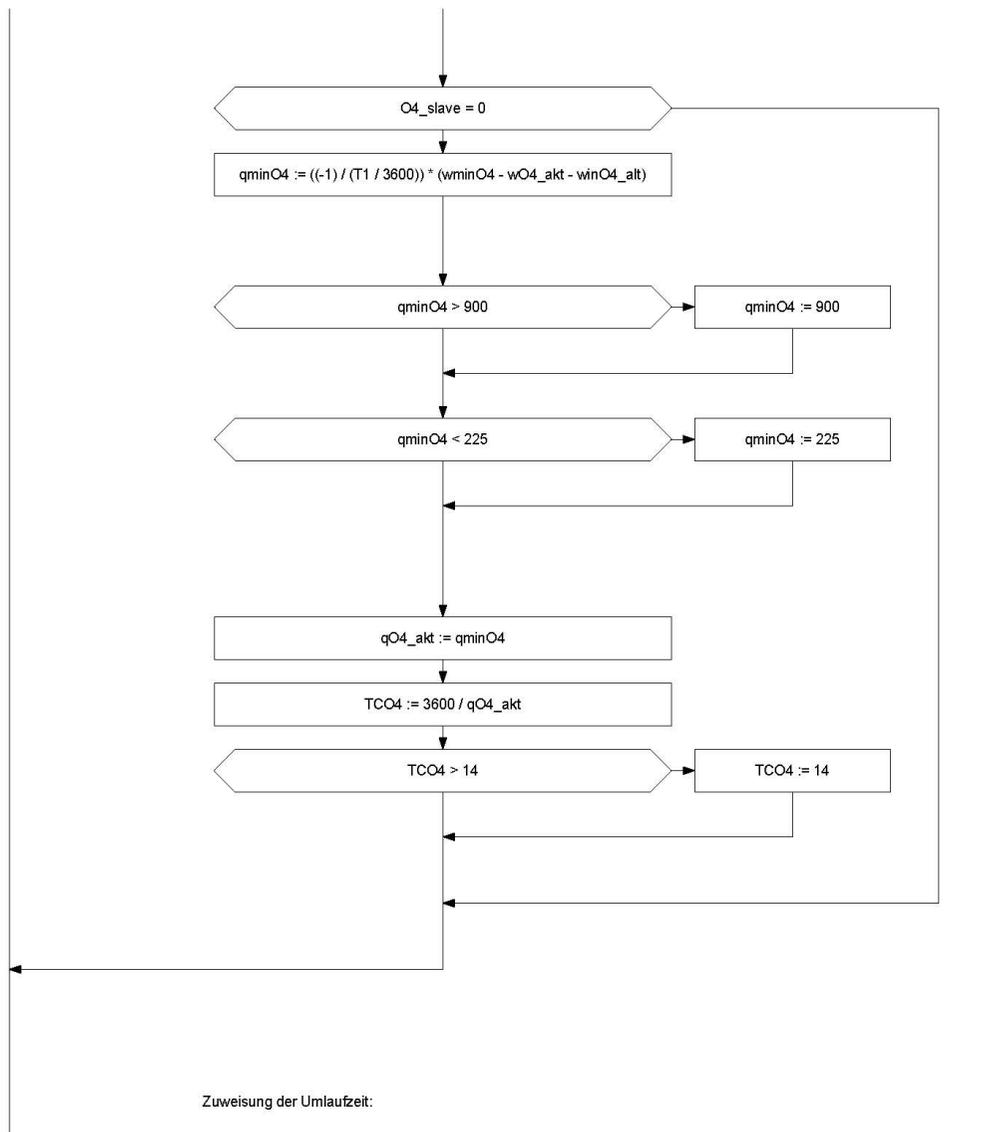
Einschaltbedingung für die Koordinierung mit
Master AST Dornach;
Aktivierung der Koordinierung

Ausschaltbedingung für die Koordinierung mit
Master AST Dornach;
Deaktivierung der Koordinierung

Zuweisung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz.
als eingefahrene Fhz. des letzten Zeitschrittes;
für Rückstaumanagement-Berechnung nötig
AST Treffling

Erfassung der auf die Auffahrt eingefahrenen Fhz.

Initialisierung des Detektors



Abfrage ob Koordinierung mit Master AST Hafent. oder AST Urfahr Frei. oder AST Urfahr Leon. oder AST Dornach aktiv ist
 Errechnung der Verkehrsstärke für den Aufbau der angepassten Rückstaulänge

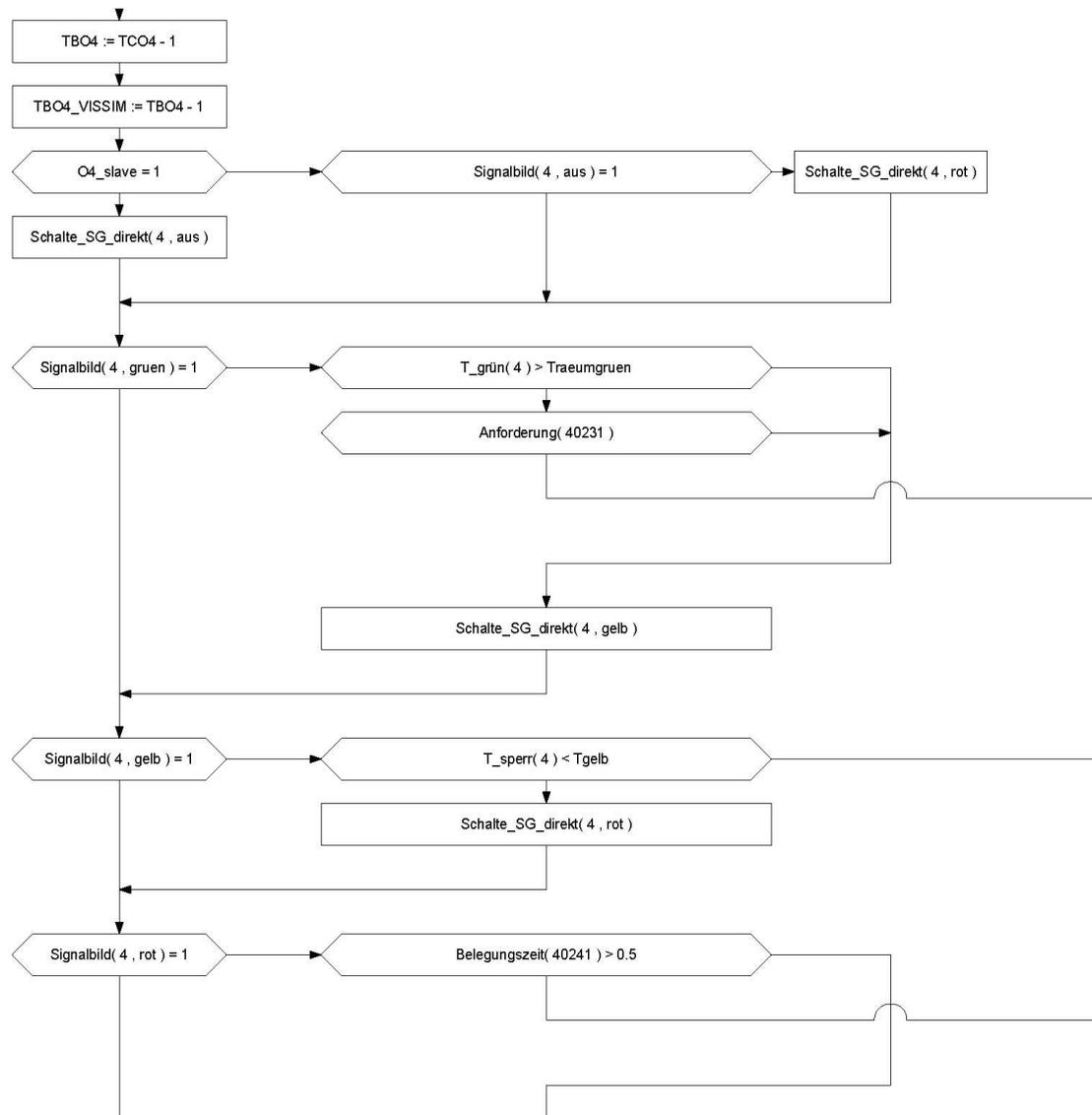
obere Begrenzung,
 $q=900 \rightarrow TC=4 \rightarrow TB=2 \rightarrow \min$, Begrenzung verhindert wind-up effekt

untere Begrenzung,
 $q=225 \rightarrow TC=16 \rightarrow TB=14 \rightarrow \max$, Begrenzung verhindert wind-up effekt

Entscheidung welcher Zufluss angewandt wird; der geringere ist maßgebend;
 Zuweisung q aus Koordinierung

Errechnung der Umlaufzeit Tc der VLSA; [s / Fhz]

Obere Begrenzung der Umlaufzeit mit 14 s



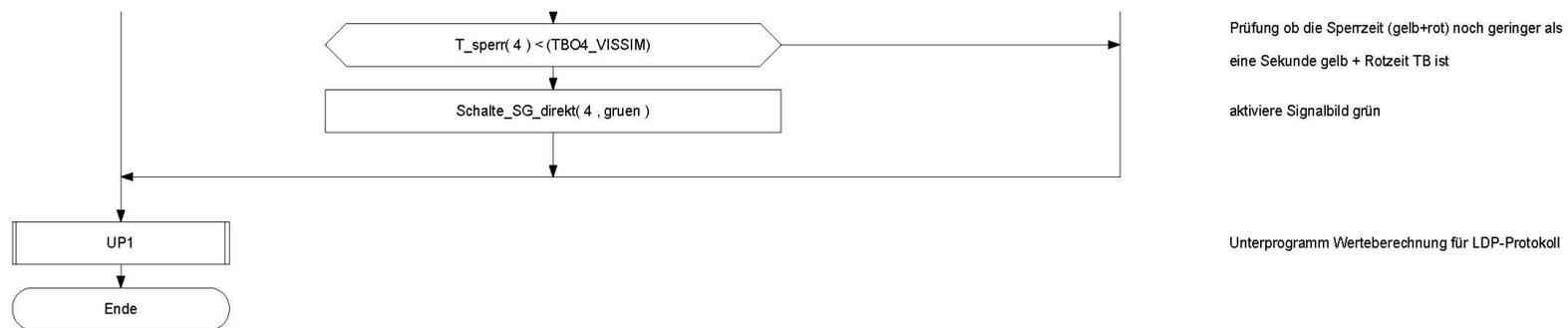
Die Sperrzeit errechnet sich aus der Umlaufzeit minus 1 Sekunde für grün; empirisch ermittelt; grünblinker und rotgelb werden nicht verwendet die korrekte Umlaufzeit in der Simulation wird erreicht, indem man bei AST4 1 Sekunde kürzt, da es bei AST4 im Betrieb einen Versatz von 1 s gibt!
 Prüfung, ob eine Koordination mit Slave AST4 aktiv ist;
 Prüfung, ob VLSA ausgeschaltet ist;
 Zuweisung des Signalbilds ROT
 Deaktivieren der VLSA, falls keine Koordination mit AST4 als Slave aktiv ist

Prüfung ob grünes Signalbild angezeigt wird;
 Prüfung ob die Grünzeit noch geringer als 4 Sekunden ist; für langsam anfahrende Kfz
 Prüfung ob ein Fhz die VLSA passiert hat

aktiviere Signalbild gelb

Prüfung ob gelbes Signalbild angezeigt wird
 Prüfung ob die Gelbzeit noch geringer als eine Sekunde ist
 aktiviere Signalbild rot

Prüfung ob rotes Signalbild angezeigt wird
 Anmeldung eines Fhz mittels Belegungszeit > 0,5, da "Anforderung" fehleranfällig



Anhang B

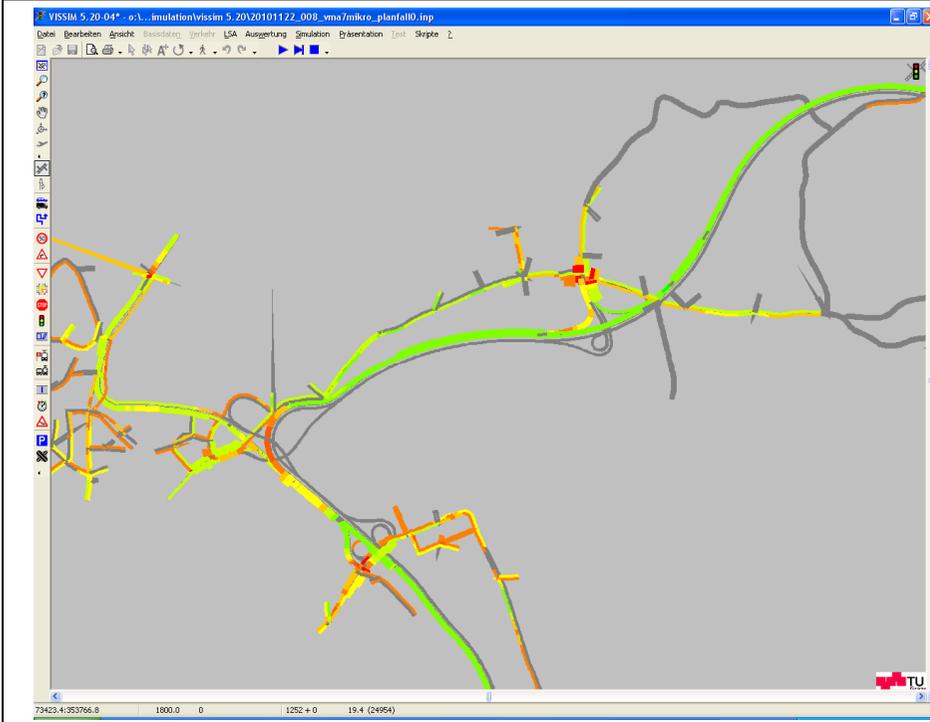
Staubbildvergleich

| Legende | | |
|------------------------|---------|----------|
| Geschwindigkeit [km/h] | | |
| von | bis | Farbe |
| 0.000 | 10.000 | Rot |
| | 20.000 | Orange |
| | 30.000 | Orange |
| | 40.000 | Gelb |
| | 50.000 | Hellgelb |
| | 60.000 | Grün |
| | 80.000 | Grün |
| | 100.000 | Grün |

Simulationssekunde 1800 (06:15 Uhr)

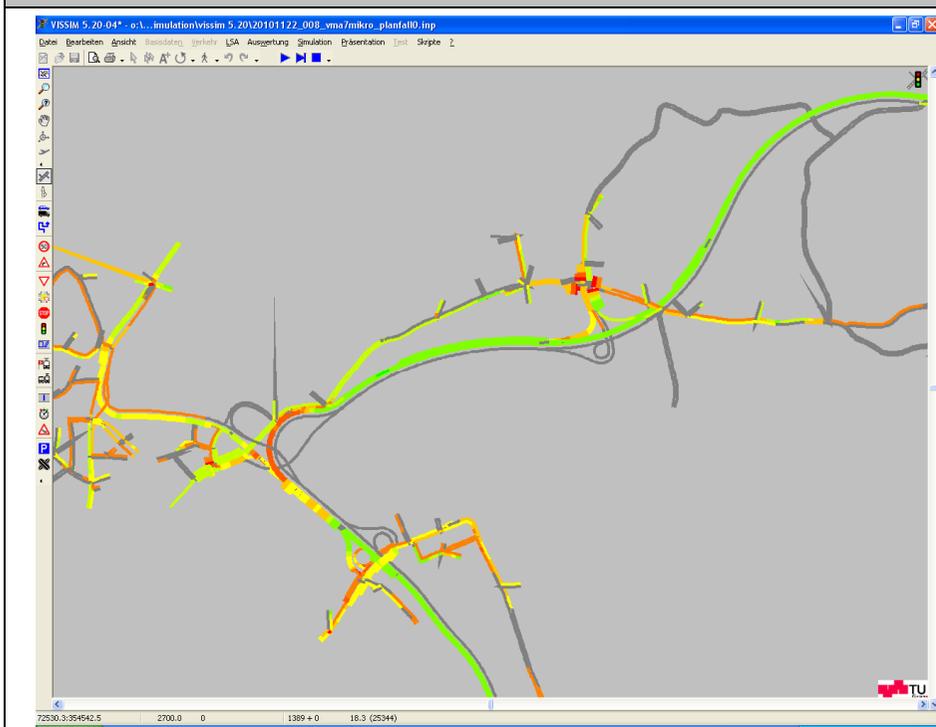
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zuflussdosierung

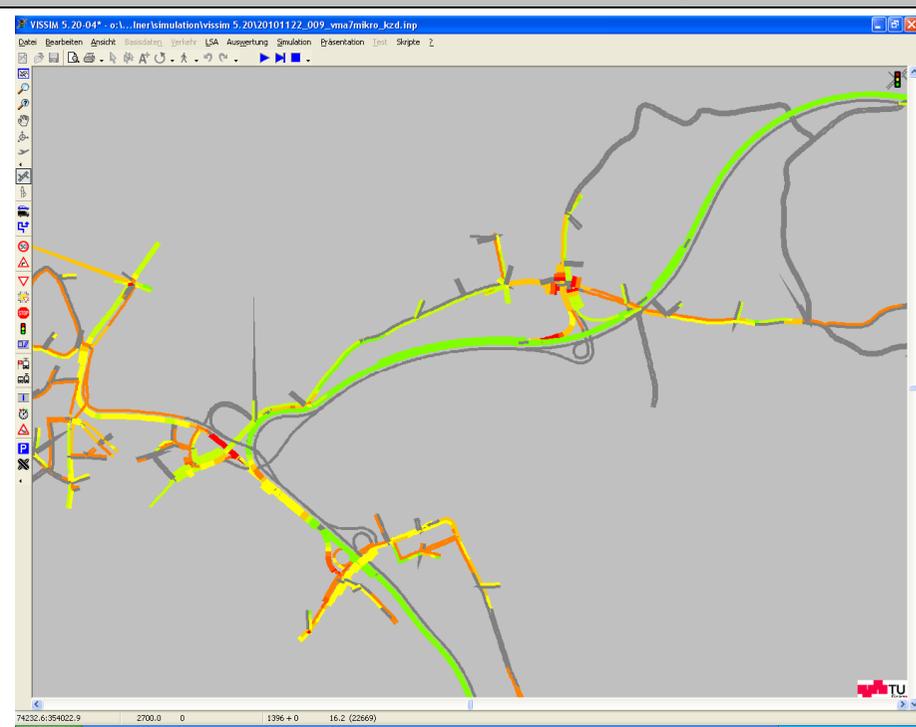


Simulationssekunde 2700 (06:30 Uhr)

Planfall 0



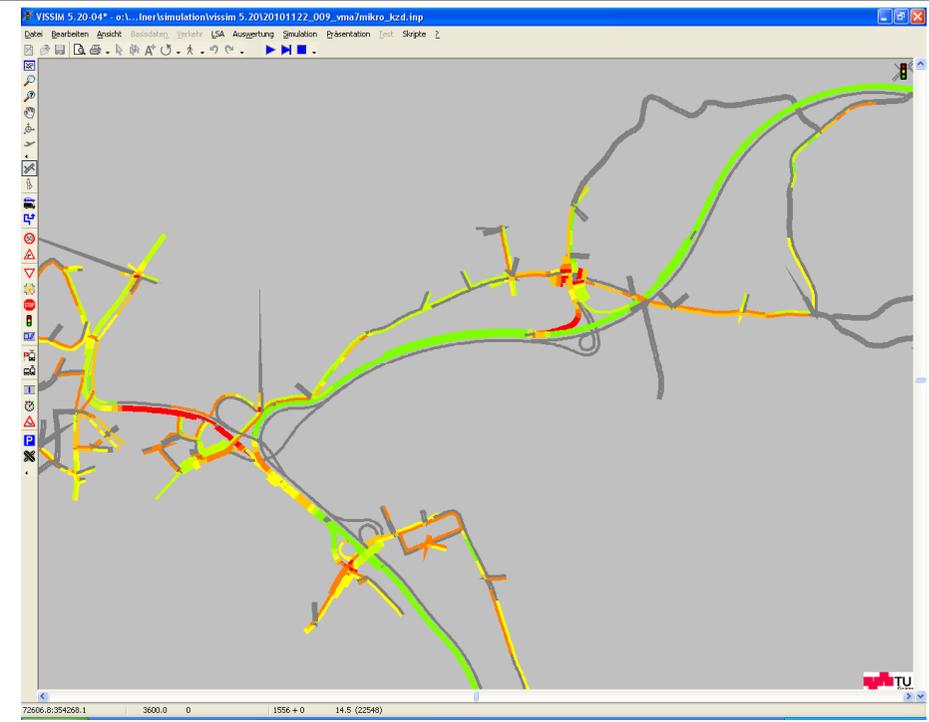
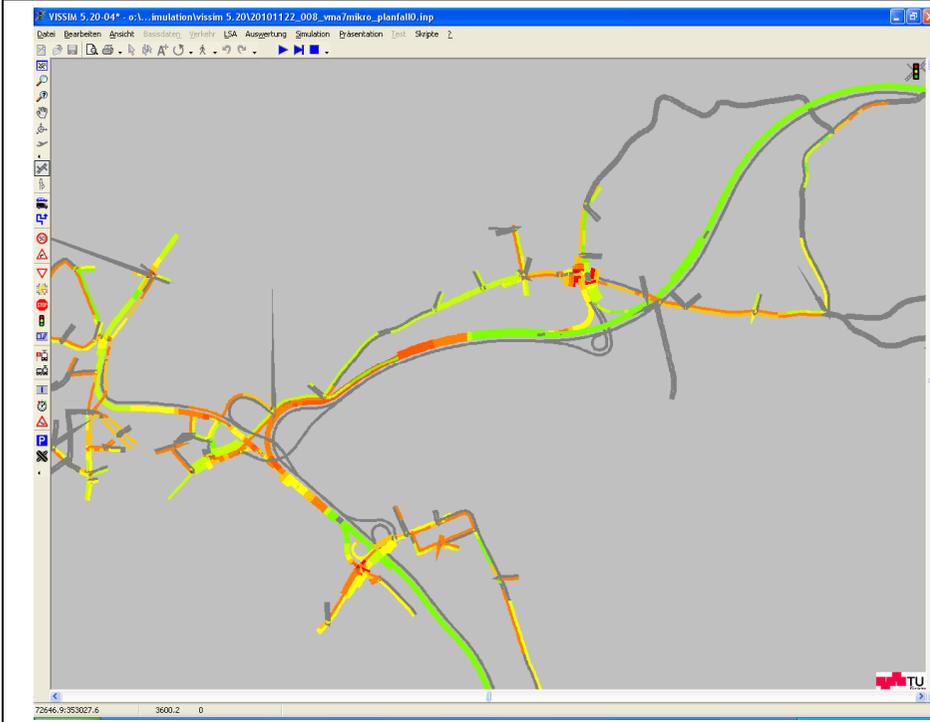
Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 3600 (06:45 Uhr)

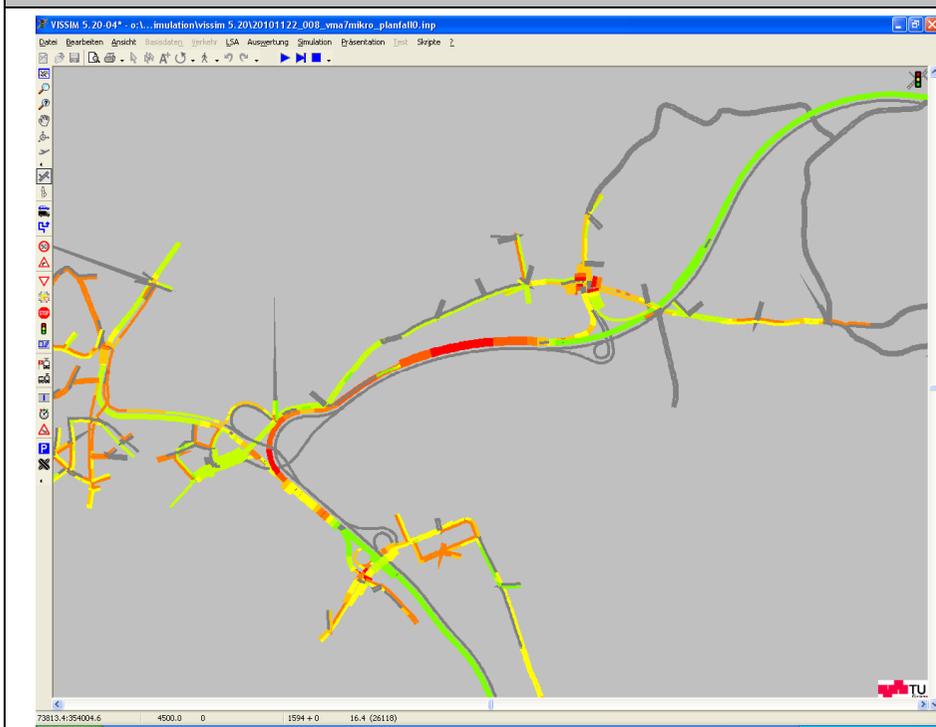
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zufussdosierung

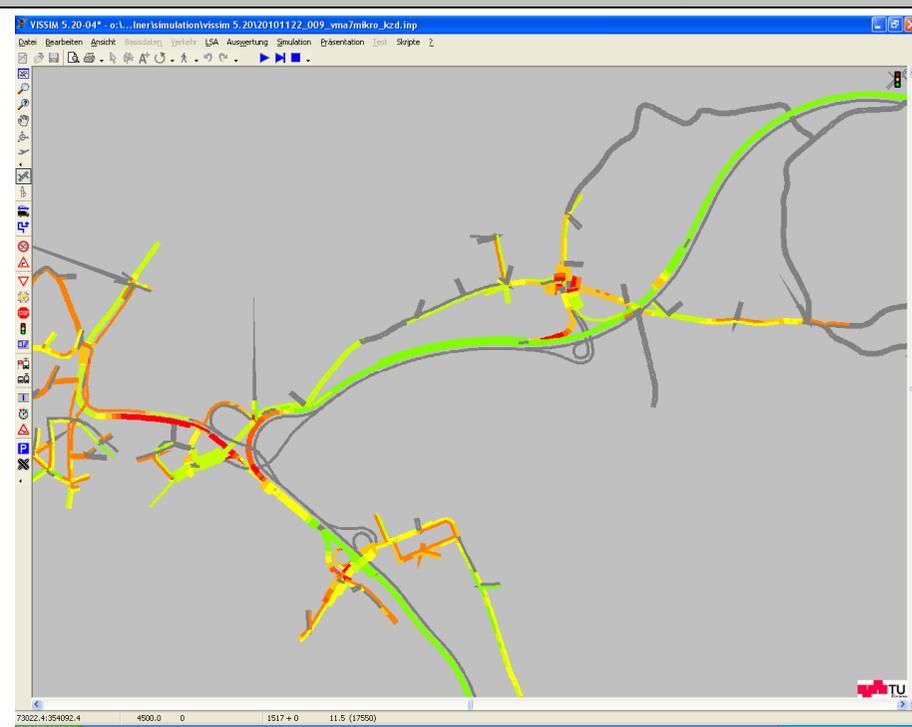


Simulationssekunde 4500 (07:00 Uhr)

Planfall 0



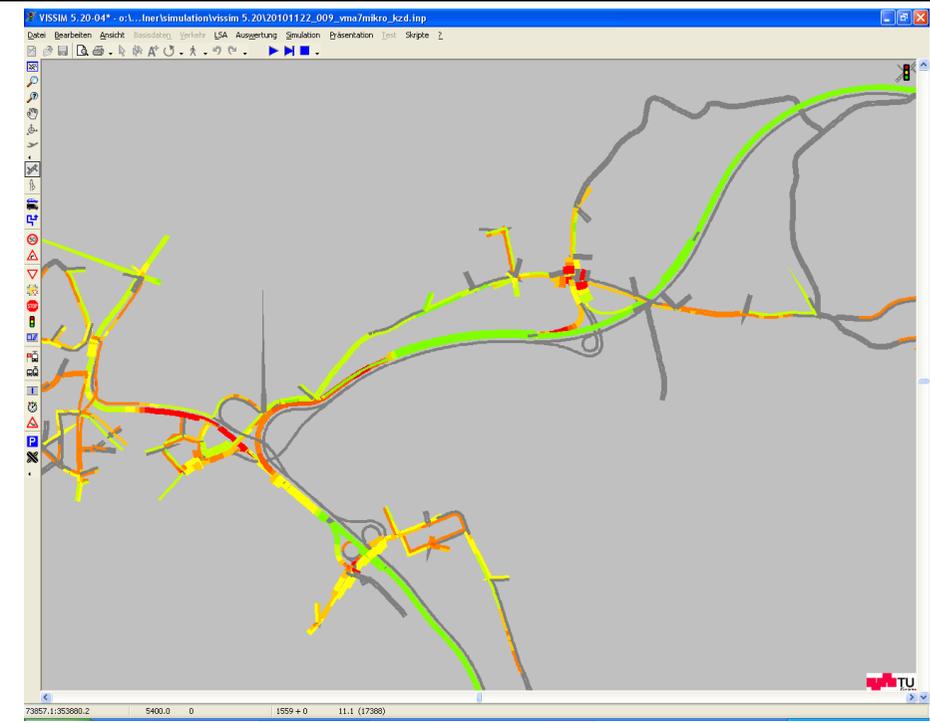
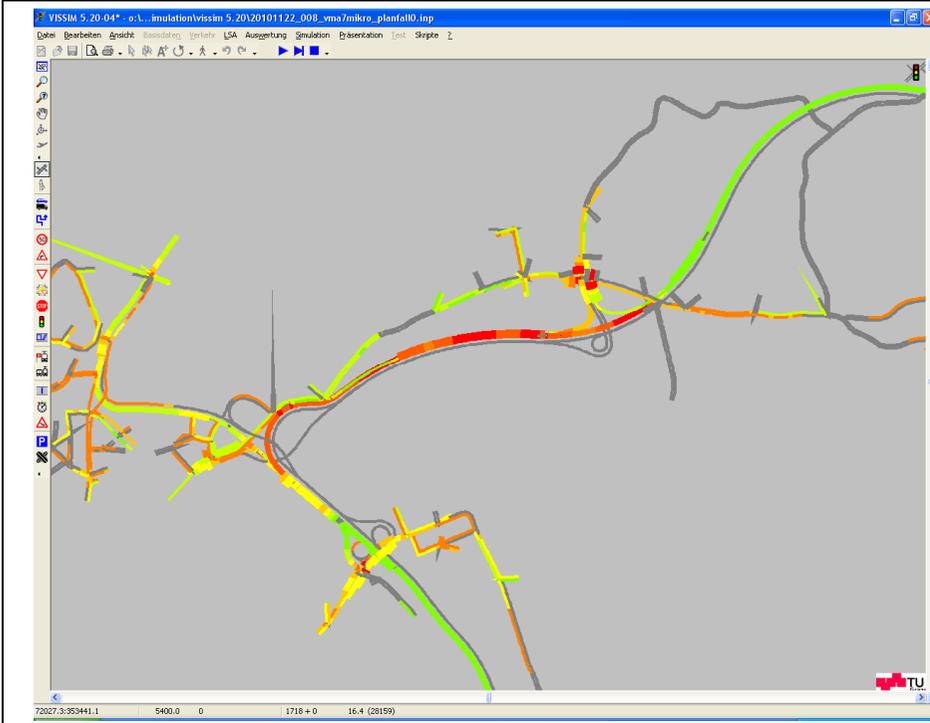
Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 5400 (07:15 Uhr)

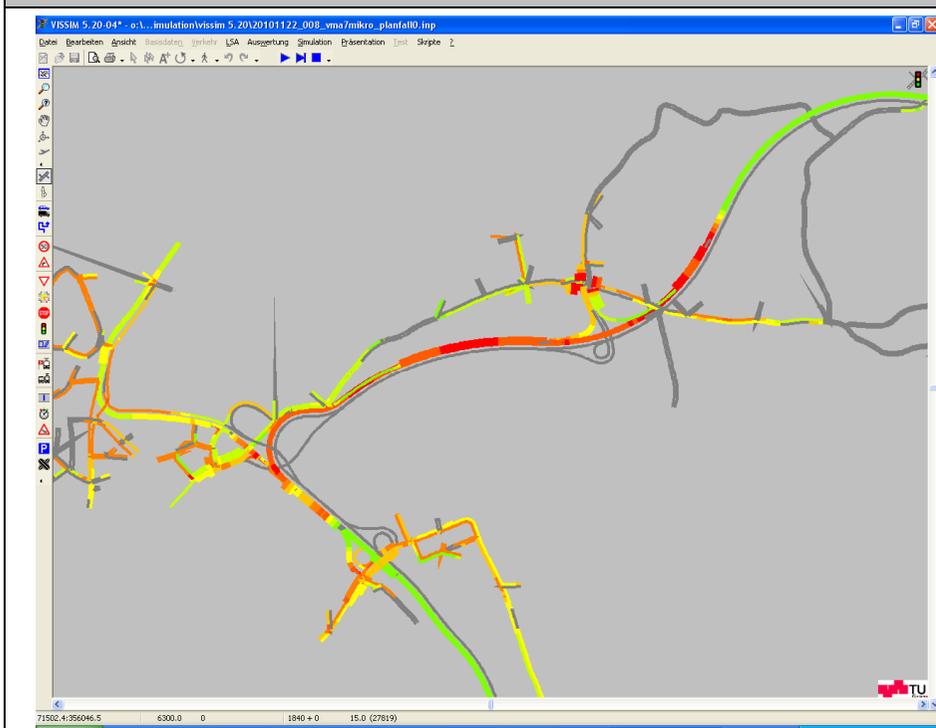
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zufussdosierung

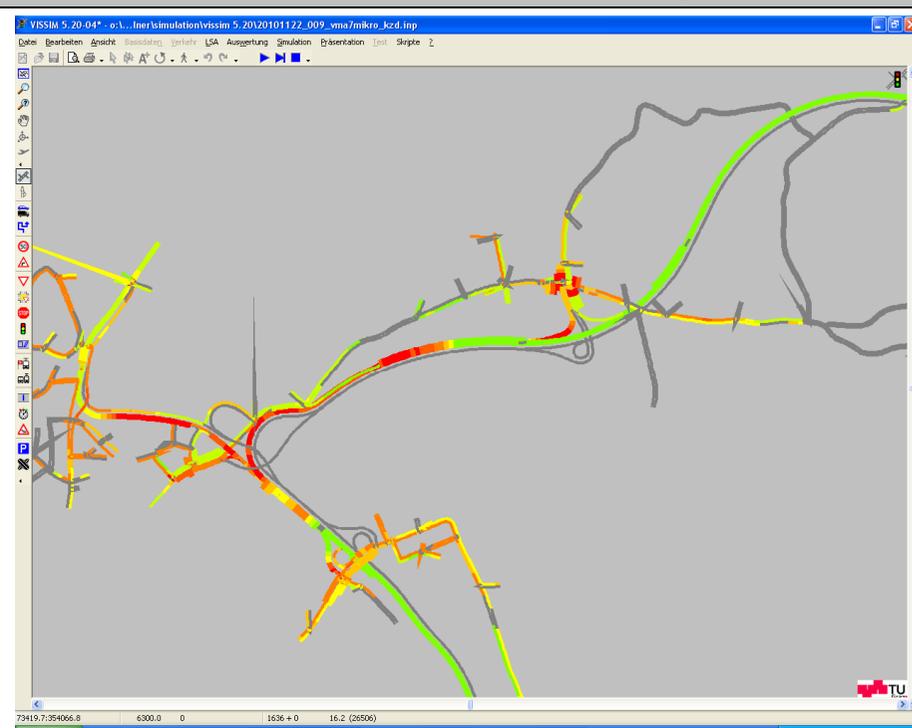


Simulationssekunde 6300 (07:30 Uhr)

Planfall 0



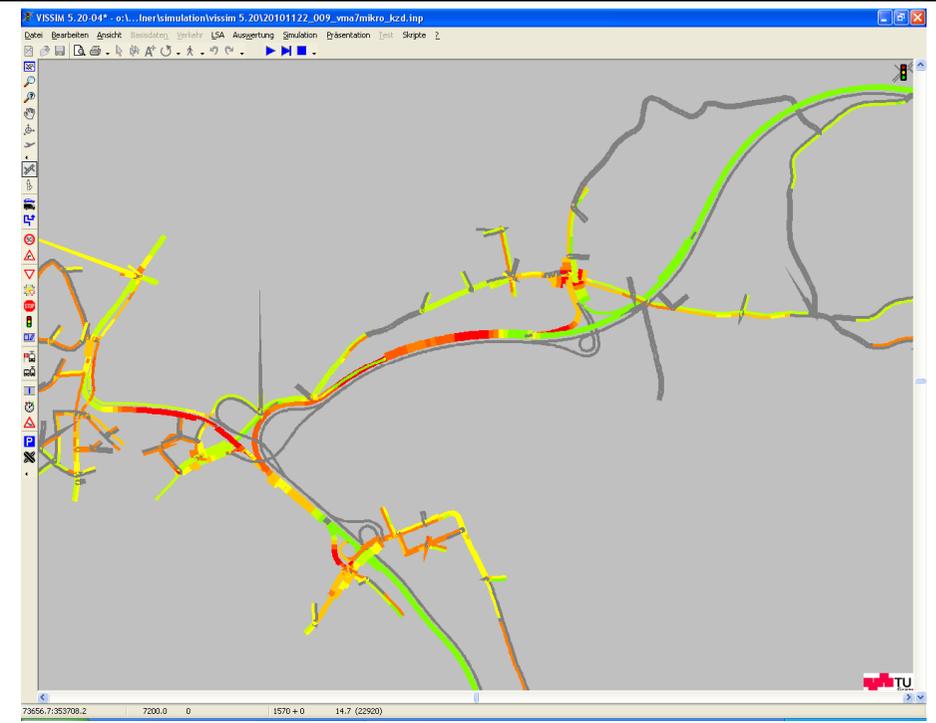
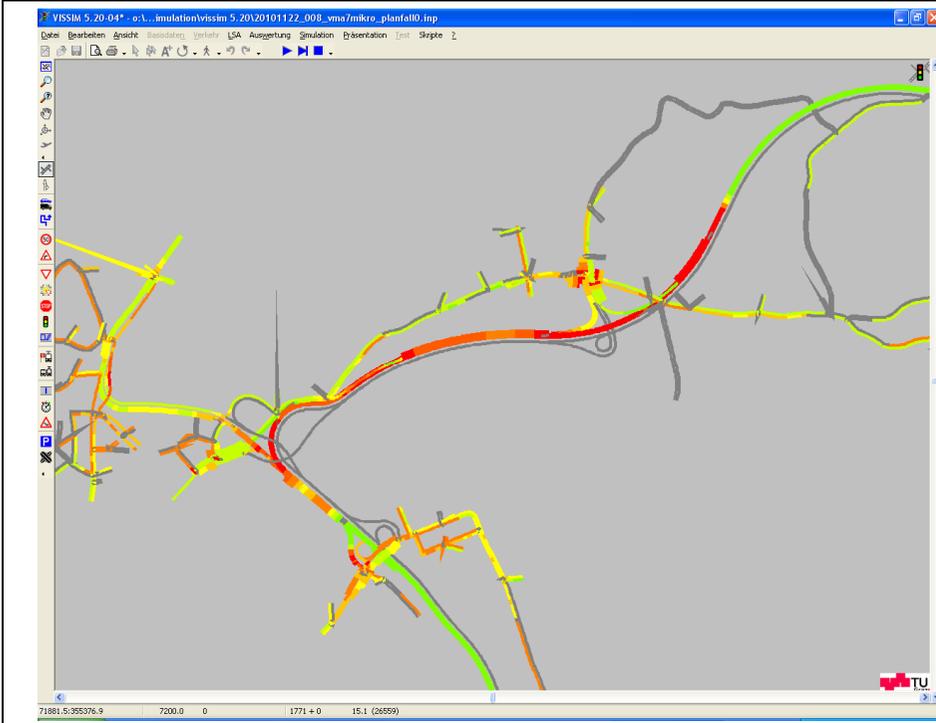
Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 7200 (07:45 Uhr)

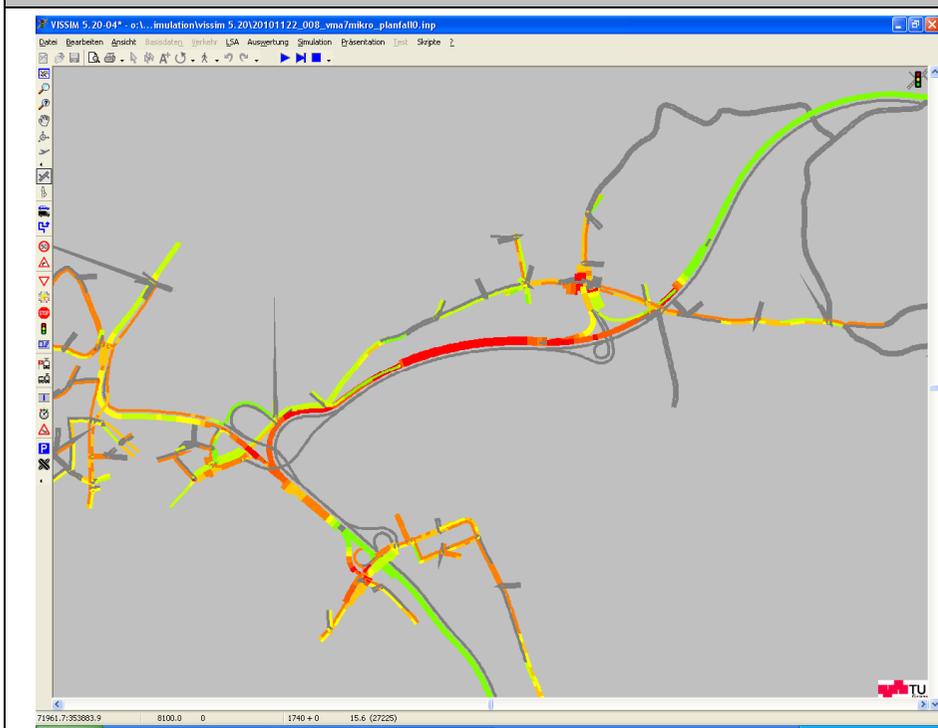
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zuflussdosierung

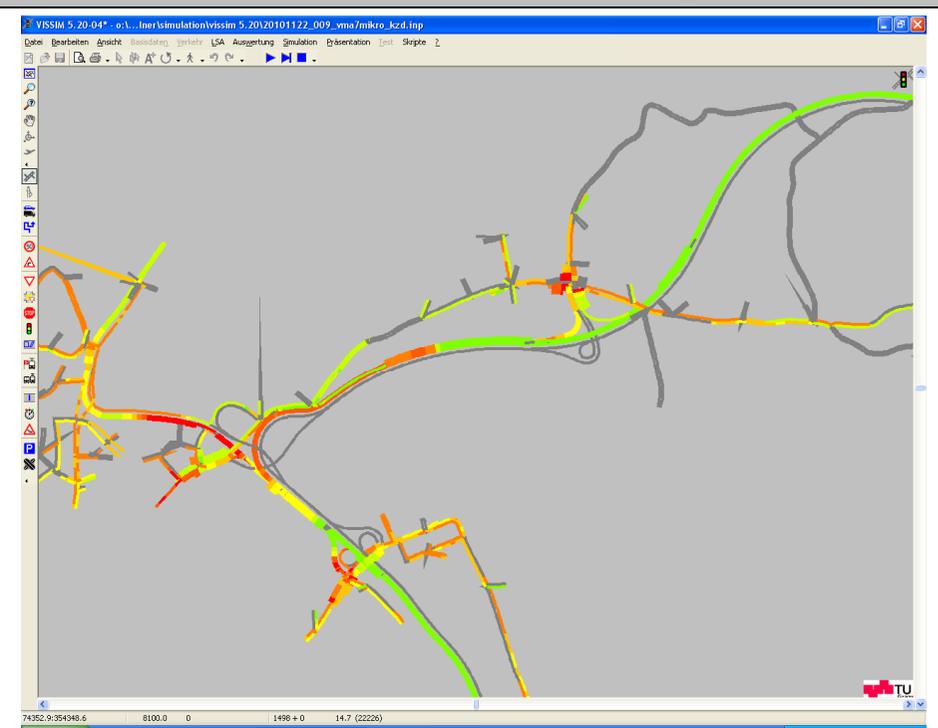


Simulationssekunde 8100 (08:00 Uhr)

Planfall 0



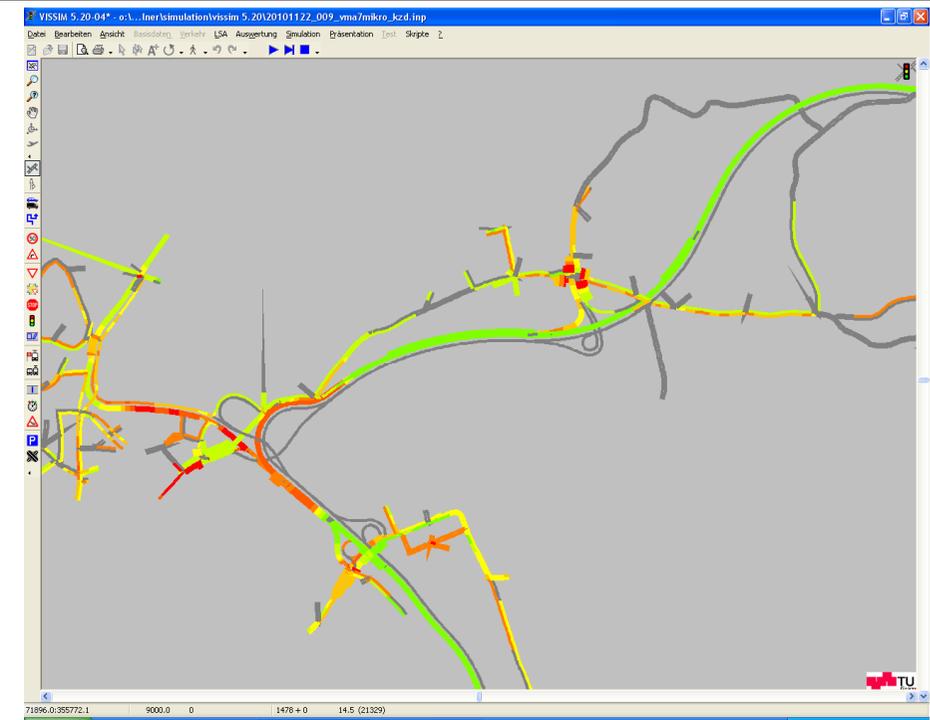
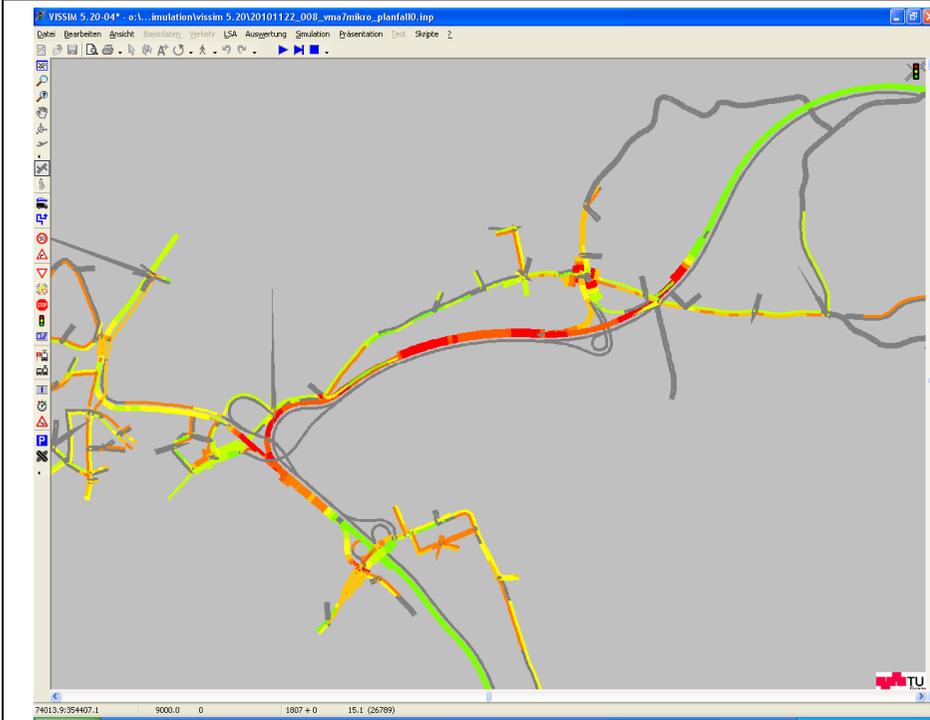
Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 9000 (08:15 Uhr)

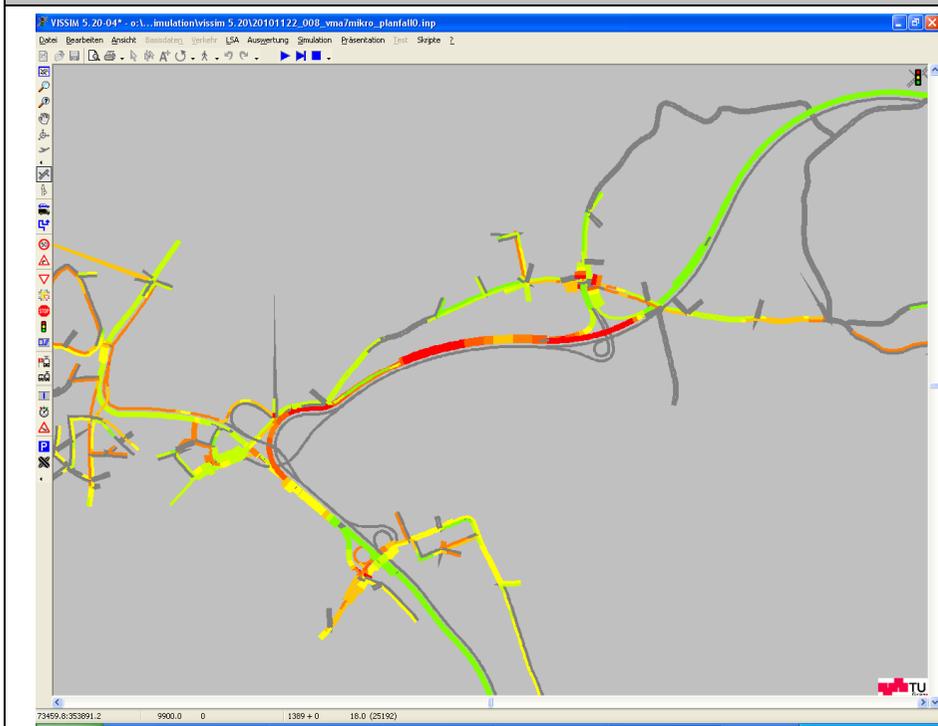
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zufussdosierung

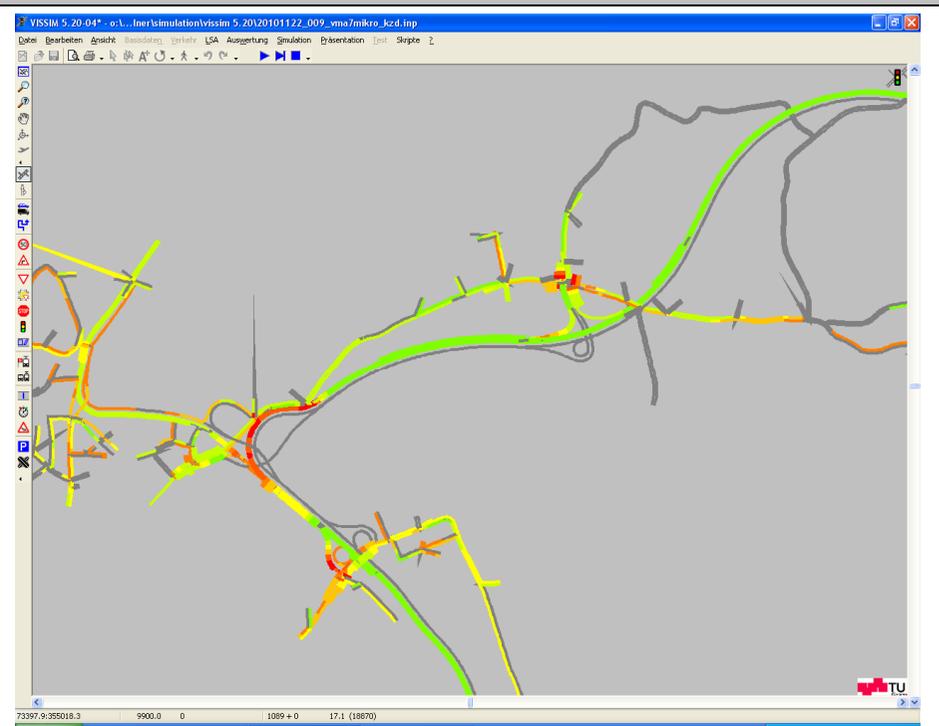


Simulationssekunde 9900 (08:30 Uhr)

Planfall 0



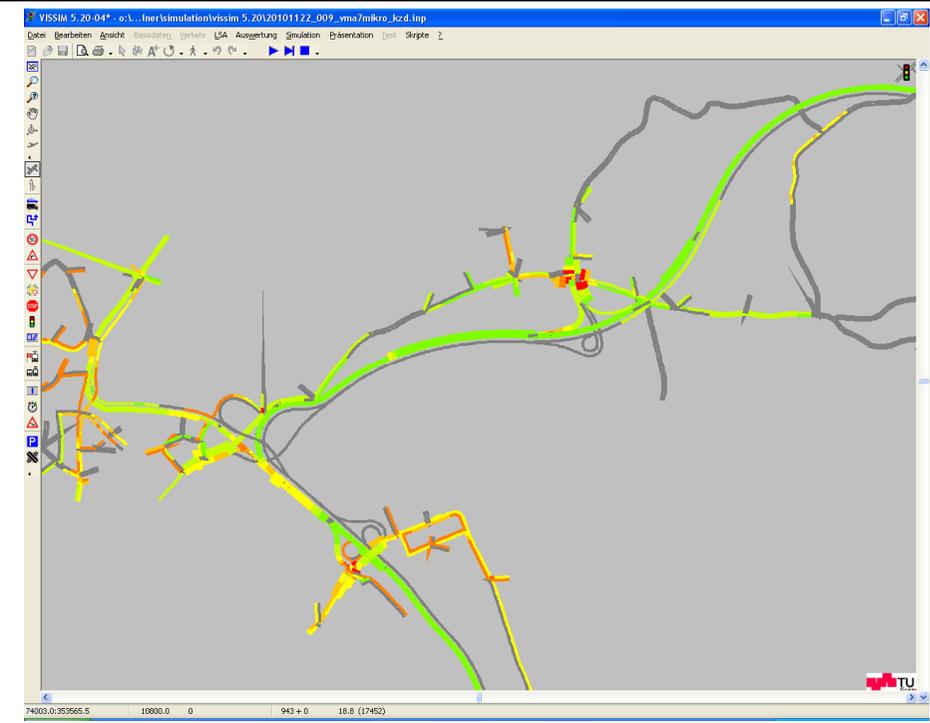
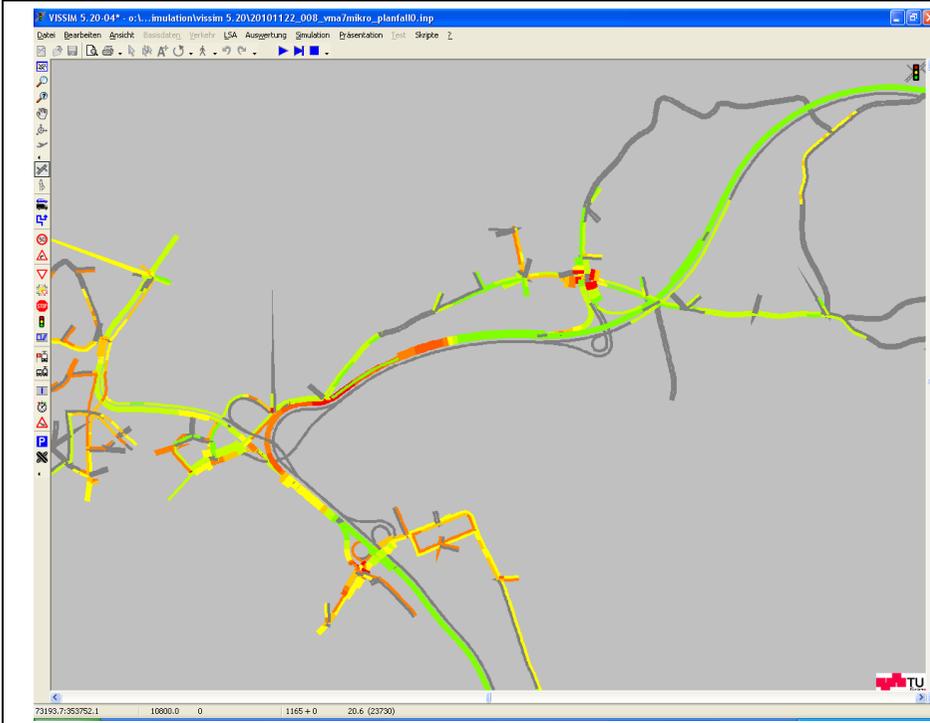
Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 10800 (08:45 Uhr)

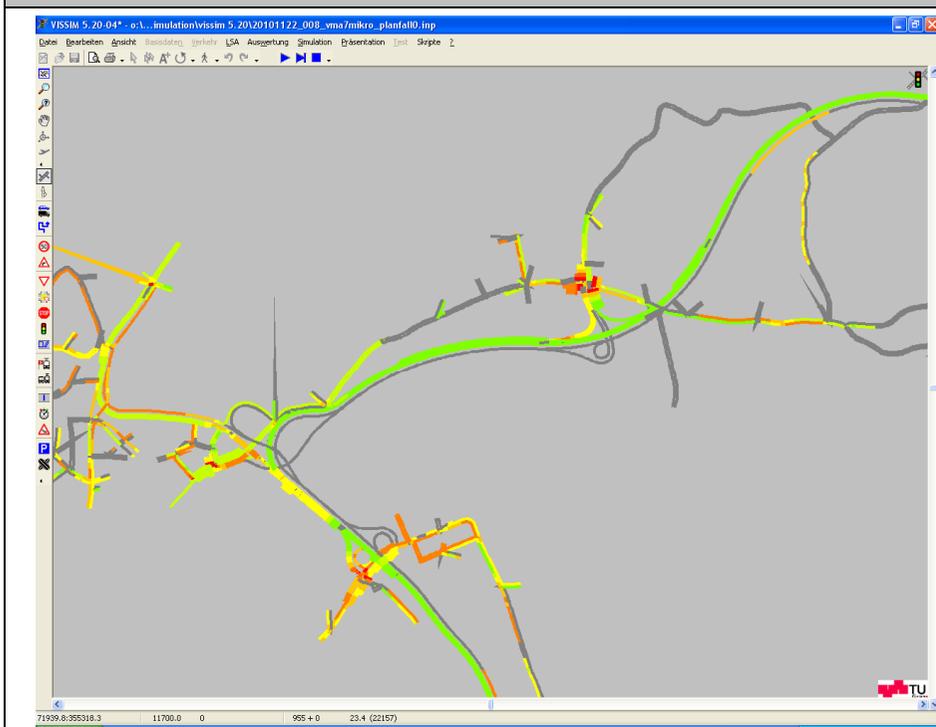
Planfall 0

Planfall Koordinierte Zufussdosierung

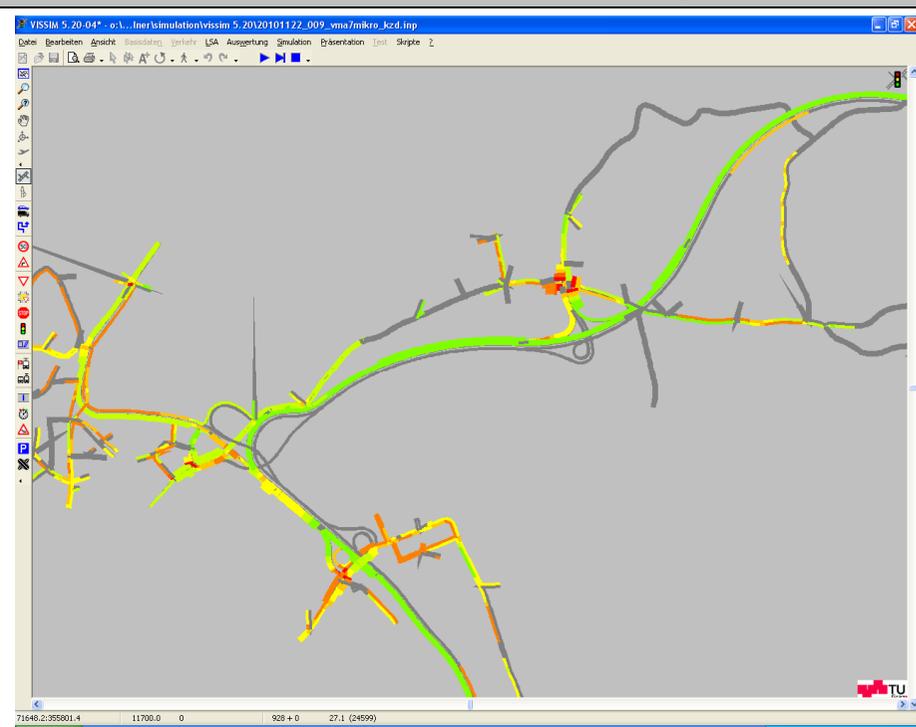


Simulationssekunde 11700 (09:00 Uhr)

Planfall 0



Planfall Koordinierte Zufussdosierung



Simulationssekunde 12600 (09:15 Uhr)

Planfall 0

Planfall Koordinierte Zufussdosierung

