

工
269 函
1-0

都市間高速道路の交通制御 に関する基礎的研究

昭和48年11月

井上矩之

都市間高速道路の交通制御 に関する基礎的研究

昭和 48 年 11 月

井 上 矩 之

序

高速道路の建設には巨大な投資を必要とするので、それのみあうように効率的な運用をしなければならぬ。近年頻発するようになった交通渋滞は高速道路の機能を著しく阻害するので、円滑な交通を維持するため適切な交通管制が必要とされるに至った。

高速道路における交通制御といっても、都市内高速道路と都市間高速道路とは性格が相違する。都市内高速道路では自然渋滞の対策が重要であり、予防的な流入制御が制御の基本となる。都市間高速道路では事故渋滞の対策が重要であり、事後処理的な流出制御が制御の基本となる。本研究は後者の立場にたつて、事故渋滞の解消を目的とした流出制御についての考察を行なったものである。

事故発生時の交通流の挙動は波動理論を適用して解析することができる。またその結果を適用して渋滞時旅行時間の推定法を考察することができる。旅行時間は渋滞発生時に利用者に提供すべき最も重要な情報の1つであろう。この情報提供により利用者に高速道路利用の適否を選択させることができ、流出する車の増加により渋滞の拡大を減少させることができよう。この点からランプ間旅行時間比較法という1つの流出制御方式を考察する。

交通流を監視し交通状態を把握することが適切な制御を行なうために必要である。検知器を密に配置すれば事故検知も可能であるが、経費との関連もあり限度があろう。また制御方式とも密接な関連がある。この点について許容遅れ時間内の渋滞検知を目的とした等間隔配置法、流出制御方式と関連した相似的配置法という2つの検知器配置法を提示する。

本研究を行なうにあたって終始御指導と御鞭達を賜った京都大学工学部米谷栄二教授ならびに佐佐木綱教授に対し深甚なる謝意を表したい。信州大学工学部奥谷巖助教授にも御指導と御討議をいただいた。とくに旅行時間比較法については同氏の御指導に負うところが大きい。高速道路調査会交通流監視制御研究班の委員の方々にも御討議をいただいている。また阪神外貿埠頭公園中浜昭人君、東京大学大学院学生安川歩君にはシミュレーションや計算の遂行に関して御協力と御助力をいただいている。諸兄に対し心より感謝の意を表する次第である。

昭和48年11月

井上 矩之

目 次

第 1 章	緒 論	1
1.1	交通制御の意義	1
1.2	交通制御の現況	1
1.3	高速道路の交通制御理念	3
1.4	本研究の概要	5
第 2 章	事故発生時の交通現象	8
2.1	概 説	8
2.2	諸変量間の関係	8
2.3	閉塞度が変化しない場合の交通現象	10
2.4	閉塞度が変化する場合の交通現象	26
2.5	交通量が変化する場合の交通現象	37
2.6	結 語	44
第 3 章	渋滞時旅行時間の推定法	46
3.1	概 説	46
3.2	走行特性による攪乱状況の分類	47
3.3	渋滞が上流ランプに及ばない場合の推定式（ケースⅠ）	56
3.4	伝播特性変化後の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の 推定式（ケースⅡ）	64
3.5	伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の 推定式（ケースⅢ）	68
3.6	伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の 推定式（ケースⅣ）	77
3.7	閉塞度が小さい場合の推定式（ケースⅤ～Ⅷ）	86
3.8	推定精度の検討	98
3.9	結 語	110

第 4 章	流出制御方式	112
4 . 1	概 説	112
4 . 2	流出推奨方式	113
4 . 3	流出指示方式	126
4 . 4	流出制御に付随する制御	127
4 . 5	案内表示板	128
4 . 6	流出制御に関する諸問題	134
4 . 7	結 語	136
第 5 章	交通流の監視法	139
5 . 1	概 説	139
5 . 2	交通密度の測定区間長	139
5 . 3	交通情報の処理時間長	141
5 . 4	区間密度による事故渋滞の検知法	147
5 . 5	流出推奨に関連した検知器配置法	159
5 . 6	結 語	170
第 6 章	結 論	172

第1章 緒 論

1.1 交通制御の意義

昭和40年に名神高速道路が完成して以来国土開発幹線自動車道が次々と建設され、現在その供用延長は1,000 Kmを越えるに至り、第7次道路整備5か年計画の完了する昭和52年度には約3,000 Kmの区間の供用が計画されている¹⁾。このような都市間高速道路に加えて大都市においても都市内高速道路の建設が行なわれており、従来の国道、地方道による道路網とは別体系の道路網の整備が進展している。

高速道路建設の目的は、産業の立地振興・生活領域の拡大をはかることにより国土または地域内の一体化・普遍的開発をはかることにある。したがって、従来の道路網とはその性格・機能を著しく異にし、莫大な建設投資を行なって自動車交通の高速性・安全性・快適性などが保証されるように立体交差・往復分離を初め線形・勾配など構造上数多くの配慮がなされているのである。

しかるに、所得向上に基づく自動車保有台数や物資輸送量の増加により、近年自動車交通の需要は道路の施設供給を上まわって急激に増大し、在来の道路に限らず高速道路上でも自然渋滞が頻繁に発生するようになった。また高速道路上でも交通事故が多発しており、出入口が限られ往復分離であるという構造上の理由から事故処理に時間を要し、街路の場合より一般に事故渋滞の影響は重大となっている。こうした交通渋滞は高速道路利用者の時間的損失の増大、安全性・快適性の阻害をもたらし、高速道路の機能を著しく低下させ、巨大な投資額にみあわない不経済なものとしている。

このような背景のもとに、

- 1) 平常時には、自然渋滞の予防を目的とした交通容量を越えて自動車が高速道路に流入しないような流入制御の実施
- 2) 事故発生など緊急事態が生じたときには、事故渋滞の迅速な解消を目的とした流出制御・流入抑制の実施

の必要性が高まってきた。いずれも高速道路上で円滑な交通の維持をはかろうとするもので、巨大な建設投資にみあうような高速道路の運用を可能にするという点に交通制御の意義があるものと考えられる。

1.2 交通制御の現況

広大な国土と自動車を中心的な交通手段とする米国では1950年代初頭より大規模な高速道路

の建設が開始され、まもなく効率的な運用の必要性が痛感され、いくつかの監視制御方式が開発されている。²⁾³⁾⁴⁾⁵⁾以下にその概要を述べる。

ニューヨークのリンカーントンネルとホランドトンネルにおいては、トンネル内にある上り勾配部が隘路となり渋滞が発生するので、この地点の容量以下になるようにトンネル入口で流入調節を自動的に行なう制御システムが開発されている。1950年代中頃から調査研究が進められており、アメリカにおいても最も歴史的に古いものであろう。

シカゴのアイゼンハワー高速道路で1963年にアメリカにおける最初のランプメータリング制御が実施された。この制御方式の基本的な考え方は本線交通量の交通容量よりの余裕分だけランプより一定の時間々隔で流入を許すというものである。シカゴでは合流部の約400m上流側の車両検知器によるオキュパンシ情報のレベルに基づいてランプの信号機・標識を操作し、流入量を調節している。

デトロイトのジョン ロッジ高速道路ではランプ閉鎖の他に本線交通に対しても速度規制・車線規制といった制御を行なっている。これらは事故・故障または各種の工事の際に実施されるものである。速度規制は渋滞の上流側で3段階に可変な表示板により速度を規制し、渋滞後尾への車の到着を遅らせその拡大速度を減少させようというものである。しかしながら制御基準の合理的な設定が難しいことと、利用者に対する規制力があいまいなことから効果には疑問がもたれている。

ヒューストンのガルフ高速道路ではギャップアクセプタンス方式のランプメータリング制御を行なっている。この方式は高速道路本線の外側車線上で車頭時間々隔を測定し、その間隔が合流可能な大きさである場合にのみ、ランプの信号の所に停止している車をちょうどその間隔に合流できるように発進させるものである。1964年以来数々の調査研究が行なわれ、ピーク時の旅行時間遅れが25%、事故発生量が40%減少したと報告されている。本線交通量が多くなると流入可能な車頭間隔は少なくなりランプは閉鎖状態になるので、ピーク時には単位時間に一定の台数を流入させるというシカゴと同様の方式を採用しているようである。

ロスアンゼルスでの交通制御はハリウッド高速道路で行なわれたのが最初である。ランプ閉鎖とランプメータリング制御が夕方のピーク時において実施されたが、平面街路への重大な影響もなく成功であったといわれている。現在ではハーバー、サンディエゴ、サンタモニカの3高速道路においてランプメータリングを中心とした制御が実施されている。

以上のように米国においてはランプメータリングが制御方式の主軸となっているのであるが、一定方式・ギャップアクセプタンス方式に加えて最近誘導方式のランプメータリング制御

(Moving -Merge Control System) が研究されている。本線の合流可能な間隔の進行にあわせてランプ上の多数の信号機で流入車が誘導されるもので、現在ボストンの高速道路で実験中である。

西ドイツ・イギリス イタリア・フランスにおいても、国による事情の差はあるにせよやはり高速道路の効果的な運用の必要性が高まり、次に述べるような交通制御方式が開発・研究されている。⁶⁾

西ドイツではミュンヘン・ザルツブルク間の高速道路上で可変式標識による速度規制の実験が行なわれた。安全性の向上が目的であり、交通量に応じて多段階に規制速度が表示される。各車による速度のバラツキの減少から事故もまた減少し、この実験の結果は良好であったと報告されている。また1971年にはフランクフルト・ハイデルベルグ間で事故等の緊急時におけるう回制御の実験が行なわれている。制御実施ランプで次の流入ランプまでのう回経路を示す情報が運転者に与えられるものようである。

イギリスではM5、M4などの高速道路上に信号、可変標識を設置し利用者への情報提供を行なっている程度である。工事・気象条件・速度指示に関する情報提供が多く、渋滞に関するものは事実上ほとんど使用されていない。

イタリアではトンネル内の渋滞対策が主要課題となっている。長大トンネル入口での流入制御のほか、料金所がトンネルに近接してあることが多く待ち行列がトンネル内へ伸びないような対策を検討している。

フランスでは並行した高速道路であるパリ南部のA6とH6の最適使用の問題が注目をあびている。総旅行時間を最小にすることを目的として流入管理、ルート指示を行なう制御方式が検討されている。

最後に日本においては道路上の交通状況を把握して利用者に情報を提供し、円滑な交通を維持しようとしているのが現況であるが、都市内高速道路では流入制御理論⁷⁾⁸⁾の確立により、自然渋滞を予防し、利用車数を最大にするという最適制御の実施が近い将来に行なわれよう。一方、都市間高速道路を対象とした制御理論の確立は遅れており、この方面の研究が待たれているわけである。

1.3 高速道路の交通制御理念

高速道路の交通制御についての理念的な研究として、佐佐木⁹⁾、米谷¹⁰⁾の研究を挙げることができる。以下にその概要を述べる。

従来交通制御といえば平面街路交差点における信号制御が中心であったが、高速道路ではランプ以外での流出入はできないので、ランプにおける流出入制御が中心となる。交通制御の性格は平常時と緊急時で相違する。平常時には自然渋滞の予防、緊急時には事故渋滞の解消が制御目標となる。自然渋滞は高速道路に固有の隘路の交通容量と交通需要とから発生を予測できるので予測制御が可能であるが、事故渋滞は予測不可能なので発生後の事後制御となる。

都市内高速道路と都市間高速道路では、表 1.3.1 に示すように料金体系、道路構造、交通状態が相違する。この性格の相違から交通制御のあり方も次のように相違する。

都市内高速道路では、

- 1) 同表(1)より料金前払いなので、本線上の車を流出させることに対しては料金の減額要求、再利用券発行の要求などのトラブルが多いこと、
- 2) 同表(3)より途中のランプで流出したときに目的地へ近づいているという保証がないこと、
- 3) 同表(6)より流出による渋滞解消の効果は期待できないこと、

などの理由により流出制御はなるべく行なわない方がよい。また、

- 1) 同表(5)よりつねに円滑な交通の維持が望まれること、
- 2) 同表(4)より事故渋滞よりも自然渋滞の対策が重要であること、
- 3) 同表(7)よりランプよりの流入交通量から自然渋滞発生の予測が可能なこと、
- 4) 同表(2)より流入制御を行なった場合に制御効果の現われるのが早いこと、

などの理由から流入制御を行なうことは問題が少ないといえる。したがって都市内高速道路では自然渋滞の予防を目的とする流入制御を基本的な制御方式とすべきであろう。

都市間高速道路では、

- 1) 同表(7)よりランプ間OD交通量の推定精度が低下するのでなるべくこの推定を必要としない制御方式が望ましいこと、
- 2) 同表(4)より自然渋滞の予防はそれほど必要でなく、事故渋滞対策の方が重要であること、
- 3) 同表(5)より必ずしも完全に渋滞を予防する必要はないこと、

などの理由により予防的な流入制御の必要性は小さいといえる。また、

- 1) 同表(2)より遠くのランプで流入を制限するよりも近くのランプで流出させた方が渋滞解消の効果があること、
- 2) 同表(1)より料金後払いなので、強制的に流出させられても利用区間のみあうだけの料金を払えばよく、料金上のトラブルは生じないこと、
- 3) 同表(3)(6)より流出制御が困難でなく、効果も期待できること、

などの理由から流出制御を行なうことに対して問題は少ないといえる。したがって都市間高速道路では事故発生後の渋滞解消を目的とする流出制御を基本的な制御方式とすべきであろう。

表 1. 3. 1 都市内高速道路と都市間高速道路の特性の相違点

	都市内高速道路	都市間高速道路
料金体系	(1) 均一料金制である（前払い原則）。	(1) 距離比例制である（後払い原則）。
道路構造	(2) ネットが密であって、面的な広がりをもつ。また流入ランプを密にもっていてランプ間隔が短い。 (3) 放射環状型になっているので、街路における最短ルートと都市高速道路利用の場合の最短ルートが異なる。	(2) 線的に広がっていて、ランプ間隔は大きい。 (3) 線状に伸びている高速道路に並行して一般道路があり、両者の最短ルートはほぼ一致する。
交通状態	(4) 都市内交通を対象とし、交通需要が大きく、交通量が交通処理能力に接近している。したがって自然渋滞が頻繁に生じる。 (5) 都市交通が主要な対象交通であるので、トリップ長が短く、わずかの時間的損失に対しても敏感である。 (6) 流出口が容量に余裕のない平面街路に直結しており、強制流出がかなり困難である。 (7) 車種構成が複雑でなく、ランプ間OD交通量の精度のよい推定が可能である。	(4) 都市間交通をおもな対象とし、前者にくらべ需要が小さい。したがって自然渋滞の発生は少なく、事故渋滞の対策の方が重要となる。 (5) トリップ長は比較的長く、前者ほどは時間に敏感ではない。 (6) 比較的容量のある一般道路と接続しており、強制流出も可能である。 (7) 車種構成が複雑であるので、ランプ間OD交通量の推定精度が低下する。

1. 4 本研究の概要

以上に述べてきたように世界各国において高速道路の交通制御の必要性は高まってきており、制御理論の確立は重要な課題となっている。本研究は都市間高速道路の交通制御方式に関する研究を行なったもので、その内容の概要は次の通りである。

まず第1章では、交通制御の意義、米国を中心に世界各国における交通制御方式の調査研究の現況、高速道路の交通制御の理念について述べた。

第2章では事故車による車線閉塞が交通流に及ぼす影響を、交通流における波動理論を適用して解析する。一部車線通行再開の効果、上流側での交通量制限の効果についても考察を行なう。

第3章では渋滞時のランプ間旅行時間推定法を考察する。第2章の成果を適用して個々の車の走行軌跡を追跡する方法により旅行時間の推定を行なうものである。車線閉塞の程度と閉塞時間により走行特性に相違がみられるので、8ケースに大別して考察を行なう。実際のデータとの比較検討も行なう。

第4章では流出制御の制御基準を考察する。流出制御の主軸は流出推奨と流出指示である。流出推奨の1つの制御基準としてランプ間旅行時間比較法を考察する。流出指示についても簡単な制御基準の考察を行なう。

第5章では交通流の監視法についての考察を行なう。交通情報測定の間隔長および処理時間の単位長さや情報の安定性についての検討をシミュレーションにより行なう。さらに検知器配置法についての考察も行なう。

第6章に以上の考察から得られる結論を述べる。

参 考 文 献

- 1) 山根孟：昭和48年度の高速自動車国道事業計画，道路建設，No 304，1973年5月，pp. 21～26
- 2) J. A. Wattleworth：Accomplishment in Freeway Operations in the United States，HRR，No 368，1971，pp. 26～32
- 3) 神谷洋・中央路為昭：高速道路の交通監視と制御を視察して，道路，1969年11月，pp. 19～24
- 4) A. D. May：米国における高速道路の交通管制，高速道路調査会主催の講演会講演概要，高速道路と自動車，vol. XVI，No 2，1973，pp. 56～66
- 5) HRB：An Inventory of Freeway Surveillance and Operational Control Activities，Highway Research Circular，No 18，1970.6，pp. 1～38
- 6) J. T. Duff：Accomplishment in Freeway Operations outside the United States，HRR，No 368，1971，pp. 9～25
- 7) 佐佐木綱 明神証：都市高速道路網における流入車制御理論，交通工学，vol. 3，No 3，1968年5月，pp. 8～16
- 8) 佐佐木綱：阪神高速道路における交通制御，オペレーションズ・リサーチ，vol. 14，No 3，1969年，pp. 2～8
- 9) 佐佐木綱：高速道路の交通制御理念，高速道路と自動車，vol. XII，No 6，1969年，pp. 27～32
- 10) 米谷栄二：交通制御理論の確立，高速道路と自動車，vol. XV，No 5，1972年，pp. 13～16

第2章 事故発生時の交通現象

2.1 概 説

本章では交通流の波動理論を適用して、高速道路上に隘路が発生した場合の交通流の挙動を考察する。

交通流における波動現象の解析はLighthill、Whitham や Richards によってほぼ同時に始められた。Lighthill とWhithamは車の流れと圧縮性流体の流れの類似性を追求し、信号制御のため交差点付近に生じる波動現象を解析、衝撃波の速度や軌跡を求める式を与えている。¹⁾ この結果を用いてJens Rørbeck は交差点で生じる最大待ち行列長の計算を行ない、交差点流入部の長さの決定法を提案している。²⁾ Richards はLighthill、Whithamとまったく同様の現象の解析を行ない、やはり交差点付近に生じる衝撃波の軌跡を求め、その結果を信号制御の1周期中にさばける最大交通量あるいは交通需要をさばくに必要な現示を求めるのに応用している。³⁾

しかしながら彼等の研究結果は、信号交差点のように全車線が閉塞してしまうような隘路の交通現象に対しては適用できるけれども、事故による車線障害のように部分的に車線が閉塞するような隘路の交通現象には適用できない。本文では彼等と同様の方法で解析を行なうが、道路が部分的に閉塞した場合にも適用できるように、任意の閉塞条件の場合に対して考察を行なう。また、事故による隘路の場合は閉塞途中で1車線のみ通行可能とか路肩通行可能となるときもあるので、閉塞の程度が途中で変化する場合の現象についても考察する。さらに、上流よりの交通量が途中で変化する場合の現象についても考察する。

2.2 諸変量間の関係

2.2.1 速度と交通密度の関係の仮定

交通流の状態は交通密度により一意的に表現されるものとする。流れの速度（空間平均速度） v と交通密度 k の間に

$$v = v_f (1 - k/k_j) \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

なる線形関係を仮定する。ここに

v_f : 自由速度

k_j : 飽和交通密度

である。

交通密度の飽和交通密度に対する割合を p で表わすことにする。

$$p = k/k_j \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

この p は交通流の飽和の程度を表わす尺度となるので、本文では飽和度とよぶことにする。 p により速度 v は

$$v = v_f (1 - p) \quad \dots\dots\dots (2.2.3)$$

と表現される。

ところで、速度と交通密度の関係については従来数多くの、観測や理論解析が行なわれている。観測結果としては Greenshields の線形式、わが国の高速道路調査会の対数式などの報告がある。⁴⁾ Greenberg, Drew は交通流を圧縮性流体とみなして理論解析を行ない、それぞれ次に示す対数式、 n 次式を誘導している。⁵⁾⁶⁾

$$v = a k_n (k_j/k), \quad (a: \text{定数}) \quad \dots\dots\dots (2.2.4)$$

$$v = v_f \left\{ 1 - \left(\frac{k}{k_j} \right)^{\frac{n+1}{2}} \right\}, \quad (n > -1, \text{定数}) \quad \dots\dots\dots (2.2.5)$$

しかしながら、両者の関係が非線形になると理論的な解析が困難になること、また前述の Rørbye-ech によれば線形式と対数式での赤信号時の交差点待ち行列長の違いはわずかで、前者が最大で 6% 程度大きくなるにすぎない⁷⁾との報告があることから、本文では (2.2.1) 式のような線形関係を仮定したわけである。

2.2.2 諸変量の交通密度による表現

交通量 q と交通密度 k 、速度 v の間にはつねに $q = k v$ なる関係が成立している⁸⁾ので、(2.2.1)、(2.2.2) 式により q は k 、 p により

$$q = k v = v_f k (1 - k/k_j) = v_f k_j p (1 - p) \quad \dots\dots\dots (2.2.6)$$

と表現される。

交通容量の定義は多様であるが、本文では (2.2.6) 式の交通量の最大値を平常時の交通容量 q_c と定義する。交通密度、速度がそれぞれ

$$k_c = k_j/2 \quad (z, e, \quad p = 1/2) \quad \dots\dots\dots (2.2.7)$$

$$v_c = v_f/2 \quad \dots\dots\dots (2.2.8)$$

のときに実現し、その値は

$$q_c = k_c v_c = k_j v_f/4 \quad \dots\dots\dots (2.2.9)$$

である。

上式と (2.2.6) 式から、 q と p の関係を次のように表わすことができる。

$$q = 4 q_c p (1 - p) \quad \dots\dots\dots (2.2.10)$$

$$p = (1 \pm \sqrt{1 - q/q_c})/2 \quad \dots\dots\dots (2.2.11)$$

上式で符号の正は渋滞、負は円滑流を意味する。

2.3 閉塞度が変化しない場合の交通現象

本節においては事故発生時より事故処理が終了して疎通が再開するまで、車線障害の程度すなわち閉塞度が一定である場合の交通現象を考察する。この事故に関する仮定の他に、道路延長は事故により攪乱を受ける交通流の範囲より十分長く、途中でランプの存在とか車線数の変化などがないという道路に関する仮定、さらに上流より攪乱領域に向かう交通量は一定であるという交通量に関する仮定を設定する。

2.3.1 隘路の出現と衝撃波の発生

事故発生前の交通状態を高速道路上で一様と仮定して、交通密度を k_0 、速度を v_0 、交通量を q_0 のように添字 0 をつけて表わす。このような交通流中のある車が、時刻 $t - t_0$ に位置 $x = x_0$ で事故を起こして車線上に停止したとする。

2車線完全閉塞とか1車線閉塞などと示される障害の程度と事故発生時の交通状態との関係により、この隘路の交通流に及ぼす影響の度合いは異なる。例えば、完全閉塞事故であれば事故発生時交通状態の如何を問わず後続車を完全停止させるから、その交通流に対する影響は甚大であるといえる。しかし、1車線閉塞の事故の場合であれば、交通流は障害物のない方の車線を通してこの隘路を通過できるため、その影響は小さい。また、このときの事故発生時の交通量が残る1車線の交通容量以下である場合には何ら妨害を受けずに通過できよう。一般に、隘路の疎通能力と需要交通量の相対的な大きさにより、交通流の受ける影響の程度が異なり、需要が疎通能力より小さい場合には何ら影響は受けなく、逆に需要の方が大きいとその超過の程度に応じて影響を受けるものと考えられる。

事故閉塞時の現場疎通能力を q_a とし、交通処理能力の平常時よりの減少割合

$$\alpha = \frac{q_c - q_a}{q_c} = 1 - \frac{q_a}{q_c} \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

を車線閉塞度と定義する。上式を q_a について解き、(2.2.9) 式の q_c を代入すれば

$$q_a = q_c (1 - \alpha) = \frac{k_j v_f}{4} (1 - \alpha) \quad \dots\dots\dots (2.3.2)$$

が得られる。車線閉塞度が α のときに、渋滞が発生する条件は事故直前の交通量 q_0 が事故地点の交通処理能力 q_a より大きい場合、すなわち

$$q_a < q_0, \quad (\text{渋滞の発生条件}) \quad \dots\dots\dots (2.3.3)$$

である。(2.3.2)式、(2.2.10)式を用いればこの条件式は

$$\alpha > (1 - 2 p_0)^2, \quad (\text{渋滞の発生条件}) \quad \dots\dots\dots (2.3.4)$$

と書き表わされる。ここに

$$p_0 = k_0 / k_j \quad \dots\dots\dots (2.3.5)$$

である。閉塞度 α がそのときの交通量に比べて相対的に小さい場合、すなわち

$$\alpha \leq (1 - 2 p_0)^2 \quad \dots\dots\dots (2.3.6)$$

なる場合には、事故による車線閉塞があっても交通流に何ら影響を及ぼさない。この場合は興味の対象とならないので、以後(2.3.4)式の渋滞発生条件が満足される場合について考察を行なう。

さて、事故発生後の発生地点付近の交通状態は、交通量が上流側 q_1 、下流側 q_2 とも、この隘路の疎通能力 q_a になって再び定常状態に戻るものと考えられる。しかし、同じ交通量 q_a が流れる状態であっても、実際に高速道路上に出現する状態は上下流で著しく異なるであろう。なぜなら、隘路の上流側では到着量(q_0)の方が処理される量(q_a)よりも多いため、以前より圧縮されたより密な状態となって定常になるのに対し、下流側の区間では逆に到着量(q_a)の方が処理される量(q_0)より少ないため、以前よりも膨張した疎な状態となった定常状態になるからである。これらの状態を、ともに交通量が等しいことから、共役な交通状態ということにする。上流側がいわゆる渋滞状態であり、下流側が円滑な状態である。

事故発生時刻以前の交通状態を $P_0(k_0, v_0, q_0)$ なる定常、一様な状態であったとする。事故発生後の新しい定常状態を上流側では $P_1(k_1, v_1, q_1)$ 、下流側では $P_2(k_2, v_2, q_2)$ とする。 $P_i(k_i, v_i, q_i)$, $i = 0, 1, 2$ は交通状態を示し、座標は順番に密度、速度、交通量を表わす。 P_0, P_1, P_2 はたとえば図2.3.1に示されるような点で表わされる。交通量 q_a に対しては互いに共役2つの交通状態 P_1, P_2 が存在するが、上述の理由から点 $P_1(k_1, v_1, q_1)$ が上流側、点 $P_2(k_2, v_2, q_2)$ が下流側の状態に対応する。

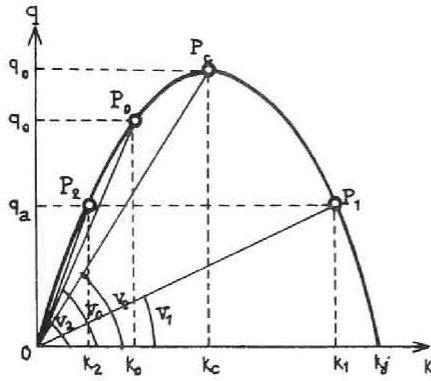


図 2 . 3 . 1 事故発生日付近の交通状態

- $P_0 (k_0, v_0, q_0)$: 事故発
生前定常状態を表わす点
- $P_1 (k_1, v_1, q_1)$: 事故発
生後上流側の新しい定常状
態を表わす点
- $P_2 (k_2, v_2, q_2)$: 事故発
生後下流側の新しい定常状
態を表わす点
- $P_c (k_c, v_c, q_c)$: 臨界状
態を表わす点

2.2 節に述べた諸変量間の関係式より交通量，交通密度，速度を閉塞度 α により次式のように表示できる。

まず，交通量については (2.3.2) 式より

$$q_1 = q_2 = q_a = (1 - \alpha) q_c = (1 - \alpha) k_j v_f / 4 \quad \dots\dots\dots (2.3.7)$$

となる。交通密度は，上式および (2.2.11) 式から

$$p_1 = k_1 / k_j = (1 + \sqrt{\alpha}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.3.8)$$

$$p_2 = k_2 / k_j = (1 - \sqrt{\alpha}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.3.9)$$

と表わされる。さらに速度については上 2 式および (2.2.3) 式から

$$v_1 = v_f (1 - \sqrt{\alpha}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.3.10)$$

$$v_2 = v_f (1 + \sqrt{\alpha}) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.3.11)$$

と表わされる。

2.3.2 衝撃波の伝播

ところで，このような新しく出現した状態は隘路付近にのみ留まるものではない。上流側では状態 P_1 の上流に状態 P_0 が，下流側では状態 P_2 の下流に状態 P_0 が存在し，それぞれの境界面で状態の不連続が生じているため，衝撃波理論で説明されるように，これらの境界面（これを衝撃波の波面という）がそれぞれある伝播速度をもった衝撃波となって，それぞれ上下流方向へ伝播するから，新しい状態 P_1, P_2 は事故発生日点 x_0 を起点として時間の経過とともにそれぞれ上流下流方向へ拡大していく。

まず、衝撃波の理論を適用して、任意の時刻における衝撃波の位置を求めておこう。高速道路上に、車の進行方向がその正の方向となるように x 軸をとる。事故は時刻 $t = t_0$ において位置 $x = x_0$ で発生したとしているが、簡単のため時間については変換

$$\tau = t - t_0 \quad \dots\dots\dots (2.3.12)$$

を行なう。これは時刻の原点を事故発生時刻に置くため、このようにすると τ そのものが事故発生後の経過時間を表わすことになる。

図 2.3.2(a) は任意の時刻 τ における密度の場所方向の変化を表わすグラフを描いたものである。衝撃波の波面は、上流側のものが I, 下流側のものが II と区別されている。このときおのおのの波面の伝播速度は波動理論により x 座標の正方向に対して

i) 衝撃波 I の伝播速度

$$c_I = \frac{q_0 - q_1}{k_0 - k_1} \quad \dots\dots\dots (2.3.13)$$

ii) 衝撃波 II の伝播速度

$$c_{II} = \frac{q_2 - q_0}{k_2 - k_0} \quad \dots\dots\dots (2.3.14)$$

と表わされる。(2.2.6), (2.3.8), (2.3.9) 式等を用いて上 2 式を変形すれば

$$c_I = v_f (1 - p_0 - p_1) = -v_f S/2 \quad \dots\dots\dots (2.3.15)$$

$$c_{II} = v_f (1 - p_0 - p_2) = v_f R/2 \quad \dots\dots\dots (2.3.16)$$

が得られる。ここに R, S は

$$R = \sqrt{\alpha} + 1 - 2 p_0 \quad \dots\dots\dots (2.3.17)$$

$$S = \sqrt{\alpha} - 1 + 2 p_0 \quad \dots\dots\dots (2.3.18)$$

なる無次元量である。(2.3.4) 式の渋滞発生条件は $S > 0$ と同等である。また、事故発生前の交通状態は円滑と考えてよく、 $k_0 < k_c$ すなわち $p_0 < 0.5$ であり、 $R > S$ なる大小関係が成立することがわかる。つまり、上流方向へ伝播する衝撃波 I よりも下流方向へ伝播する衝撃波 II の方がつねに伝播速度は大きい。

時刻 τ における衝撃波 I, II の位置をそれぞれ $x_I(\tau), x_{II}(\tau)$ とすると、これらは

$$x_I(\tau) = x_0 + c_I \tau \quad \dots\dots\dots (2.3.19)$$

$$x_{II}(\tau) = x_0 + c_{II} \tau \quad \dots\dots\dots (2.3.20)$$

と表わされる。図 2.3.2(b) は、時間空間平面 ($\tau - x$ 平面) 上に衝撃波 I, II の軌跡を描いたもので、 $\tau = 0, x = x_0$ に起源をもつ衝撃波 I, II がそれぞれ上流方向あるいは下流方向へ伝播

していきようすが描かれている。これらの軌跡を示す半直線と、 $x = x_0$ によって (τ, x) 平面が 4 つに分けられている。 P_1 と記入され斜線の施された三角形の部分が発滞の生じている (τ, x) の集合を表わす。 x 軸に平行な直線 $\tau = \tau$ 上で、この三角形に切り取られる部分がちょうどこの時刻 τ において、道路上どこからどこまで発滞しているかを表わしている。

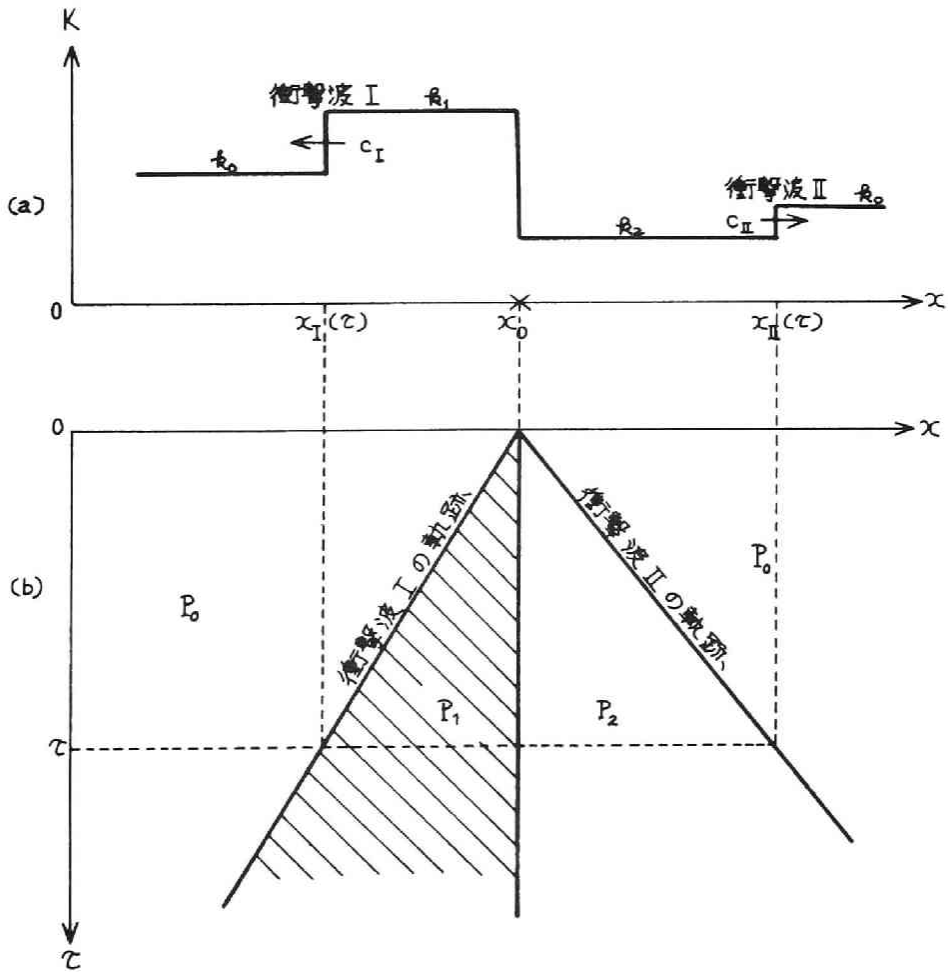


図 2 . 3 . 2 衝撃波の伝播と渋滞の発達

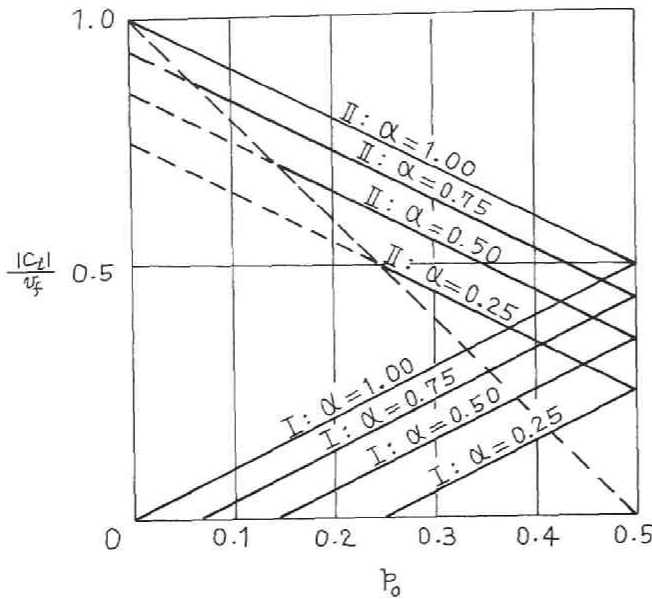


図2.3.3にいろいろな β_0, α に対する c_I, c_{II} の理論値のグラフを示す。衝撃波の速度は自由速度で除して基準化し、 c_I は絶対値をとり正の値としてプロットされている。同図中の勾配 $-2\beta_0$ の破線は $S > 0$ なる渋滞の発生条件に対応する。

図2.3.3 衝撃波 I, II の伝播速度

2.3.3 疎通の再開と発進波の伝播

いま、事故による車線閉塞時間を d 、すなわち時刻 $\tau = d$ に事故現場の車線障害物が除去され、疎通が再開し、疎通能力が q_c と原状態に回復したとしよう。以後は式を簡単にするために、事故地点($x = x_0$)、疎通再開時刻($\tau = d$)を原点にとった $\xi \sim \theta$ 座標で表示することにする。

(θ, ξ) と (τ, x) の関係は

$$\theta = \tau - d \quad \dots\dots\dots (2.3.21)$$

$$\xi = x - x_0 \quad \dots\dots\dots (2.3.22)$$

である。

さて、 $\theta = 0$ ($\tau = d$) において疎通が再開すると、先頭車が動き出した後、今まで $v = v_1$ で低速走行していた(完全閉塞 $\alpha = 1$ のときには $v_1 = 0$ すなわち停止していた)渋滞列中の車が次々に加速するという発進波が交通流中を伝わっていく。密度 $p = k/k_j$ の波の伝播速度は波動理論より $q \sim k$ 曲線の接線の勾配 dq/dk で表わされるので、その軌跡を $\xi = \xi_k(\theta)$ とすると、

$$\frac{d\xi}{d\theta} = \frac{dq}{dk} = v_f (1 - 2k/k_j) = v_f (1 - 2p) \quad \dots\dots\dots (2.3.23)$$

なる関係が成立する。 $\theta = 0$ で $\xi = 0$ という初期条件のもとに上式を解けば、密度 $p = k/k_j$ な

る発進波の軌跡として

$$\xi_k(\theta) = v_f (1 - 2k/k_j) \theta = v_f (1 - 2p) \theta \dots\dots\dots (2.3.24)$$

を得る。上式を $p = k/k_j$ について解けば、任意の地点 (θ, ξ) における密度を次式のように表わすことができる。

$$p = \frac{k}{k_j} = \frac{1}{2} - \frac{1}{2v_f} \frac{\xi}{\theta} \dots\dots\dots (2.3.25)$$

上式の p を (2.2.3) 式に代入すれば、任意地点 (θ, ξ) における速度として

$$v = \frac{1}{2} (v_f + \frac{\xi}{\theta}) \dots\dots\dots (2.3.26)$$

が得られる。また、(2.2.10) 式に代入すれば任意地点における交通量として

$$q = q_c \left\{ 1 - \frac{1}{v_f^2} \left(\frac{\xi}{\theta} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots (2.3.27)$$

が得られる。(2.3.24) 式でとくに

$$1) k = k_2 \text{ とおけば } \xi_{k=k_2}(\theta) = v_f \sqrt{\alpha} \theta \dots\dots\dots (2.3.28)$$

$$2) k = k_c \text{ とおけば } \xi_{k=k_c}(\theta) = 0 \dots\dots\dots (2.3.29)$$

$$3) k = k_1 \text{ とおけば } \xi_{k=k_1}(\theta) = -v_f \sqrt{\alpha} \theta \dots\dots\dots (2.3.30)$$

となるのがわかる。 $\xi \sim \theta$ 平面上で、 $\xi = v_f \sqrt{\alpha} \theta$ と $\xi = -v_f \sqrt{\alpha} \theta$ の両直線で囲まれるク

サビ形内の部分が発進中の車の

存在領域となる。このうち、

$\xi = -v_f \sqrt{\alpha} \theta$ と $\xi = 0$ の間

の部分が発進中の渋滞領域、 ξ

$= 0$ と $\xi = v_f \sqrt{\alpha} \theta$ の間の部分

が発進中の円滑領域である。

図 2.3.4 参照。

一方、衝撃波 I、II の軌跡をそ

れぞれ $\xi = \xi_I(\theta)$ 、 $\xi = \xi_{II}(\theta)$

とすると (2.3.19) (2.3.20)

式を (2.3.21) (2.3.22) 式に

より座標変換して

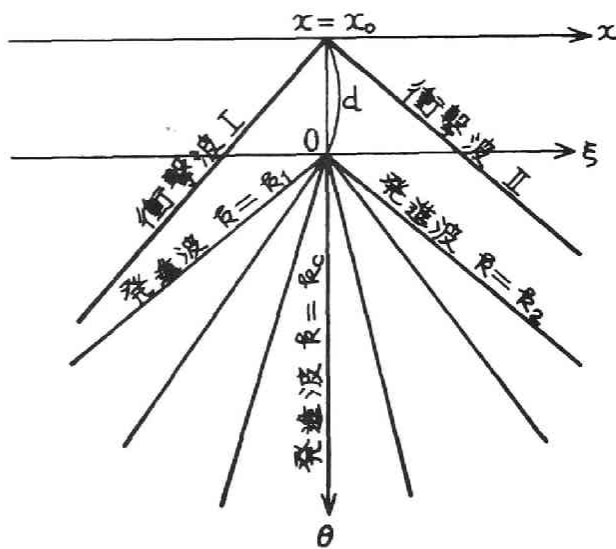


図 2.3.4 隘路の除去と発進波の伝播

$$\xi_{\perp}(\theta) = c_{\perp}(\theta + d) = -\frac{v_f}{2} S(\theta + d) \dots\dots\dots (2.3.31)$$

$$\xi_{\parallel}(\theta) = c_{\parallel}(\theta + d) = \frac{v_f}{2} \cdot R(\theta + d) \dots\dots\dots (2.3.32)$$

と表わすことができる。

2.3.4 衝撃波伝播特性の変化

(2.3.30) , (2.3.31) 両式より衝撃波Ⅰは $k = k_1$ なる発進波に次なる点 (θ_1, ξ_1) で追いつかれることがわかる。

$$\theta_1 = \frac{S}{R} d \dots\dots\dots (2.3.33)$$

$$\xi_1 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_1 = -v_f \sqrt{\alpha} \frac{S}{R} d \dots\dots\dots (2.3.34)$$

また衝撃波Ⅱは (2.3.28) (2.3.32) 式より $k = k_2$ なる発進波に次の点 (θ'_1, ξ'_1) で追いつかれることになる。

$$\theta'_1 = \frac{R}{S} d \dots\dots\dots (2.3.35)$$

$$\xi'_1 = v_f \sqrt{\alpha} \theta'_1 = v_f \sqrt{\alpha} \frac{R}{S} d \dots\dots\dots (2.3.36)$$

θ_1 以後、衝撃波Ⅰに対して次から次へと発進波が追いついて、波面下流側（渋滞側）の交通量が増加するので、この衝撃波Ⅰの伝播速度は徐々に、その絶対値 $| -c_{\perp} |$ が小さくなっていき、やがて正の値に符号を変える。また、衝撃波Ⅱについても θ'_1 以後は波面上流側の交通量が増加するので、その伝播速度 c_{\parallel} は徐々に小さくなっていく。 θ_1 以後、 θ'_1 以後のそれぞれの衝撃波の軌跡を $\xi = \xi_{\perp}(\theta)$, $\xi = \xi_{\parallel}(\theta)$ とすると波動理論により

$$\frac{d\xi_{\perp}}{d\theta} = \frac{q_0 - q}{k_0 - k} = v_f (1 - p_0 - p) \dots\dots\dots (2.3.37)$$

$$\frac{d\xi_{\parallel}}{d\theta} = \frac{q - q_0}{k - k_0} = v_f (1 - p_0 - p) \dots\dots\dots (2.3.38)$$

が成立する。発進波中任意の地点 (θ, ξ) における p は (2.3.25) 式で与えられているから、

これを上記の2式に代入すると

$$\frac{d\xi_{\parallel}}{d\theta} - \frac{\xi_{\parallel}}{2\theta} = \frac{v_f}{2} (1 - 2p_0) \quad \dots\dots\dots (2.3.39)$$

$$\frac{d\xi_{\perp}}{d\theta} - \frac{\xi_{\perp}}{2\theta} = \frac{v_f}{2} (1 - 2p_0) \quad \dots\dots\dots (2.3.40)$$

が得られる。それぞれを初期条件 $\theta = \theta_0$ で $\xi = \xi_0$, $\theta = \theta'_0$ で $\xi = \xi'_0$ のもとで解けば

$$\xi_{\perp}(\theta) = v_f (1 - 2p_0) \theta - v_f \sqrt{RSd} \sqrt{\theta} \quad \dots\dots\dots (2.3.41)$$

$$\xi_{\parallel}(\theta) = v_f (1 - 2p_0) \theta + v_f \sqrt{RSd} \sqrt{\theta} \quad \dots\dots\dots (2.3.42)$$

が得られる。ここに, R, S は (2.3.17) (2.3.18) で与えられる。これらの軌跡の概略を図2.3.5に示す。

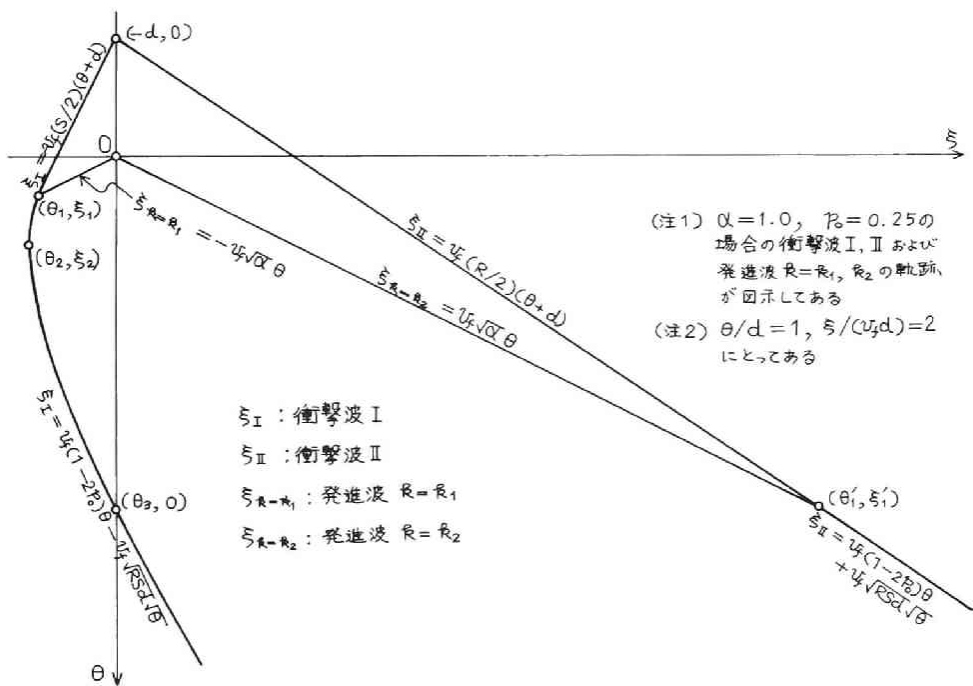


図 2.3.5 疎通再開後の交通状態の変化

2.3.5 最大渋滞長と渋滞の解消時刻

渋滞車列は $\xi = 0$ ($x = x_0$) と衝撃波 I の間に存在しており、時刻 θ_1 以後における渋滞長は $|\xi_1(\theta)|$ で与えられる。渋滞長が最大となる時刻 θ_2 ，そのときの渋滞列最後尾の位置を ξ_2 とする。(2.3.41) 式を θ で微分すれば

$$\frac{d\xi_1(\theta)}{d\theta} = v_f(1-2p_0) - \frac{v_f\sqrt{RSd}}{2\sqrt{\theta}} \quad \dots\dots\dots (2.3.43)$$

が得られる。上式と (2.3.41) 式から θ_2 ， ξ_2 を求めれば

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_2 = \frac{RSd}{4(1-2p_0)^2} \quad \dots\dots\dots (2.3.44) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi_2 = -v_f(1-2p_0)\theta_2 = -\frac{v_fRSd}{4(1-2p_0)} \quad \dots\dots\dots (2.3.45) \end{array} \right.$$

となる。したがって最大渋滞長は

$$|\xi_2| = \frac{v_fRS}{4(1-2p_0)} \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.3.46)$$

で与えられる。

また、渋滞解消時刻 θ_3 は衝撃波 I の波面下流側の密度が k_c になるときであるから、(2.3.29) 式と (2.3.41) 式から

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta_3 = \frac{RS}{(1-2p_0)^2} \cdot d \quad \dots\dots\dots (2.3.47) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi_3 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.3.48) \end{array} \right.$$

となる。 ξ_3 は渋滞解消位置を示す。事故発生時刻より渋滞解消までの時間は θ_3 に閉塞時間 d を加えれば求まる。

$$\theta_3 + d = \frac{\alpha d}{(1-2p_0)^2} = \frac{\alpha d}{1-q_0/q_c} \quad \dots\dots\dots (2.3.49)$$

第2式は (2.2.11) 式を用いて p_0 を q_0 で置き換えたものである。渋滞の継続時間は閉塞時間 d と閉塞度 α に比例し、交通量 q_0 が容量 q_c まであと何割余裕があるかという割合に反比例することがわかる。

(2.3.46)，(2.3.47) 式からわかるように閉塞時間 d に比例して最大渋滞長および渋滞解消までの時間が大きくなるので、高速道路の管理上から迅速な障害物の除去が望まれる。しかし

ながら交通量が多い場合 ($p_0 \rightarrow 0.5$) にはとくに θ_3 がきわめて大きくなるが、閉塞時間 d を小さくする方法よりも p_0 を小さくする方法、すなわち手前よりの交通量を減少させるような制御の方が効果がある (分母が2次の微小量なので)。

図 2.3.6 にいろいろの p_0 , α に対する (2.3.46) 式の最大渋滞長の値を示す。横軸は交通密度の飽和度を表わす。初期状態は円滑流と考えているから $p_0 = 0.50$ までで打ち切っている。 $p_0 = 0.50$ が平常時の交通容量に対する p_0 である。縦軸は最大渋滞長を表わす。ただし、 $v_f d$ で除して無次元化してある。

図 2.3.7 は (2.3.47) 式の疎通再開より渋滞解消までの所要時間を図示したものである。縦軸がこの所要時間を表わすが、閉塞時間で除して無次元化してある。

例えば上流よりの交通量 q_0 が交通容量の半分程度のとき、すなわち $p_0 = 0.15$ 程度 ((2.2.11) 式により計算できる) のときで、閉塞度が $\alpha = 1.0$ の場合には、それぞれの図より $|\xi_2| / (v_f d) \doteq 0.18$, $\theta_3 / d \doteq 1.0$ と読みとれる。これより $v_f = 90\text{Km/時}$, 閉塞時間 d が30分の事故に対しては、最大渋滞長が約8Km, 疎通再開より解消までの時間が約30分 (事故発生時刻からは約60分) と計算される。交通量 q_0 が容量の $1/4$, すなわち $p_0 \doteq 0.05$ 程度ならばこの値はそれぞれ2.7Km, 10分程度のもとなる。また交通量が多くなり容量の $3/4$, すなわち $p_0 \doteq 0.25$ 程度ならばそれぞれ17Km, 90分程度の値となる。

前者のように交通量が少ない場合には閉塞時間 $d = 30$ 分に比べて渋滞解消までの時間 $\theta_3 = 10$ 分の方が小さいので、事故処理を迅速に行ない閉塞時間 d を小さくしたり、完全には容量を回復しえないけれども1車線の疎通は確保するといった α を途中で小さくする方法の効果が大きいわけである。しかしながら後者のように交通量が多い場合には、 $d = 30$ 分に比べて $\theta_3 = 90$ 分の方が大きく、単に d , α を小さくするだけでは効果が小さく、 θ_3 を大きくするのに最も貢献している要因の p_0 の制御、すなわち上流よりの交通量を減少させる方法の方が効果が大きくなるのである。

なお図 2.3.6 では1.0, 図 2.3.7 では10で縦軸が打ち切っているがもちろんこれ以上の値も存在しうる。また、図 2.3.7 の縦軸の座標1を加えれば $(\theta_3 + d) / d$ の値、すなわち事故発生時刻より渋滞解消までの所要時間を求めることができる。

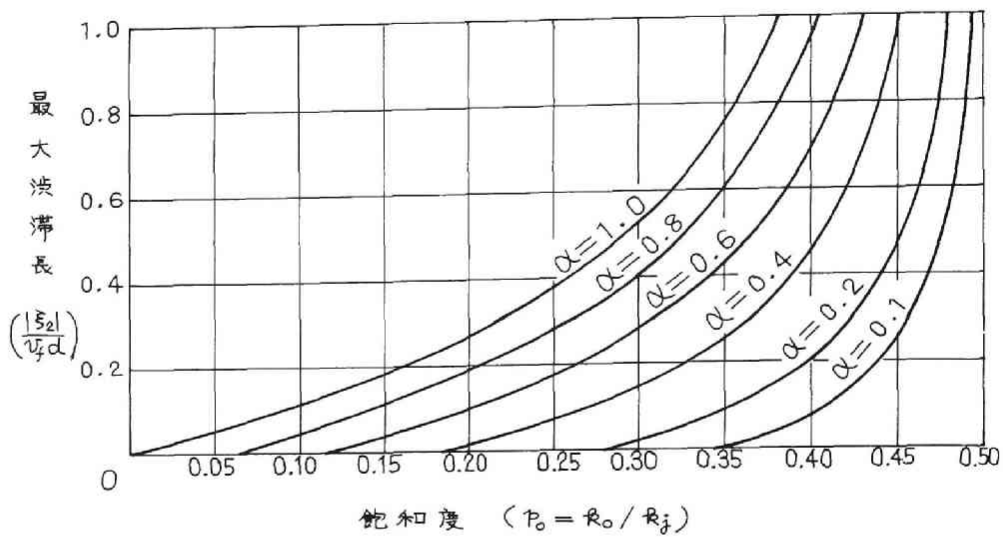


図2.3.6 最大波滞長

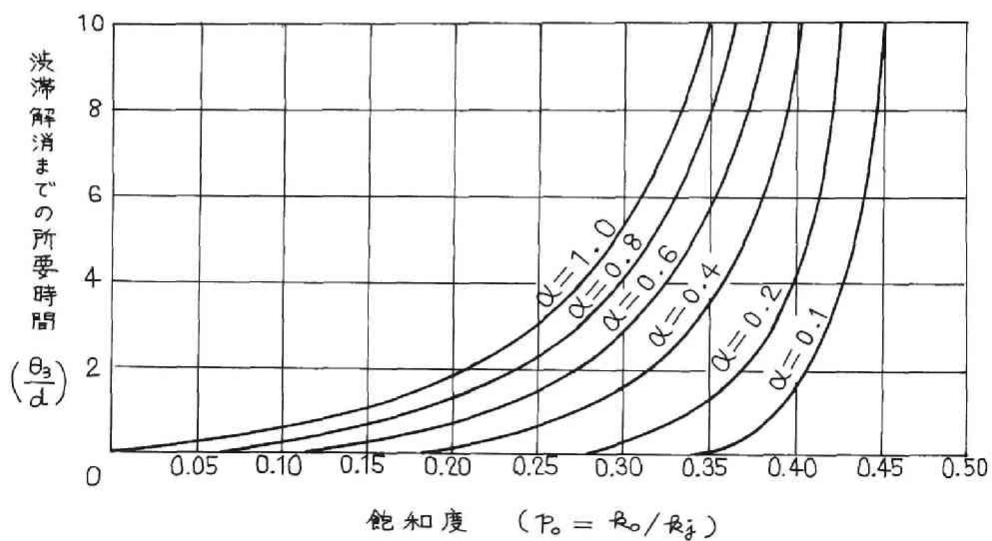


図2.3.7 疎通再開より渋滞解消までの所要時間

2.3.6 事故による攪乱の終えん

図2.3.5中衝撃波Ⅰの軌跡と衝撃波Ⅱの軌跡で囲まれた部分が事故閉塞により交通流が攪乱を受けた領域である。 θ が θ_1 より大きいときには、(2.3.41)、(2.3.42)式より交通流中の攪乱部の巾は

$$l(\theta) = \xi_{II}(\theta) - \xi_I(\theta) = 2v_f \sqrt{RSd} \sqrt{\theta} \dots\dots\dots (2.3.50)$$

となり、 θ の増加とともに $l(\theta)$ も増加することがわかる。

衝撃波Ⅰの下流側(攪乱を受けている側)の密度は(2.3.25)式と(2.3.41)式から

$$p_I = p_0 + \frac{1}{2} \frac{\sqrt{RSd}}{\sqrt{\theta}} \dots\dots\dots (2.3.51)$$

となり、衝撃波Ⅱの上流側の密度は(2.3.25)式と(2.3.42)式から

$$p_{II} = p_0 - \frac{1}{2} \frac{\sqrt{RSd}}{\sqrt{\theta}} \dots\dots\dots (2.3.52)$$

と表わされるので、その密度差の推移は

$$\Delta p = p_I - p_{II} = \frac{\sqrt{RSd}}{\sqrt{\theta}} \dots\dots\dots (2.3.53)$$

で示すことができる。上式より $\theta \rightarrow \infty$ で $\Delta p \rightarrow 0$ 、すなわち、交通流が一度攪乱を受ければ、理論上は原状態に回復しえないことを意味する。しかしながら現実の交通流においては、密度 p_0 といっても完全に一定値であるのではなく、そのまわりにいくらか変動しており、有限時間のうちにこの変動巾の中に Δp が吸収され、事故の影響は終えんする。時刻 θ における攪乱部の交通密度を図2.3.8に示す。

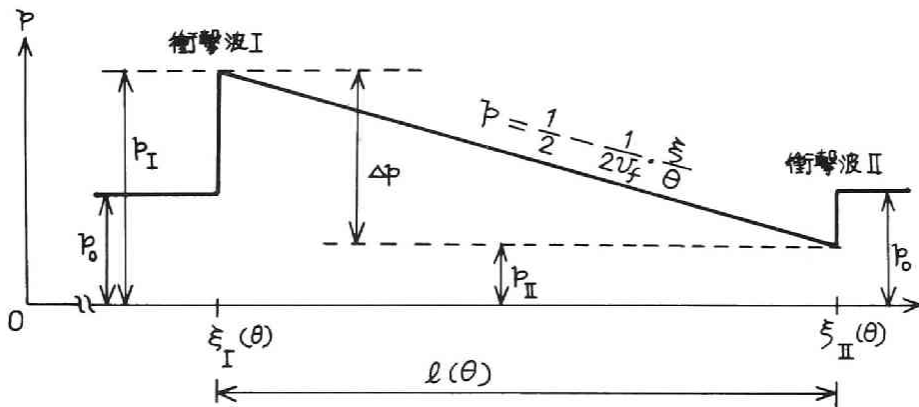


図2.3.8 攪乱部の交通密度

2.3.7 交通密度の推移

本節では衝撃波、発進波の伝播特性に注目して事故発生後の現象を考察したが、本項では観点をかえて交通密度の時々刻々の推移について要約する。

- (1) $\theta < -d$ のとき……まだ事故は発生していないので、交通密度は図 2.3.9 (a) に示すように、 $k = k_0$ と高速道路上で一樣である。
- (2) $-d \leq \theta < 0$ のとき…… $\theta = -d$ のとき $\xi = 0$ で事故が発生、上下流へそれぞれ衝撃波 I、II が伝播する。衝撃波通過後の地点では同図(b) に示すようにそれぞれ $k = k_1$ 、 $k = k_2$ となる。上流側 $k = k_1$ の区間が渋滞領域である。とくに $\alpha = 1$ のときには停止車両の存在区間となる。
- (3) $0 \leq \theta < \theta_1$ のとき…… $\theta = 0$ において疎通が再開され、上下流へ発進波が伝播する。 $k = k_1$ および $k = k_2$ の発進波の間に $k_1 < k < k_2$ の発進波が存在する。換言すればこの発進波領域は加速中の車の存在領域である。なお同図(c) に示すように発進波領域における k は直線的に減少しているが ((2.3.25) 式参照)、これは速度～交通密度の関係を線形と仮定したからである。この関係が非線形なら直線にはならない。例えば (2.2.5) 式の場合には (2.3.25) 式の左辺 $p = k/k_j$ が $p^{(n+1)/2}$ で置きかわった形になり、 p と ξ の関係は $n = 1$ 以外では線形にならない。
- (4) $\theta = \theta_1$ のとき……同図(d) に示すようにちょうど $k = k_1$ の部分がなくなる時刻である。とくに $\alpha = 1$ のときはこの時刻に停止車両は 1 台もなくなることになる。一般に $\theta_1 < \theta'_1$ であるので、下流側には $k = k_2$ なる密度一定の区間が存在する。
- (5) $\theta_1 < \theta < \theta_2$ のとき……上流側では渋滞が依然として拡大し続けるが、衝撃波面での密度差が徐々に小さくなっていきその拡大速度は減小していく。渋滞に巻き込まれるときの速度低下量も徐々に小さくなっていく。下流側では同図(e) に示すように(4)の場合と特性に変化はない。
- (6) $\theta = \theta_2$ のとき……上流側では渋滞長が最大となる。下流側にはとくに変化はない。同図(f) 参照。
- (7) $\theta_2 < \theta < \theta_3$ のとき……上流側では衝撃波 I の伝播方向が逆になり渋滞長が減小しはじめる。下流側にはとくに変化はない。同図(g) 参照。
- (8) $\theta = \theta_3$ のとき……衝撃波 I が事故地点に戻り渋滞は解消する。下流側にはとくに変化はない。同図(h) 参照。
- (9) $\theta_3 < \theta < \theta'_1$ のとき……事故地点上流側は事故前の交通状態に復帰する。下流側では同図(i) に示すようにいまだ $k = k_2$ なる部分が存在する。

(10) $\theta = \theta'_1$ のとき……同図(j)に示すようにちょうど $k = k_2$ の部分がなくなる時刻である。とくに $\alpha = 1$ のときは疎通再開後の先頭車が事故発生直前に事故地点を通過した車に追いつく時刻である。

(11) $\theta'_1 < \theta$ のとき……同図(k)に示すように攪乱の影響は徐々に弱くなっていき、2.3.6項に述べた理由でやがて事故の影響は終えんする。

以上の考察では θ'_1 が θ_2 , θ_3 よりも大きいとしているが、普通高速道路でみられる事故ではこの条件が満足される。 $q_0 = (3/4)q_c$ のときでも $\theta'_1 > \theta_3$ であり、 q_0 がさらに q_c に近く、閉塞度も $\alpha = 1$ に近い場合でないと θ'_1 が θ_3 より小さくはならない。

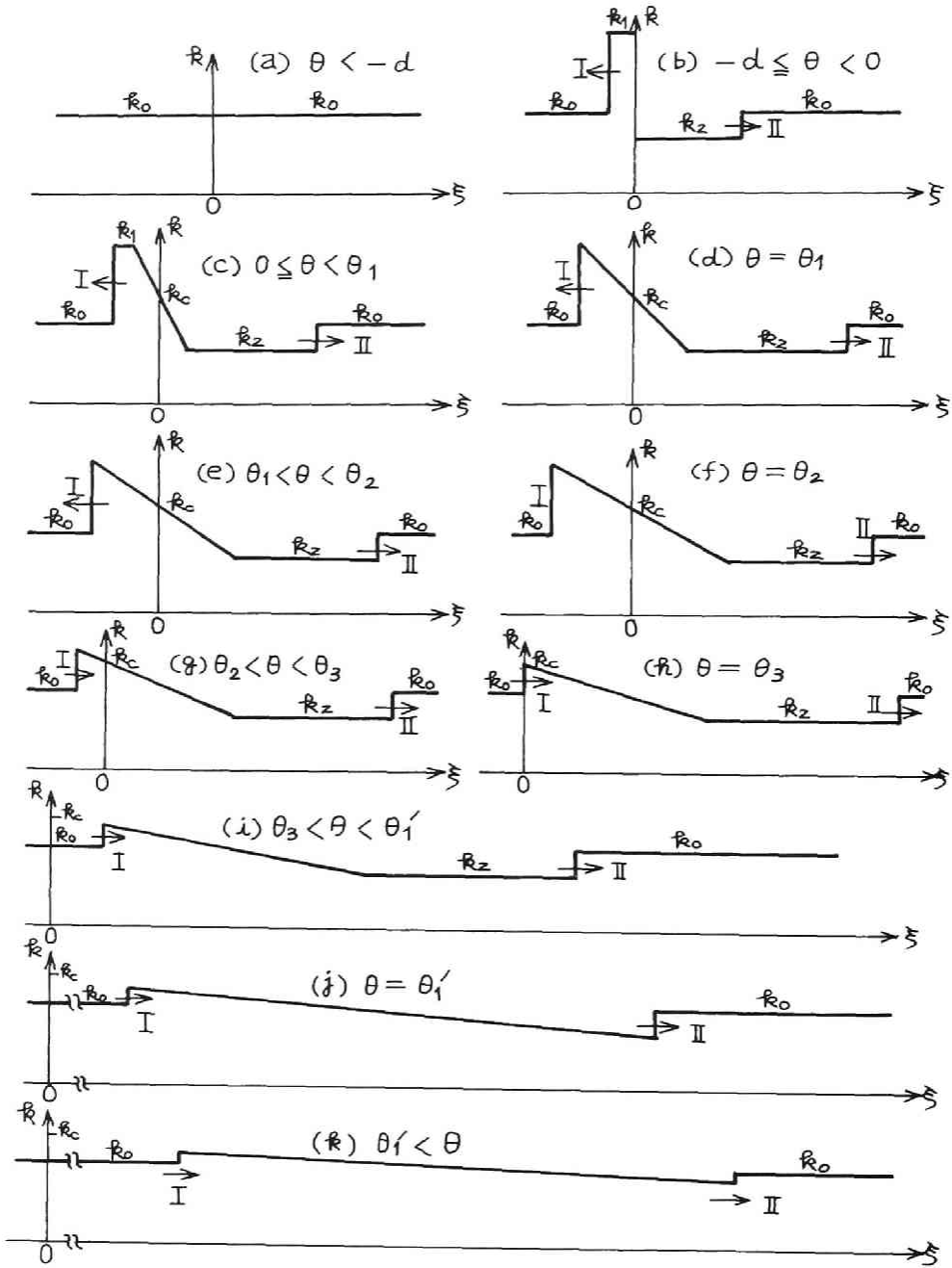


図 2.3.9 交通密度の推移

2.4 閉塞度が変化する場合の交通現象

全車線閉塞事故の事故処理の途中1車線のみ通行可能になるという場合がしばしばみられる。本節ではこのような車線閉塞度が当初の α から α' に変化する場合の交通現象を考察する。交通容量でみれば平常時の q_c から事故によりはじめ $q_c(1-\alpha)$ に減少、途中で $q_c(1-\alpha')$ と一部回復後、もとの q_c に完全回復するという場合である。

2.4.1 事故発生直後の交通現象

時刻 $\theta = -d_1$ ($\tau = 0$)に閉塞度 α の事故が発生したとする。閉塞度が変化するまでの状況は前節の2.3.2～2.3.4項に考察されているので、ここでは本節の考察に必要な結果のみを示す。

閉塞度 α に対する交通状態の平衡状態は(2.3.7)～(2.3.11)式に示されており、

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= k_1/k_j = (1+\sqrt{\alpha})/2, & p_2 &= k_2/k_j = (1-\sqrt{\alpha})/2 \\ v_1 &= v_f(1-\sqrt{\alpha})/2, & v_2 &= v_f(1+\sqrt{\alpha})/2 \\ q_1 &= q_2 = (1-\alpha)q_c = (1-\alpha)k_j v_f/4 \end{aligned} \right\} \dots (2.4.1)$$

である。衝撃波I, IIの伝播速度は(2.3.15), (2.3.16)式に示されており

$$c_{I} = -v_f S/2, \quad c_{II} = v_f R/2 \quad \dots \dots \dots (2.4.2)$$

である。閉塞度 α の状態が d_1 時間継続するものとする、衝撃波I, IIの軌跡は(2.3.31)

(2.3.32)式に $d = d_1$ を代入して

$$\xi_I(\theta) = c_I(\theta + d_1), \quad \xi_{II}(\theta) = c_{II}(\theta + d_1) \quad \dots \dots \dots (2.4.3)$$

となる。

2.4.2 容量の一部回復に伴う交通現象

時刻 $\theta = 0$ ($\tau = d_1$)に閉塞度が α から α' ($\alpha > \alpha'$)に変化したとする。2.3.1項の考察と同様にして新しい閉塞度 α' に対する平衡状態は

$$\left. \begin{aligned} p'_1 &= k'_1/k_j = (1+\sqrt{\alpha'})/2, & p'_2 &= k'_2/k_j = (1-\sqrt{\alpha'})/2 \\ v'_1 &= v_f(1-p'_1) = v_f(1-\sqrt{\alpha'})/2, & & \\ & & v'_2 &= v_f(1-p'_2) = v_f(1+\sqrt{\alpha'})/2 \\ q'_1 &= (1-\alpha')q_c, & q'_2 &= (1-\alpha')q_c \end{aligned} \right\} \dots (2.4.4)$$

で表わされる。記号の意味は前節と同じであり、ダッシュは閉塞度変化後を意味する。

発進波 $p = k/k_j$ の軌跡は(2.3.24)式で表わされており

$$\xi_p(\theta) = v_f(1-2p)\theta \quad \dots \dots \dots (2.4.5)$$

である。とくに

- 1) $p = p_1$ のとき $\xi_{p_1}(\theta) = -v_f \sqrt{\alpha} \theta$ (2.4.6)
- 2) $p = p'_1$ " $\xi_{p'_1}(\theta) = -v_f \sqrt{\alpha'} \theta$ (2.4.7)
- 3) $p = p_2$ " $\xi_{p_2}(\theta) = v_f \sqrt{\alpha} \theta$ (2.4.8)
- 4) $p = p'_2$ " $\xi_{p'_2}(\theta) = v_f \sqrt{\alpha'} \theta$ (2.4.9)

となる。

発進波領域中の交通状態は (2.3.25) ~ (2.3.27) 式に示されており

$$\left. \begin{aligned} p(\theta, \xi) &= \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{v_f} \cdot \frac{\xi}{\theta} \right) \\ v(\theta, \xi) &= \frac{v_f}{2} \left(1 + \frac{1}{v_f} \cdot \frac{\xi}{\theta} \right) \\ q(\theta, \xi) &= q_c \left\{ 1 - \frac{1}{v_f^2} \left(\frac{\xi}{\theta} \right)^2 \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.10)$$

である。

さて、 $p = p_1$ なる交通流中を一番はやく伝わっていく発進波は $p = p_1$ なる発進波である。この発進波と衝撃波Ⅰの出合う時刻、位置は (2.3.33), (2.3.34) 式から

$$\theta_1 = (S/R) d_1, \quad \xi_1 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_1 = -v_f \sqrt{\alpha} (S/R) d_1 \quad \dots\dots (2.4.11)$$

となるのがわかる。同様に下流側では (2.3.35), (2.3.36) 式により

$$\theta'_1 = (R/S) d_1, \quad \xi'_1 = v_f \sqrt{\alpha'} \theta'_1 = v_f \sqrt{\alpha'} (R/S) d_1 \quad \dots\dots (2.4.12)$$

において衝撃波Ⅱが発進波 $p = p_2$ に出合うことになる。 θ_1, θ'_1 以後の衝撃波Ⅰ, Ⅱの軌跡は (2.4.41), (2.3.42) 式に $d = d_1$ を代入して

$$\xi_I(\theta) = v_f (1 - 2p_0) \theta - v_f \sqrt{RS d_1} \sqrt{\theta} \quad \dots\dots (2.4.13)$$

$$\xi_{II}(\theta) = v_f (1 - 2p_0) \theta + v_f \sqrt{RS d_1} \sqrt{\theta} \quad \dots\dots (2.4.14)$$

と求まる。

衝撃波Ⅰは $p = p'_1$ なる発進波と (2.4.7), (2.4.13) 式の解

$$\theta_4 = \left(\frac{\sqrt{RS d_1}}{R'} \right)^2 = \frac{RS}{R'^2} d_1 \quad \dots\dots (2.4.15)$$

$$\xi_4 = -v_f \sqrt{\alpha'} \theta_4 = -v_f \sqrt{\alpha'} \frac{RS}{R'^2} d_1 \quad \dots\dots (2.4.16)$$

なる点で出合う。 θ_4 以後は衝撃波下流側の状態が $p = p'_1$ (一定) となるので、その伝播速度は

$$c_{\text{I}} = \frac{q_0 - q'_1}{k_0 - k'_1} = v_f (1 - p_0 - p'_1) = -v_f (S'/2) \dots\dots\dots (2.4.17)$$

となる。したがってその軌跡は 2.3.4 項と同様の考察を行なって

$$\xi_{\text{I}}(\theta) = -\frac{v_f}{2} \cdot S' \theta - \frac{v_f}{2} \cdot \frac{RS}{R'} d_1 \dots\dots\dots (2.4.18)$$

のようになることがわかる。ここに、

$$R' = \sqrt{\alpha'} + 1 - 2 p_0, \quad S' = \sqrt{\alpha'} - 1 + 2 p_0 \dots\dots\dots (2.4.19)$$

である。また、 R, S は (2.3.17), (2.3.18) 式に与えられている。 S' が正の場合は衝撃波 I は θ_4 以後も上流に逆上るが、 S' が負の場合は衝撃波 I はすでに θ_4 以前に下流方向に向きを変えていることになる。

一方下流側では衝撃波 II が $p = p'_2$ なる発進波と (2.4.9), (2.4.14) 式の解

$$\theta'_4 = \left(\frac{\sqrt{RS} d_1}{S'} \right)^2 = \frac{RS}{S'^2} d_1 \dots\dots\dots (2.4.20)$$

$$\xi'_4 = v_f \sqrt{\alpha'} \theta'_4 = v_f \sqrt{\alpha'} \cdot \frac{RS}{S'^2} d_1 \dots\dots\dots (2.4.21)$$

なる点で出会う。 θ'_4 以後は衝撃波上流側の状態が $p = p'_2$ (一定) となるので、その伝播速度は

$$c_{\text{II}} = \frac{q'_2 - q_0}{k'_2 - k_0} = v_f (1 - p'_2 - p_0) = v_f (R'/2) \dots\dots\dots (2.4.22)$$

となる。したがってその軌跡は

$$\xi_{\text{II}}(\theta) = \frac{v_f}{2} R' \theta + \frac{v_f}{2} \cdot \frac{RS}{S'^2} d_1 \dots\dots\dots (2.4.23)$$

となる。

図 2.4.1 に上流側 θ_4 、下流側 θ'_4 以前の衝撃波、発進波の軌跡の概略図を示す。

同図は $S' > 0$ の場合にあたる。

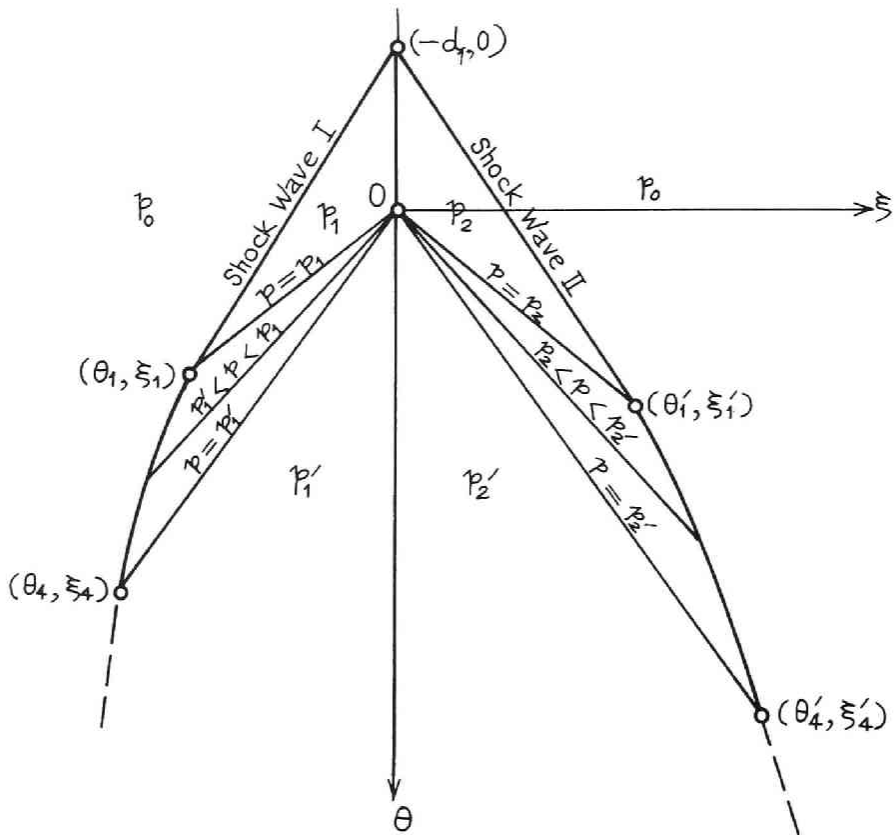


図 2 . 4 . 1 容量の一部回復に伴う発進波の伝播と衝撃波伝播特性の変化

2 . 4 . 3 容量の完全回復に伴う交通現象

時刻 $\theta = d_2$ ($\tau = d_1 + d_2$) に事故現場の処理がすべて終了し、疎通能力が q_c と原状態に回復したとする。

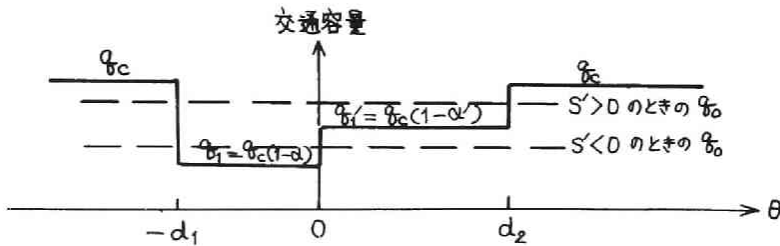


図 2 . 4 . 2 交通容量の推移

$(d_2, 0)$ を起点に新たに交通流中を発進波が伝播するがその軌跡は

$$\xi_p(\theta) = v_f (1 - 2p) (\theta - d_2) \quad \dots\dots\dots (2.4.24)$$

であり、とくに

$$1) \quad p = p'_1 \text{ のとき } \xi_{p'_1}(\theta) = -v_f \sqrt{\alpha'} (\theta - d_2) \quad \dots\dots\dots (2.4.25)$$

$$2) \quad p = p'_2 \text{ のとき } \xi_{p'_2}(\theta) = v_f \sqrt{\alpha'} (\theta - d_2) \quad \dots\dots\dots (2.4.26)$$

となる。発進波領域中の任意の (θ, ξ) における交通状態は

$$p(\theta, \xi) = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{v_f} \cdot \frac{\xi}{\theta - d_2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.4.27)$$

$$v(\theta, \xi) = \frac{v_f}{2} \left(1 + \frac{1}{v_f} \cdot \frac{\xi}{\theta - d_2} \right) \quad \dots\dots\dots (2.4.28)$$

$$q(\theta, \xi) = q_c \left\{ 1 - \frac{1}{v_f^2} \cdot \left(\frac{\xi}{\theta - d_2} \right)^2 \right\} \quad \dots\dots\dots (2.4.29)$$

により表わされる。

発進波 p'_1 と衝撃波 I は (2.4.25), (2.4.18) 式より

$$\left. \begin{aligned} \theta_5 &= \frac{2\sqrt{\alpha'}}{R'} \cdot d_2 + \frac{RS}{R'^2} \cdot d_1 \\ \xi_5 &= -v_f \sqrt{\alpha'} \left(\frac{S'}{R'} d_2 + \frac{RS}{R'^2} d_1 \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.30)$$

において出合い、また発進波 p'_2 と衝撃波 II は (2.4.26), (2.4.23) 式より

$$\left. \begin{aligned} \theta'_5 &= \frac{2\sqrt{\alpha'}}{S'} d_2 + \frac{RS}{S'^2} d_1 \\ \xi'_5 &= v_f \sqrt{\alpha'} \left(\frac{R'}{S'} d_2 + \frac{RS}{S'^2} d_1 \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.31)$$

において出合うことになる。

時刻 θ_5 以後の衝撃波 I の軌跡は

$$\frac{d\xi_1(\theta)}{d\theta} = v_f (1 - p_0 - p) = \frac{v_f}{2} (1 - 2p_0) + \frac{1}{2} \cdot \frac{\xi}{\theta - d_2} \quad \dots\dots\dots (2.4.32)$$

の初期条件 (θ_5, ξ_5) のもとでの解

$$\xi_1(\theta) = v_f (1 - 2p_0) (\theta - d_2) - v_f \sqrt{RS d_1 + R' S' d_2} \cdot \sqrt{\theta - d_2} \quad \dots\dots\dots (2.4.33)$$

により与えられる。また、時刻 θ'_5 以後の衝撃波Ⅱの軌跡は

$$\frac{d\xi_{II}(\theta)}{d\theta} = v_f(1-p_0-p) = \frac{v_f}{2}(1-2p_0) + \frac{1}{2} \cdot \frac{\xi}{\theta-d_2} \dots (2.4.34)$$

の初期条件 (θ'_5, ξ'_5) のもとでの解

$$\xi_{II}(\theta) = v_f(1-2p_0)(\theta-d_2) + v_f\sqrt{RSd_1+R'S'd_2}\sqrt{\theta-d_2} \dots (2.4.35)$$

により与えられる。

図2.4.3に、
 $(d_2, 0)$ を起
 点として伝播す
 る発進波、 θ_4 あ
 るいは θ'_4 以後
 の衝撃波の軌跡
 の概略図を示す。

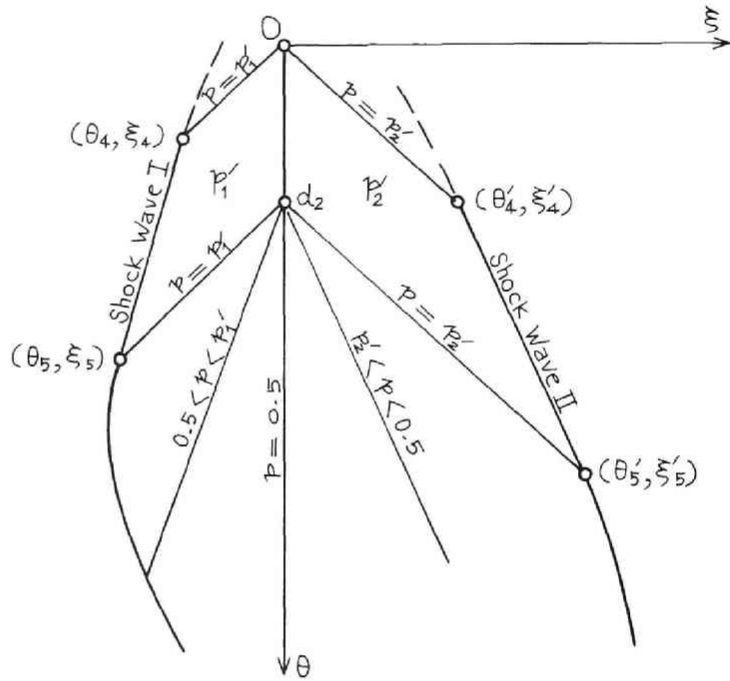


図2.4.3 容量の完全回復に伴う発進波の伝播と衝撃波伝播特性の変化

2.4.4 最大渋滞長と渋滞解消時刻

閉塞度変化後の交通容量 $q_c(1-\alpha')$ と上流よりの交通量 q_0 の大小関係により最大渋滞長を与える点が異なる。

- (1) $q_0 > q_c(1-\alpha')$ のとき、すなわち $S' > 0$ のとき

図2.4.4(a)に示すように、 θ_5 以後の衝撃波Ⅰの最上流位置として与えられる。(2.4.33)

式より

$$\left. \begin{aligned} \theta_2 &= d_2 + \frac{RSd_1 + R'S'd_2}{4(1-2p_0)^2} \\ \xi_2 &= -\frac{v_f(RSd_1 + R'S'd_2)}{4(1-2p_0)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.36)$$

が得られる。

- (2) $q_0 = q_c(1-\alpha')$ のとき, すなわち $S' = 0$ のとき

$\theta_4 < \theta < \theta_5$ の間で衝撃波 I の上下流側の交通量が等しくなり, 図 2.4.4(b) に示すように波面は上下流のいずれへも移動しなく, 最大渋滞長の状態がちょうど $\theta_5 - \theta_4 = d_2$ だけ継続する。波面の位置は $\xi_4 (= \xi_5)$ で与えられ

$$\xi_2 = -\frac{v_f RSd_1}{4(1-2p_0)} \dots\dots\dots (2.4.37)$$

である。

- (3) $q_0 < q_c(1-\alpha')$ のとき, すなわち $S' < 0$ のとき

図 2.4.4(c) に示すように, 時刻 θ_4 以前に衝撃波 I はすでに後戻りを始めており, 最大渋滞長は (2.4.13) 式より

$$\left. \begin{aligned} \theta_2 &= \frac{RSd_1}{4(1-2p_0)^2} \\ \xi_2 &= -\frac{v_f RSd_1}{4(1-2p_0)} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.38)$$

で与えられる。

いずれの場合でも最大渋滞長は ξ_2 の絶対値 $-\xi_2$ により与えられる。

つぎに, 渋滞解消時刻は衝撃波 I の波面下流側の交通密度が k_c つまり $p = 0.5$ となる時刻として求めることができる。閉塞度変化後の交通容量が上流よりの交通量 q_0 より大きい場合に d_2 が大きくなると, 渋滞が d_2 以前に解消することもある。渋滞が $\theta = d_2$ 以前に解消するかしないかにより, 次の場合にわかれる。

ただし S'_* は

$$S'_* = -\frac{RS}{R'} \cdot \frac{d_1}{d_2} \dots\dots\dots (2.4.39)$$

で定義される S' の値 ($S'_* \leq 0$) であり, 図 2.4.4(c) で $(\theta_5, \xi_5), (d_2, 0), (\theta_3, 0)$ が一致した場合, すなわち疎通の部分的回復により渋滞が解消する時刻に事故処理がちょうど終了す

るような場合に相当する。

(1) $S' > S'_*$ のとき

渋滞が d_2 以前に解消することはない。解消時刻と位置は (2.4.27), (2.4.33) 式により

$$\theta_3 = d_2 + \frac{RSd_1 + R'S'd_2}{(1 - 2p_0)^2} \quad \left. \vphantom{\theta_3} \right\} \dots\dots\dots (2.4.40)$$

$$\xi_3 = 0$$

と求められる。

(2) $S' = S'_*$ のとき

図 2.4.4(c) で $(\theta_5, \xi_5), (d_2, 0), (\theta_3, 0)$ が一致した場合になり、

$$\theta_3 = d_2, \xi_3 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.4.41)$$

である。

(3) $S' < S'_*$

渋滞は d_2 以前に解消してしまう。(2.4.18), (2.4.27) 式より

$$\theta_3 = \frac{RS}{R'(-S')} d_1, \xi_3 = 0 \quad \dots\dots\dots (2.4.42)$$

になることがわかる。

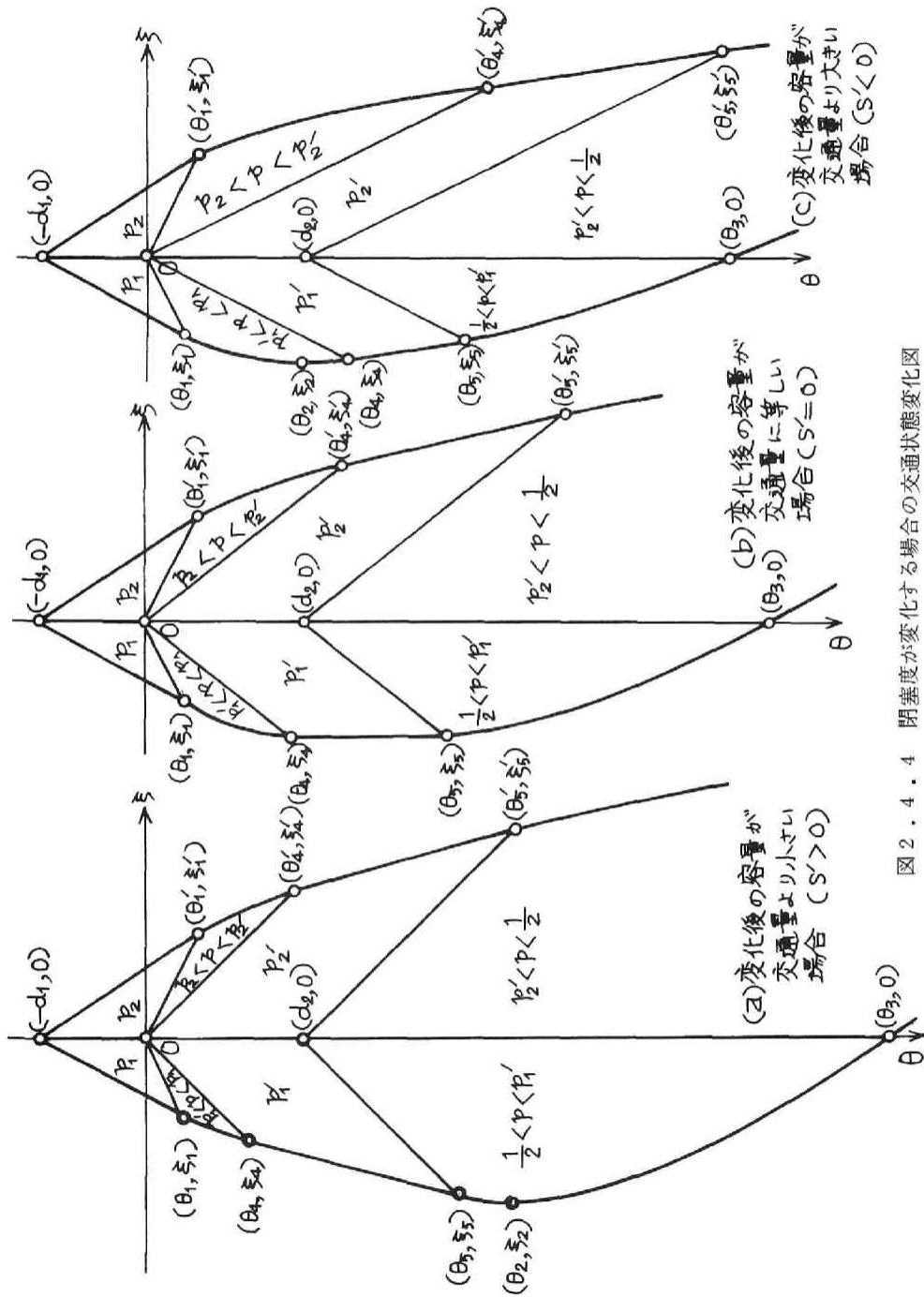


図 2.4.4 閉塞度が変化する場合の交通状態変化図

2.4.5 一部車線疎通再開の効果

事故処理の途中で閉塞車線のうちの一部車線の通行を可能にすれば、渋滞をはやく解消させることができる。図2.4.5(a)に示すような閉塞度 α の事故に対して、閉塞時間 d の途中で同図(b)に示すように閉塞度を α' に減少せしめた場合に、事故発生より渋滞の解消までの渋滞継続時間が何%減少するかを考察する。 d_1 、 d_2 を閉塞度がそれぞれ α 、 α' のときの閉塞時間であり

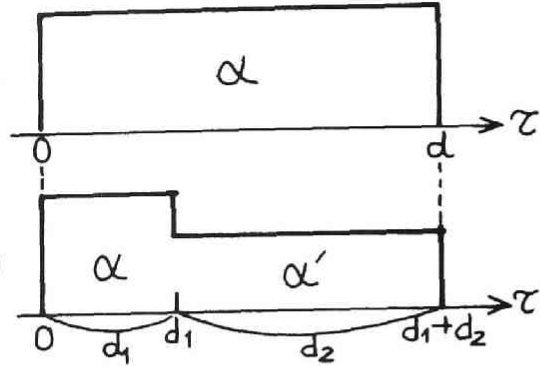


図 2.4.5 一部車線の疎通再開に伴う閉塞度の変化

$$d = d_1 + d_2 \quad \dots\dots\dots (2.4.43)$$

とする。

まず、同図(a)のように閉塞度が途中変化しない場合については、疎通の再開時刻 ($\tau = d$) より渋滞解消までの所要時間は (2.3.47) 式で与えられることがわかっているから、事故発生より渋滞解消までの時間は

$$\tau_0 = \frac{RSd}{(1-2p_0)^2} + d = \frac{\alpha d}{(1-2p_0)^2} \quad \dots\dots\dots (2.4.44)$$

となる。

つぎに、同図(b)のように $\tau = d_1$ で閉塞度が α' に減少した後 $\tau = d_1 + d_2$ で全車線とも通行可能になる場合については、疎通の一部再開時刻 ($\tau = d_1$) より渋滞解消までの時間は (2.4.40) ~ (2.4.42) 式に与えられているから、事故発生より渋滞解消までの時間は

$$\tau_1 = \begin{cases} \frac{RSd_1 + R'S'd_2}{(1-2p_0)^2} + d & \dots\dots (S' \geq S'_* \text{のとき}) \\ \frac{\alpha - \alpha'}{R'(-S')} \cdot d_1 & \dots\dots (S' < S'_* \text{のとき}) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2.4.45)$$

となる。第1式は時刻 $\tau = d$ に渋滞がまだ残っている場合のもので、第2式はすでに解消している場合のものである。

一部車線の疎通再開による渋滞継続時間の減少率は (2.4.44)、(2.4.45) 式により、次のように表わされる。

$$\frac{\tau_0 - \tau_1}{\tau_0} = \begin{cases} \frac{\alpha - \alpha'}{\alpha} \left(1 - \frac{d_1}{d}\right) & \dots\dots\dots (2.4.46) \\ 1 - \frac{(1 - 2p_0)^2 (\alpha - \alpha')}{\alpha R' (-S')} \cdot \frac{d_1}{d} \end{cases}$$

第1式は $S' \geq S'_*$ すなわち $d_1/d \geq R'(-S')/(\alpha - \alpha')$ のとき、第2式は $S' < S'_*$ すなわち $d_1/d < R'(-S')/(\alpha - \alpha')$ のときに適用できる。

図2.4.6に $\alpha = 1.0$, $\alpha' = 0.5$ の場合の減少率を示す。例えば、2車線高速道路上での $d = 60$ 分の事故に対して、 $d_1 = 0.4d = 24$ 分後に1車線の疎通を確保すれば、同図より交通量が少なく $p_0 = 0.05$ のときに減少率は約50%、交通量が多くて p_0 が約0.1より大きければ減少率は30%と読み取れる。すなわち、前者のように交通量が少ないと渋滞継続時間を半分にも減らすことができるのである。一般に交通量が少ないときには、同図からうかがえるように1車線の疎通確保の効果はかなり期待できるといえる。しかしながら、交通量が多くなれば減少率はある一定値でおさえられるようになり、1車線確保の効果は小さくなるといえる。

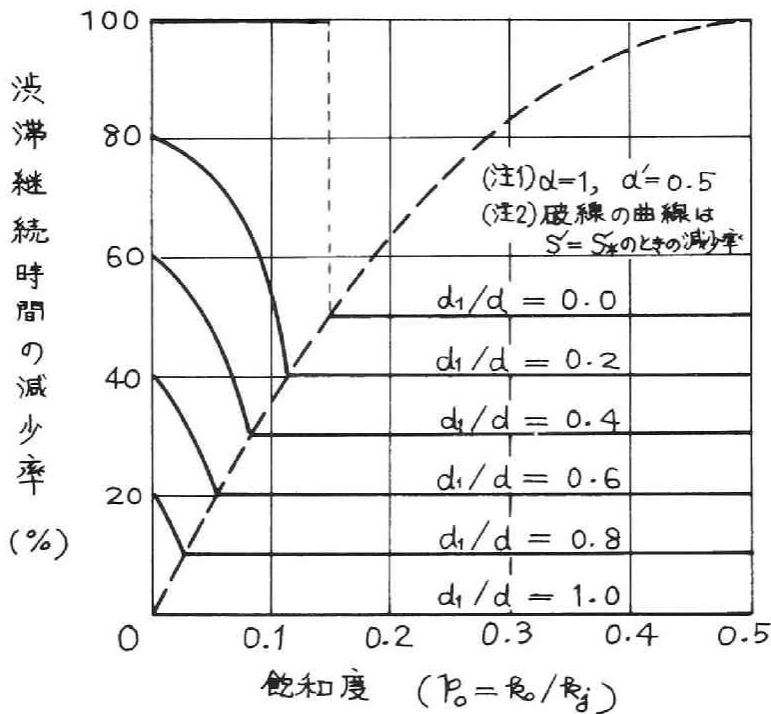


図2.4.6 一部車線の疎通再開による渋滞継続時間の減少

2.5 交通量が変化する場合の交通現象

事故渋滞時に上流よりの交通量を制限して渋滞拡大の緩和、解消を図ることがある。本節では衝撃波Ⅰの上流側の交通量がある時刻より変化した場合の交通現象を考察する。交通量の変化時刻が衝撃波Ⅰの伝播特性変化前か後かにより事情が相違する。しかしながら、疎通再開後に交通量の変化することになる後者の場合は制御上重要ないので考察しない。また、事故地点より下流側での交通現象は2.3節の場合と何ら変るところがないので考察しない。

2.5.1 交通量変化に伴う衝撃波伝播特性の変化

事故発生直後の衝撃波Ⅰの軌跡は(2.3.31)式に与えられている。

$$\xi_1(\theta) = -v_f(S/2) \cdot (\theta + d) \quad \dots\dots\dots (2.5.1)$$

図2.5.1に示す (θ_0, ξ_0) より波面への交通量が当初の q_0 から

$$q'_0 = \beta q_0 \quad (\beta \geq 0) \quad \dots\dots\dots (2.5.2)$$

に変化したとすると、この時刻より伝播速度は $(q'_0 - q_1)/(k'_0 - k_1)$ に変わる。(2.2.10), (2.2.11), (2.5.2)式より q'_0 と p'_0 , p'_0 と p_0 の間には

$$q'_0 = 4 q_c p'_0 (1 - p'_0) \quad \dots\dots\dots (2.5.3)$$

$$p'_0 = k'_0/k_j = \{ 1 - \sqrt{1 - 4\beta p_0 (1 - p_0)} \} / 2 \quad \dots\dots\dots (2.5.4)$$

なる関係がある。上2式と(2.3.7), (2.3.8)式よりこの速度は次のように表示できる。

$$c_1 = -v_f S'' / 2 \quad \dots\dots\dots (2.5.5)$$

ただし、

$$S'' = \sqrt{\alpha} - 1 + 2 p'_0 = \sqrt{\alpha} - \sqrt{1 - 4\beta p_0 (1 - p_0)} \quad \dots\dots\dots (2.5.6)$$

である。 $\beta = 1$ のときに、 $S'' = S$ となる。また ξ_0 は(2.5.1)式から

$$\xi_0 = -v_f(S/2) (\theta_0 + d) \quad \dots\dots\dots (2.5.7)$$

と表わされるので、 (θ_0, ξ_0) 以後の衝撃波Ⅰの軌跡は

$$\xi_1(\theta) = -\frac{v_f}{2} \{ S'' (\theta - \theta_0) + S (\theta_0 + d) \} \quad \dots\dots\dots (2.5.8)$$

となる。 S'' の符号が q'_0 と q_1 の大小関係に対応しており

- 1) $q'_0 > q_1$ ならば $S'' > 0$
- 2) $q'_0 = q_1$ ならば $S'' = 0$
- 3) $q'_0 < q_1$ ならば $S'' < 0$

となり、それぞれに対する衝撃波Ⅰの軌跡は図2.5.1(a), (b), (c)に示すようになる。

この衝撃波 I と発進波 $k = k_1$ ((2.3.30) 式) の交点は

$$\theta_6 = \frac{S - S''}{R''} \cdot \theta_0 + \frac{S}{R''} \cdot d$$

$$\xi_6 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_6$$

} (2.5.9)

である。ここに

$$R'' = \sqrt{\alpha} + 1 - 2p'_0 = \sqrt{\alpha} + \sqrt{1 - 4\beta p_0(1 - p_0)} \dots\dots\dots (2.5.10)$$

であり、 $\beta = 1$ のとき $R'' = R$ である。4点 $(-d, 0)$ 、 (θ_0, ξ_0) 、 (θ_6, ξ_6) 、 $(0, 0)$ で囲まれる四辺形の領域は密度 $p_1 = k_1/k_j$ の渋滞となる。

ここに

$$p_1 = (1 + \sqrt{\alpha})/2 \dots\dots\dots (2.5.11)$$

である。

時刻 θ_6 以後は、 $1/2 < p < p_1$ なる発進波が次々と衝撃波面に伝播し、波面下流側の交通処理能力が刻々回復していくので再び伝播特性が変化する。その軌跡は (2.3.37) 式の左辺 p_0 を q_0 に対応する p'_0 で置き換えた微分方程式

$$\frac{d\xi_1(\theta)}{d\theta} = \frac{q'_0 - q}{k'_0 - k} = v_f (1 - p'_0 - p) \dots\dots\dots (2.5.12)$$

の境界条件 (θ_6, ξ_6) の解として求められる。 p に発進波領域中のものとして (2.3.25) 式を代入し、上式を解けば

$$\xi_1(\theta) = v_f (1 - 2p'_0) \theta - v_f \sqrt{R'' \{ (S - S'') \theta_0 + S d \}} \sqrt{\theta} \dots\dots (2.5.13)$$

が得られる。

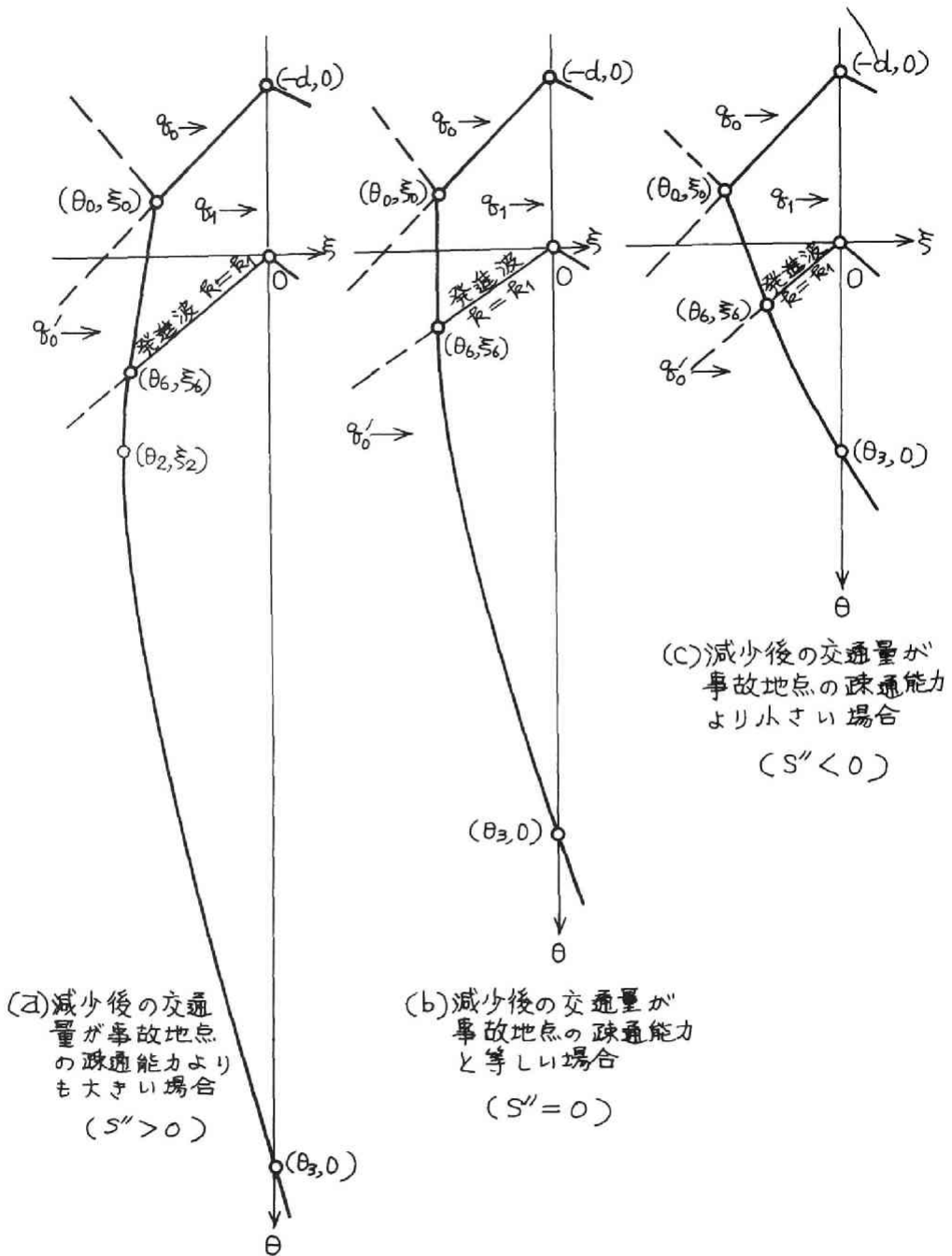


図 2.5.1 交通量が減少する場合の衝撃波 I の伝播特性

2.5.2 最大渋滞長と渋滞解消時刻

最大渋滞長は次の (θ_2, ξ_2) において実現する。

- (1) $q'_0 > q_1$ のとき, すなわち $S'' > 0$ のとき

(2.5.13) 式より

$$\theta_2 = \frac{R'' \{ (S-S'')\theta_0 + Sd \}}{4(1-2p'_0)^2} = \frac{R'' \{ (S-S'')\theta_0 + Sd \}}{4\{1-4\beta p_0(1-p_0)\}} \quad \dots (2.5.14)$$

$$\xi_2 = -\frac{v_f R'' \{ (S-S'')\theta_0 + Sd \}}{4(1-2p'_0)} = -\frac{v_f R'' \{ (S-S'')\theta_0 + Sd \}}{4\{1-4\beta p_0(1-p_0)\}}$$

- (2) $q'_0 = q_1$ のとき, すなわち $S'' = 0$ のとき

図 2.5.1(b) に示されているように $\theta_0 \leq \theta \leq \theta_6$ の間で渋滞長が最大となる。 $\xi_2 = \xi_0 = \xi_6$

であり

$$\xi_2 = -v_f (S/2) (\theta_0 + d) \quad \dots (2.5.15)$$

となる。

- (3) $q'_0 < q_1$ のとき, すなわち $S'' < 0$ のとき

図 2.5.1(c) に示されているように

$$\theta_2 = \theta_0 \quad \dots (2.5.16)$$

$$\xi_2 = \xi_0 = -v_f (S/2) (\theta_0 + d)$$

となる。

一方, 渋滞の解消は疎通の再開前と再開後になる場合があり, それぞれ次式のように表わされる。

- (1) 疎通再開前に解消しないとき, すなわち $\theta_0 \geq 0$ または $\theta_0 < 0$ であって, $S'' > S(\theta_0 + d)/\theta_0$ のときは (2.5.13) 式より

$$\theta_3 = \frac{R'' \{ (S-S'')\theta_0 + Sd \}}{(1-2p'_0)^2}$$

$$= \frac{\{\sqrt{\alpha} + \sqrt{1-4\beta p_0(1-p_0)}\} \{(-1+2p_0 + \sqrt{1-4\beta p_0(1-p_0)})\theta_0 + Sd\}}{1-4\beta p_0(1-p_0)} \quad \dots (2.5.17)$$

のように求められる。

- (2) 疎通再開時刻に解消するのは $\theta_0 < 0$ かつ $S'' = S(\theta_0 + d)/\theta_0$ のときである。

$$\theta_3 = 0 \quad \dots (2.5.18)$$

- (3) 疎通再開前に解消するとき、すなわち $\theta_0 < 0$ かつ $S'' < S(\theta_0 + d)/\theta_0$ のときは
 (2.5.8) 式より、次式のように求まる。

$$\theta_3 = \theta_0 - \frac{S}{S''}(\theta_0 + d) \quad \dots\dots\dots (2.5.19)$$

2.5.3 交通量制限の効果

事故処理の途中で上流よりの交通量を制限すれば、渋滞をはやく解消させることができる。図
 2.5.2(a)に示すような交

通量 q_0 のときの事故に
 対して、閉塞時間の途中
 で同図(b)に示すように交
 通量が βq_0 ($0 \leq \beta \leq 1$)
 と減少した場合に、事故発
 生より渋滞の解消までの
 渋滞継続時間が何%減少
 するかを考察する。 d_1 、
 d_2 は交通量がそれぞれ q_0 、
 βq_0 のときの閉塞時間であ
 り

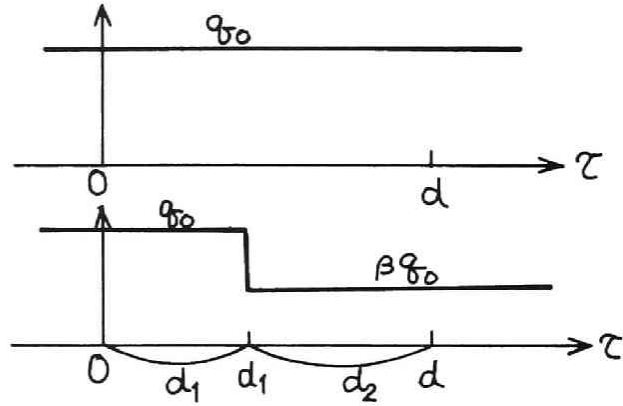


図 2.5.2 交通量の変化

$$d = d_1 + d_2 \quad \dots\dots\dots (2.5.20)$$

とする。

同図(a)のように交通量に変化がない場合については、事故発生より渋滞解消までの時間は、
 (2.4.44) 式に求められている通りであり

$$\tau_0 = \frac{RSd}{(1-2p_0)^2} + d = \frac{\alpha d}{(1-2p_0)^2} \quad \dots\dots\dots (2.5.21)$$

である。

同図(b)のように $\tau = d_1$ すなわち $\theta_0 = -d_2$ で交通量が βq_0 に減少する場合は、疎通再開より渋滞解消までの時間が (2.5.17) ~ (2.5.19) 式で与えられるから、事故発生より渋滞解消までの時間は

$$\tau_1 = \begin{cases} \frac{R'' \{ -(S-S'') d_2 + S d \}}{(1-2 p_0')^2} + d \cdots (S'' \geq -S d_1/d_2 \text{ のとき}) \\ -d_2 + \frac{S d_1}{(-S'')} + d \cdots (S'' < -S d_1/d_2 \text{ のとき}) \end{cases} \cdots (2.5.22)$$

となる。第1式は疎通再開時刻 ($\tau = d$) に渋滞がまだ残っている場合のものであり、第2式はすでに解消している場合のものである。

したがって、交通量制限による渋滞継続時間の減少率は

$$\frac{\tau_0 - \tau_1}{\tau_0} = \begin{cases} \frac{1}{\alpha} [RS - R'' \{ S - (S-S'') \frac{d_2}{d} \}] \cdot \frac{(1-2 p_0)^2}{(1-2 p_0')^2} \\ \frac{1}{\alpha} [RS + (1-2 p_0)^2 \frac{d_2}{d} + \frac{S}{S''} (1-2 p_0)^2 \frac{d_1}{d}] \end{cases} \cdots (2.5.23)$$

と表わされる。第1式は $S'' \geq -S d_1/d_2$ のとき、第2式は $S'' < -S d_1/d_2$ のときに適用できる。

とくに、完全閉塞 $\alpha = 1$ の事故に対して上流で交通量制限を行ない、閉塞時間の半分の時刻にその影響が衝撃波 I に現われたとすると (すなわち $d_1 = d_2 = d/2$)、 $-S d_1/d_2 = -S$ であることから

$$S'' = 2 p_0' = 1 - \sqrt{1 - 4 \beta p_0 (1 - p_0)} > 0 > -S d_1/d_2$$

となり減少率は (2.5.23) 式の第1式で与えられ、変形すれば

$$\frac{\tau_0 - \tau_1}{\tau_0} = 4 p_0 (1 - p_0) \frac{\{ 1 + \sqrt{1 - 4 \beta p_0 (1 - p_0)} \} \{ 1 + 2 p_0 - \sqrt{1 - 4 \beta p_0 (1 - p_0)} \} (1 - 2 p_0)^2}{2 \{ 1 - 4 \beta p_0 (1 - p_0) \}} \cdots (2.5.24)$$

になる。

図 2.5.3 に上式の計算結果を示す。例えば交通量 q_0 が交通容量の半分程度 ($p_0 = 0.15$) の場合、上流側で交通量を半分に制限すれば ($\beta = 0.5$) 約 25%、完全に制限すれば ($\beta = 0$) 約 35% 渋滞継続時間を減少させることができる。とくに閉塞時間が $d = 60$ 分の場合は図 2.3.7 より疎通再開より渋滞解消までの時間が 60 分であり、疎通再開までの時間とあわせて渋滞は 120 分継続するのであるが、上述の半分制限、完全制限により約 30 分、40 分減少させ、渋滞継続時間をそれぞれ 90 分、80 分と減少させることができる。

$\beta = 0.5$ の場合 $p_0 > 0.15$ となると減少率は25%より大きくなることわかる。一方、図 2.4.6 より $d_1/d = 0.5$ の場合 $p_0 > 0.15$ となると減少率は25%で押えられる。したがって、交通量 q_0 が容量の半分程度以上で完全閉塞事故の場合には、2車線中1車線の疎通を確保するよりも、上流よりの交通量を半分に制限した方が渋滞解消に対して効果があるといえる。

なお図 2.5.3 のグラフの $\beta = 0$ の曲線は交通量を完全に制限した場合であるが、 $\beta = 1$ は何も制限しない場合で当然減少率はゼロとなる。 $\beta = 0$ の場合と $\beta = 0.5$ の場合で減少率の差はせいぜい数%であり、交通量 q_0 が多い場合には完全制限でも半分制限でも効果に大差はない。また q_0 が 0.5 に近くなると減少率が 100%になるのは次の理由による。

交通量 q_0 が交通容量に近いと、全車線の疎通が再開されても渋滞区間よりぬける交通量と渋滞区間へ巻き込まれる交通量の差が少ないため、交通量の制限を行わない場合の渋滞継続時間がきわめて大きくなる ($p_0 = 0.5$ のときには無限大) ためである。

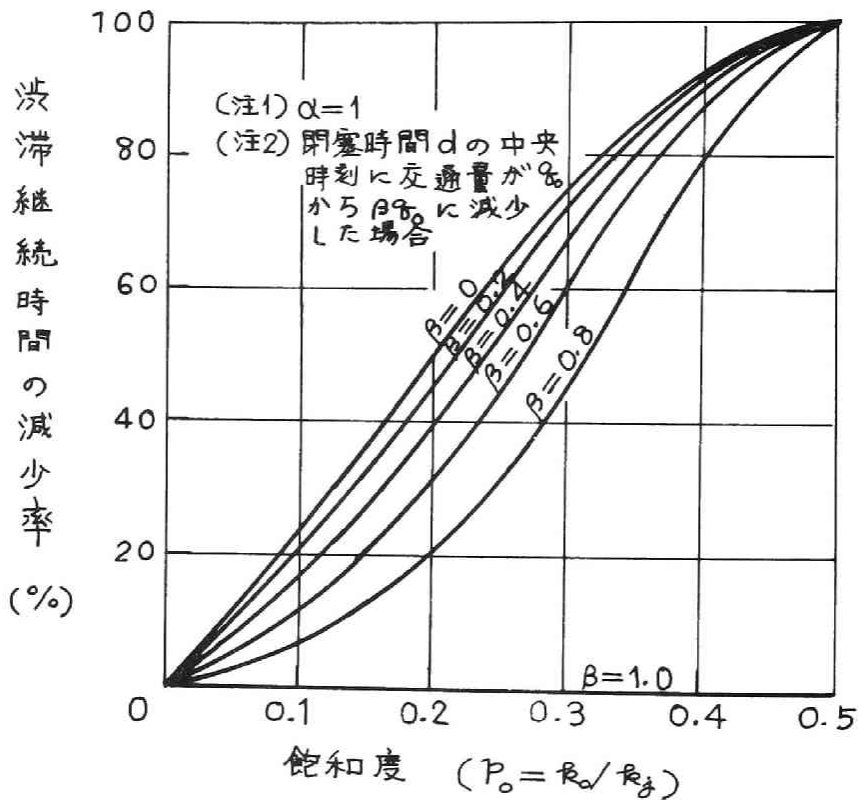


図 2.5.3 交通量の制限による渋滞継続時間の減少

2.6 結 語

本章では波動理論を適用して高速道路上で事故が発生したときの交通流の挙動を考察した。

Lighthill, Whitham や Richards は流体の波動理論を交通流に適用し、衝撃波 発進波の伝播速度についての基礎的考察を行なうとともに、信号交差点のように全車線が閉塞してしまうような隘路の交通現象の考察を行なっている。しかしその成果は交通事故による車線障害のように部分的に車線が閉塞するような隘路の交通現象には適用できない。2.3節は、道路が部分的に閉塞した場合にも適用できるように、一般的な閉塞条件に対して隘路付近の交通現象の解析を行なったものである。また、事故による車線閉塞の場合は、閉塞時間の途中で1車線は通行可能になるときや、上流での交通量制限を行なうときがあるので、閉塞条件および交通量が閉塞途中で変化する場合の交通現象も考察した。

2車線高速道路上での完全閉塞事故を対象にして、閉塞時間のちょうど中間時刻に1車線の疎通を再開したときと上流よりの交通量を半分に制限したときの渋滞継続時間の減少率の評価を行なったところ、交通量が交通容量の半分以上を越えないときには1車線確保の方が効果が大きく、交通量が交通容量の半分以上を越えるときには逆に交通量制限の方が効果が大きいという結果を得た。実際の高速道路ではオフピーク時には前者の状況、ピーク時には後者の状況になっているものと思われるが、事故渋滞に対してオフピーク時には交通量制限よりも交通処理の迅速さで対処、ピーク時には交通量制限で対処した方が効果的であるといえよう。

本章では道路延長は事故による攪乱の及ぶ範囲より十分長いと仮定したが、衝撃波の伝播途上にランプが存在すると、一般にその上下流で交通量が相違するので攪乱特性がランプを境に変化することになる。このランプを越えて渋滞が拡大する場合の交通現象の解析は今後に残された興味ある課題である。

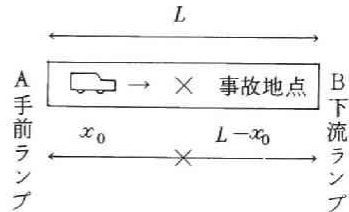
参 考 文 献

- 1) M.J. Lighthill and G.B. Whitham: On Kinematic Waves
II. A Theory of Traffic Flow on Long Crowded Roads, Proc. R.Soc. of
London, series A, vol.229, 1955, pp. 317~345
- 2) J. Rørbeck: Determining the Length of the Approach Lanes required at Signal-
Controlled Intersections on Through Highways, Transportation Res-
earch, vol. 2, 1968, pp. 283~291
- 3) P.I. Richards: Shock Waves on the Highway, J. Opns. Res. Soc. Am. 4,
1959, pp. 42~51
- 4) 佐佐木 綱: 交通流理論, 交通工学シリーズ3, 技術書院, 1959, p. 38
- 5) H. Greenberg: An Analysis of Traffic Flow, Operations Research, vol.
7, 1959, pp. 79~85
- 6) D.R. Drew: Traffic Flow Theory and Control, McGraw- Hill-Series
in Transportation, McGraw-Hill, 1968. p. 309
- 7) 前掲 2), pp. 288~290.
- 8) 前掲 4), p. 31.

第3章 渋滞時旅行時間の推定法

3.1 概 説

右図に示すように、高速道路上隣接する2ランプをA、Bで表わし、その間隔をL、手前ランプAを原点にx軸をとり、事故地点の座標 $x = x_0$ とする。事故による車線の閉塞時間が d のとき、任意時刻 τ にこの区間AB内に流入した車のランプ間旅行時間の推定法についての考察を行なう。 τ は事故発生後の経過時間である。 $\tau < d$ のときは



事故処理終了前であり、 $\tau \geq d$ のときは障害物がすでに除去されてしまい、疎通が再開されることになる。 $\tau = d$ のときは、区間への流入時刻にちょうど疎通が再開されたことになる。

渋滞時の旅行時間、走行速度予測に関しては従来次のような研究がある。巻上は高速道路のある一定の区間上である一定の時間内に行なわれる各車両の走行の総走行時間（台・時の次元をもつもの）の推定法を考察している。^{1) 2)} 渋滞の存在する区間については、区間を渋滞部分と円滑な流れの部分に分割し、また時間帯内においても渋滞部分の時々刻々の拡大・減少をも考慮した方法である。しかし、その拡大・減少速度は時間帯内で一定とされているので、事故渋滞の減少期のように減少速度が刻々変化する場合には精度が低下するものと考えられる。またランプや陰路の位置によりあらかじめ区間分割をし渋滞は端点より発生するとされているので、陰路の位置が定まらない事故に対して適用しようとする区間分割を細かくしないと精度が悪くなるものと思われる。しかしながら、陰路の固定した自然渋滞に対しては有効な方法であるといえる。

石井・富田は一般道路の2地点間における旅行時間の予測法を考察している。³⁾ 交通量と走行速度の関係式をあらかじめ設定しておき、交通量より走行速度が推定される。交差点、車線数の変化など一様な道路状態でない2地点間の交通状態を唯一の地点の交通量で代表させてしまう方法であるが、長さが100 Kmもあるような長大な区間に対しても精度よく推定されると報告されている。区間内での交通状態の非一様性の効果は路線交通量係数とよばれるパラメータで調節されるようで、このパラメータを推定値が実測値にあうように区間、時間帯ごとに決定しておくわけである。平常時は交通状態が毎日定常的な変化パターンをくり返すので比較的精度よく推定されるものと思われる。また事故発生時には当然精度が悪くなるわけである。

星野は市内の空港ターミナルより空港までの旅行時間予測法を考察している。⁴⁾ 旅行時間を予測しようとする区間をランプの位置、道路構造変化地点によりいくつかの小区間に分け、各小区

間ごとにあらかじめ交通量と走行速度の関係式を作成しておく。交通量の予測値より走行速度を算出し、さらに小区間の旅行時間、次の区間への進行時刻を求め、次々と進行先の時間帯の旅行時間を累積して最終地点到達時刻を予測しようとするものである。各小区間内では交通状態は一樣とみなし定点での予測値で代表させるので、事故渋滞のように渋滞部分と円滑部分の交通量の相違が著しい場合には精度が低下する。

以上が渋滞時旅行時間予測に関する従来の研究の概要であるが、いずれも自然渋滞を主たる対象にしているようで、事故渋滞に対しては深く考察されていない。奥谷・井上は交通流の波動理論を適用して各車の走行軌跡を追跡することにより、事故渋滞時のランプ間旅行時間予測法を考察している。⁵⁾ 本章はその内容を述べたものである。

3.2 走行特性による攪乱状況の分類

3.2.1 一般的な走行特性

攪乱領域の外部にいるか内部にいるかにより走行特性が異なる。内部にいる場合はさらに衝撃波Ⅰと $k = k_1$ なる発進波、および $\xi = 0$ で囲まれる三角形領域にいるか、衝撃波Ⅱと $k = k_2$ なる発進波および $\xi = 0$ で囲まれる三角形領域にいるか、衝撃波Ⅰ、Ⅱと $k = k_1$ および $k = k_2$ なる発進波で囲まれる領域にいるかで車の走行特性が異なる（図2.3.5参照のこと）。

(1) 衝撃波Ⅰ、Ⅱの外部に存在する場合

仮定により速度 v_0 で定速走行する。

(2) 衝撃波Ⅰ、 $k = k_1$ なる発進波、 $\xi = 0$ で囲まれる領域内に存在する場合

速度 v_1 で定速走行する。とくに $\alpha = 1$ のときには(2.3.10)式からわかるように $v_1 = 0$ で停車していることになる。

(3) 衝撃波Ⅱ、 $k = k_2$ なる発進波、 $\xi = 0$ で囲まれる領域内に存在する場合

速度 v_2 で定速走行する。 $\alpha = 1$ のときは(2.3.9)式からわかるように $p_2 = k_2/k_j = 0$ 、すなわち1台も車が存在しない。

(4) 衝撃波Ⅰ、Ⅱと $k = k_1$ および $k = k_2$ なる発進波で囲まれる領域に存在する場合。

この領域に存在する車は発進波中を進行するわけであり、任意の地点 (θ, ξ) における車の速度は(2.3.26)式で与えられる。したがってこの発進波領域中の車の走行軌跡を $\xi = \xi(\theta)$ とすると

$$\frac{d\xi}{d\theta} = v = \frac{1}{2} \left(v_f + \frac{\xi}{\theta} \right) \quad \dots\dots\dots (3.2.1)$$

が成立する。上式を解けば

$$\xi(\theta) = v_f \theta - C\sqrt{\theta} \quad \dots\dots\dots (3.2.2)$$

が得られる。ここに

$$C = \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\sqrt{\theta_0}} \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

で、 (θ_0, ξ_0) はこの車が通過する発進波領域中の任意の1点の座標である。

3.2.2 閉塞度と走行特性

事故発生時の交通量 q_0 の事故地点の疎通能力 $q_c(1-\alpha)$ よりの超過の程度により車の走行特性が著しく相違する。 q_0 は p_0 の関数であるから、この両者の関係は α と p_0 の間の関係におきかえて考察することができる。

いま、 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ を

$$\alpha_1 = (1 - 2p_0)^2 \quad \dots\dots\dots (3.2.4)$$

$$\alpha_2 = (\sqrt{(ap_0)^2 + (1-2p_0)} - ap_0)^2, a = \sqrt{5} - 2 \quad \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$\alpha_3 = 1 - 2p_0 \quad \dots\dots\dots (3.2.6)$$

により定義される閉塞度とする。この α の大小関係は $0 < p_0 < 1/2$ の条件より $\alpha_1 < \alpha_2 < \alpha_3 < 1$ であり、それぞれ次のような意味をもつ。

まず α_1 は 2.3.1 項ですでに述べたように渋滞発生の有無の境界値であり、

1) $0 < \alpha \leq \alpha_1$ ならば、渋滞発生なし

2) $\alpha_1 < \alpha \leq 1$ ならば、渋滞発生あり

となる。

(θ_1, ξ_1) を通過した車の θ_1 以後の軌跡は、(3.2.2) (3.2.3) 式に $\theta_0 = \theta_1, \xi_0 = \xi_1$ を代入したものであるから (θ_1, ξ_1) は (2.3.33), (2.3.34) 式で与えられる、

$$\xi = v_f \theta - C\sqrt{\theta}, C = v_f(1 + \sqrt{\alpha}) \sqrt{(S/R)d} \quad \dots\dots\dots (3.2.7)$$

となる。この車が $k = k_2$ なる発進波 ((2.3.28) 式)

$$\xi = v_f \sqrt{\alpha} \theta \quad \dots\dots\dots (3.2.8)$$

に追いつく位置は両式を連立させて解いて

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = \frac{(1 + \sqrt{\alpha})^2}{(1 - \sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{S}{R} \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.2.9) \end{array} \right.$$

$$\xi = v_f \sqrt{\alpha} \cdot \frac{(1+\sqrt{\alpha})^2}{(1-\sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{S}{R} d \quad \dots\dots\dots (3.2.10)$$

のように求められる。上式で $\theta = \theta'_1$, $\xi = \xi'_1$ ((2.3.35), (2.3.36) 式) となる条件が $\alpha = \alpha_3$ である。つまり α_3 は (θ_1, ξ_1) を通過する車と (θ'_1, ξ'_1) を通過する車の先行関係を表わす境界値であり、

- 1) $\alpha_1 < \alpha < \alpha_3$ ならば, (θ_1, ξ_1) を通過する車が (θ'_1, ξ'_1) を通過する車に先行
- 2) $\alpha = \alpha_3$ ならば (θ_1, ξ_1) を通過した車が (θ'_1, ξ'_1) をも通過する
- 3) $\alpha_3 < \alpha \leq 1$ ならば, (θ'_1, ξ'_1) を通過する車が (θ_1, ξ_1) を通過する車に先行

する。 $\alpha_3 < \alpha \leq 1$ のように α が大きい場合には図 3.2.1 (a) に示すように (θ_1, ξ_1) を通過する車が $k = k_2$ なる発進波に追いつくことはないが, $\alpha_1 < \alpha < \alpha_3$ のように α が小さい場合には同図(b)(c)に示すようにこの発進波に追いつくことになる。

(0, 0) を通過した車のその後の軌跡は

$$\xi = v_2 \theta \quad \dots\dots\dots (3.2.11)$$

であり, v_2 に (2.3.11) 式を代入すれば

$$\xi = v_f \cdot \frac{1+\sqrt{\alpha}}{2} \cdot \theta \quad \dots\dots\dots (3.2.12)$$

となる。上式と (2.3.32) 式を連立させて解けばこの軌跡と衝撃波Ⅱの交点が

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = \frac{R}{2 p_0} \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.2.13) \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = v_f \cdot \frac{R (1+\sqrt{\alpha})}{4 p_0} \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.2.14) \end{array} \right.$$

のように求められる。上式の ξ が (3.2.10) 式の ξ に一致する条件が $\alpha = \alpha_2$ である。すなわち α_2 は, (θ_1, ξ_1) を通過する車が $k = k_2$ なる発進波に追いつく地点と, (0, 0) を通過する車が衝撃波Ⅱに追いつく地点の上下流関係を表わす境界値であり、

- 1) $\alpha_1 < \alpha < \alpha_2$ ならば, 図 3.2.1 (c) に示すように前者の方が上流
- 2) $\alpha = \alpha_2$ ならば同位置
- 3) $\alpha_2 < \alpha < \alpha_3$ ならば, 同図(b)に示すように後者の方が上流

となる。

以上 3 つの α は旅行時間の推定式の考察に重要な境界値である。いろいろの p_0 に対してこの α のグラフを描いたのが図 3.2.2 である。 q_0 が交通容量に近いとき, すなわち p_0 が 0.5 に近い

ときには $\alpha_3 < \alpha \leq 1$ 以外のケースはほとんど生起しないが、 p_0 が小さくなるとどのケースも重要になることがわかる。

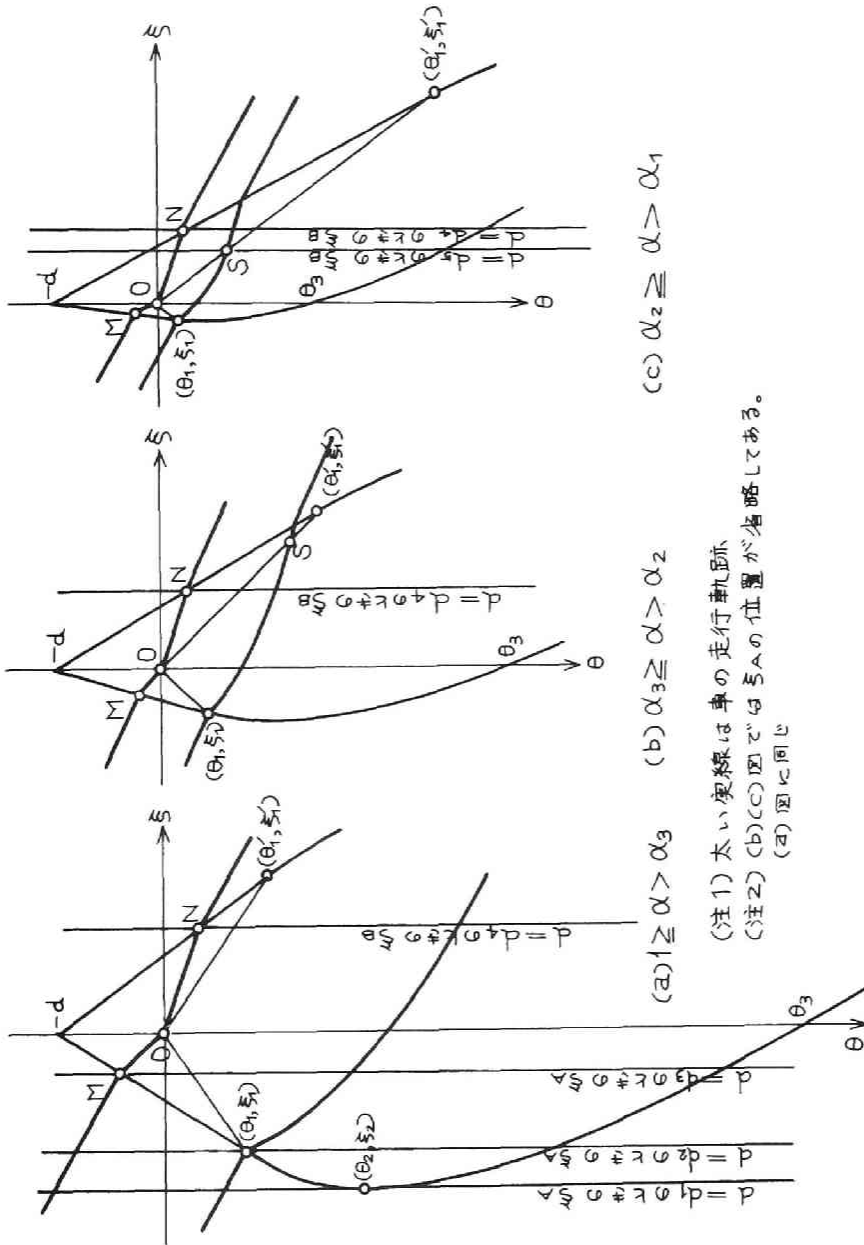


図 3.2.1 攪乱領域とランプの位置関係

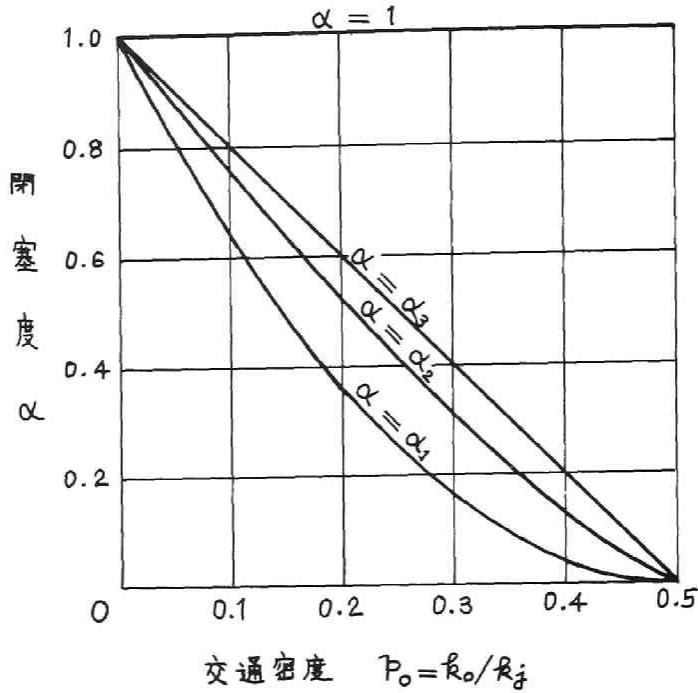


図3.2.2 $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$

3.2.3 閉塞時間による攪乱状況の分類

前章に述べたように、衝撃波Ⅰは (θ_1, ξ_1) 以後伝播特性が変化し、 (θ_2, ξ_2) に最上流点に到達した後逆に下流方向へ伝播する。閉塞時間 d が小さいと衝撃波Ⅰが上流ランプに伝播することはないが、 d が大きくなるとまず特性変化後の衝撃波Ⅰが伝播するようになり、さらに d が大きくなると特性変化前の衝撃波Ⅰがそのまま上流ランプに伝播する。また、事故発生位置が上流ランプに近ければ d が小さくても衝撃波Ⅰは伝播し、下流ランプに近ければ d が大きくなると伝播しない。結局、閉塞時間 d と事故地点 x_0 およびランプ間隔 L の間の関係により、事故により交通流中に生じた攪乱が上流ランプにどのような形で影響するかが決定される。同様に下流ランプへの影響の様相についても d, x_0, L の相互関係により決定される。

いま、 $d_i (i=1,2,3,4,5)$ を次式で定義される閉塞時間とする。

$$d_1 = \frac{4(1-2p_0)}{RS} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.2.15)$$

$$d_2 = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \frac{R}{S} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.2.16)$$

$$d_3 = \frac{4p_0}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{1}{S} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.2.17)$$

$$d_4 = \frac{4p_0}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{1}{R} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.2.18)$$

$$d_5 = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{(1-\sqrt{\alpha})^2}{(1+\sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{R}{S} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.2.19)$$

d_i はそれぞれ次の意味をもつ。図3.2.1 参照。

(1) d_1 ……衝撃波Ⅰの最上流位置 $\xi = \xi_2$ ((2.3.45) 式) がちょうど上流ランプ $\xi_A = -x_0$ に一致するような閉塞時間。

(2) d_2 ……衝撃波Ⅰが $k = k_1$ なる発進波に追いつかれる位置 $\xi = \xi_1$ ((2.3.34) 式) がちょうど上流ランプ $\xi_A = -x_0$ に一致するような閉塞時間。

(3) d_3 ……(0, 0) を通過する車の衝撃波Ⅰに追いついた位置がちょうど上流ランプ $\xi_A = -x_0$ に一致するような閉塞時間。(0, 0) を通過する車の $\theta = 0$ 以前の軌跡は

$$\xi = v_1 \theta = \frac{v_1}{4} (1 - \sqrt{\alpha}) / 2 \cdot \theta \dots\dots\dots (3.2.20)$$

である。この軌跡と衝撃波Ⅰ ((2.3.31) 式) の交点は

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = - \frac{S}{2p_0} d \dots\dots\dots (3.2.21) \\ \xi = -v_f \cdot \frac{S(1-\sqrt{\alpha})}{4p_0} \cdot d \dots\dots\dots (3.2.22) \end{array} \right.$$

となる。上式の ξ が上流ランプの位置 ξ_A に一致する条件が $d = d_3$ である。

(4) d_4 ……(0, 0) を通過する車の衝撃波Ⅱに追いつく位置 ((3.2.14) 式) がちょうど下流ランプ $\xi_B = L - x_0$ に一致するような閉塞時間。

(5) d_5 ……(θ_1, ξ_1) を通過する車の $k = k_2$ なる発進波に追いつく位置 ((3.2.10) 式) がちょうど下流ランプ $\xi_B = L - x_0$ に一致するような閉塞時間。

なお、 d_1, d_2, d_3 および d_4 は $\alpha_1 < \alpha \leq 1$ で定義されるが、 d_5 は $\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_3$ でしか定義されない。また、 $\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$ のときは $d_4 \leq d_5$ 、 $\alpha_2 < \alpha \leq \alpha_3$ のときは $d_4 > d_5$ である。

図3.2.1に示したように、 d_1, d_2, d_3 により攪乱領域と上流ランプの位置関係が4つの場

合に分類され、 d_4 と d_5 により下流ランプとの位置関係が 2 つ ($1 \geq \alpha > \alpha_3$) もしくは 3 つ ($\alpha_3 \geq \alpha > \alpha_1$) の場合に分類される。閉塞時間が d_4 または d_5 より小さい場合には、 (θ_1, ξ_1) , (θ_2, ξ_2) , $(\theta_3, 0)$ を通る車と (θ'_1, ξ'_1) を通る車の先行関係などを初め、さらに状況を複雑にする要因が多くある。推定式の考察を容易にするため、まず $d < d_4$ の場合の旅行時間推定の意義を検討する。

(3.2.18) 式を変形し、無次元式にする。

$$\frac{d_4}{(L/v_f)} = \frac{4 p_0}{1 + \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{1}{R} \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) \leq \frac{4 p_0}{1 + \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{1}{R} \quad \dots\dots (3.2.23)$$

事故発生地点に関しては、 $x_0 = 0$ 、すなわち上流ランプ地点で発生したときに d_4 が最大となる。図 3.2.3 は $(x_0/L) = 0$ の場合の $d_4 / (L/v_f)$ の値をいろいろな p_0 と α に対して計算し図示したものである。 p_0 が 0.4 より大きくなると交通量 q_0 はきわめて交通容量に近くなる。速度～交通密度間の関係が本文の仮定のように線形であるなら、 $p_0 = 0.4$ のときに $q_0 / q_c = 0.96$ となる。このように交通容量にきわめて接近した交通状態は都市間高速道路上の実際の交通流ではほとんど生じないと考えられる。また、閉塞度 α が 0.5 以下となるような障害に対しては交通流に及ぼす影響は小さく、たとえ渋滞が発生しても各車の遅れ時間は小さく、 $\alpha \geq 0.5$ なる場合に比して旅行時間推定の意義が著しく小さい。 $p_0 \leq 0.4$ 、 $\alpha \geq 0.5$ の範囲では $d_4 / (L/v_f)$ の値は最大で 1.0 程度である。都市間高速道路では $v_f = 90$ Km/時程度、区間長の平均値は $L = 15$ Km 程度であるから、 L/v_f は 10 分程度である。したがって d_4 もせいぜい 10 分程度のものである。閉塞時間が d_4 以下になるような事故はまれであるし、またこのような短時間閉塞の事故は交通管制の必要性が小さい。つまり、 $d \geq d_4$ の場合に比して $d < d_4$ の場合は旅行時間推定の意義も著しく小さいと考えてよい。

(3.2.19) 式の d_5 を

$$\frac{d_5}{(L/v_f)} = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{(1 - \sqrt{\alpha})^2}{(1 + \sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{R}{S} \left(1 - \frac{x_0}{L}\right) \leq \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{(1 - \sqrt{\alpha})^2}{(1 + \sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{R}{S} \quad \dots\dots (3.2.24)$$

のように無次元化し、 $d_4 / (L/v_f)$ の場合と同様その最大値を計算した結果を図 3.2.4 に示す。 $\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$ の場合には前述のように $d_4 \leq d_5$ であり、 $d_5 / (L/v_f)$ は同図からわかるようにきわめて大きくもなり得るので $d_4 < d < d_5$ の場合の考察を無視できない。 $\alpha_2 < \alpha \leq \alpha_3$ の場合には $d_4 > d_5$ であり、 $d < d_4$ の場合は考察をしないから、図 3.2.1 の(a)(b)は区別して考える必要はない。つまり、 $\alpha_2 < \alpha \leq 1$ として $\alpha_2 < \alpha \leq \alpha_3$ 、 $\alpha_3 < \alpha \leq 1$ の区分を統合して考え

ることができる。

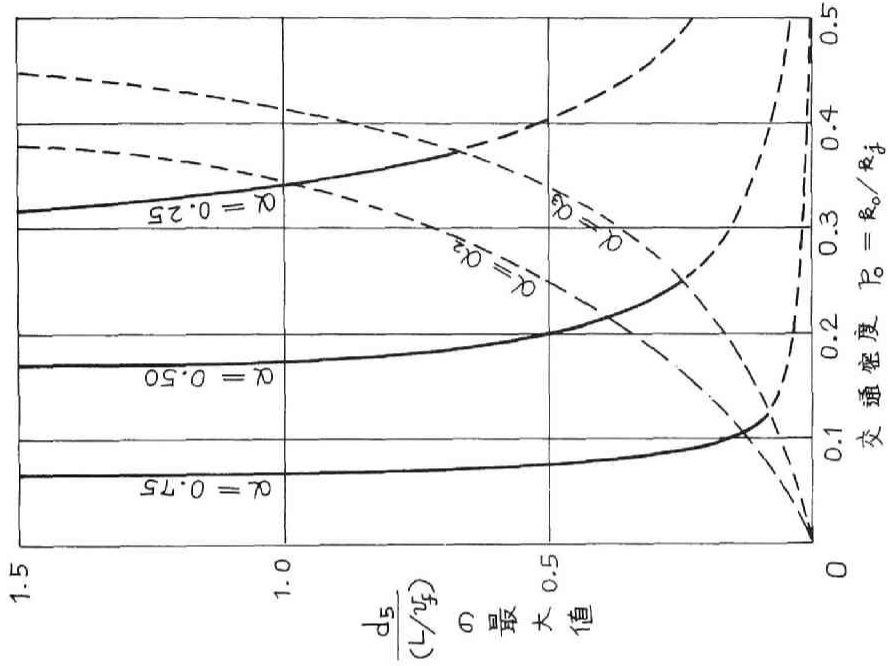


図3.2.4 d_5 の最大値

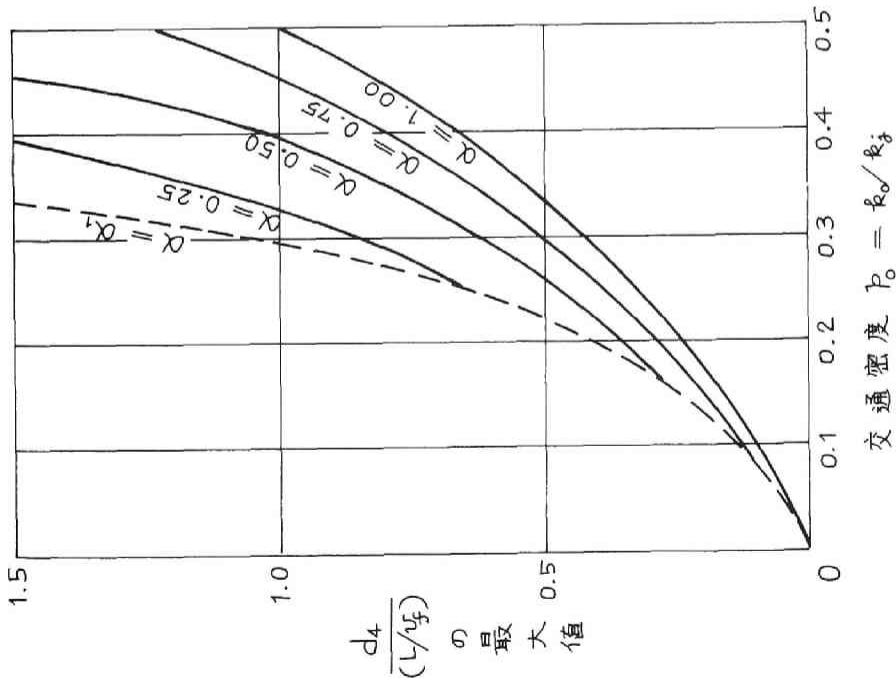


図3.2.3 d_4 の最大値

以上の考察から上下流ランプへの攪乱の伝播状況は、閉塞度と閉塞時間の大きさにより次のように分類される。

(A) $\alpha_2 < \alpha \leq 1$ のとき

(1) $d_4 < d$ のとき

渋滞の上流ランプへの影響の程度に応じて

(i) $0 < d < d_1$, (ii) $d_1 < d < d_2$, (iii) $d_2 < d < d_3$, (iv) $d_3 < d$ の4ケースに分けて考察する必要がある。

(2) $0 < d \leq d_4$ のとき

d_4 は通常みられる閉塞時間に比し著しく小さい値なので、このケースを考察する実用性は小さい。したがって旅行時間の推定式を考察しない。

(B) $\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$ のとき

(1) $d_5 < d$ のとき

(A)の(1)と同様の4ケースに分けて考察する必要がある。

(2) $d_4 < d \leq d_5$ のとき

(A)の(1)と同様の4ケースに分けて考察する必要がある。

(3) $0 < d \leq d_4$ のとき

(A)の(2)と同様の理由で旅行時間の推定式を考察しない。

(C) $0 < \alpha \leq \alpha_1$ のとき

事故車が交通流に影響を及ぼさないので旅行時間推定の必要がない。

このうち(A)(1)と(B)(1)の場合は、衝撃波Ⅱ、 $(0, 0)$ を通る車、 $k = k_2$ の発進波、 (θ_1, ξ_1) を通る車という順に下流ランプに到着し、下流ランプへの攪乱の伝播特性がまったく同一であるので区別して考察する必要はない。結局、旅行時間の推定式は次の表3.2.1に示す8ケースに分類して考察すればよい。

表 3.2.1 旅行時間推定式の分類

分類 番号	閉塞度の条件	閉塞時間の条件		摘 要
		上流ランプとの 位置関係	下流ランプとの 位置関係	
I	$\alpha_2 < \alpha \leq 1$	$0 < d < d_1$	$d_4 < d$	渋滞が上流ランプに 及ばない場合
	$\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$		$d_5 < d$	
II	$\alpha_2 < \alpha \leq 1$	$d_1 < d < d_2$	$d_4 < d$	伝播特性変化後の渋 滞を上流ランプに及 ぶ場合
	$\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$		$d_5 < d$	
III	$\alpha_2 < \alpha \leq 1$	$d_2 < d < d_3$	$d_4 < d$	伝播特性変化前の渋 滞を上流ランプに及 ぶ場合（その1）
	$\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$		$d_5 < d$	
IV	$\alpha_2 < \alpha \leq 1$	$d_3 < d$	$d_4 < d$	伝播特性変化前の渋 滞を上流ランプに及 ぶ場合（その2）
	$\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$		$d_5 < d$	
V	$\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$	$0 < d < d_1$	$d_4 < d < d_5$	閉塞度が小さい場合
VI		$d_1 < d < d_2$		
VII		$d_2 < d < d_3$		
VIII		$d_3 < d$		

3.3 渋滞が上流ランプに及ばない場合の推定式（ケース I）

3.3.1 条 件

閉塞時間 d が $0 < d < d_1$ かつ $d_4 < d$ ($\alpha_2 < \alpha \leq 1$ のとき) または $d_5 < d$ ($\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$) の場合の旅行時間推定式を考察する。このケースでは衝撃波 I（渋滞最後尾）が上流ランプへ及ぶことはなく、また衝撃波 II、 $(0, 0)$ を通過した車、 $k = k_2$ なる発進波、 (θ_1, ξ_1) を通過した車、衝撃波 I という順に下流ランプに到達する。攪乱領域と上下流ランプの位置関係の概略は図 3.3.1 に示すようになる。

3.3.2 特殊な流入時刻

区間 AB への流入時刻によりその後の走行特性が相違するので、まず走行特性が変化する流入時刻を求める必要がある。いま、 $\tau_0, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4, \tau_5$ を次に述べるような当該渋滞区間への車の流入時刻（A 点通過時刻）とする。

- τ_0 : 事故車の流入時刻
- τ_1 : 衝撃波Ⅱが下流ランプに伝播する時刻にちょうど下流ランプに到着する車の流入時刻。
- τ_2 : 疎通再開時刻 ($\theta = 0$) に事故地点 ($\xi = 0$) を通過する車の流入時刻。
- τ_3 : $k = k_2$ なる発進波が下流ランプに伝播する時刻に、ちょうど下流ランプに到着する車の流入時刻。
- τ_4 : 衝撃波Ⅰが $k = k_1$ なる発進波に追いつかれる位置 (θ_1, ξ_1) を通る車の流入時刻。
- τ_5 : 衝撃波Ⅰが下流ランプに伝播する時刻に、ちょうど下流ランプに到着する車の流入時刻。

これらのパラメータは結果のみを示すと次式のように表わされる。

$$\tau_0 = -\frac{x_0}{v_0} \dots\dots\dots (3.3.1)$$

$$\tau_1 = \frac{2}{R} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} - \frac{L}{v_0} \dots\dots\dots (3.3.2)$$

$$\tau_2 = -\frac{x_0}{v_0} + \frac{1-\alpha}{4 p_0 (1-p_0)} \cdot d \dots\dots\dots (3.3.3)$$

$$\tau_3 = -\frac{x_0}{v_0} + \frac{1-\alpha}{4 p_0 (1-p_0)} \cdot d + \frac{1}{4 p_0 (1-p_0)} \cdot \frac{(1-\sqrt{\alpha})^2}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.3.4)$$

$$\tau_4 = -\frac{x_0}{v_0} + \frac{\sqrt{\alpha}(1+\sqrt{\alpha})}{R(1-p_0)} \cdot d \dots\dots\dots (3.3.5)$$

$$\tau_5 = \theta_4 - \frac{L}{v_f} + d \dots\dots\dots (3.3.6)$$

ここに

$$\theta_4 = \frac{RSd}{2(1-2p_0)^2} + \frac{1}{1-2p_0} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{\sqrt{R^2 S^2 d^2 + 4RSd(1-2p_0)(L-x_0)/v_f}}{2(1-2p_0)^2} \dots\dots\dots (3.3.7)$$

である。 θ_4 は衝撃波Ⅰの下流ランプ到着時刻を意味する。

この $\tau_0, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4, \tau_5$ に流入する車の走行軌跡の概略は図3.3.1に示されている。

3.3.3 車の走行軌跡

6個の境界値で分割された5つの流入時刻 τ の時間帯により走行特性が異なる。 $\tau < \tau_0$, $\tau_5 < \tau$ のとき流入した車は区間AB上で事故による影響をまったく受けず、平常のように走行できるので、旅行時間推定の必要がない。さて、説明上次の記号を定義する。

θ_A : 手前ランプAの通過時刻(当該渋滞区間への流入時刻)

ξ_A : 手前ランプAの位置。 $\xi_A = -x_0$ である。

θ_m, ξ_m : 衝撃波I(ただし $\theta_m \leq \theta_1$ のとき)に出合う時刻と位置。

θ_a : 事故地点の通過時刻。

ξ_a : 事故地点。 $\xi_a = 0$ である。

θ_n, ξ_n : 衝撃波IIに出合う時刻と位置。

θ_0, ξ_0 : 発進波に初めて出合う時刻と位置。 $\theta > \theta_1$ のときは衝撃波Iに出合う時刻と位置に一致する。

θ'_0, ξ'_0 : 発進波領域よりぬけ出る時刻と位置。

θ_B : 下流ランプBへの到着時刻。

ξ_B : 下流ランプBの位置。 $\xi_B = L - x_0$ である。

以上の記号を用いれば、時刻 τ に流入した車の走行軌跡 $\xi = \xi(\theta)$ を $\tau_0, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4, \tau_5$ で分割された流入時間帯ごとに、つぎのように書き表わすことができる。

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき

$$i) \quad \theta_A \leq \theta \leq \theta_m \quad \xi(\theta) = v_0 (\theta - \theta_A) + \xi_A$$

$$ii) \quad \theta_m \leq \theta \leq \theta_a \quad \xi(\theta) = v_1 (\theta - \theta_m) + \xi_m$$

$$iii) \quad \theta_a \leq \theta \leq \theta_n \quad \xi(\theta) = v_2 (\theta - \theta_a) + \xi_a$$

$$iv) \quad \theta_n \leq \theta \leq \theta_B \quad \xi(\theta) = v_0 (\theta - \theta_n) + \xi_n$$

ここに,

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi = -x_0$$

$$\theta_m = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2(1-p_0)}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \tau - d, \quad \xi_m = -\frac{v_f}{2} \cdot S(d + \theta_m)$$

$$\theta_a = \frac{4p_0}{1-\alpha} \left\{ \frac{x_0}{v_f} + (1-p_0)\tau \right\} - d, \quad \xi_a = 0$$

$$\theta_n = \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \left\{ \frac{x_0}{v_f} + (1-p_0)\tau \right\} - d, \quad \xi_n = \frac{R}{1-\sqrt{\alpha}} (x_0 + v_0 \vartheta)$$

…(3.3.8)

$$\theta_B = \frac{L}{v_f} + \tau - d, \quad \xi_B = L - x_0$$

である。すなわち、図 3.3.1 において流入時刻が τ_0 と τ_1 の間にある破線の走行軌跡で示したように、速度を v_0, v_1, v_2, v_0 と 4 回変化させる走行特性をもつ。

(2) $\tau_1 \leq \tau \leq \tau_2$ のとき

i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_m$ $\xi(\theta) = v_0(\theta - \theta_A) + \xi_A$

ii) $\theta_m \leq \theta \leq \theta_a$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_m) + \xi_m$

iii) $\theta_a \leq \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_2(\theta - \theta_a) + \xi_a$

ここに

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_m = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2(1-p_0)}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \tau - d, \quad \xi_m = -\frac{v_f}{2} \cdot S \quad (d + \theta_m)$$

$$\theta_a = \frac{4p_0}{1-\alpha} \left\{ \frac{x_0}{v_f} + (1-p_0)\tau \right\} - d, \quad \xi_a = 0$$

$$\theta_B = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{4p_0}{1-\alpha} \left\{ \frac{x_0}{v_f} + (1-p_0)\tau \right\} - d, \quad \xi_B = L - x_0$$

..... (3.3.9)

である。すなわち、図 3.3.1 において流入時刻が τ_1 と τ_2 の間にある破線の走行軌跡で示したように、速度を v_0, v_1, v_2 と 3 回変化させる走行特性をもつ。

(3) $\tau_2 \leq \tau \leq \tau_3$ のとき

i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_m$ $\xi(\theta) = v_0(\theta - \theta_A) + \xi_A$

ii) $\theta_m \leq \theta \leq \theta_0$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_m) + \xi_m$

iii) $\theta_0 \leq \theta \leq \theta'_0$ $\xi(\theta) = v_f \theta - C \sqrt{\theta}$

iv) $\theta'_0 \leq \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_2(\theta - \theta'_0) + \xi'_0$

ここに

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_m = \frac{1}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2(1-p_0)}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \tau - d, \quad \xi_m = -\frac{v_f}{2} S \quad (d + \theta_m)$$

$$\left. \begin{aligned}
\theta_0 &= \frac{4 p_0}{(1+\sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{4 p_0 (1-p_0)}{(1+\sqrt{\alpha})^2} \cdot \tau - \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot d, \quad \xi_0 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_0 \\
C &= \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\sqrt{\theta_0}} = v_f (1+\sqrt{\alpha}) \sqrt{\theta_0} = v_f \sqrt{R S d + 4 p_0 \left\{ (1-p_0) (2-d) + \frac{x_0}{v_f} \right\}} \\
\theta'_0 &= \frac{(1+\sqrt{\alpha})^2}{(1-\sqrt{\alpha})^2} \cdot \theta_0 = \frac{4 p_0}{(1-\sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{4 p_0 (1-p_0)}{(1-\sqrt{\alpha})^2} \cdot \tau - \frac{1+\sqrt{\alpha}}{1-\sqrt{\alpha}} d \\
\xi'_0 &= v_f \sqrt{\alpha} \theta'_0 \\
\theta_B &= \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{4 p_0}{1-\alpha} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{4 p_0 (1-p_0)}{1-\alpha} \tau - d \\
\xi_B &= L-x_0
\end{aligned} \right\}$$

..... (3 . 3 . 10)

である。すなわち、図 3.3.1 において流入時刻が τ_2 と τ_3 の間にある破線の走行軌跡で示したように、速度を v_0 、 v_1 と 2 回変化させた後、発進波領域中を徐々に速度を向上させて進行し、最後は、定速度 v_2 で進行するという走行特性をもつ。

(4) $\tau_3 \leq \tau \leq \tau_4$ のとき

- i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_m$ $\xi(\theta) = v_0(\theta - \theta_A) + \xi_A$
- ii) $\theta_m \leq \theta \leq \theta_0$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_m) + \xi_m$
- iii) $\theta_0 \leq \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_f \theta - C \sqrt{\theta}$

ここに、

$$\left. \begin{aligned}
\theta_A &= \tau - d, \quad \xi_A = -x_0 \\
\theta_m &= \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2(1-p_0)}{1+\sqrt{\alpha}} \tau - d, \quad \xi_m = -\frac{v_f}{2} S (d + \theta_m) \\
\theta_0 &= \frac{4 p_0}{(1+\sqrt{\alpha})^2} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{4 p_0 (1-p_0)}{(1+\sqrt{\alpha})^2} \cdot \tau - \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} d, \quad \xi_0 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_0 \\
C &= \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\theta_0} = v_f (1+\sqrt{\alpha}) \sqrt{\theta_0} = v_f \sqrt{R S d + 4 p_0 \left\{ (1-p_0) (\tau - d) + \frac{x_0}{v_f} \right\}} \\
\theta_B &= \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{1}{2 v_f^2} \left\{ C^2 + \sqrt{C^4 + 4 v_f C^2 (L-x_0)} \right\}
\end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3 . 3 . 11)$$

である。すなわち、図 3.3.1 において流入時刻が τ_3 と τ_4 の間にある破線の走行軌跡で示したように、速度を v_0 、 v_1 と 2 回変化させた後発達波領域中を徐々に速度を向上させて進行し下流オフランプに到着するという走行特性をもつ。

(5) $\tau_4 \leq \tau \leq \tau_5$ のとき

$$i) \quad \theta_A \leq \theta \leq \theta_0 \quad \xi(\theta) = v_0(\theta - \theta_A) + \xi_A$$

$$ii) \quad \theta_0 \leq \theta \leq \theta_B \quad \xi(\theta) = v_f \theta - C \sqrt{\theta}$$

ここに

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_0 = \frac{1}{4 p_0^2} \cdot (\sqrt{R S d + 4 p_0 \{ (1 - p_0) (\tau - d) + x_0 / v_f \}} - \sqrt{R S d})^2$$

$$\xi_0 = v_f (1 - 2 p_0) \theta_0 - v_f \sqrt{R S d} \sqrt{\theta_0}$$

$$C = \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\sqrt{\theta_0}} = v_f (2 p_0 \sqrt{\theta_0} + \sqrt{R S d}) = v_f \sqrt{R S d + 4 p_0 \{ (1 - p_0) (\tau - d) + \frac{x_0}{v_f} \}}$$

$$\theta_B = \frac{L - x_0}{v_f} + \frac{1}{2 v_f^2} \{ C^2 + \sqrt{C^4 + 4 v_f^2 C^2 (L - x_0)} \}$$

$$\xi_B = L - x_0$$

..... (3.3.12)

である。すなわち、図 3.3.1 において流入時刻が τ_4 と τ_5 の間にある破線の走行軌跡で示したように、最初速度 v_0 のまま発達波中に突入し、徐々に速度を向上させて進行、下流ランプに到着するという走行特性をもつ。

3.3.4 旅行時間の推定式

ランプ AB 間の旅行時間は

$$T(\tau, d) = \theta_B - \theta_A \quad \text{..... (3.3.13)}$$

で与えられるから、上式の各時間帯ごとに次式のように表わすことができる。

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき

$$T(\tau, d) = L / v_0 \quad \text{..... (3.3.14)}$$

(2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{4p_0}{1-\alpha} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{RS}{1-\alpha} \cdot \tau \quad \dots\dots\dots (3.3.15)$$

(3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき

(3.3.15) 式に同じ。

(4) $\tau_3 < \tau \leq \tau_4$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{C^2 + \sqrt{C^4 + 4v_f C^2(L-x_0)}}{2v_f^2} - \tau + d \quad \dots\dots\dots (3.3.16)$$

ここに,

$$C^2 = v_f^2 [RSd + 4p_0 \{(1-p_0)(\tau-d) + x_0/v_f\}] \quad \dots\dots\dots (3.3.17)$$

(5) $\tau_4 < \tau \leq \tau_5$ のとき

(3.3.16), (3.3.17) 式に同じ。

ただし,

τ : 流入時刻

d : 閉塞時刻

$T(\tau, d)$: 閉塞時間が d のとき, 時刻 τ に流入した車のランプ間旅行時間

L : ランプ間隔

x_0 : 手前ランプより事故発生位置までの距離

α : 車線閉塞度

p_0 : 初期密度 $p_0 = k_0/k_j$

v_f : 自由走行速度

v_0 : 初期速度

R : $R = \sqrt{\alpha} + 1 - 2p_0$

S : $S = \sqrt{\alpha} - 1 + 2p_0$

である。 $\tau_0 \sim \tau_5$ は (3.3.1) ~ (3.3.6) 式で与えられる。

流入時刻が $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ の時間帯の車は渋滞区間での遅れ時間を, 事故地点通過後の速度向上により下流ランプに至るまでにとり返すことができるので, 旅行時間は事故前のものと変わらない。 $\tau_1 < \tau \leq \tau_3$ の時間帯の流入車はこの区間上で衝撃波Ⅱ, すなわち定速 v_0 で走行する先行集団に追いつくことができないので, 時間の経過とともに旅行時間が増加する。 $\tau_3 < \tau \leq \tau_5$ の時間帯の流入車は事故地点下流区間での速度向上量が, 徐々に減少していくのでさらに旅行時間は増

大するが、渋滞部分での遅れも減少していくので全体の旅行時間もやがて減少しはじめ、 $\tau = \tau_5$ では事故前のものと変らなくなる。最大旅行時間はこの時間帯で生じるが、その流入時刻は上流よりの交通量、閉塞度等により決定される。

全車線が閉塞した場合は上式で $\alpha = 1$ とおけばよいが、推定式の境界値が $\tau_0 = \tau_1 = \tau_2 = \tau_3$ となり、(1)~(3)のケースが存在せず(4)(5)のケースのみとなる。

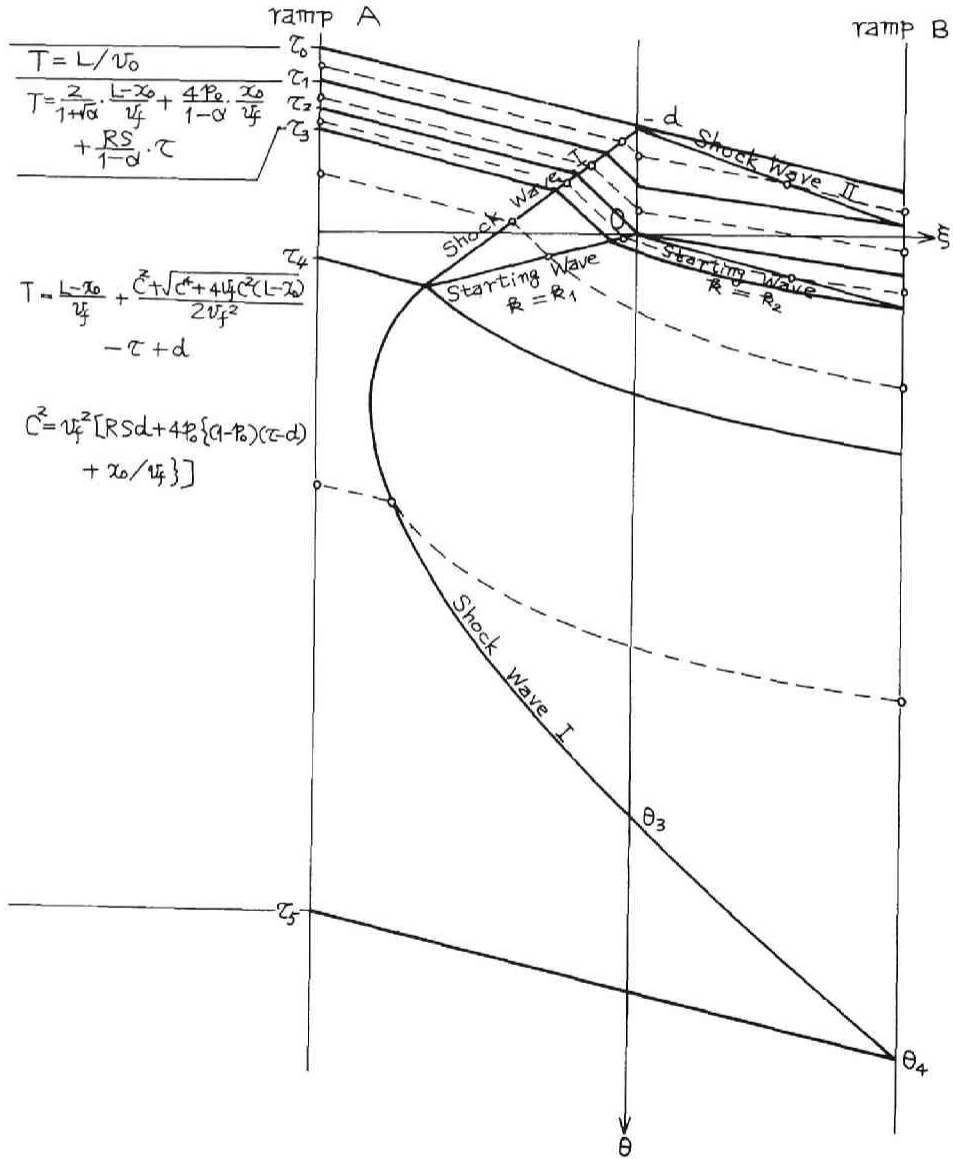


図 3.3.1 ケース I の走行特性と旅行時間推定式

3.4 伝播特性変化後の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式(ケースII)

3.4.1 条件

閉塞時間 d が $d_1 < d < d_2$, かつ $d_4 < d$ ($\alpha_2 < \alpha \leq 1$ のとき) または $d_5 < d$ ($\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$) の場合の旅行時間推定式を考察する。このケースでは伝播特性変化後の衝撃波 I が上流ランプに伝播する。この点がケース I の場合との相違である。攪乱領域と上下流ランプの位置関係の概略を図 3.4.1 に示す。

3.4.2 特殊な流入時刻

走行特性が相違する境界時刻を与える流入時刻として次の 8 個の τ を定義する。

$\tau_0, \tau_1, \tau_2, \tau_3, \tau_4, \tau_5$: ケース I の場合の定義に同じ (3.3.2 参照)

τ_6 : 衝撃波 I の上流ランプ A 点伝播時刻 (ただし, 伝播特性変化後のもの)

τ_7 : 上流区間まで進行した衝撃波 I がその進行方向を逆にし, 再び A 点を通過する時刻。

$\tau_0 \sim \tau_5$ は (3.3.1) ~ (3.3.6) 式で与えられる。 τ_6, τ_7 は衝撃波 I ((2.3.41) 式) と上流ランプ $\xi_A = -x_0$ の交点として求められ, 次式で表わされる。

$$\tau_6 = -\frac{1}{1-2p_0} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \left\{ \frac{RS}{2(1-2p_0)^2} + 1 \right\} d - \frac{\sqrt{R^2 S^2 d^2 - 4RSd(1-2p_0)x_0/v_f}}{2(1-2p_0)^2} \dots\dots\dots (3.4.1)$$

$$\tau_7 = -\frac{1}{1-2p_0} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \left\{ \frac{RS}{2(1-2p_0)^2} + 1 \right\} d + \frac{\sqrt{R^2 S^2 d^2 - 4RSd(1-2p_0)x_0/v_f}}{2(1-2p_0)^2} \dots\dots\dots (3.4.2)$$

上式の τ_7 は事故区間とその上流区間で初期交通量 q_0 が同一であったという仮定のもとに成立する。一般に区間が異なれば q_0 が相違するので, 衝撃波の伝播特性も上流ランプ通過後変化する。上流区間の方が交通量の多い場合には τ_7 は上式の値よりも大きくなり, 逆に少ない場合は上式の値よりも小さくなる。

3.4.3 車の走行軌跡

8 個の境界値で分割された 7 つの流入時間帯により走行特性が異なる。3.3.3 項で定義した記号を用いて, ケース I の場合と同様に時刻 τ に流入した車の走行軌跡 $\xi = \xi(\theta)$ を考察する。

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケース I の(1)とまったく同じである
- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき ケース I の(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき ケース I の(3)とまったく同じである
- (4) $\tau_3 < \tau \leq \tau_4$ のとき ケース I の(4)とまったく同じである
- (5) $\tau_4 < \tau \leq \tau_6$ のとき ケース I の(5)とまったく同じである
- (6) $\tau_6 < \tau \leq \tau_7$ のとき

つねに発進波領域中を進行するので走行軌跡は

$$\xi(\theta) = v_f \theta - C \sqrt{\theta}, \quad (\theta_A \leq \theta \leq \theta_B) \quad \dots\dots\dots (3.4.3)$$

となる。ここに、

$$\left. \begin{aligned} \theta_A &= \tau - d, \quad \xi_A = -x_0 \\ C &= \frac{v_f \theta_A - \xi_A}{\sqrt{\theta_A}} \\ \theta_B &= \frac{L - x_0}{v_f} + \frac{1}{2 v_f^2} \{ C^2 + \sqrt{C^4 + 4 v_f^2 C^2 (L - x_0)} \} \\ \xi_B &= L - x_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.4.4)$$

- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケース I の(5)とまったく同じである

3.4.4 旅行時間の推定式

ランプ AB 間の旅行時間は (3.3.13) 式で与えられるから、上述の各時間帯ごとに次のように表示できる。

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき

$$T(\tau, d) = L / v_0 \quad \dots\dots\dots (3.4.6)$$

- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1 + \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L - x_0}{v_f} + \frac{4 p_0}{1 - \alpha} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{RS}{1 - \alpha} \cdot \tau \quad \dots\dots\dots (3.4.7)$$

- (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき
(3.4.7) 式と同じ

- (4) $\tau_3 < \tau \leq \tau_4$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{C^2 + \sqrt{C^4 + 4v_f C^2(L-x_0)}}{2v_f^2} - \tau + d \dots\dots\dots (3.4.8)$$

ここに

$$C^2 = v_f^2 [RSd + 4p_0 \{ (1-p_0)(\tau-d) + \frac{x_0}{v_f} \}] \dots\dots\dots (3.4.9)$$

(5) $\tau_4 < \tau \leq \tau_6$ のとき

(3.4.8), (3.4.9) 式に同じ

(6) $\tau_6 < \tau \leq \tau_7$ のとき

$T(\tau, d)$ は (3.4.8) 式に同じである。ただし C^2 の式が異なる。

$$C^2 = \frac{\{v_f(\tau-d) + x_0\}^2}{\tau-d} \dots\dots\dots (3.4.10)$$

(7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき

(5) $\tau_4 < \tau \leq \tau_6$ の時間帯の推定式とまったく同じ

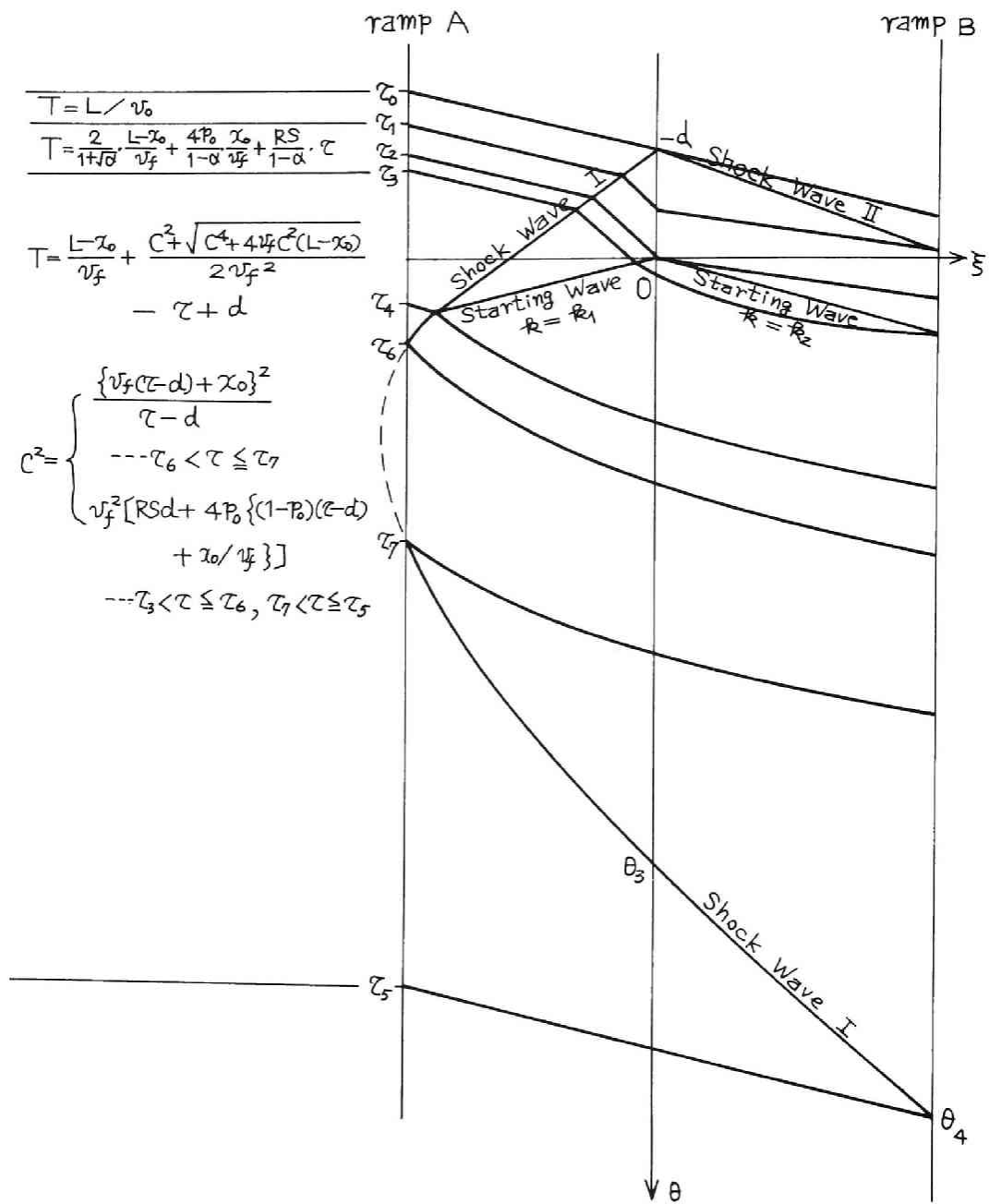


図 3.4.1 ケースⅡの走行特性と旅行時間推定式

3.5 伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式(ケースⅢ)

3.5.1 条件

閉塞時間 d が、 $d_2 < d < d_3$ かつ $d_4 < d$ ($\alpha_2 < \alpha \leq 1$ のとき) または $d_5 < d$ ($\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$) の場合の旅行時間推定式を考察する。このケースは前ケースよりもさらに閉塞時間が大きくなった場合であり、衝撃波 I が伝播特性変化以前に上流ランプへ伝播してしまうのが前ケースとの相違である。

このケースは、衝撃波 I および $k = k_1$ なる発進波の上流ランプ伝播時刻に上流ランプを通過する車が、下流ランプに到達するまでに $k = k_2$ の発進波に追いつくか否かにより、さらに3ケースに細分される。与えられた p_0 , α , d に対して3個のパラメータ

$$y_1 = \frac{S \{ (1 - \sqrt{\alpha})^2 + \sqrt{\alpha} (1 - \alpha) v_f d / L \}}{2 p_0 (1 + 3\alpha) - (1 - \sqrt{\alpha})^3} \dots\dots\dots (3.5.1)$$

$$y_2 = \frac{(1 - \sqrt{\alpha})^2}{2 (1 + \alpha)} \dots\dots\dots (3.5.2)$$

$$y_3 = \begin{cases} \frac{R (1 - \sqrt{\alpha})^3}{R (1 - \sqrt{\alpha})^3 + 4 p_0 \sqrt{\alpha} (1 + \sqrt{\alpha})^2}, & (\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2 \text{ のとき}) \dots\dots (3.5.3) \\ \frac{S (1 - \sqrt{\alpha})}{4 \sqrt{\alpha} (1 - p_0)}, & (\alpha_2 < \alpha \leq 1 \text{ のとき}) \dots\dots (3.5.4) \end{cases}$$

を定義する。 y_1 は衝撃波 I の上流ランプ伝播時刻に流入した車が、発進波 $k = k_2$ に追いつく位置がちょうど下流ランプであるような事故の発生位置 (x_0 / L) のことであり、 y_2 は発進波 $k = k_1$ の上流ランプ伝播時刻に流入した車が発進波 $k = k_2$ に追いつく位置がちょうど下流ランプであるような事故の発生位置 (x_0 / L) のことである。 y_3 はこのケースⅢの場合の閉塞時間 d の条件から定まる x_0 / L の最小値である。実際の x_0 / L と y_1 , y_2 , y_3 の大小関係により、各流入時間帯ごとの車の走行特性は図 3.5.1～図 3.5.3 に示すように、3 ケースに分類される。

- a) $y_1 \leq (x_0 / L) \leq 1$ のとき (区間下流よりで事故発生があったとき) は、図 3.5.1 に示すように衝撃波 I, 発進波 $k = k_1$ の上流ランプ伝播時刻の流入車は、下流ランプに到着しても発進波 $k = k_2$ に追いつかない。
- b) $y_2 < x_0 / L \leq y_1$ のとき (区間中央で事故発生があったとき) は、図 3.5.2 に示すように衝撃波 I の上流ランプ伝播時刻の流入車は、下流ランプに至るまでに発進波 $k = k_2$ に追いつくが、発進波 $k = k_1$ の上流ランプ伝播時刻の流入車は発進波 $k = k_2$ に追いつかない。

c) $y_3 < x_0 / L \leq y_2$ のとき(区間上流よりで事故発生があったとき)は、図 3.5.3 に示すようにともに発進波 $k = k_2$ に追いつく。

3.5.2 特殊な流入時刻

走行特性が相違する境界時刻を与える流入時刻として、次の11個の τ を定義する。

$\tau_0, \tau_1, \tau_2, \tau_4, \tau_5$: ケース I の場合の定義と同じ (3.3.2 参照)

τ_7 : ケース II の場合の定義と同じ (3.4.2 参照)

τ_8 : 衝撃波 I の上流ランプ伝播時刻 (ただし、伝播特性変化以前のもの)

τ_9 : 発進波 $k = k_1$ の上流ランプ伝播時刻。

$\tau_3, \tau'_3, \tau''_3$: 発進波 $k = k_2$ が下流ランプに伝播するちょうどその時刻に下流ランプに到着する車の流入時刻 (それぞれ前述の a, b, c のケースに対応する)

$\tau_0 \sim \tau_5$ は (3.3.1) ~ (3.3.6) 式, τ_7 は (3.4.2) 式で与えられる。 $\tau_8, \tau_9, \tau'_3, \tau''_3$ の式は結果のみを次に示す。

$$\tau_8 = \frac{2}{S} \cdot \frac{x_0}{v_f} \quad \dots\dots\dots (3.5.3)$$

$$\tau_9 = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + d \quad \dots\dots\dots (3.5.4)$$

$$\tau'_3 = -\frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + d \quad \dots\dots\dots (3.5.5)$$

$$\tau''_3 = -\frac{x_0}{v_f} + \frac{(1-\sqrt{\alpha})^2}{2\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{1-\sqrt{\alpha}}{2} \cdot \sqrt{\frac{1}{\sqrt{\alpha}} \frac{L-x_0}{v_f} \left\{ \frac{(1-\sqrt{\alpha})^2}{\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} - \frac{4x_0}{v_f} \right\}} + d \quad \dots\dots\dots (3.5.6)$$

3.5.3 車の走行軌跡

3 ケースともそれぞれ 8 個の境界値で分割された、7 個の流入時間帯により車の走行特性が異なる。

(a) $y_1 \leq (x_0/L) \leq 1$ のとき

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケース I の(1)とまったく同じである
- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき ケース I の(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき ケース I の(3)とまったく同じである
- (4) $\tau_3 < \tau \leq \tau_8$ のとき ケース I の(4)とまったく同じである
- (5) $\tau_8 < \tau \leq \tau_9$ のとき

- i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_0$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_A) + \xi_A$
- ii) $\theta_0 < \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_f \theta - C\sqrt{\theta}$

ここに

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_0 = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot (\tau - d), \quad \xi_0 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_0$$

$$C = \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\sqrt{\theta_0}} = v_f(1+\sqrt{\alpha}) \sqrt{\theta_0}$$

$$\theta_B = \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{1}{2v_f^2} \{C^2 + \sqrt{C^4 + 4v_f C^2(L-x_0)}\}, \quad \xi_B = L-x_0$$

} ... (3.5.7)

である。

- (6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケース II の(6)とまったく同じである
- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケース I の(5)とまったく同じである

(b) $y_2 < (x_0/L) \leq y_1$ のとき

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケース I の(1)とまったく同じである
- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき ケース I の(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_8$ のとき ケース I の(3)とまったく同じである
- (4) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_3$ のとき

- i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_0$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_A) + \xi_A$
- ii) $\theta_0 < \theta \leq \theta'_0$ $\xi(\theta) = v_f \theta - C\sqrt{\theta}$
- iii) $\theta'_0 < \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_2(\theta - \theta'_0) + \xi'_0$

ここに,

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\begin{aligned}
 \theta_0 &= \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot (\tau-d), \quad \xi_0 = -v_f \sqrt{\alpha} \theta_0 \\
 C &= \frac{v_f \theta_0 - \xi_0}{\sqrt{\theta_0}} = v_f (1+\sqrt{\alpha}) \sqrt{\theta_0} \\
 \theta'_0 &= \frac{(1+\sqrt{\alpha})^2}{(1-\sqrt{\alpha})^2} \theta_0, \quad \xi'_0 = v_f \sqrt{\alpha} \theta'_0 \\
 \theta_B &= \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}} \theta'_0 + \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} = \\
 &\quad \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \tau-d
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \theta_0 \\ C \\ \theta'_0 \\ \theta_B \end{aligned}} \right\} \dots (3.5.8)$$

$$\xi_B = L - x_0$$

である。

- (5) $\tau'_3 < \tau \leq \tau_9$ のとき 本ケース(a)の(5)とまったく同じである
- (6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケースⅡの(6)とまったく同じである
- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケースⅠの(5)とまったく同じである

(c) $y_3 < (x_0/L) \leq y_2$ のとき

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケースⅠの(1)とまったく同じである
- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき ケースⅠの(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_8$ のとき ケースⅠの(3)とまったく同じである
- (4) $\tau_8 < \tau \leq \tau_9$ のとき 本ケース(b)の(4)とまったく同じである
- (5) $\tau_9 < \tau \leq \tau''_9$ のとき

i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta'_0$ $\xi(\theta) = v_f \theta - C \sqrt{\theta}$

ii) $\theta'_0 < \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_2 (\theta - \theta'_0) + \xi'_0$

ここに,

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$C = \frac{v_f \theta_A - \xi_A}{\sqrt{\theta_A}}$$

$$\theta'_0 = \frac{C^2}{v_f^2 (1-\sqrt{\alpha})^2} = \frac{(\tau-d+x_0/v_f)^2}{(1-\sqrt{\alpha})^2 (\tau-d)}, \quad \xi'_0 = v_f \sqrt{\alpha} \theta'_0$$

..... (3.5.9)

$$\theta_B = \frac{1-\sqrt{\alpha}}{1+\sqrt{\alpha}}\theta_0 + \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{(\tau-d+x_0/v_f)^2}{(1-\alpha)(\tau-d)}$$

$$\xi_B = L-x_0$$

である。

- (6) $\tau_3'' < \tau \leq \tau_7$ のとき ケースⅡの(6)とまったく同じである
 (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケースⅠの(5)とまったく同じである

3.5.4 旅行時間の推定式

ランプA B間の旅行時間は(3.3.13)式で与えられるので、上述の各ケース、各時間帯ごとに次のように表示される。

(a) $y_1 \leq y \leq 1$ のとき

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき
 $T(\tau, d) = L/v_0$ (3.5.10)

(2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき
 $T(\tau, d) = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{4p_0}{1-\alpha} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{RS}{1-\alpha} \cdot \tau$ (3.5.11)

(3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき
 (3.5.11)式に同じ

(4) $\tau_3 < \tau \leq \tau_8$ のとき
 $\hat{i}(\tau, d) = \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{C^2 + \sqrt{C^4 + 4v_f C^2(L-x_0)}}{2v_f^2} - \tau + d$ (3.5.12)

ここに

$$C^2 = v_f^2 [RSd + 4p_0 \{ (1-p_0)(\tau-d) + \frac{x_0}{v_f} \}]$$
 (3.5.13)

(5) $\tau_8 < \tau \leq \tau_9$ のとき
 $T(\tau, d)$ は(3.5.12)式に同じである。ただし、 C^2 の式が異なる。

$$C^2 = v_f^2 (1+\sqrt{\alpha})^2 \theta_0 = 2v_f (1+\sqrt{\alpha}) x_0 + v_f^2 (1-\alpha)(\tau-d)$$
 (3.5.14)

(6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき
 $T(\tau, d)$ は(3.5.12)式に同じである。ただし、

$$C^2 = \frac{\{v_f(\tau-d) + x_0\}^2}{\tau-d} \dots\dots\dots (3.5.15)$$

である。

- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき
 (3.5.12), (3.5.13) 式に同じである

(b) $y_2 < y \leq y_1$ のとき

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき (3.5.10) 式により推定される
 (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき (3.5.11) 式により推定される
 (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_8$ のとき (3.5.11) 式により推定される
 (4) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_3$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.5.16)$$

- (5) $\tau'_3 < \tau \leq \tau_9$ のとき (3.5.12), (3.5.14) 式により推定される
 (6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき (3.5.12), (3.5.15) 式により推定される
 (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき (3.5.12), (3.5.13) 式により推定される

(c) $y_3 < (x_0/L) \leq y_2$ のとき

- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき (3.5.10) 式により推定される
 (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき (3.5.11) 式により推定される
 (3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_8$ のとき (3.5.11) 式により推定される
 (4) $\tau_8 < \tau \leq \tau_9$ のとき (3.5.16) 式により推定される
 (5) $\tau_9 < \tau \leq \tau''_3$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{(\tau-d+x_0/v_f)^2}{(1-\alpha)(\tau-d)} - \tau + d \dots\dots (3.5.17)$$

- (6) $\tau''_3 < \tau \leq \tau_7$ のとき (3.5.12), (3.5.15) 式により推定される
 (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき (3.5.12), (3.5.13) 式により推定される

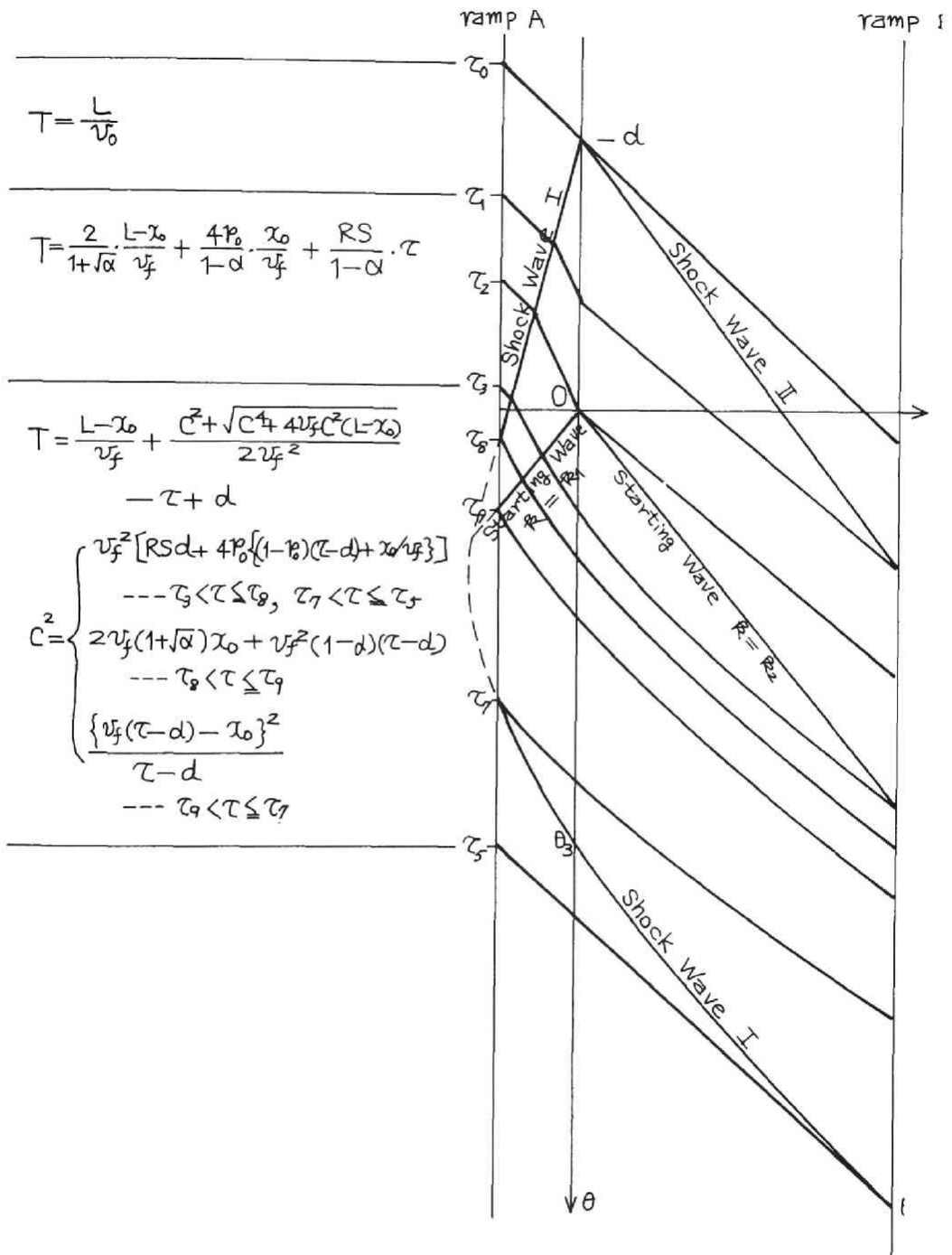


図 3.5.1 ケース III(a)の走行特性と旅行時間推定式

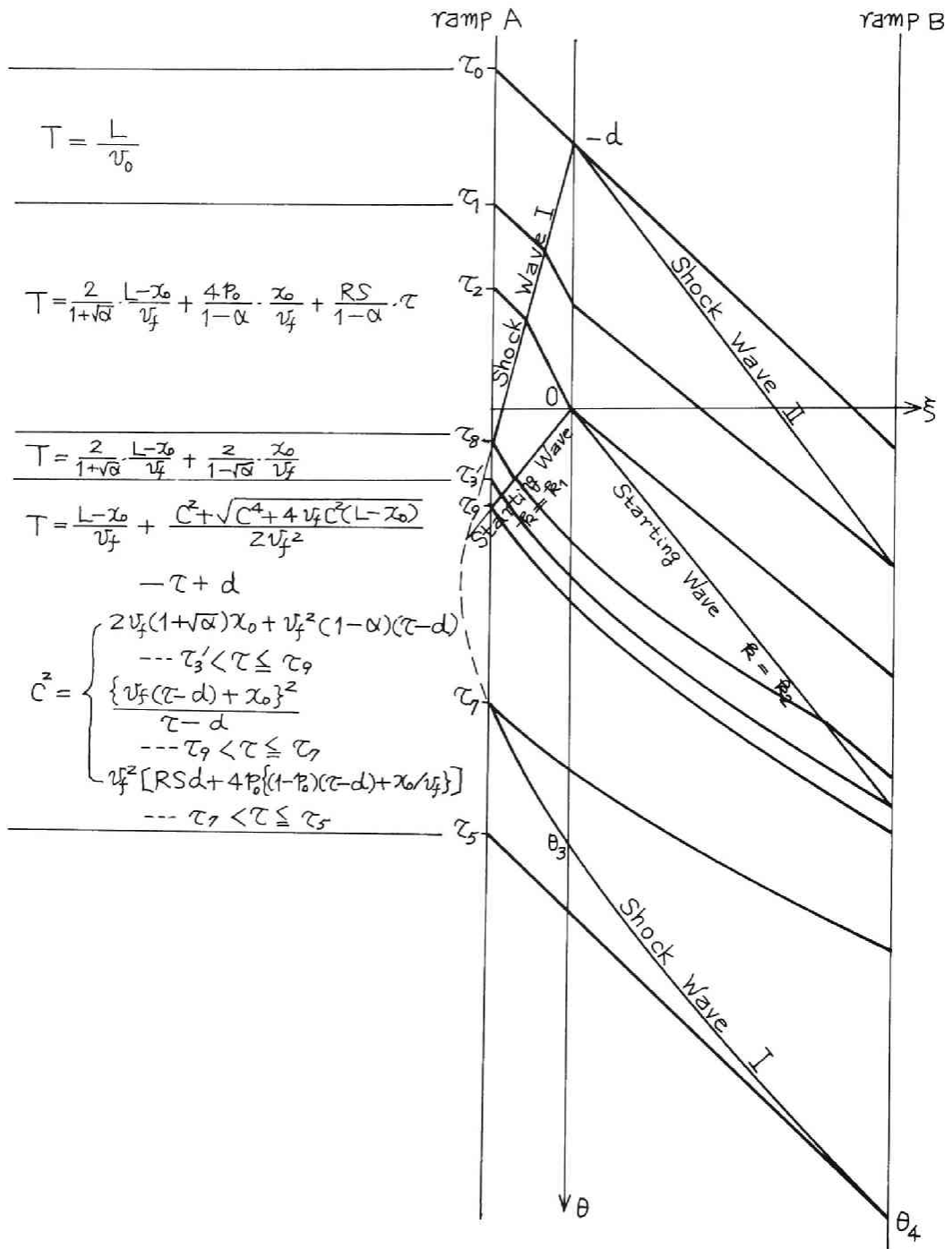


図 3.5.2 ケース II(b)の走行特性と旅行時間推定式

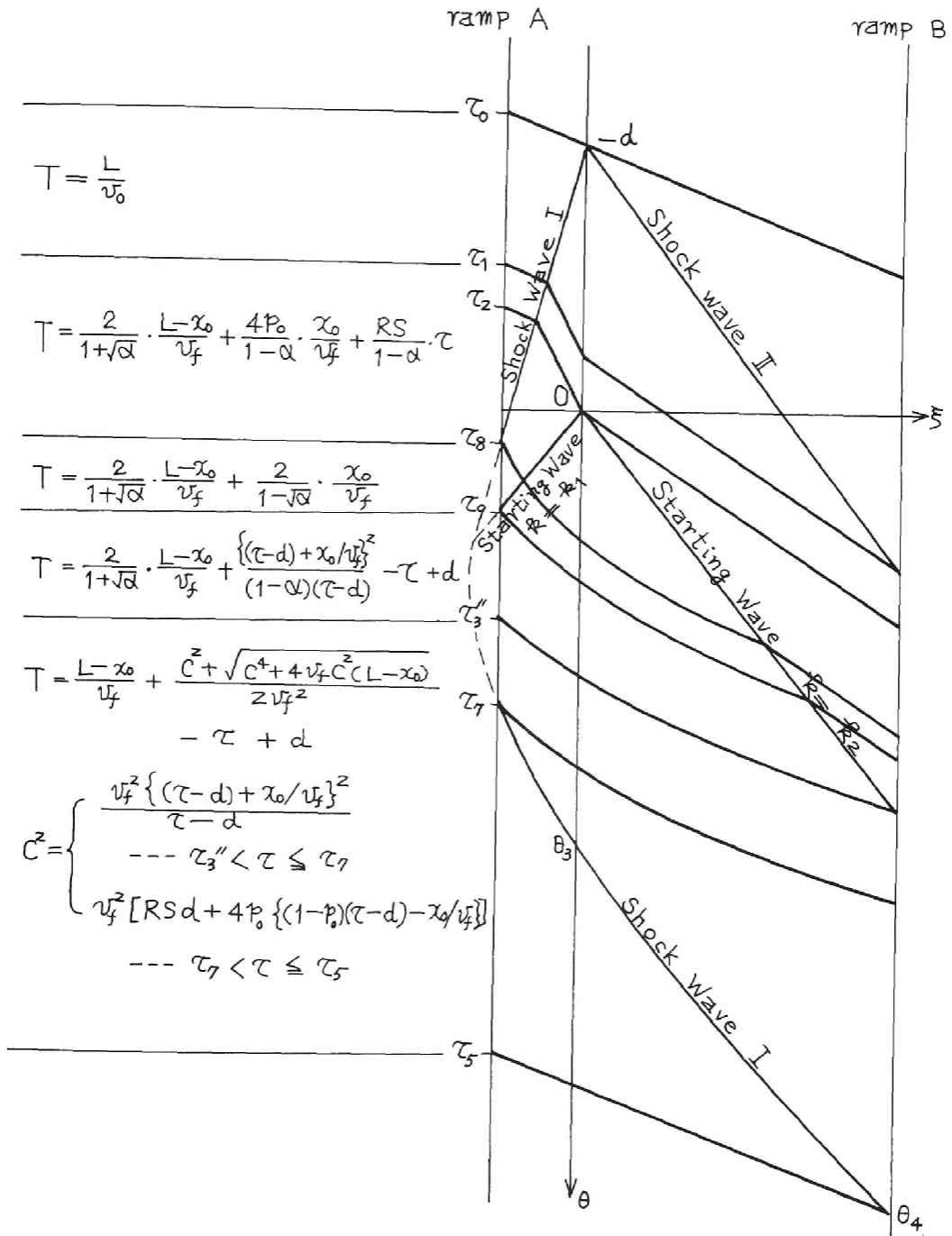


図 3.5.3 ケース III(c)の走行特性と旅行時間推定式

3.6 伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式(ケースⅣ)

3.6.1 条 件

閉塞時間 d が $d_3 < d$ かつ $d_4 < d$ ($\alpha_2 < \alpha \leq 1$ のとき) または $d_5 < d$ ($\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$) の場合の旅行時間推定式を考察する。このケースはケースⅢよりもさらに閉塞時間が大きくなった場合であり、疎通再開時刻にちょうど事故地点を通過する車が区間 AB 上への流入時刻にすでに渋滞に巻きこまれているのが、前ケースとの相違である。

このケースでは衝撃波Ⅰの上流ランプ伝播時刻に区間へ流入した車が、下流ランプに到着するまでに衝撃波Ⅱに追いつくか否か、および $k = k_1$ なる発進波の上流ランプ伝播時刻に区間へ流入した車が、下流ランプに到着するまでに $k = k_2$ なる発進波に追いつくか否かにより、さらに4ケースに細分される。後者の境界値は前節で定義した y_2 で与えられる。前者の境界値としてここに新たに次のパラメータ y_4 を定義する。

$$y_4 = \frac{S(1-\sqrt{\alpha})}{4\sqrt{\alpha}(1-p_0)} \dots\dots\dots (3.6.1)$$

y_4 は衝撃波Ⅰの上流ランプ伝播時刻に流入した車が衝撃波Ⅱに追いつく位置が、ちょうど下流ランプであるような事故の発生位置 (x_0/L) のことである。実際の x_0/L と y_2, y_4 の大小関係により、各流入時間帯ごとの車の走行特性は図3.6.1～図3.6.4に示すように4ケースに分類される。

- (a) $0 \leq (x_0/L) \leq y_2$ かつ $0 \leq (x_0/L) \leq y_4$ のときは、図3.6.1に示すように衝撃波Ⅰ、発進波 $k = k_1$ の上流ランプ伝播時刻の流入車は、下流ランプに至るまでにそれぞれ衝撃波Ⅱ、発進波 $k = k_2$ に追いつく。
- (b) $y_2 < (x_0/L) \leq 1$ かつ $0 \leq (x_0/L) \leq y_4$ のときは、図3.6.2に示すように前者は追いつくが、後者は追いつかない。
- (c) $0 \leq (x_0/L) \leq y_2$ かつ $y_4 < (x_0/L) \leq 1$ のときは、図3.6.3に示すように前者は追いつかないが、後者は追いつく。
- (d) $y_2 < (x_0/L) \leq 1$ かつ $y_4 < (x_0/L) \leq 1$ のときは、図3.6.4に示すように両者とも追いつかない。

3.6.2 特殊な流入時刻

事故区間上での走行特性が相違する境界時刻として、次の10個の τ を定義する。

τ_0, τ_1, τ_5 : ケースⅠの場合の定義に同じ (3.3.2参照)

τ_7 : ケースⅡの場合の定義に同じ (3.4.2 参照)

$\tau'_3, \tau''_3, \tau_8, \tau_9$: ケースⅢの場合の定義に同じ (3.5.2 参照)

τ'_1 : 衝撃波Ⅱが下流ランプに伝播するちょうどその時刻に、下流ランプに到着する車の流入時刻。ただし、衝撃波Ⅰの上流ランプ伝播後の流入車についてのものである。

τ'_2 : 疎通再開時刻 ($\theta = 0$) に事故地点 ($\xi = 0$) を通過する車の流入時刻。ただし、衝撃波Ⅰの上流ランプ伝播後の流入車についてのものである。

τ_0, τ_1, τ_5 は (3.3.1), (3.3.2), (3.3.6) 式, τ_7 は (3.4.2) 式, τ_8, τ_9, τ'_3 , τ''_3 は (3.5.3) ~ (3.5.6) 式で与えられる。 τ'_1, τ'_2 の式を次に示す。

$$\tau'_1 = \frac{4 p_0}{R (1 + \sqrt{\alpha})} \cdot \frac{L - x_0}{v_f} - \frac{2}{1 - \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} \quad \dots\dots\dots (3.6.1)$$

$$\tau'_2 = - \frac{2}{1 - \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} + d \quad \dots\dots\dots (3.6.2)$$

3.6.3 車の走行軌跡

4 ケースともそれぞれ 8 個の境界値で分割された 7 個の流入時間帯により、車の走行特性が異なる。

(a) $0 \leq (x_0/L) \leq y_2$ かつ $0 \leq (x_0/L) \leq y_4$ のとき

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_8$ のとき ケースⅠの(1)とまったく同じである

(2) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_1$ のとき

i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_a \quad \xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_A) + \xi_A$

ii) $\theta_a < \theta \leq \theta_n \quad \xi(\theta) = v_2(\theta - \theta_a)$

iii) $\theta_n < \theta \leq \theta_B \quad \xi(\theta) = v_0(\theta - \theta_n) + \xi_n$

ここに、

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_a = \theta_A + \frac{x_0}{v_1} = \tau - d + \frac{2}{1 - \sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f}$$

$$\theta_n = \frac{R}{2 p_0} d + \frac{1 + \sqrt{\alpha}}{2 p_0} \cdot \theta_a = \frac{1 + \sqrt{\alpha}}{2 p_0} \left(\tau - d + \frac{1 + \sqrt{\alpha}}{p_0 (1 - \sqrt{\alpha})} \cdot \frac{x_0}{v_f} \right)$$

$$\xi_n = v_f \cdot \frac{R}{2} (\theta_n + d) = \frac{v_f R (1 + \sqrt{\alpha})}{4 p_0} \cdot \tau + \frac{R (1 + \sqrt{\alpha})}{2 p_0 (1 - \sqrt{\alpha})} \cdot x_0$$

$$\theta_B = \frac{1-\alpha}{4p_0(1-p_0)} \left. \tau - d + \frac{L}{v_0} + \frac{R}{2p_0(1-p_0)} \cdot \frac{x_0}{v_f} \right\}$$

$$\xi_B = L - x_0$$

..... (3.6.3)

(3) $\tau'_1 < \tau \leq \tau'_2$ のとき

i) $\theta_A \leq \theta \leq \theta_a$ $\xi(\theta) = v_1(\theta - \theta_A) + \xi_A$

ii) $\theta_a < \theta \leq \theta_B$ $\xi(\theta) = v_2(\theta - \theta_a)$

ここに,

$$\theta_A = \tau - d, \quad \xi_A = -x_0$$

$$\theta_a = \tau - d + \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f}$$

$$\theta_B = \tau - d + \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f}$$

$$\xi_B = L - x_0$$

} (3.6.4)

(4) $\tau'_2 < \tau \leq \tau_9$ のとき ケース III(b)の(4)とまったく同じである

(5) $\tau_9 < \tau \leq \tau'_3$ のとき ケース III(c)の(5)とまったく同じである

(6) $\tau'_3 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケース IIの(6)とまったく同じである

(7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケース Iの(5)とまったく同じである

(b) $y_2 < (x_0/L) \leq 1$ かつ $0 \leq (x_0/L) \leq y_4$ のとき

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_8$ のとき ケース Iの(1)とまったく同じである

(2) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_1$ のとき 本ケース(a)の(2)とまったく同じである

(3) $\tau'_1 < \tau \leq \tau'_2$ のとき 本ケース(a)の(3)とまったく同じである

(4) $\tau'_2 < \tau \leq \tau'_3$ のとき ケース III(b)の(4)とまったく同じである

(5) $\tau'_3 < \tau \leq \tau_9$ のとき ケース III(a)の(5)とまったく同じである

(6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケース IIの(6)とまったく同じである

(7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケース Iの(5)とまったく同じである

(c) $0 \leq (x_0/L) \leq y_2$ かつ $y_4 < (x_0/L) \leq 1$ のとき

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケース Iの(1)とまったく同じである

- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_8$ のとき ケースⅠの(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_2$ のとき 本ケース(a)の(3)とまったく同じである
- (4) $\tau'_2 < \tau \leq \tau_9$ のとき ケースⅢ(b)の(4)とまったく同じである
- (5) $\tau_9 < \tau \leq \tau''_3$ のとき ケースⅢ(c)の(5)とまったく同じである
- (6) $\tau''_3 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケースⅡの(6)とまったく同じである
- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケースⅠの(5)とまったく同じである
- (d) $y_2 < (x_0/L) \leq 1$ かつ $y_4 < (x_0/L) \leq 1$ のとき
- (1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき ケースⅠの(1)とまったく同じである
- (2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_8$ のとき ケースⅠの(2)とまったく同じである
- (3) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_2$ のとき 本ケース(a)の(3)とまったく同じである
- (4) $\tau'_2 < \tau \leq \tau'_3$ のとき ケースⅢ(b)の(4)とまったく同じである
- (5) $\tau'_3 < \tau \leq \tau_9$ のとき ケースⅢ(a)の(5)とまったく同じである
- (6) $\tau_9 < \tau \leq \tau_7$ のとき ケースⅡの(6)とまったく同じである
- (7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき ケースⅠの(5)とまったく同じである

3.6.4 旅行時間の推定式

ランプA B間の旅行時間は(3.3.13)式で与えられるので、上述の各時間帯ごとに次のように表示される。

(a) $0 \leq (x_0/L) \leq y_2$ かつ $0 \leq (x_0/L) \leq y_4$ のとき

(1) $\tau_0 \leq \tau \leq \tau_8$ のとき

$$T(\tau, d) = L/v_0 \quad \dots\dots\dots (3.6.5)$$

(2) $\tau_8 < \tau \leq \tau'_1$ のとき

$$T(\tau, d) = -\frac{RS}{4p_0(1-p_0)}\tau + \frac{L}{v_0} + \frac{R}{2p_0(1-p_0)} \cdot \frac{x_0}{v_f} \quad \dots\dots\dots (3.6.6)$$

(3) $\tau'_1 < \tau \leq \tau'_2$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{2}{1-\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{x_0}{v_f} \quad \dots\dots\dots (3.6.7)$$

(4) $\tau'_2 < \tau \leq \tau_9$ のとき

(3.6.7)式に同じ

(5) $\tau_9 < \tau \leq \tau_9''$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{2}{1+\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{(\tau-d+x_0/v_f)^2}{(1-\alpha)(\tau-d)} - \tau + d \quad \dots\dots (3.6.8)$$

(6) $\tau_9'' < \tau \leq \tau_7$ のとき

$$T(\tau, d) = \frac{L-x_0}{v_f} + \frac{C^2 + \sqrt{C^4 + 4v_f C^2(L-x_0)}}{2v_f^2} - \tau + d \quad \dots\dots (3.6.9)$$

ただし,

$$C^2 = \frac{\{v_f(\tau-d) + x_0\}^2}{\tau-d} \quad \dots\dots\dots (3.6.10)$$

(7) $\tau_7 < \tau \leq \tau_5$ のとき

$T(\tau, d)$ は (3.6.9) 式に同じである。ただし,

$$C^2 = v_f^2 \left[RSd + 4p_0 \left\{ (1-p_0)(\tau-d) + \frac{x_0}{v_f} \right\} \right] \quad \dots\dots\dots (3.6.11)$$

(b)(c)(d)の場合には、すでに述べた式により推定されるので、結果を図 3.6.2～図 3.6.4 中に表示にとどめる。(a)の場合についての走行特性、推定式は図 3.6.1 に示す。

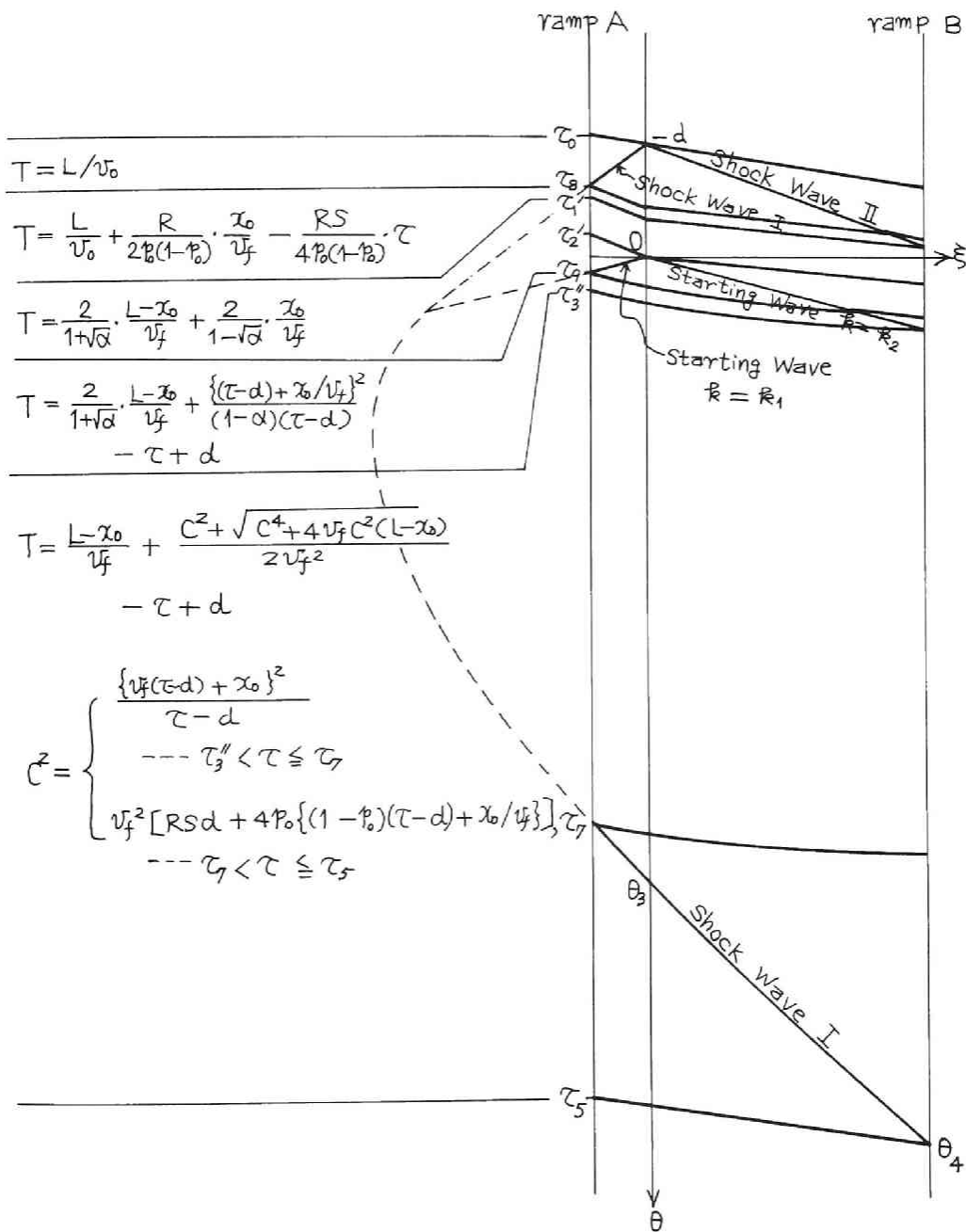


図 3.6.1 ケースⅣ(a)の走行特性と旅行時間の推定式

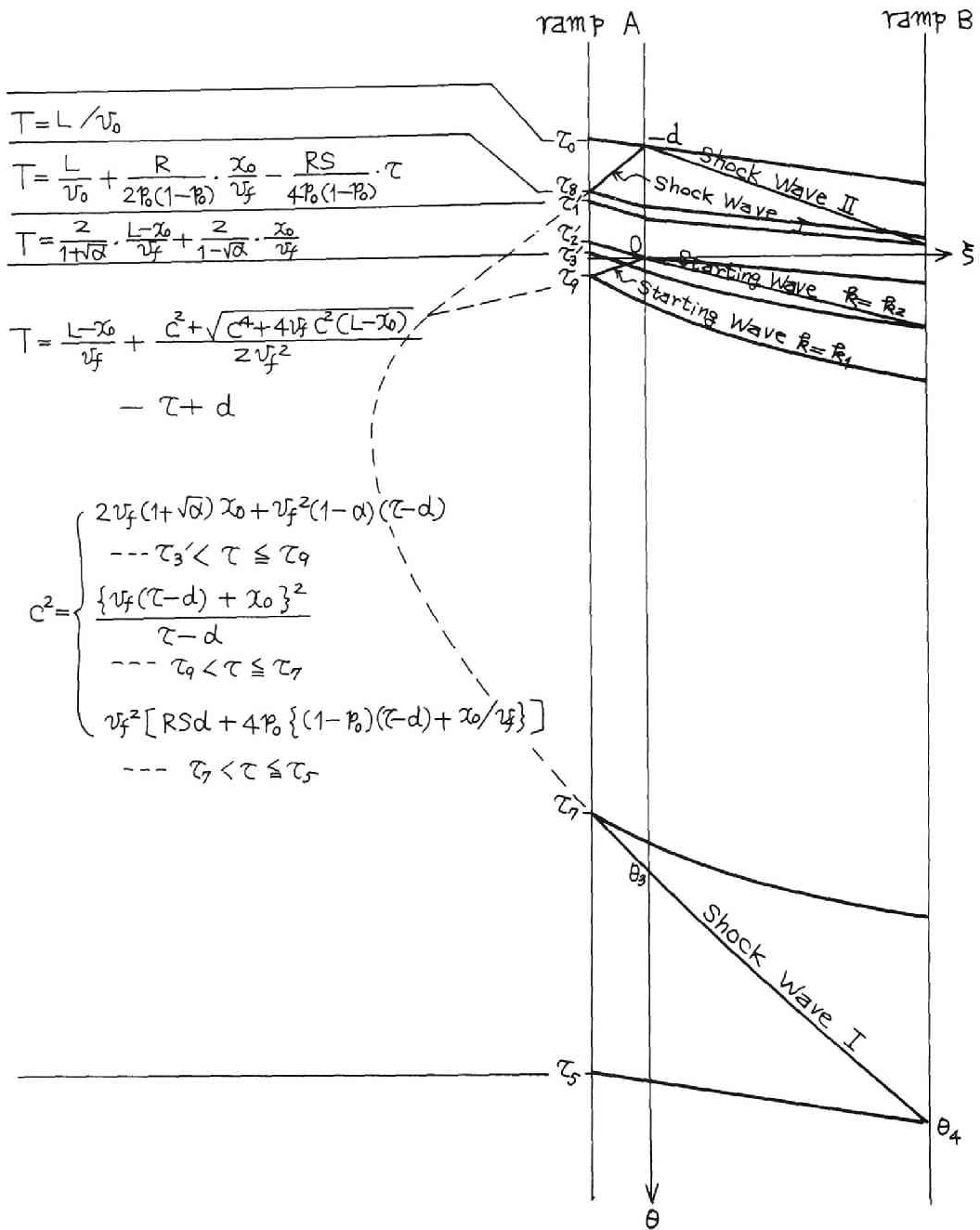


図 3 . 6 . 2 ケース IV(b)の走行特性と旅行時間の推定式

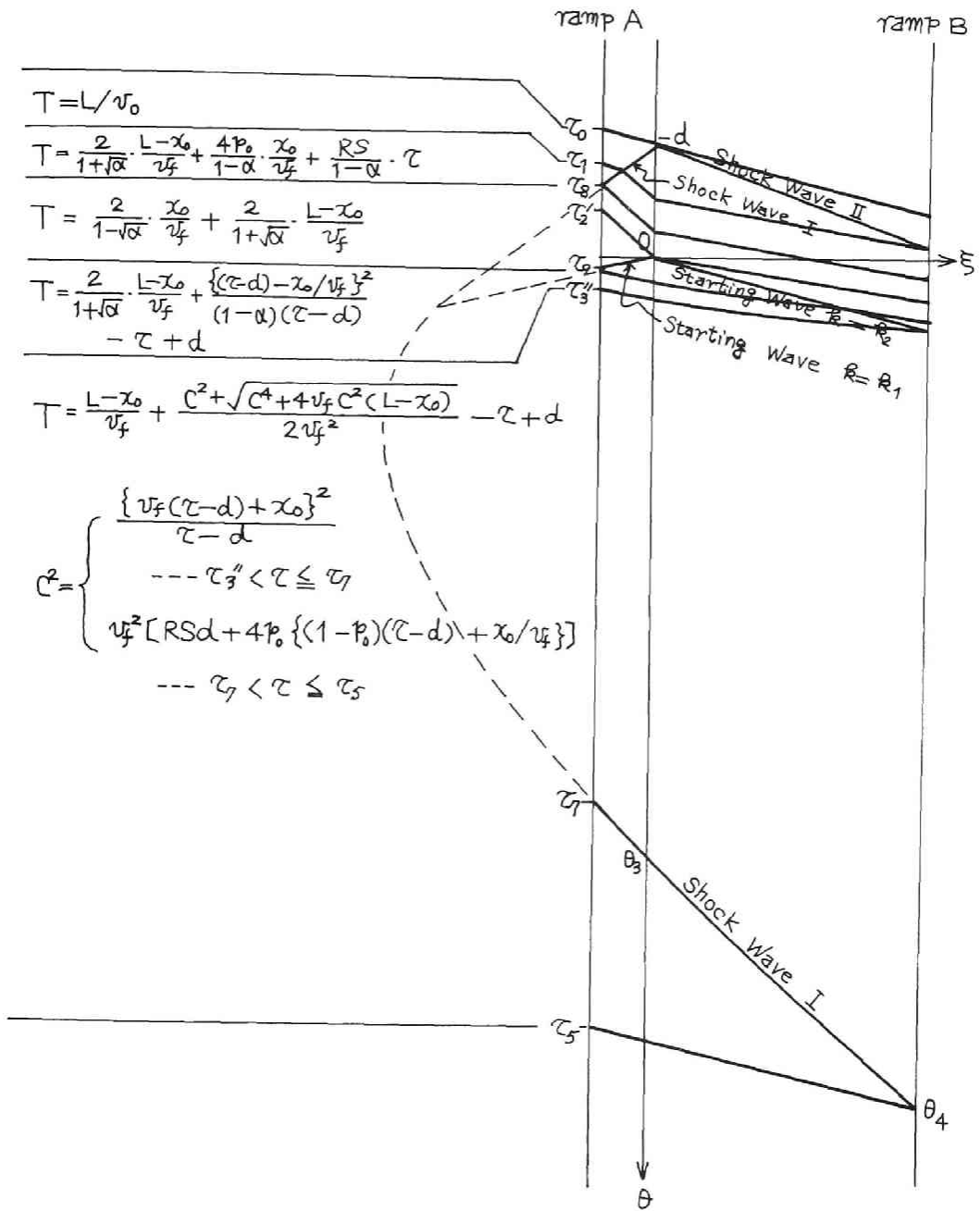


図 3.6.3 ケースⅣ(c)の走行特性と旅行時間推定式

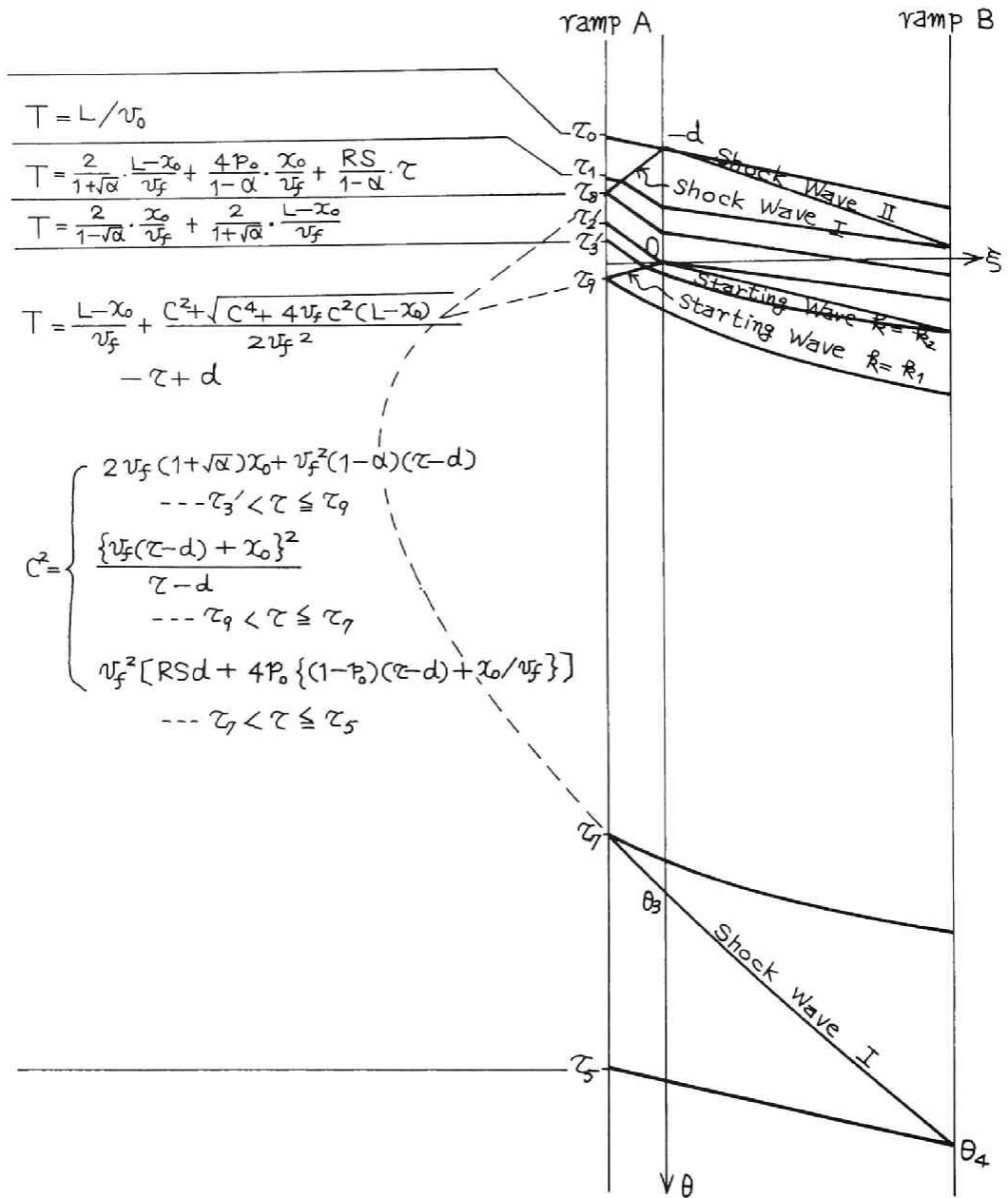


図3.6.4 ケースIV(d)の走行特性と旅行時間推定式

3.7 閉塞度が小さい場合の推定式 (ケースV~VIII)

これらのケースに共通した条件は、表3.2.1に示されているように閉塞度が $\alpha_1 < \alpha \leq \alpha_2$ 、閉塞時間が $d_4 < d < d_5$ であることである。この2つの条件から (θ_1, ξ_1) の通過車が下流ランプに至るまでに発進波 $k = k_2$ に追いつくことになる。このことがケースI~IVとの大きな相違点である。

3.7.1 渋滞が上流ランプに及ばない場合の推定式 (ケースV)

上述の共通条件に加えて、閉塞時間の条件 $0 < d < d_1$ が成立する場合である。走行特性が変化する境界となる車の軌跡を図3.7.1に示す。これらの軌跡により区分されるそれぞれの時間帯内では走行特性が同一である。ケースIと類似しているが、流入時刻が $\tau_4 < \tau < \tau_3''$ の時間帯の車の走行特性は、既述のケースにはなかったものである。定速 v_0 で走行中に衝撃波Iに出合い速度低下を強いられるが、すでに発進中の渋滞であるのでただちに加速走行を始め、発進波 k_2 に追いついた後は定速 v_2 で走行、まもなく下流ランプに到着する。ここに τ_3'' は発進波 $k = k_2$ が下流ランプに伝播する時刻に、ちょうど下流ランプに到着する車の流入時刻であり、

$$\tau_3'' = -\frac{x_0}{v_0} - \frac{1-\alpha}{4 p_0(1-p_0)} \cdot d + \frac{(1-\sqrt{\alpha})^2}{4 p_0(1-p_0)\sqrt{\alpha}} \cdot \frac{L-x_0}{v_f} \dots\dots\dots (3.7.1)$$

で表わされる。ただし、定速 v_0 で走行中衝撃波Iに出合い、その後発進波中を進行しそのまま下流ランプに至るといふ走行特性を示すときのみ意味をもつ。このケースの旅行時間推定式を図3.7.1中に示す。

3.7.2 伝播特性変化後の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式 (ケースVI)

本節の共通条件に加えて閉塞時間の条件、 $d_1 < d < d_2$ が成立する場合である。発進波 $k = k_2$ が下流ランプに伝播する時刻に、ちょうど下流ランプに到着する車の流入時における上流ランプ付近の交通状態が渋滞前か、渋滞中か、渋滞後かによりこのケースはさらに3ケースに細分される。(3.7.1)式の τ_3'' と(3.4.1),(3.4.2)式の τ_6, τ_7 の大小関係によりこの分類ができ、(a) $\tau_3'' \leq \tau_6$ のときには図3.7.2, (b) $\tau_6 < \tau_3'' \leq \tau_7$ のときには図3.7.3, (c) $\tau_7 < \tau_3''$ のときには図3.7.4に示すような走行特性をもつ。これらのケースの旅行時間推定式を同図中に示す。

3.7.3 伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式 (ケースVII)

本節の共通条件に加えて閉塞時間の条件 $d_2 < d < d_3$ が成立する場合である。減衰中の衝撃波

I が再び上流ランプを通過する時刻 ($\tau = \tau_7$) の流入車が、区間 AB 上で発進波 $k = k_2$ に追いつくか否かにより、さらに 2 ケースに細分される。(a) $\tau_3'' < \tau_7$ のときは追いつかず、(b) $\tau_3'' > \tau_7$ のときは追いつくことになる。各ケースの走行特性と旅行時間推定式を図 3.7.5～図 3.7.6 に示す。

3.7.4 伝播特性変化前の渋滞が上流ランプに及ぶ場合の推定式 (ケース VIII)

本節の共通条件に加えて閉塞時間の条件 $d_3 < d$ が成立する場合である。衝撃波 I は拡大期 ($\theta < \theta_2$) と減衰期 ($\theta > \theta_2$) の 2 度上流ランプを通過するが、それぞれの通過時刻は前述の $\tau = \tau_8$ と $\tau = \tau_7$ である。この $\tau = \tau_8$ および $\tau = \tau_7$ を流入時刻とする車が、区間 AB 上でそれぞれ衝撃波 II または発進波 $k = k_2$ に追いつくか否かにより、さらに $2 \times 2 = 4$ ケースに細分される。(a) $\tau_8 < \tau_1'$ かつ $\tau_7 < \tau_3'''$ のときはともに追いつき、(b) $\tau_1 < \tau_8$ かつ $\tau_7 < \tau_3'''$ のときは後者が発進波 $k = k_2$ に追いつき、(c) $\tau_8 < \tau_1'$ かつ $\tau_3'' < \tau_7$ のときは前者が衝撃波 II に追いつき、(d) $\tau_1 < \tau_8$ かつ $\tau_3'' < \tau_7$ のときはともに追いつかない。各々のケースについての走行特性と旅行時間推定式を図 3.7.7～図 3.7.10 に示す。

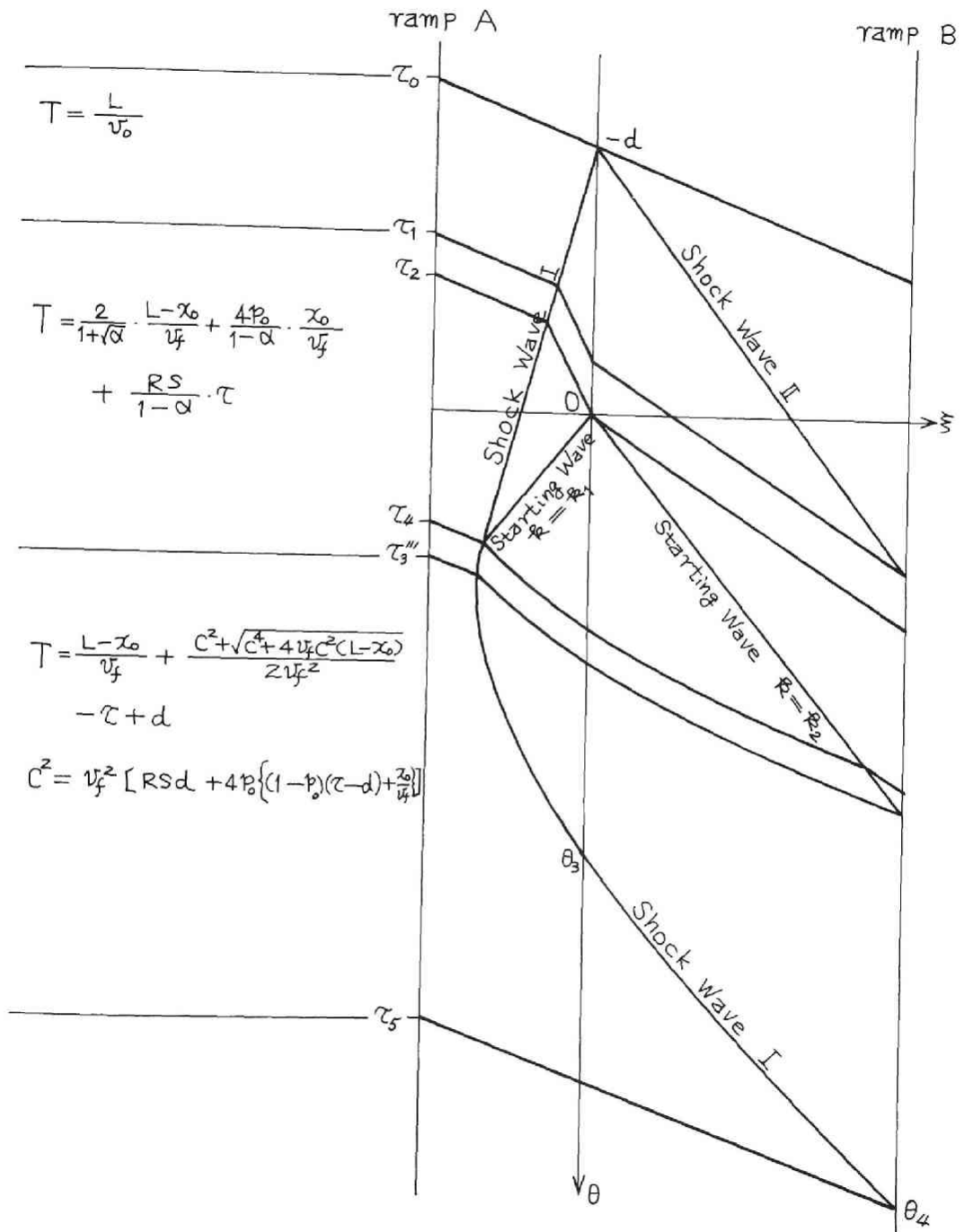


図 3.7.1 ケースVの走行特性と旅行時間推定

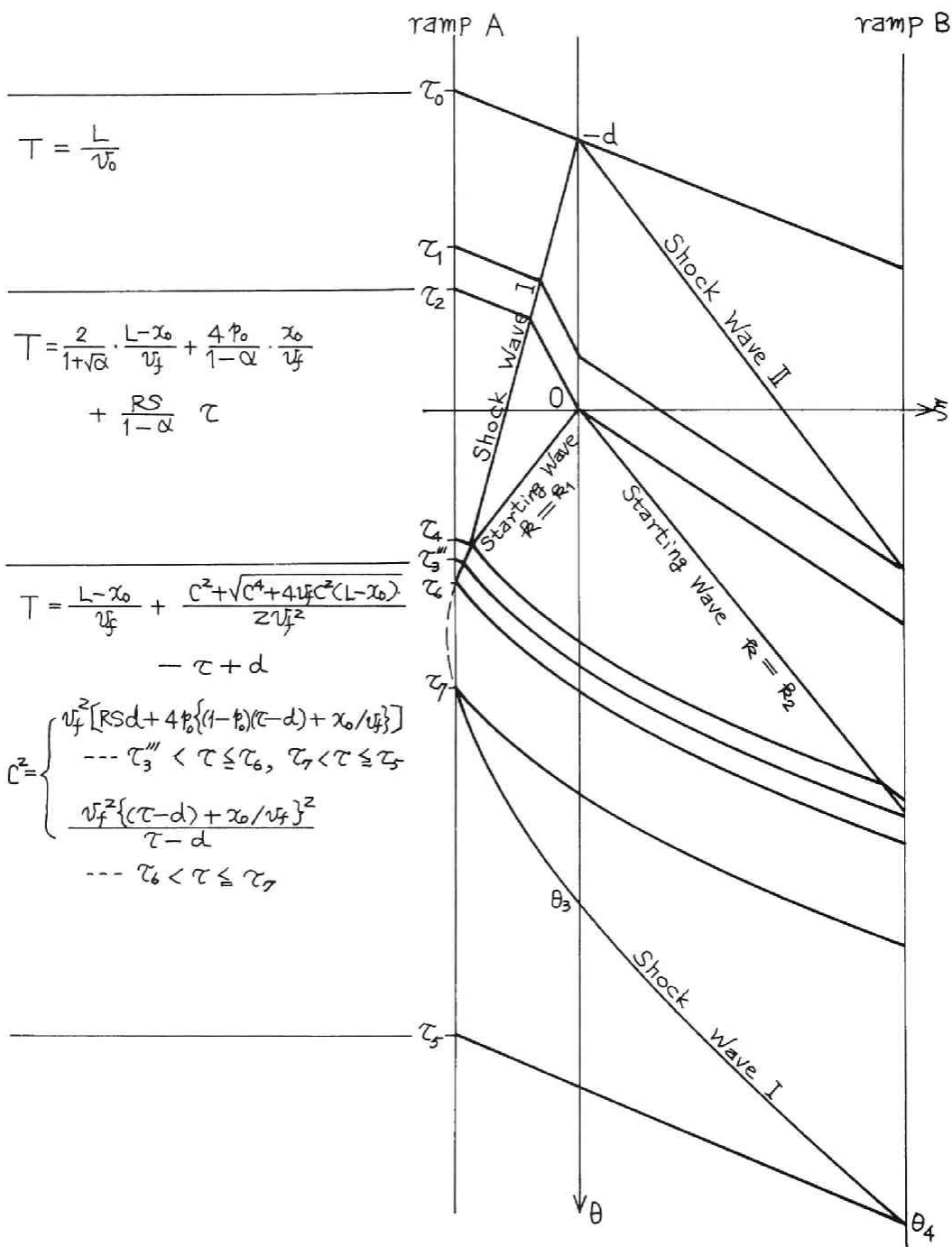


図 3 . 7 . 2 ケース VI(a)の走行特性と旅行時間推定式

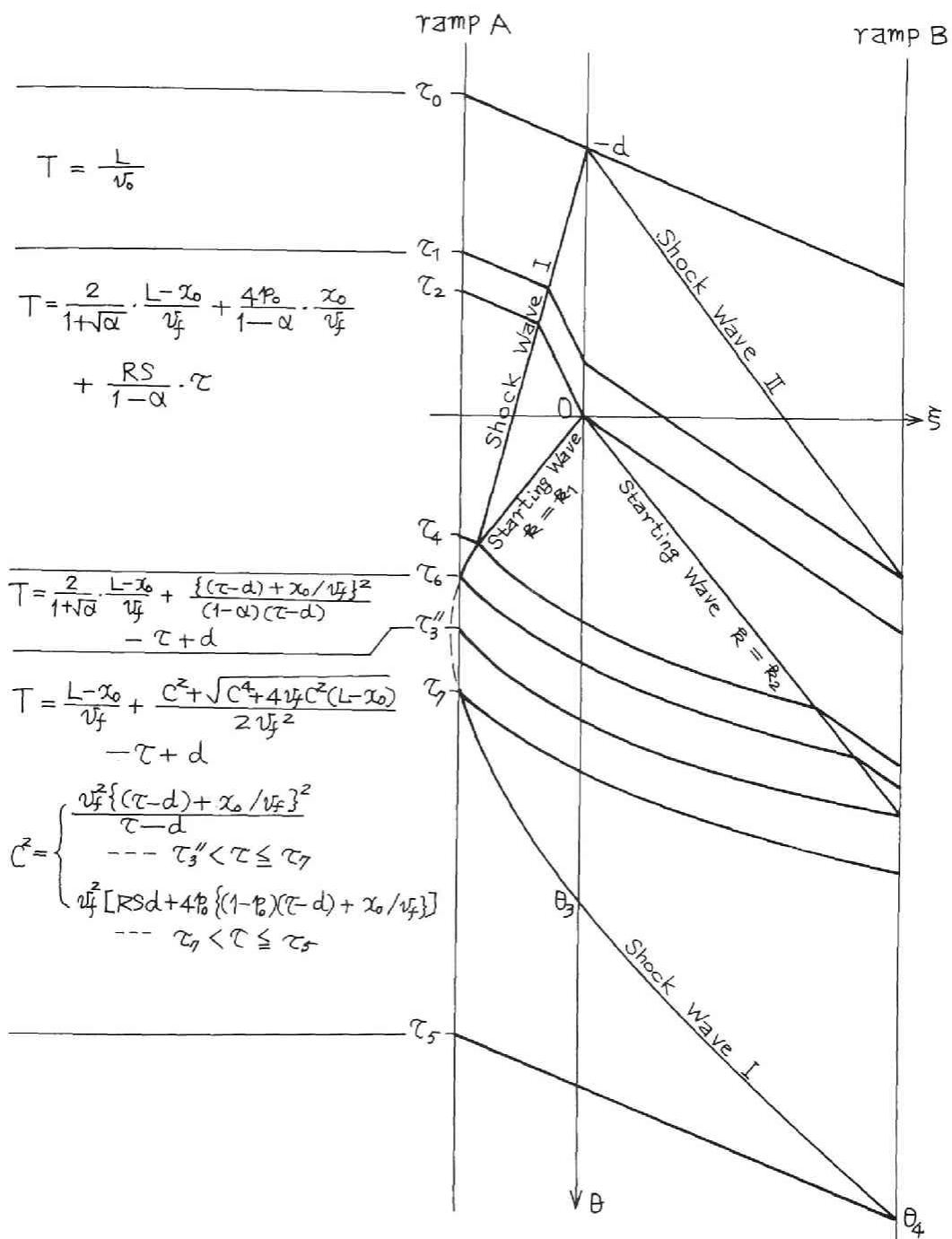


図 3.7.3 ケースVI(b)の走行特性と旅行時間推定

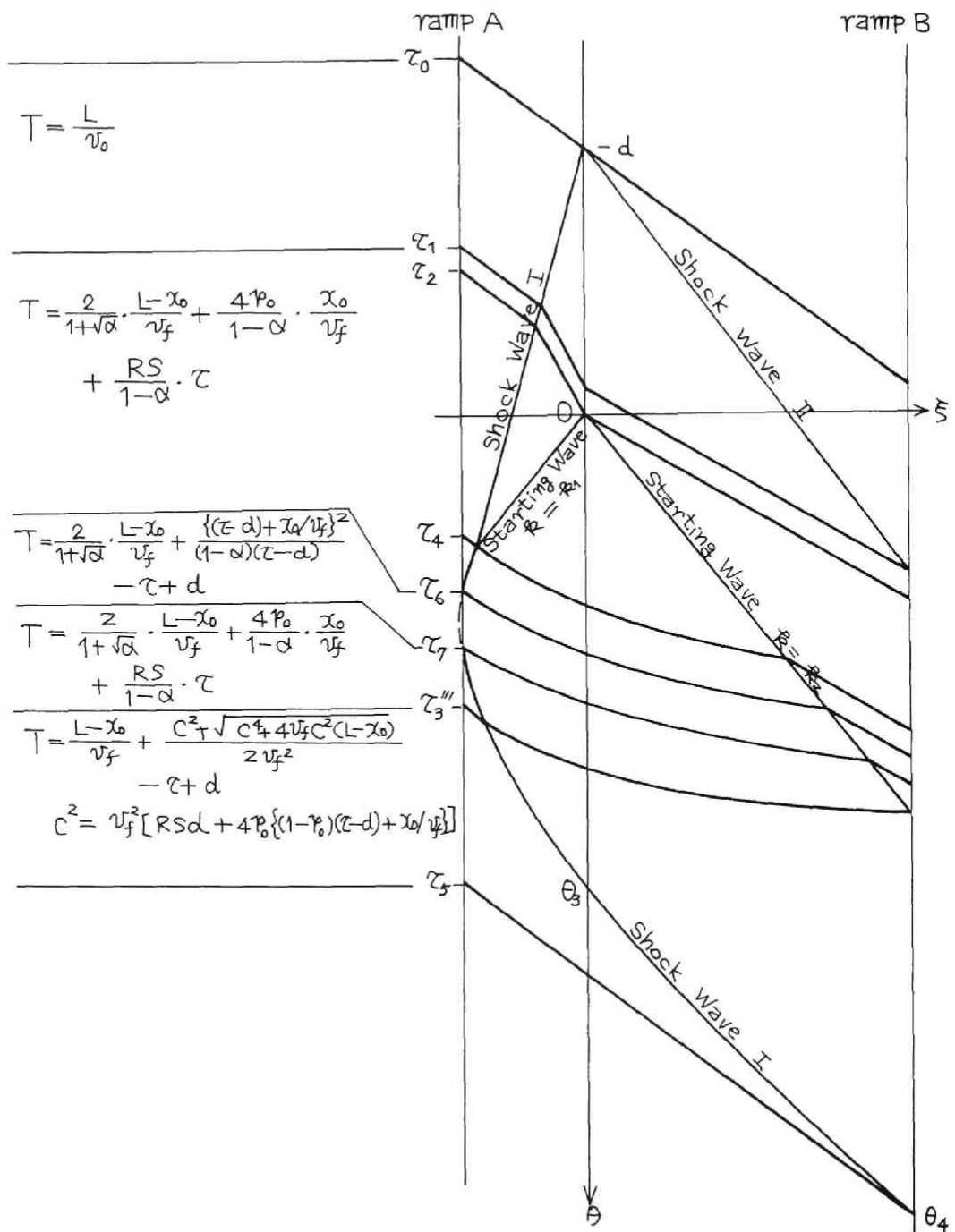


図 3.7.4 ケースⅦ(c)の走行特性と旅行時間推定式

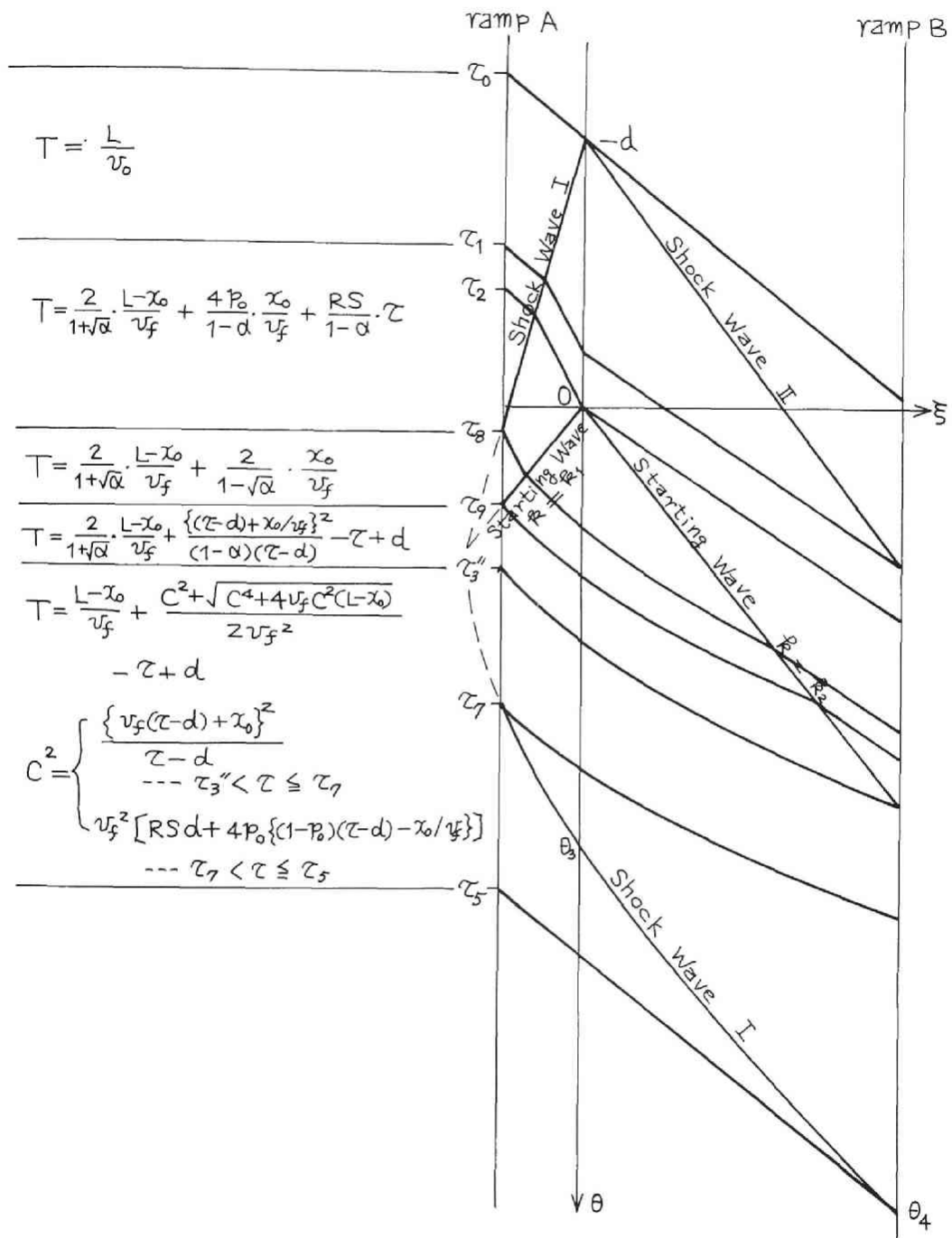


図3.7.5 ケースⅦ(a)の走行特性と旅行時間推定式

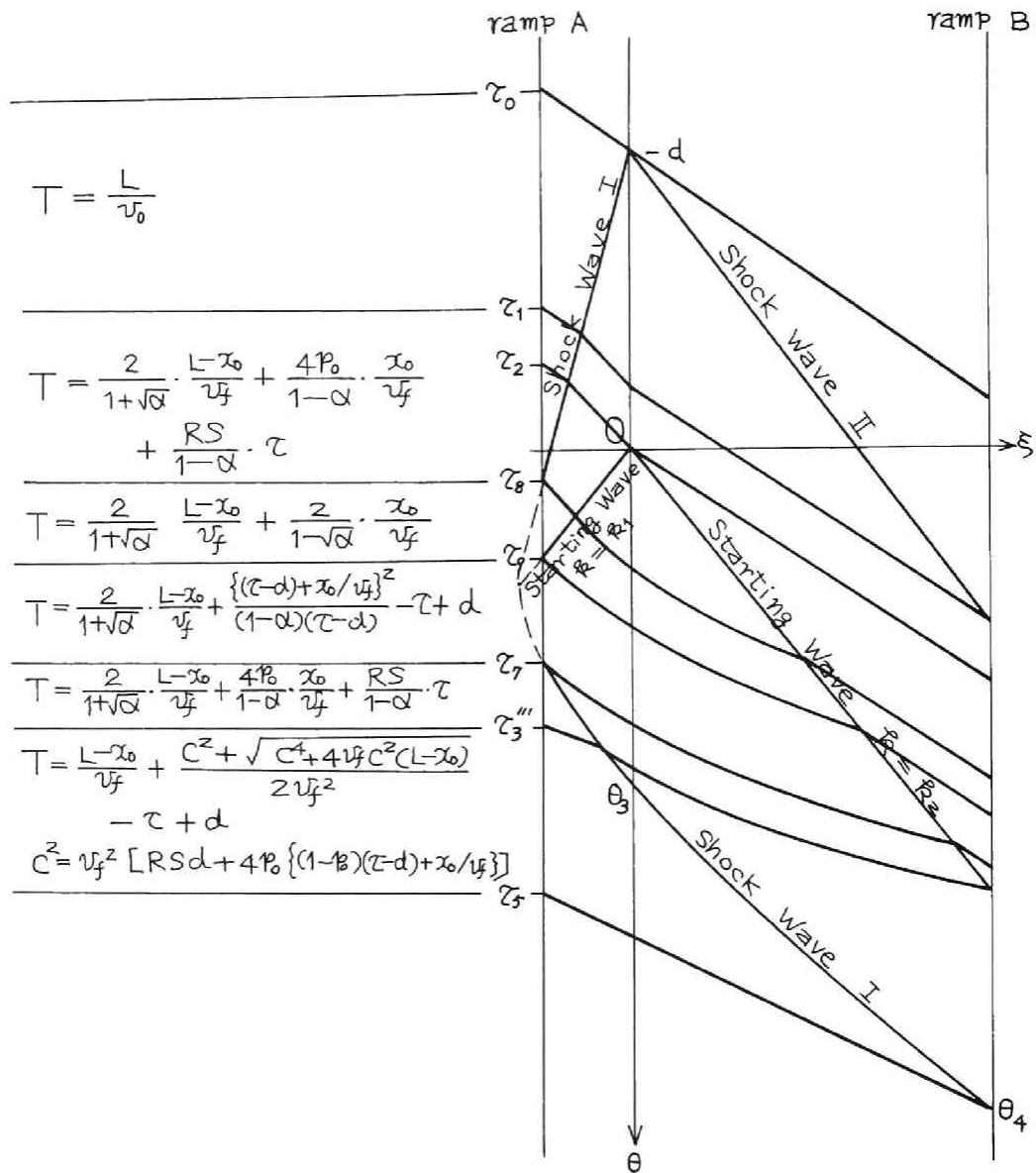


図 3.7.6 ケース VII(b)の走行特性と旅行時間推定式

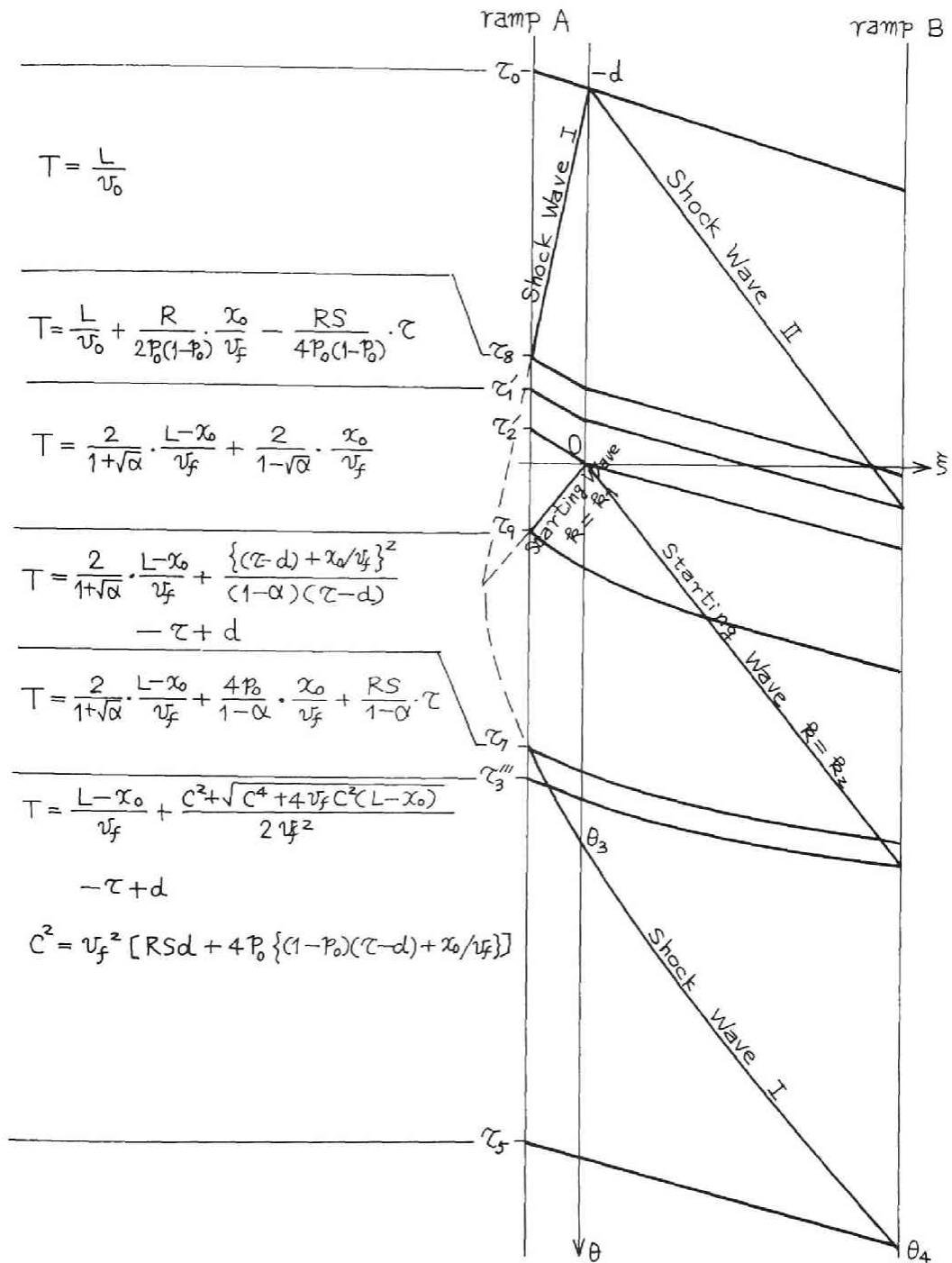


図 3.7.7 ケースⅧ(a)の走行特性と旅行時間推定式

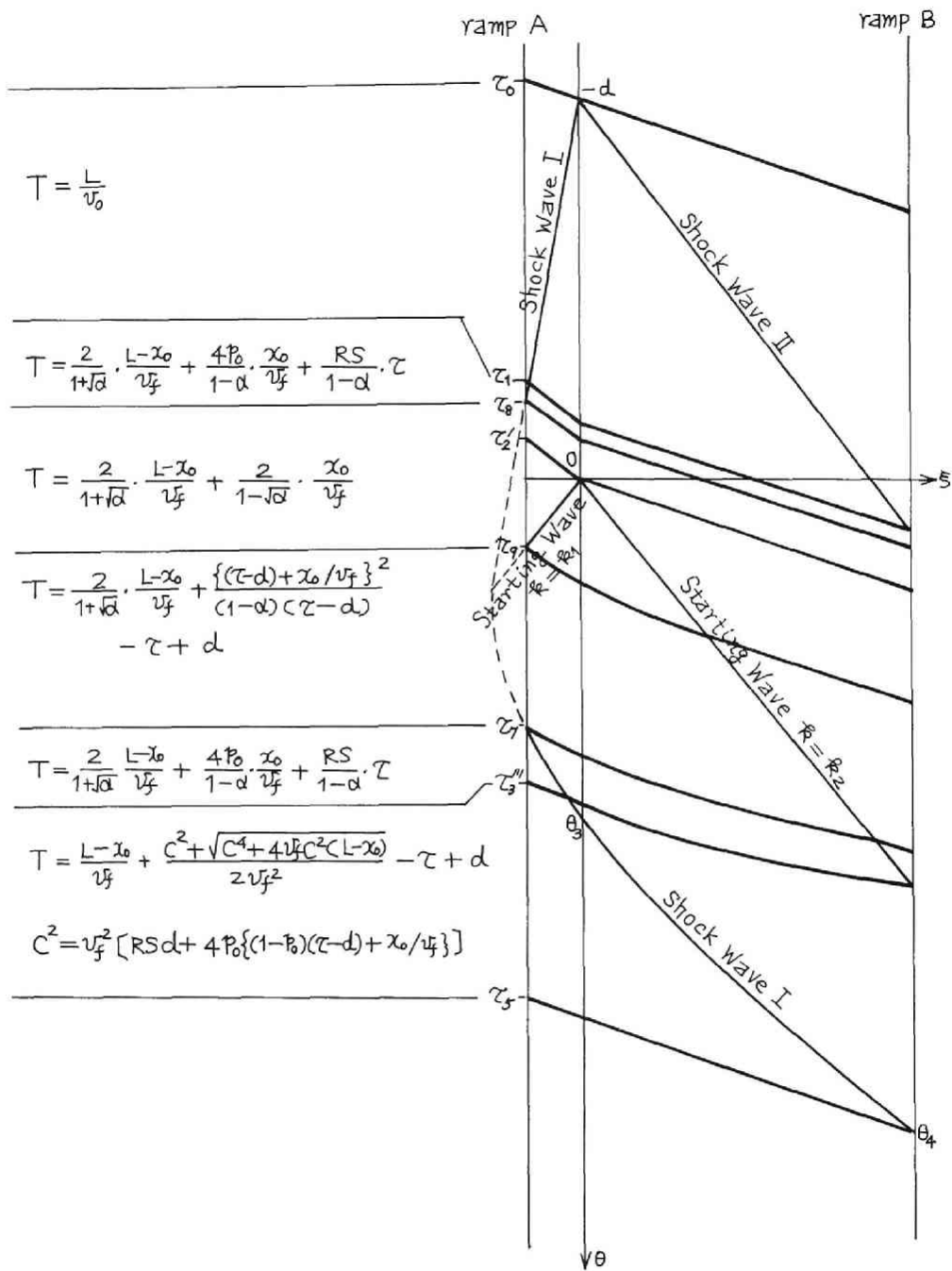


図 3.7.8 ケースⅧ(b)の走行特性と旅行時間推定式

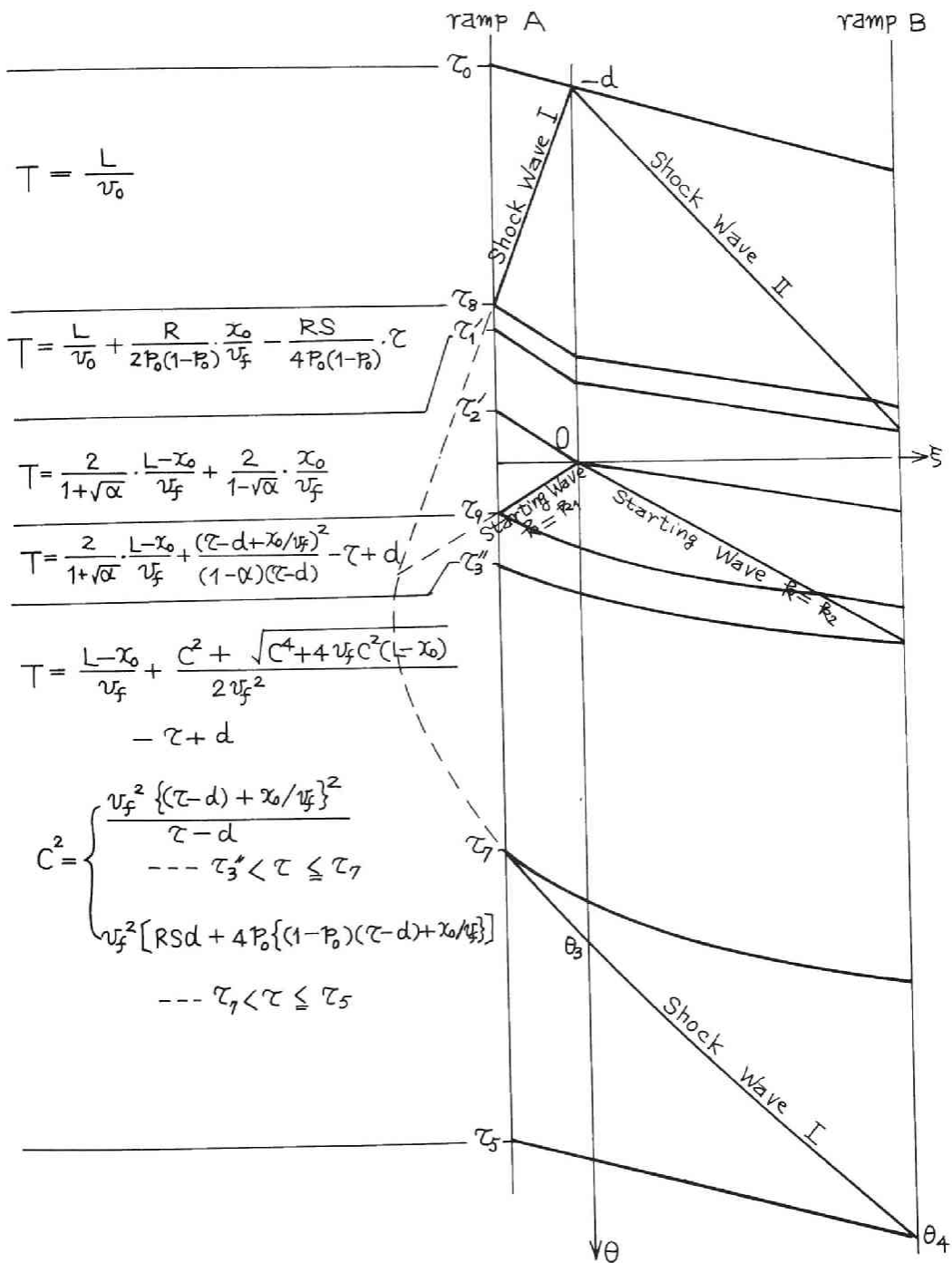


図 3.7.9 ケース VIII(c)の走行特性と旅行時間推定式

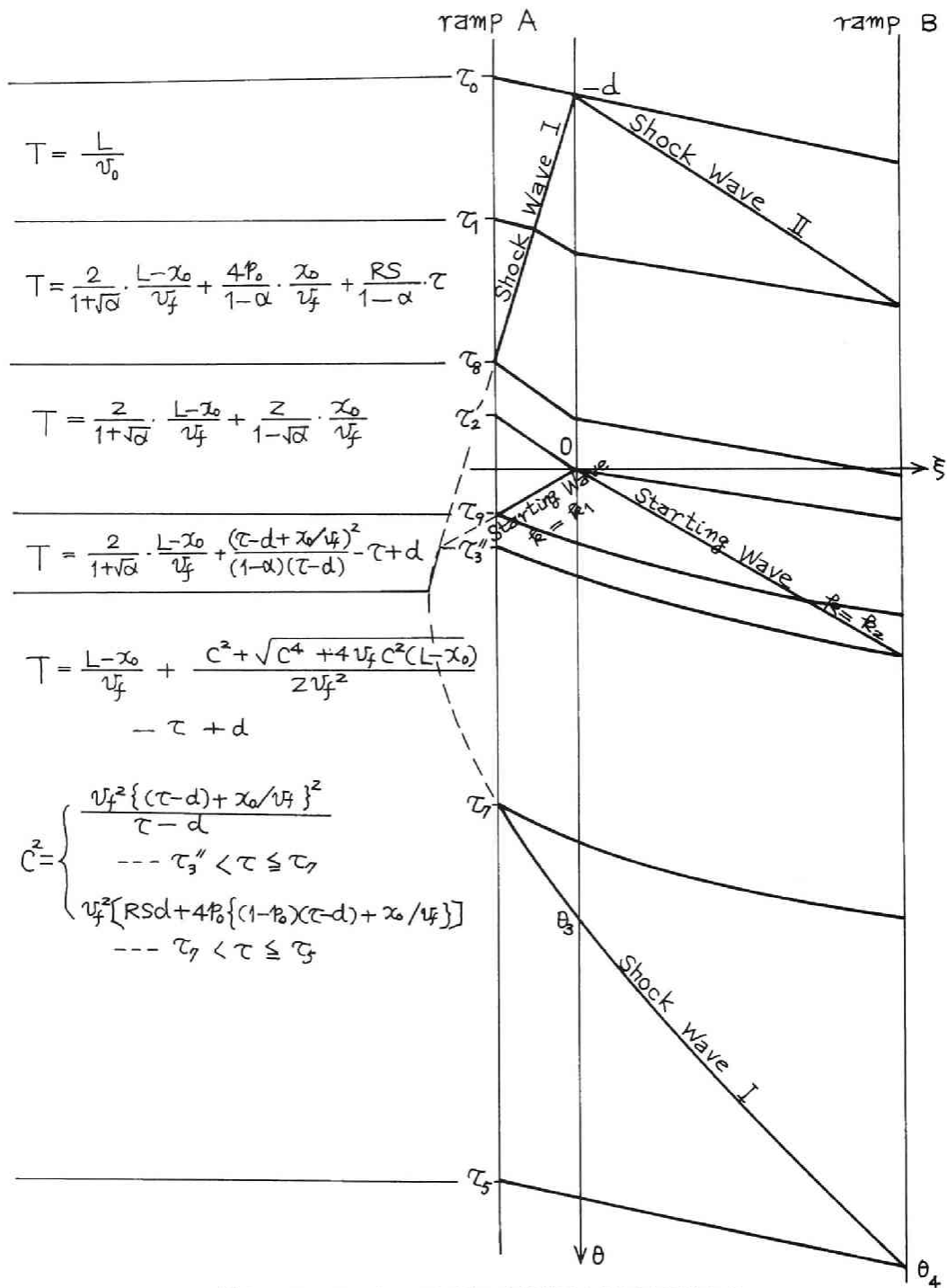


図 3 . 7 . 10 ケース VIII(d)の走行特性と旅行時間推定式

3.8 推定精度の検討

3.8.1 ランプ間旅行時間の調査

高速道路調査会交通工学研究部会交通監視制御研究班は名神高速道路上の事故渋滞発生日におけるインターチェンジ間旅行時間調査を、昭和47年8月～11月の間に前後6回実施している。⁶⁾本節ではこの結果を用いて旅行時間推定法の精度の検討を行なう。

(1) 対象とした事故渋滞

道路公団吹田管理所に保存されている緊急通信処理表より、昭和47年8月～11月の3か月間に豊中IC～京都南IC上で発生した事故を調査し、渋滞長の大きいもの、車線障害のようすの記載の詳しいもの、事故発生より疎通が再開されるまでの間車線閉塞の程度が変化しないこと、事故発生位置があまりにもランプに近よっていないことなどの理由により、予測精度の検証には昭和48年11月8日午後4時頃に、名神高速道路下り507.3キロポスト（京都南ICより19.4Km茨木ICよりの地点）で発生した事故渋滞を対象とすることにした。

(2) 調査方法

旅行時間の調査法としては、まず試験車を走行させる方法が考えられる。しかし、事故渋滞を対象としているので観測日の計画が立てられず、不適當であるといえる。そこで事故渋滞発生の事実を知った後に旅行時間を調査できる方法として、料金カードによる方法が採用されている。料金カードには流入IC、流出IC名のほか、流入・流出時刻が印字されているので、その差によりIC間の旅行時間を求めることができる。

旅行時間を推定しようとするランプ間に別の流入ランプが存在すると、そこに出入する交通量によって旅行時間が影響を受けるので、本章に述べた推定法は隣接インター間に適用するのが望ましいのであるが、京都南IC～茨木ICをODとする利用者は少いので、京都南IC～吹田IC間のデータで検討し、茨木ICの影響は別に考察することにした。

車種は大型と小型の2種に分類して集計されているが、大型車の方は標本数が少なく（対小型車比率で約5%）また小型車と比べて旅行時間に顕著な差がみられなかったので、小型車のみについて考察を行なう。

(3) 料金カードによる方法の問題点

旅行時間の実証データを得るために料金カードを用いる方法には一般に次のような問題がある。

(1) 時刻印字の刻み方が2分であるので、その影響の検討が必要である。今回の例では旅行時間が平常時でも20分かかる長区間を対象としたためこの影響はとくに考えなくてもよいと思われるが、インター間隔の小さい区間に対しては重要である。

- (2) 極端に大きいデータとか小さいデータの処理についての問題。平均速度 120 Km/時以上で走行するものと、データを小さい順に並べて1つ前のデータより15分以上大きいデータが現われたらそれ以上のデータは除外した。
- (3) 料金所間で時計の同期を行なうこと。また、まとめ印字をさけること。
- (4) オンゲート通過時刻より本線にのるまで、および本線より分岐してオフゲートに行くまでの時間は、本線上の交通量と因果関係の薄いものであり、オフゲートの流出能力と流出量の関係やランプの構造の方に依存するものである。したがって、別途に推定して料金カードの旅行時間より除外しなければならない。今回の例では区間長が大きいので、本線走行時間に対してランプ走行時間の比は大きくないと思われ、この影響を無視した。

(4) 旅行時間のバラツキ

個々の車による旅行時間のバラツキがあまりにも大きいと、平均的な旅行時間がたとえ精度よく推定されても実際上の値は小さくなる。このため、5分間の時間帯ごとに旅行時間の標準偏差を計算したものを表 3.8.1 に示す。変動係数すなわち標準偏差の平均値に対する割合は約10%程度であり、個々の車によりそれほど大きな差はみられず、平均的な旅行時間で制御等の判断をしても、バラツキに起因するトラブルは少ないものと考えられる。

表 3 . 8 . 1 時間帯別平均旅行時間と標準偏差

時 間 帯		デー タ数	旅行時間(分)		時 間 帯		デー タ数	旅行時間(分)	
			平 均 値	標 準 偏 差				平 均 値	標 準 偏 差
3	30 ~ 35	12	16.7	3.94	4	30 ~ 35	27	31.6	2.93
	35 ~ 40	3	14.7	0.94		35 ~ 40	32	32.9	3.08
	40 ~ 45	5	16.4	2.94		40 ~ 45	18	33.6	3.92
	45 ~ 50	14	19.9	6.67		45 ~ 50	32	33.3	2.94
	50 ~ 55	5	17.6	1.96		50 ~ 55	17	33.2	2.28
	55 ~ 60	21	20.4	2.67		55 ~ 60	21	32.8	2.51
4	00 ~ 05	7	25.7	5.39	5	00 ~ 05	22	30.2	1.90
	05 ~ 10	12	24.7	3.50		05 ~ 10	10	28.8	2.71
	10 ~ 15	7	25.7	2.91		10 ~ 15	28	28.6	3.55
	15 ~ 20	3	30.7	0.94		15 ~ 20	17	25.3	3.49
	20 ~ 25	5	36.0	4.90		20 ~ 25	0	—	—
	25 ~ 30	27	32.4	3.74		25 ~ 30	20	22.1	2.23

3.8.2 パラメータの推定

(1) 発生位置 x_0 と区間長 L

下り 507.3 K P と緊急通信処理表に記載されているので、京都南 I C より

$$x_0 = 19.4 \text{ Km}$$

の地点で事故があったことになる。京都南→茨木 I C 間の O D 交通量は少いので、標本数が数多い京都南→吹田 I C 間の旅行時間のデータを回収しており、インター間隔は

$$L = 27.2 \text{ Km}$$

である。

(2) 交通量 q_0

表 3.8.2 に道路上に設置された検知器により得られた 5 分間交通量のデータを示す。当該区間（京都南～吹田 I C 間）への流入交通量以外は観測交通量である。当該区間への流入交通量は京都南 I C 手前の本線交通量から同 I C でのオフランプへの流出交通量を減じ、オンランプからの流入交通量を加えたものである。

図 3.8.1 は当該区間への流入交通量と、区間途中の茨木 I C 直前の本線上の交通量のグラフを描いたものである。後述するように事故は 16 時 00 分に発生し、17 時 15 頃に疎通が再開されたと考えられるが、同図からも 16 時～17 時頃は下流の茨木 I C へ現われる交通量（破線）が流入交通量（実線）よりかなり小さくなっていること、17 時 30 分頃に茨木 I C へ現われる交通量が急激に大きくなっていることなどからうかがい知ることができよう。

この 16 時～17 時 30 分の前後に 15 分間ずつ時間をとり、15 時 45 分～17 時 45 分の 2 時間合計の交通量を表 3.8.2 のデータから求めると 4,251 台となる。この値は 2 車線のものであるので、1 車線 1 時間当りに換算すると

$$q_0 = 1063 \text{ 台/時/車線}$$

となる。これだけの交通量が事故の影響時間の間一様に流入してきたと仮定する。

京都南～吹田間には途中茨木 I C があるので、その出入交通量の差のため京都南～茨木間と茨木～吹田間では交通量が相違する。吹田 I C 手前の本線交通量でもって茨木～吹田間の交通量とみなし、先に渋滞区間への流入交通量とした京都南～茨木間の交通量を求めたのと同じ時間帯の交通量から、1 車線 1 時間当りの交通量を求めると

$$q'_0 = 1105 \text{ 台/時/車線}$$

となる。(2.2.11) 式より、飽和度は

$$p'_0 = 0.116$$

であるから、(2.2.3)式より

$$v'_0 = 79.6 \text{ Km/時}$$

となる。ただし、 $v_f = 90 \text{ Km/時}$ にとった。茨木～吹田間の距離は3.4 Kmであるから、 v'_0 の代りに $q_0 = 1063 \text{ 台/時/車線}$ に対応する速度 $v_0 = 80.0 \text{ Km/時}$ を用いた場合の誤差は高々

$$3.4 \text{ Km} / \left(\frac{60}{79.6} - \frac{60}{80.0} \right) \text{ 分} = -0.014 \text{ 分} \approx -0.8 \text{ 秒}$$

にすぎず、京都南～吹田 27.2 Km間が $v_0 = 80.0 \text{ Km/時}$ で走行したときに約20分かかることから考えれば問題にならない。

(3) 飽和密度 k_j と自由速度 v_f

飽和密度 k_j についてはあまりデータもないので、名神高速道路利用車の車種構成をもとに、

$$k_j = 120 \text{ 台/Km/車線}$$

と仮定する。自由速度 v_f については従来の観測結果から80～90Km/時程度のものであるが、速度 v と密度 k の間に線形関係を仮定しているので、 v_f を少し大き目に評価しておいた方が、全体的にみて実際の現象とよりよくあうと思われるので、

$$v_f = 80, 90, 100, 110, 120 \text{ Km/時}$$

の5ケースについて計算してみる。

(4) 相対密度 p_0

(2.2.11)式より

$$p_0 = \frac{1 - \sqrt{1 - 4q_0/k_j/v_f}}{2} \dots\dots\dots (3.8.1)$$

であるから、上記5つの v_f に対応して

$$p_0 = 0.127, 0.111, 0.098, 0.088, 0.080$$

となる。

(5) 車線閉塞度 α と事故発生時刻 t_0

緊急通信処理表より渋滞長を

16時28分	2.4 Km
16時41分	3.3 Km
16時48分	3.9 Km

と読むことができる。これから衝撃波I(渋滞波)の伝播速度は

$$c_1 = \frac{2.4 - 3.9}{48 - 28} = -75 \text{ m/分}$$

程度のものと考えられる。これから、16時41分における渋滞長は

$$2.4 \text{ Km} + 0.075 \text{ Km/分} \times (41 - 28) \text{ 分} = 3.38 \text{ Km}$$

となるが、データがキロポストの標識から目分量で人が判断したものであることを考えるなら、十分すぎるといってよいであろう。

ところで、(2.3.15)式から

$$c_1 = -\frac{v_f}{2} (\sqrt{\alpha} - 1 + 2p_0)$$

であるから、 $\sqrt{\alpha}$ について解けば

$$\sqrt{\alpha} = 1 - 2p_0 - \frac{2c_1}{v_f}$$

を得る。 $v_f = 80 \text{ Km/時}$ のときには、 $p_0 = 0.127$ であるから $\sqrt{\alpha} = 0.859$ 、したがって $\alpha = 0.738$ となる。これから、

$$\alpha = 0.70 \text{ または } 0.75$$

の2ケースについて計算を行うことにした。緊急通信処理表によればこのときの障害は走行車線のみとなっている。 $\alpha = 0.5$ とならないのは、現場付近を通過するときに運転者が事故のようすをみるために速度を落とすなど、実際には1車線閉塞以上の障害を及ぼすためではないかと考えている。この障害の程度と閉塞度の関係は今後に残された重要な課題である。

また、事故発生時刻については、 $c_1 = -75 \text{ m/分}$ であることから推定すると、16時28分より、 $2.4 / 0.075 \div 30$ (分) 前、すなわち16時00分頃と考えられる。事故第1報が通行者により16時11分にもたらされていることから考えて、事故発生時刻 t_0 を

$$t_0 = 16 \text{ 時 } 00 \text{ 分}$$

と仮定した。

(6) 閉塞時間 d

疎通再開時刻を緊急通信処理表により17時15分と読めば、

$$d = 17 \text{ 時 } 15 \text{ 分} - 16 \text{ 時 } 00 \text{ 分} = 75 \text{ 分}$$

となる。

表 3 . 8 . 2 京都南～吹田 I C 間の交通量

(単位 台 / 5 分)

時 間 帯	時 分	京都南 I C 手前の本線 交 通 量	京都南 I C ランプへの 流出交通量	京都南 I C からの流入 交 通 量	当該区間 への流入 交 通 量	茨木 I C 手前の本 線交通量	吹田 I C 手前の本 線交通量	摘 要
15	30～35	114	35	68	147	127	147	
	35～40	134	38	63	159	168	203	
	40～45	120	43	77	154	136	158	
	45～50	132	56	83	159	141	174	
	50～55	164	42	87	209	151	168	
	55～60	144	45	89	188	129	159	
16	0～5	138	51	75	162	137	163	16:00 事故発 生と仮定
	5～10	162	41	92	213	159	199	
	10～15	152	33	80	199	106	153	16:11 事故 連絡
	15～20	108	18	77	167	112	128	
	20～25	166	45	86	207	123	155	
	25～30	178	38	85	225	71	115	
	30～35	196	51	67	212	102	126	
	35～40	138	41	94	191	159	188	
	40～45	132	39	86	179	152	160	
	45～50	164	23	83	224	136	162	
	50～55	164	42	85	207	156	200	
55～60	130	36	43	137	159	209		
17	0～5	174	51	54	177	152	182	17:15 事故車 移動開始 17:29 事故車 排除完了
	5～10	164	37	44	171	183	195	
	10～15	128	33	47	142	153	202	
	15～20	202	43	44	203	165	214	
	20～25	144	30	35	149	160	156	
	25～30	142	49	42	135	270	290	
	30～35	142	39	32	135	313	307	
	35～40	116	33	36	119	278	329	
	40～45	154	52	39	141	137	187	
	45～50	148	33	54	169	78	130	
	50～55	178	51	90	217	148	184	
55～60	140	44	75	171	95	112		
18	0～5	122	34	78	166	116	160	
	5～10	140	33	78	185	104	132	
	10～15	160	39	92	213	180	227	
	15～20	130	34	85	181	172	203	
	20～25	236	63	82	255	131	171	
	25～30	216	41	91	266	142	180	

(注) 日本道路公団吹田管理所の資料による。

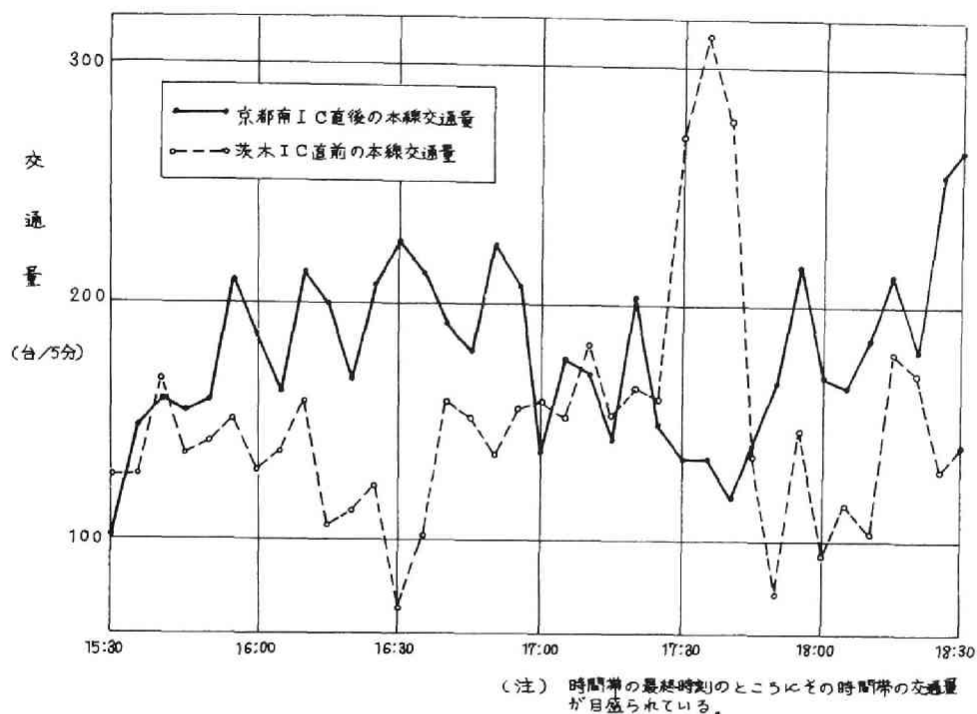


図 3.8.1 5分間交通量

3.8.3 推定値の計算

前項で推定されたパラメータの値を用いて、使用する推定式の選択を行なう。 $v_f = 90 \text{ Km/時}$, $\alpha = 0.75$ のとき (3.2.15), (3.2.18), (3.2.19) 式より

$$d_1 = 278 \text{ 分}, \quad d_4 = 0.75 \text{ 分}, \quad d_5 = 0.58 \text{ 分}$$

が得られる。実際の閉塞時間は $d = 75$ 分であるから、

$$0 < d < d_1, \quad d_4 < d, \quad d_5 < d$$

なる条件が満たされる。また、5種類の p_0 のいづれに対しても図3.2.2より、

$$\alpha_1 < \alpha < 1$$

が成立していることがわかる。したがって、表3.2.1よりケース1の事故と分類され、3.3節の推定式を使用することができる。

3.8.4 推定値と観測値の比較検討

(1) 平均旅行時間による比較

推定値と実測値の食い違いの程度、傾向をおおまかにみるため、5分間の平均旅行時間の比較グラフを描いたのが図3.8.2である。

$\alpha = 0.70$ の場合、全体的にみて推定値は実測値によく一致しているように見える。 $\tau = 30 \sim 50$ 分の間で実測値の方が小さ目になっている理由としては、旅行時間のピーク時になっており平常時より(80km/時として、 $L = 27.2$ kmの区間を走行するのに約20分)約10分以上遅れているので、事故地点通過後約8kmの残り区間を平時より高速度で走行(すなわち $v \sim k$ 特性が変化している)、遅れをいく分とり戻したものと考えられる。交通量の変化による影響はあまりないものと考えられる。また、 $\tau = 65$ 分以上で実測値の方が大き目になっている理由としては、レッカー車による事故車けん引が開始された時刻($\tau = 75$ 分)をもって車線閉塞の終了としているが、レッカー車の移動速度が遅く、さらに14分後に下流ランプより流出しており、この間交通処理能力にいく分影響を与え、走行速度が低下するのではないかと考えられる。

$\alpha = 0.75$ にとるともはや実測データに適合しないように見える。 α のとり方にはかなり注意を要するものと考えられる。

(2) 推定誤差

料金カードから読みとった流入時刻と旅行時間のデータ(τ_i, T_i)に対して、 τ_i より旅行時間の推定値 \hat{T}_i を求め、推定誤差

$$\hat{T}_i - T_i$$

および、誤差率

$$|\hat{T}_i - T_i| / T_i$$

を計算した。ただし、 i はデータの番号である。 $\alpha = 0.70$ 、 $v_f = 90$ km/時の場合の結果を表3.8.3に示す。データ数はケースにより異なるがこの例の場合309となっている。

表3.8.4には、 α 、 v_f の組み合わせ10ケースについて同様の計算を行って得たケースごとの誤差、誤差率の平均値と標準偏差を示す。 $\alpha = 0.70$ 、 $v_f = 90$ km/時の場合と $\alpha = 0.75$ 、 $v_f = 100$ km/時の場合に精度が最高になり、ほぼ同様の値を得ているが、自由速度の面から前者の方が望ましいと考えられる。この $\alpha = 0.70$ 、 $v_f = 90$ km/時の場合、平均誤差は+1.14分、平均誤差率は14.1%である。

(3) 誤差の分布

図3.8.3に $\alpha = 0.70$ 、 $v_f = 90$ km/時の場合の推定誤差のヒストグラムを示す。 χ^2 検定を行

なうと有意水準 1% で正規分布の仮説は棄却されるが、これは誤差が -8 分以下のきわめて小さいものの影響が強くひびくため、この分を除外して考えれば、同図のヒストグラムは平均値 (0 ~ 4 分のクラス) を中心にほぼ対称形をなすといえる。

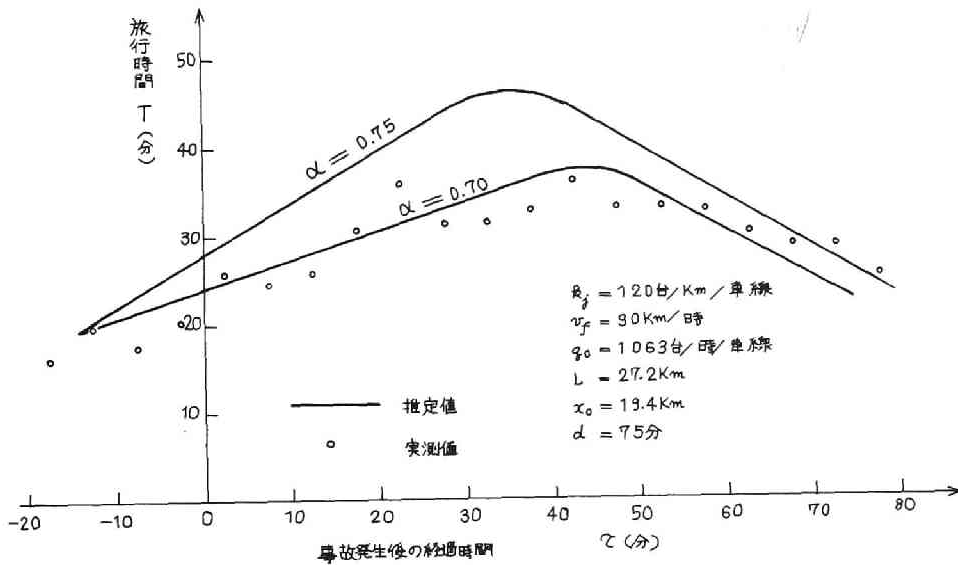


図 3.8.2 推定値と実測値の比較

表 3 . 8 . 3 推定誤差と誤差率 (その1)

流入時刻 (分)	推定値 (分)	観測値		誤差 (分)	誤差率	流入時刻 (分)	推定値 (分)	観測値		誤差 (分)	誤差率
		(分)	データ数					(分)	データ数		
-14	20.39	16	3	4.39	0.274	16	29.75	30	1	- 0.25	0.008
		18	1	2.39	0.133			32	1	- 2.25	0.070
		20	1	0.39	0.020	18	30.37	30	1	0.37	0.012
		32	1	-11.61	0.363	22	31.62	28	1	3.62	0.129
-12	21.00	12	1	9.00	0.750	24	32.24	36	1	- 4.38	0.122
		16	2	5.00	0.312			34	1	- 1.76	0.052
		18	2	3.00	0.167	40	1	- 7.76	0.194		
		34	1	-13.00	0.382	42	1	- 9.96	0.232		
-10	21.62	14	1	7.62	0.545	26	32.87	30	2	2.87	0.096
		32	1	-10.38	0.324			36	2	3.13	0.087
- 8	22.25	16	1	6.25	0.391	28	33.49	28	2	5.49	0.196
		20	1	2.25	0.112			32	2	1.49	0.047
- 6	22.87	16	2	6.87	0.430			34	2	- 0.51	0.015
		20	1	2.87	0.144			36	1	2.51	0.070
- 4	23.50	14	2	9.50	0.679	30	34.12	46	1	-12.51	0.272
		16	1	7.50	0.469			28	2	6.12	0.219
		18	1	5.50	0.350			30	5	4.12	0.137
		20	4	3.50	0.175			32	4	2.12	0.066
- 2	24.12	18	1	6.12	0.340	32	34.74	34	2	0.12	0.003
		20	5	4.12	0.206			36	2	- 1.88	0.052
		22	1	2.12	0.097			28	1	6.74	0.241
		26	1	- 1.87	0.072			30	5	4.74	0.158
0	24.75	20	1	4.75	0.273	34	35.37	32	5	2.74	0.086
		22	1	2.75	0.125			34	2	0.74	0.022
		24	1	0.75	0.031			36	1	- 1.26	0.035
		26	1	1.25	0.048			38	2	- 3.26	0.086
2	25.37	28	1	- 3.25	0.016	36	35.99	26	1	9.37	0.360
		20	1	5.37	0.269			28	3	7.37	0.263
4	26.00	26	2	- 0.63	0.024			30	2	5.37	0.179
		20	1	6.00	0.300			32	2	3.37	0.105
		22	1	4.00	0.182	34	3	1.37	0.040		
		30	1	4.00	0.133	38	36.62	36	5	5.99	0.200
36	1	-10.00	0.278	32	2			3.99	0.125		
6	26.62	22	3	4.62	0.210	34	2	1.99	0.586		
		28	3	1.37	0.049	36	1	- 0.01	0.000		
		32	1	- 5.37	0.168	28	2	8.62	0.308		
8	27.25	20	1	7.25	0.362	30	1	6.62	0.221		
		22	2	5.25	0.238	32	4	4.62	0.144		
		24	1	3.25	0.135	34	5	2.62	0.077		
		26	1	1.25	0.048	40	1	4.62	0.144		
12	28.50	22	2	6.50	0.295	40	37.24	30	1	7.24	0.241
		26	1	2.50	0.096			32	3	5.24	0.164
		28	2	0.50	0.018			34	2	3.24	0.095
14	29.12	24	1	5.12	0.213			36	1	1.24	0.034
		30	1	- 0.88	0.029	38	1	- 0.76	0.020		

表 3.8.3 推定誤差と誤差率 (その2)

流入時刻 (分)	推定値 (分)	観測値		誤差 (分)	誤差率	流入時刻 (分)	推定値 (分)	観測値		誤差 (分)	誤差率
		(分)	データ数					(分)	データ数		
40	37.24	42	1	- 4.76	0.013	56	32.70	38	1	- 5.30	0.139
42	37.87	34	2	3.87	0.114	58	31.61	28	1	3.61	0.129
44	38.54	28	2	10.54	0.376			30	1	1.61	0.054
		30	3	8.54	0.285			32	5	- 0.39	0.012
		32	3	6.54	0.204			34	3	2.39	0.070
		34	3	4.54	0.134			36	1	4.39	0.122
		36	3	2.54	0.071	60	30.54	28	1	2.50	0.089
40	1	1.46	0.037	30	1			0.50	0.016		
44	1	- 5.46	0.121	32	1			- 1.50	0.047		
46	37.59	28	2	9.59	0.342			34	1	3.50	0.103
		30	2	7.59	0.252			62	29.39	30	2
		32	1	5.59	0.175	32	2			- 2.62	0.082
		34	3	3.59	0.106	64	28.26	26	2	2.26	0.087
		36	1	1.59	0.044			28	3	0.26	0.009
48	36.75	30	2	6.75	0.225			30	6	1.74	0.058
		32	5	4.75	0.148	32	7	3.74	0.117		
		34	3	2.75	0.081	66	27.12	28	2	- 0.88	0.032
		36	2	0.75	0.021			32	2	4.88	0.153
50	35.81	28	1	7.81	0.279	68	25.97	26	2	- 0.03	0.001
		32	2	3.81	0.120			30	2	4.03	0.134
		34	1	1.81	0.053			32	1	- 6.03	0.188
		36	3	0.19	0.005	70	24.82	24	1	0.82	0.034
		38	4	2.19	0.058	72	23.66	22	2	1.66	0.076
52	34.81	30	1	4.81	0.160			24	2	- 0.34	0.014
		32	3	2.81	0.088			26	5	- 2.34	0.090
		36	1	- 1.19	0.033			28	2	4.34	0.155
		38	1	3.19	0.084			30	2	- 6.34	0.211
54	33.77	30	2	3.77	0.126	32	1	- 8.34	0.261		
		32	3	1.77	0.055	36	1	-12.34	0.343		
		34	4	0.23	0.007	74	22.50	28	5	- 5.50	0.196
		36	2	- 2.23	0.062			30	3	7.50	0.250
		56	32.10	32	2			0.70	0.022	32	2
34	1			1.30	0.038			34	3	-11.50	0.338
36	2			- 3.30	0.092						

表 3.8.4 推定誤差と誤差率の統計

	閉塞度 α	自由速度 $v_f(\text{Km}/\text{時})$	データ数	誤差		誤差率	
				平均値(分)	標準偏差(分)	平均値(%)	標準偏差(%)
1	0.70	80	326	+ 8.32	5.62	31.9	20.2
2		90	309	+ 1.14	4.58	14.1	11.5
3		100	289	- 5.10	4.04	17.5	10.1
4		110	267	- 10.77	4.91	34.3	10.6
5		120	262	- 15.85	6.31	50.3	14.2
6	0.75	80	346	+ 12.99	7.15	47.0	26.5
7		90	322	+ 6.80	6.40	28.0	15.7
8		100	311	+ 1.12	5.31	15.4	11.1
9		110	296	- 3.76	4.58	15.0	11.5
10		120	283	- 8.29	4.46	26.6	11.3

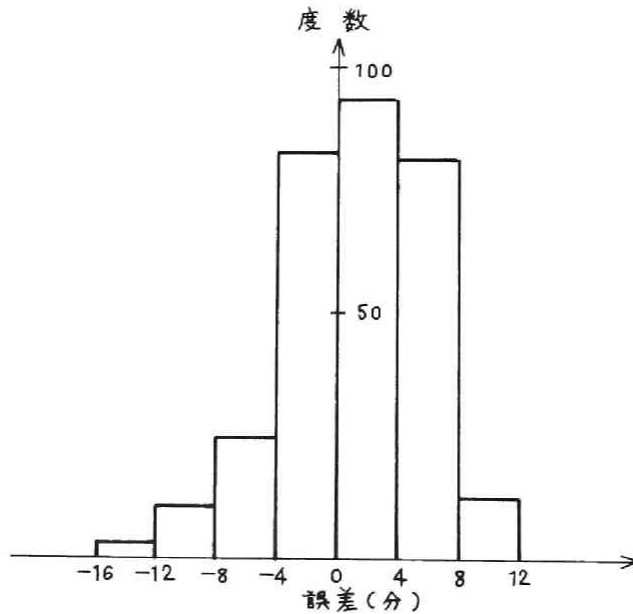


図 3.8.3 誤差の度数分布図

3.9 結 語

本章では、交通渋滞発生時における高速道路のランプ間旅行時間推定法を考察した。前章で考察した交通流の波動理論を応用した理論的な推定法である。障害物が車線を閉塞する時間や閉塞の程度により、渋滞が上流ランプに及ぶか否かなど攪乱特性が相違し、推定式を考察するにあたり数多くの場合が生じる。高速道路上の事故渋滞を対象とした場合に実用性のない場合を除外し、閉塞時間と閉塞度により8分類に大別、さらに細分して総計19種類の走行特性に対して旅行時間の推定式を与えた。

この渋滞時ランプ間旅行時間推定法を、名神高速道路下り京都南～吹田IC間で発生した事故渋滞に対して適用したところ、車線閉塞の程度を70%、自由速度を90Km/時としたときに、309個のデータの平均推定誤差が+1.14分、同平均誤差率が14.1%という結果を得た。実測データの読み取りに用いた料金カードの時刻印字が2分刻みであること、80Km/時の速度で走行しても約20分かかる区間であることなどから、この例に限れば実用上十分な精度が得られたものと考えてよい。

今後の課題を列挙すれば次のようになる。

- (1) 当該区間への流入交通量が、手前ランプで制御を行なうとか交通需要自身の変動により、大きく変化する場合に対する推定式の展開。
- (2) 車線閉塞度 α の評価法についての検討。今日の実証例では1車線閉塞であったが $\alpha=0.5$ ではなくて、 $\alpha=0.7$ 程度に大きくした方が精度がよい。
- (3) 事故処理により部分的に車線の通行が可能になるというような閉塞度が変化する場合に対する推定式の展開。

参 考 文 献

- 1) Y. Makigami and W. L. Woodie: Freeway Travel Time Evaluation Technique, HRR, No. 321, 1971, pp. 33 ~ 45
- 2) 卷上安爾： 高速道路上の総走行時間推定の一手法について，道路，1971年5月，pp.72 ~ 82.
- 3) 石井一郎・富田努： 路線速度の予測に関する研究，交通工学，vol.6, No. 4, 1971, pp. 37 ~ 45
- 4) 星野哲三： 京葉道路・新空港自動車道の交通管理・管制・走行時間予測，交通工学，vol.7, No. 2, 1972, pp. 37 ~ 45
- 5) I. Okutani and N. Inoue: Estimation of Traveling Time between Ramps and Discharge Control on Expressway, Proc. of JSCE, No. 211, March 1973, pp.99 ~ 107
- 6) 高速道路調査会： 高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和48年2月，pp.15 ~ 19.

第4章 流出制御方式

4.1 概 説

高速道路上で事故等により渋滞が発生すると、衝撃波の伝播に伴う追突の危険性の増加や、出入口が限定されているという高速道路の構造上事故処理に時間を要するので遅れ時間が増大し、高速道路の機能が著しく阻害される。このため渋滞の拡大の緩和を目的とした交通制御が必要となる。

故障車による車線障害とか、事故によるものであっても内容によっては短時間で疎通が再開するものがあるので、渋滞発生直後直ちに制御を開始することには問題がある。全車線が閉塞した事故の場合には、交通量が少なくても遅れ時間が大きく交通流に及ぼす影響は大きい。したがって、渋滞の程度に応じて段階的に規制力を強くしていくような制御方式が望まれよう。

高速道路調査会交通工学研究部会交通流監視制御研究班では図4.1.1に示すような制御方式が考えられている。¹⁾このような緊急事態発生時には、まず手前ランプで事故渋滞の発生を利用者に知らせ、走行上の注意を喚起する。現場処理に時間を要し渋滞がさらに拡大するときには、手前ランプで流出、う回を促進することによりその防止に努める。この方式は流出推奨とよばれ、緊急時制御の主軸と考えられている。また渋滞の後尾が手前ランプのオフランプを越えるときには

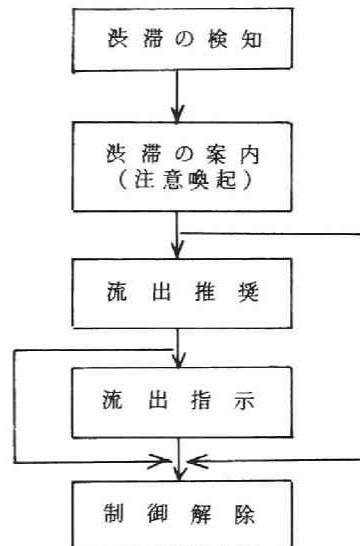


図4.1.1 緊急時制御

分流時の混乱による安全性の低下の予防や、手前ランプまでの利用に対して遅れ時間を出さぬために、本線を閉鎖し強制的に全車を流出させる。この方式は流出指示とよばれている。

流出推奨は、多様な価値基準をもつ利用者を一律に規制することをさけ、渋滞区間を利用するか否かの選択を各人の自由にまかせ、その判断のための情報を提供する、という方式である。道路管理者にとっては道路閉鎖という作業を行わずに渋滞の拡大をかなりおさえることができ、また、利用者にとっては自身の価値基準に照らして自由選択ができるところに意義が大きい。

本章は流出推奨・指示といった流出制御の制御基準、制御実施上の問題点について考察したも

のである。

4.2 流出推奨方式

4.2.1 ランプ間旅行時間比較法

従来の方法では渋滞の発見とともに「渋滞中」の表示をだしており、その開始基準があいまいであったため、地理不案内でう回ルートがわかり難いという理由の他に、渋滞に巻き込まれてもまだう回するよりは速く走れるのではないかという期待から、なおかつ本線を直進する車が多く渋滞拡大を防ぐ効果が必ずしも大きいとはいえなかった。奥谷・井上は推奨の効果をより高めるために、ランプ間旅行時間の比較による基準を提案した。²⁾ すなわち図4.2.1に示すように。

- (1) 手前ランプ分岐点Aよりそのまま高速道路を直進して、次のランプ合流点Bまで行くに要する時間 T と、
- (2) 分岐点Aより流出してう回道路を經由し、合流点Bまで行くに要する時間 T_* を時々刻々推定し、 $T > T_*$ となる時刻に流出推奨を開始するというものである。

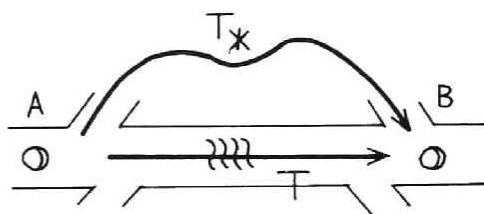


図4.2.1 T と T_*

ランプ間旅行時間を基準に用いたのは、渋滞の程度と渋滞長を統一して表わせることと、う回路との比較が容易であるという理由による。まず第1に、全車線が閉塞してしまったときには渋滞拡大速度が大きく、また各車は完全停止するので疎通再開後の発進に時間がかかり渋滞解消に長時間を必要とし、たとえ渋滞長が短くても放置することは問題がある。逆に程度の軽い渋滞であっても、事故発生後時間が経過し渋滞長が長くなってくればやはり疎通再開後渋滞解消までに長時間を要するので、この場合にも問題となってくる。しかして、渋滞の程度を表わす尺度としては走行速度、規模を表わす尺度としては渋滞長、渋滞量などが考えられる。両者を統一した尺度としては渋滞通過時間、平常時よりの遅れ時間、また渋滞を含むランプ間の所要時間などが考えられよう。第2に、本線上直進を望む車を流出させるのであるから、その開始基準にはう回路の方の交通事情も盛り込む必要がある。う回路に大渋滞の発生しているときには、強制的に流出させられた利用者の不満が大きくなることが予想されるからである。う回路の状態を表わす情報としては、走行速度、う回区間の走行所要時間などが考えられる。

結局これらの条件を満足する尺度としてランプ間の旅行時間を用いるのが有効であると結論した。

4.2.2 高速道路旅行時間の推定法

高速道路進行の場合のランプ間旅行時間 T は前章の方法で容易に推定することができる。しかしこの T は疎通の再開時刻が予測されぬと正確には推定されぬものである。この疎通再開時刻の予測についてはすでに事故内容から事故処理に必要とする時間を推定することはきわめて困難であり、詳細な事故データが必要なことはいうにおよばずかりに事故処理時間が求められてもこの時間はある確率分布をすることが考えられるので、実用上あまり意味をもつとは考えられない³⁾とされているので、ここでは流入時刻ごとにこの時刻に隘路が除去されたとしたときの旅行時間を推定する。このため T は、渋滞区間の手前ランプにさしかかった車にとって最も好運な場合にもこれだけの時間がかかるという最小時間を意味する。流出したくない車にとっても、この時刻より以後は一般道へ回した方が早く次のランプへ行けるのであるから、主として渋滞があってもなおかつ本線上を直進した方が早く次のランプへつけるという理由から直進した車を流出させる理由となりえよう。

さて、 τ_1 、 τ_2 、 τ_3 を新たに次に定義する車の流入時刻とする。

τ_1 : ちょうど事故地点 ($\xi=0$) で渋滞後尾に追いつくような車の流入時刻、図 4.2.2

(a)参照。

τ_2 : ちょうど渋滞の衝撃波が発進波に追いつかれる地点 ($\theta=\theta_1$, $\xi=\xi_1$) で渋滞後尾に追いつくような車の流入時刻、図 4.2.2 (b)参照。

τ_3 : 渋滞が手前ランプに伝播する時刻、図 4.2.2 (c)参照。

いずれも前章の τ_1 、 τ_2 、 τ_3 とは相違するので注意を要する。この3個のパラメータは結果のみを記すと次式のように表わされる。

$$\tau_1 = \frac{(1-2p_0)^2}{(1-p_0)RS} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (4.2.1)$$

$$\tau_2 = \frac{1}{\sqrt{\alpha+1-p_0}} \cdot \frac{R}{S} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (4.2.2)$$

$$\tau_3 = \frac{2}{S} \cdot \frac{x_0}{v_f} \dots\dots\dots (4.2.3)$$

この3個のパラメータにより、車の渋滞後尾との出会い方が次の4種類に分類される。

(1) $0 \leq \tau \leq \tau_1$ のとき

図 4.2.3(a)に示すようにこの時間帯の流入車は渋滞に出合わない。したがってこのケースは考慮の必要がない。

(2) $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ のとき

図 4.2.3(b) に示すように渋滞に巻き込まれることになる。このケースは図 3.3.1 の時間帯 $\tau_4 < \tau \leq \tau_5$ の流入車の場合と同一の走行特性をもつ。

(3) $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ のとき

図 4.2.3(c) に示すように伝播特性変化前の渋滞に追いつくことになる。このケースは図 3.3.1 の時間帯 $\tau_3 < \tau \leq \tau_4$ の場合と同一の走行特性をもつ。

(4) $\tau_3 < \tau$ のとき

渋滞が上流ランプへ及んだときには制御が流出指示に切り換えられるので推奨開始基準を考察する必要はない。

時刻 $\tau = d$ (d は閉塞時間) に手前ランプを通過した車の旅行時間は、3.3 節の考察結果から時間帯 $\tau_1 < \tau \leq \tau_2$ でも時間帯 $\tau_2 < \tau \leq \tau_3$ でも同一の式で推定されることがわかっており (3.3.16), (3.3.17) 式で $d = \tau$ と置いた次式で与えられる。

$$T(\tau) = \frac{L - x_0}{v_f} + \frac{C^2 + \sqrt{C^4 + 4 v_f C^2 (L - x_0)}}{2 v_f^2} \quad \dots\dots\dots (4.2.4)$$

ここに、

$$C^2 = v_f^2 (R S \tau + 4 p_0 x_0 / v_f) \quad \dots\dots\dots (4.2.5)$$

$$R = \sqrt{\alpha} + 1 - 2 p_0 \quad \dots\dots\dots (4.2.6)$$

$$S = \sqrt{\alpha} - 1 + 2 p_0 \quad \dots\dots\dots (4.2.7)$$

$$p_0 = k_0 / k_j \quad \dots\dots\dots (4.2.8)$$

k_0, k_j : 事故前の交通密度, 飽和密度

α : 車線閉塞度

x_0, L : 上流ランプより事故発生地点までの距離, ランプ間距離。

v_f : 自由速度

である。図 3.5.2, 図 3.5.3 の場合のように $\tau = d$ の流入車が下流ランプに至るまでに発進波 k_2 に追いつき、その旅行時間が厳密には上式で表わされぬ場合もあるが、発進波に追いつく前後での速度差は小さいので上式で近似した場合の誤差は実用上無視しうる。

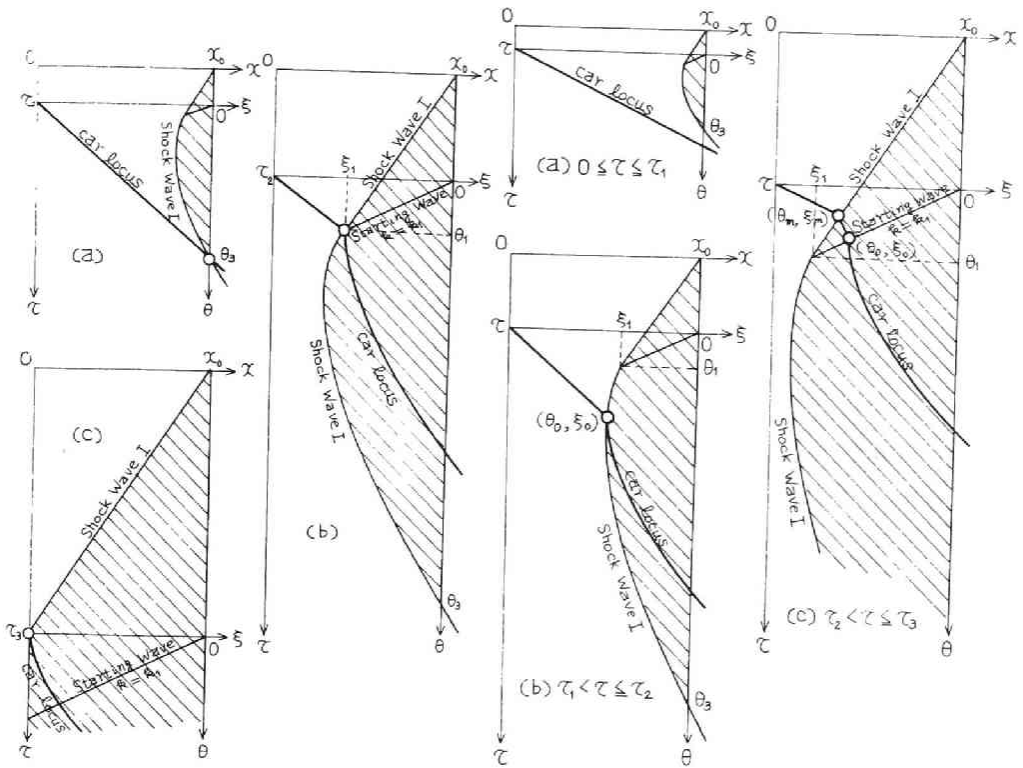


図 4.2.2 流入時刻 τ_1, τ_2, τ_3

図 4.2.3 各時間帯の流入車の走行軌跡

4.2.3 う回路旅行時間の推定

高速道路を直進せず一般道へ回した場合の次のランプまでの所要時間 T_* を求める必要がある。一般道は高速道路とは異なり途中いくつもの交差点があり、発生吸収も行なわれまたルートも何種類もあるので、交通状態を把握するのは数多くの観測点を必要とし困難であるが、次のランプまでを全体的にみた場合その所要時間は、曜日、時間帯などにより比較的安定しているものと思われる。

しかしここで、流出時の転換交通量に対して T_* がどのように増加するか、一般道にもやはり事故発生があるときにはどうするかという問題がある。転換量による T_* 増加分については上述の一般道の性格上精度のよい推定式作成は困難と思われる、また一般道の事故は高速道路上のそれとは異なり一般に処理時間も短かく、う回路も多くあることから閉塞度も小さいので、こうしたケースには異常事態発生時として、上記の平時の T_* をいく分大きく評価するようにす

ればよいだろう。(ただし、事故が流出ランプ付近で発生しているときは、流出量に対して容量の不足から、高速道路上に新たな渋滞をみることもあり、別の観点から問題がある。)

したがって、あらかじめ平日、休日とか時間帯、異常事態の有無などの T_* に影響する諸因子の組合せパターンを作っておき、高速道路に事故渋滞が発生した時点でこれに応じたパターンを選ぶ方法が実用的と思われる。各パターンの T_* の値の決定には実験車を走行させるとか、ランプ間の道のりを経験的に知られている平均走行速度で除すといった方法で求められよう。

高速道路調査会交通流監視制御研究班は流出推奨の制御レベル設定の資料を得るため、昭和47年10月11日(水)に京都南 I C ~ 吹田 I C 間のう回路旅行時間調査を行なっている。⁴⁾

調査経路として

- (1) 京都南 I C, 下鳥羽交差点, 枚方バイパス, 寝屋川バイパス, 中央環状線, 吹田 I C, 大阪高槻京都線, 茨木 I C (国道 1 号線経由)
- (2) 京都南 I C, 下鳥羽交差点, 桂川宮前橋, 国道 171 号線, 茨木 I C, 大阪高槻京都線, 吹田 I C (国道 171 号線経由)

の 2 つが選ばれている。両ルートの概略図を図 4.2.4 に示す。

4 台の試験車を使用, 7:30 頃より 18:00 頃までの間に国道 1 号線経由上り 7 回, 下り 8 回, 国道 171 号線経由上り 8 回, 下り 7 回の走行が行なわれ, 表 4.2.1 ~ 表 4.2.4 に示す結果が得られている。

京都南 I C → 茨木 I C 間う回路の旅行時間 (表 4.2.1 参照)……国道 171 号線経由なら朝夕のピーク時に 40~45 分, 昼間のオフピーク時に 35~40 分程度である。国道 1 号線経由だと距離が長くなるのでピーク時には 65~75 分, オフピーク時でも 55~65 分程度かかる。なお, 第 1 回目に 100 分もかかっているのは途中工事のため 18 分も遅れたことが大きな原因である。

茨木 I C → 京都南 I C 間う回路の旅行時間 (表 4.2.2 参照)……下りの場合と逆方向の経路をたどるわけだが, 下りの場合とは異なりピーク, オフピーク時の差がみられず, 国道 1 号線経由で 50~60 分程度である。

茨木 I C → 吹田 I C 間う回路の旅行時間 (表 4.2.3)……距離が短いためか出発時刻による差は大きくなく 5~7 分程度である。時間のバラツキはほとんど信号待ちの時間の違いに起因するものである。

吹田 I C → 茨木 I C 間う回路の旅行時間 (表 4.2.4 参照)……下りに比べて信号待ちの時間が多く, 5~8 分程度かかっている。

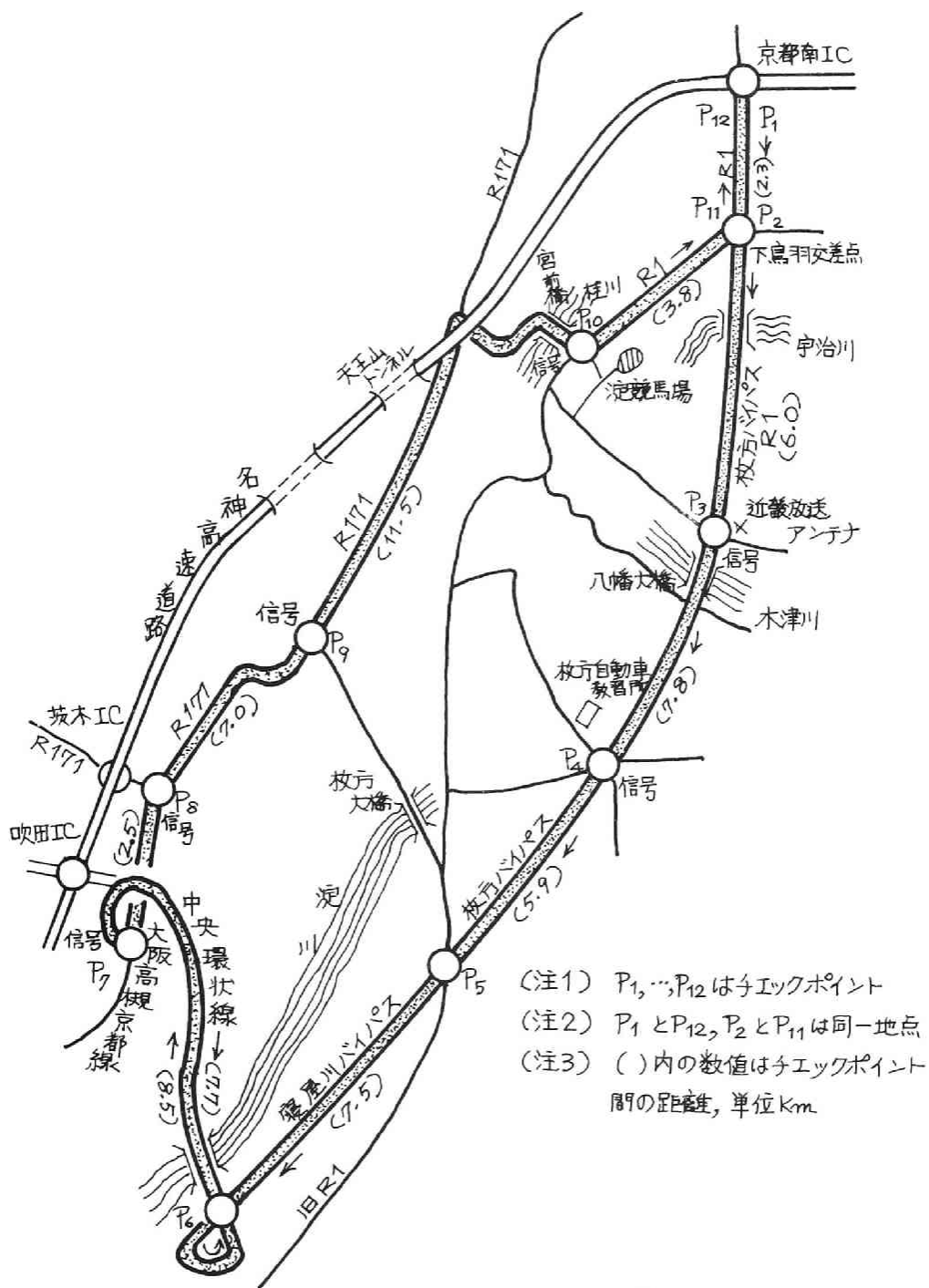


図 4. 2. 4 う回路走行調査ルート図

表4.2.1 う回路旅行時間 (京都南IC→茨木IC)

国道1号線経由 (40.5 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	7 : 45	100分: 00秒
2	9 : 48	68 : 10
3	10 : 31	67 : 05
4	12 : 35	60 : 50
5	13 : 30	60 : 25
6	14 : 45	64 : 49
7	15 : 45	55 : 02
8	16 : 50	72 : 09

国道171号線経由 (34.6 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	7 : 44	42分: 20秒
2	10 : 15	42 : 39
3	10 : 45	38 : 20
4	12 : 45	34 : 25
5	13 : 49	41 : 10
6	14 : 45	43 : 30
7	16 : 36	41 : 50

表4.2.2 う回路旅行時間 (茨木IC→京都南IC)

国道1号線経由 (39.7 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	8 : 29	62分: 35秒
2	8 : 35	51 : 30
3	10 : 58	59 : 48
4	11 : 23	50 : 15
5	13 : 20	60 : 19
6	14 : 30	61 : 46
7	15 : 30	55 : 55

国道171号線経由 (34.6 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	8 : 32	48分: 05秒
2	9 : 25	38 : 45
3	10 : 56	42 : 00
4	11 : 38	35 : 43
5	13 : 36	40 : 45
6	14 : 34	39 : 41
7	15 : 50	38 : 15
8	16 : 40	35 : 54

表4.2.3 う回路旅行時間
(茨木IC→吹田IC)

国道1号線経由 (2.5 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	8 : 29	6分: 30秒
2	8 : 35	6 : 30
3	10 : 58	6 : 17
4	11 : 23	4 : 40
5	13 : 20	7 : 40
6	14 : 30	6 : 18
7	15 : 30	5 : 20

表4.2.4 う回路旅行時間
(吹田IC→茨木IC)

国道1号線経由 (2.5 Km)

走行番号	出発時刻	所要時間
1	9 : 17	7分: 40秒
2	10 : 51	5 : 15
3	11 : 31	7 : 07
4	13 : 30	5 : 30
5	14 : 25	5 : 49
6	15 : 44	5 : 30
7	16 : 35	4 : 52
8	17 : 54	8 : 12

4.2.4 制御基準の判定手順

すでに述べたように流出推奨は $T(\tau) = T_*$ となる時刻 $\tau = \tau_*$ に開始されるが、4.2.2の結果を用いれば τ_* は次の手順で決定される。

(1) 事故条件の確認

発生位置 x_0 ， 区間長 L ，

発生時刻

車線閉塞度 α

(2) 高速道路上の交通条件の確認

事故発生前の交通密度 k_0 を、(i)時間オキュパンシから推定、(ii)交通量よりあらかじめ求めておいた交通量～交通密度の関係式を用いて推定、(iii)交通量よりランプ間に存在する台数を計算し区間長で除す、などの方法により求める。

(3) う回道路経由の所要時間 T_* の選択

時間帯、事故の有無によりあらかじめ作成されたパターンより適切な T_* を選ぶ。

(4) 流出推奨開始時刻の計算

4.2.2の理論式により事故発生 τ 分後に手前ランプに到着する車について高速道路上をもっとも都合よく走れた場合の所要時間 $T(\tau)$ が計算される。この $T(\tau)$ がはじめて T_* を超過する時刻 τ_* は次の手順で求められる。

1) 境界時刻 τ_1 ， τ_3 を求める((4.2.1)，(4.2.3) 式)

2) T_* が与えられているから、(4.2.4)，(4.2.5) 式から逆算して τ_* を求める。

$$\tau_* = \frac{1}{RS} \cdot \left[\frac{1}{T_*} \left(T_* - \frac{L-x_0}{v_f} \right)^2 - 4p_0 \frac{x_0}{v_f} \right] \dots\dots\dots (4.2.9)$$

3) $\tau_* \geq \tau_3$ なら手前ランプまで渋滞に到達した時刻 τ_3 においてもなお高速道路を進む方が、はやく次のランプに行けるから流出推奨はしない。別の観点から流出指示を行なう。

4) $\tau_3 > \tau_* > \tau_1$ なら事故発生より時間 τ_* 後に流出推奨を開始する。

5) $\tau_1 \geq \tau_*$ なら渋滞に巻き込まれることなく次のランプまで進めるので流出推奨を実施する必要はない。

(5) 以上のようにして求められた時刻 τ_* までの間に制御の準備をするとともに、(2)～(4)の手順を基準判定時刻ごとに再確認し、交通状況の変化に応じて修正計算していく。

(6) 時刻 τ_* がくれば流出推奨を開始する。

(7) 渋滞が手前ランプまで到達したときには流出指示に切り替える。

4.2.5 旅行時間比較法の性質

(1) ランプ間隔と流出推奨開始時刻

ある区間におこった事故に対する所要時間の推定値を $T_1(\tau)$ とするこれと n 倍の長さをもつ区間上で n 倍下流地点におこった事故に対する所要時間 $T_2(\tau)$ との間には、 $nT_1(\tau) = T_2(n\tau)$ なる関係がある。したがって、う回路所要時間も n 倍になっていると制御開始時刻も n 倍後になる。この性質を制御実施の上から考えると次のような問題が生じる。区間の長さが小さいと流出推奨は事故発生後あまり時間をおかずに開始しなければならない。しかし、事故検知の遅れ時間は区間長に無関係であると考えてよいので、小区間では事故を認識した時にはすでに推奨を開始すべき時刻を逸してしまう場合が起ってくる。そこでどの程度区間が小さくなれば旅行時間比較法が実用性を失うのかの検討を行なってみた。

現在名神高速道路においてランプ間隔が最長の24Km、平均的な間隔である16Km、最小である3Kmの3ケースについて(4.2.9)式を用いて流出推奨開始時刻を計算した結果を図4.2.5～図4.2.7に示す。閉塞度 α 、初期密度 p_0 (飽和度)は図中に記入してある値とした。

例えば、京都南→茨木I C間($L=24\text{Km}$)の中央地点($x_0=12\text{Km}$)で閉塞度 $\alpha=0.75$ の事故が発生した場合を考えよう。もし初期(相対)密度が $p_0=0.15$ すなわち交通量1車線あたり1,200台/時程度ならば、図4.2.5右側の図から、 $T_* = 35, 40, 45$ 分に対して、 $\tau = 50, 70, 90$ 分程度と読みとることができる。表4.2.1のう回路旅行時間の調査結果により、この区間に対しては国道171号線を経由した場合 T_* はピーク時に40～45分、オフピーク時に35～40分であることから、流出推奨開始時刻はピーク時には $\tau_* = 80$ 分、オフピーク時には $\tau_* = 60$ 分後となる。

茨木→吹田間のようにランプ間隔が $L=3.0\text{Km}$ の場合には、表4.2.3、表4.2.4の結果から $T_* = 5\sim 7$ 分程度であるので、交通量がかなり多く1車線あたり1,800台/時($p_0=0.25$)で完全閉塞事故($\alpha=1$)であっても、図4.2.7の左側の図より $\tau_* = 2\sim 6$ 分ときわめて小さいことがわかる。事故に関する情報を管制室で把握できるまでの時間遅れを考えるなら、事故が通報されたときにはすでに流出推奨を開始する時刻を逸しており、このように区間長が小さい場合には流出推奨の実用性が失われる。完全閉塞($\alpha=1$)、容量の半分程度の交通量($q_0 = 1,200$ 台/時/車線)に対して、10分程度の認知遅れの余裕をもたせるなら、 $L=5\text{Km}$ 未満となるような小区間に対しては旅行時間比較による流出推奨は実用性を欠くものと考えてよい。

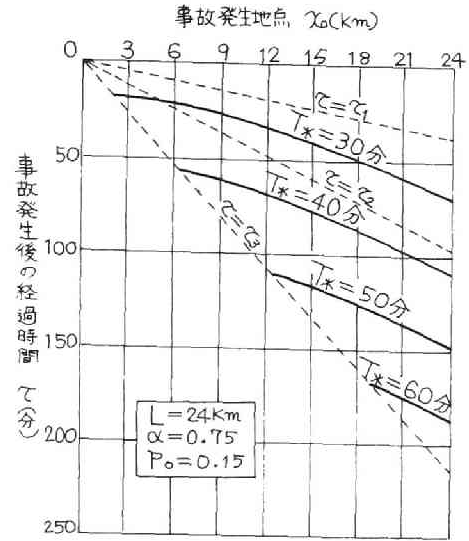
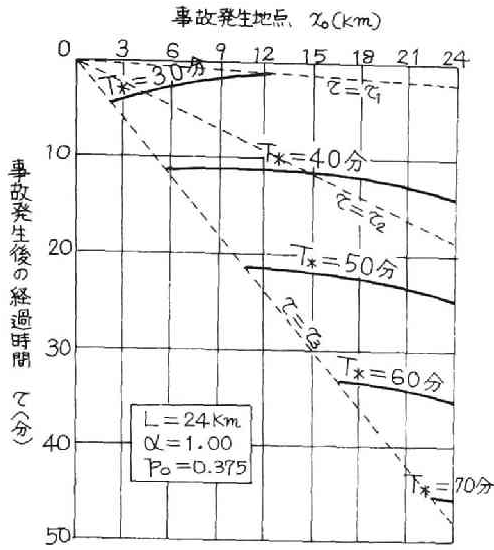


図 4.2.5 流出推奨開始時刻(茨木 IC, 京都南 IC 間で事故発生の場合)

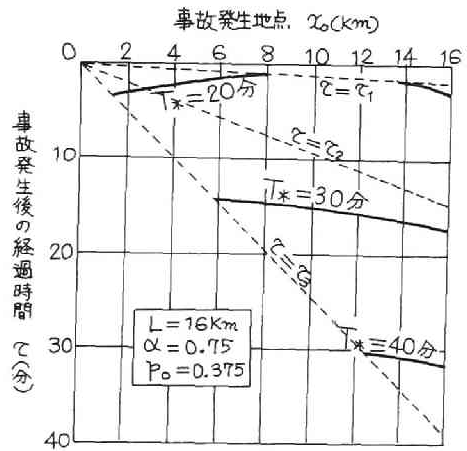
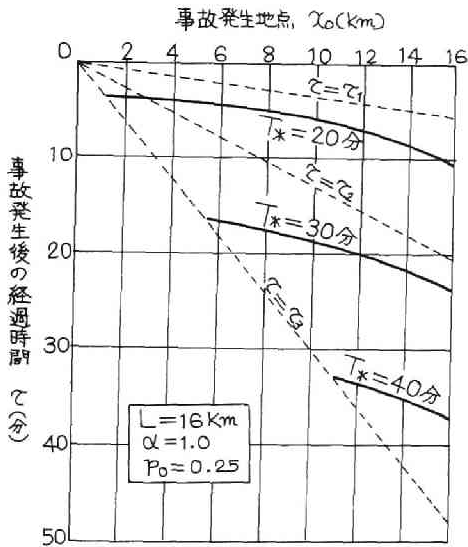


図 4.2.6 流出推奨開始時刻(大津 IC, 栗東 IC 間で事故発生の場合)

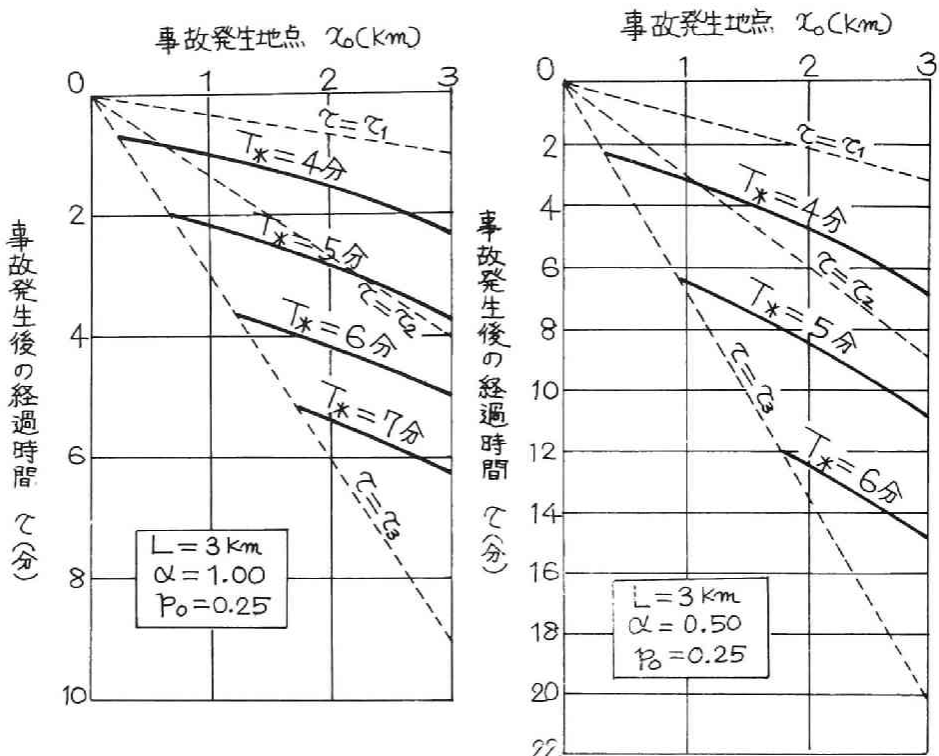


図 4.2.7 流出推奨開始時刻 (吹田 I C, 茨木 I C 間で事故発生の場合)

(2) 交通量, 閉塞度, 発生位置と流出推奨開始時刻

第 2 に, 交通量, 閉塞度, 発生位置により制御開始時刻がどう変わるかをみるため, いくつかの場合について数値計算して $\tau - T(\tau)$ 曲線をプロットしたのが図 4.2.8 である。同図(a)は交通量による相違を示したものである。開始時刻は交通量により大きく変化し, これが小さいときわめて遅くなり (渋滞伸長速度が遅いため) 処理時間を考えあわせると流出推奨は行わなくてよい場合が多いだろう。同図(b)は閉塞度に関する特性をみたものである。1 車線閉塞 ($\alpha = 0.5$) のときは完全閉塞 ($\alpha = 1.0$) のときに比較して, やはりかなり開始時刻はおそくてよく, この例の場合で約 3 倍であることがわかる。最後に同図(c)は発生位置による特性をみたものであり, 同図の例ではあまり変化はみられないが, 交通量が少ないとかなり変化するし手前ランプ付近で発生したときは (この例で約 5 km まで) 流出推奨を行なう必要はないという結果が得られる。この境界は重要であるので, x_0 についてもあまりラフに決めるべきではないと思われる。

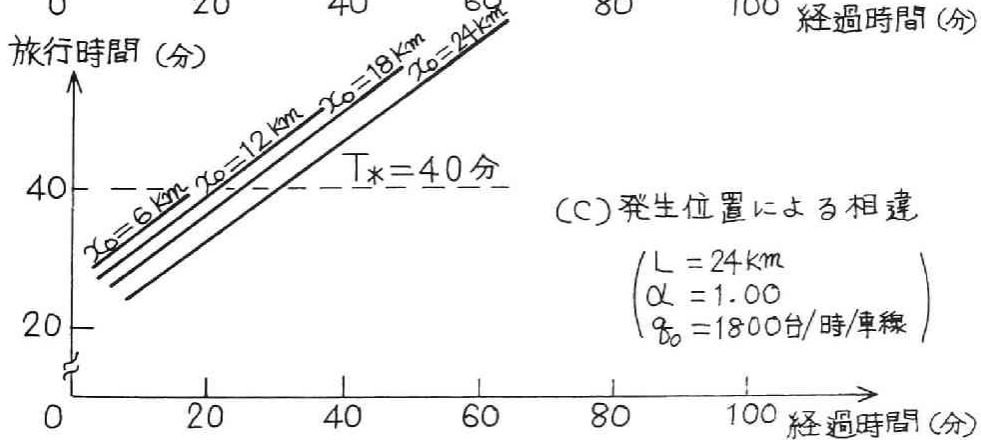
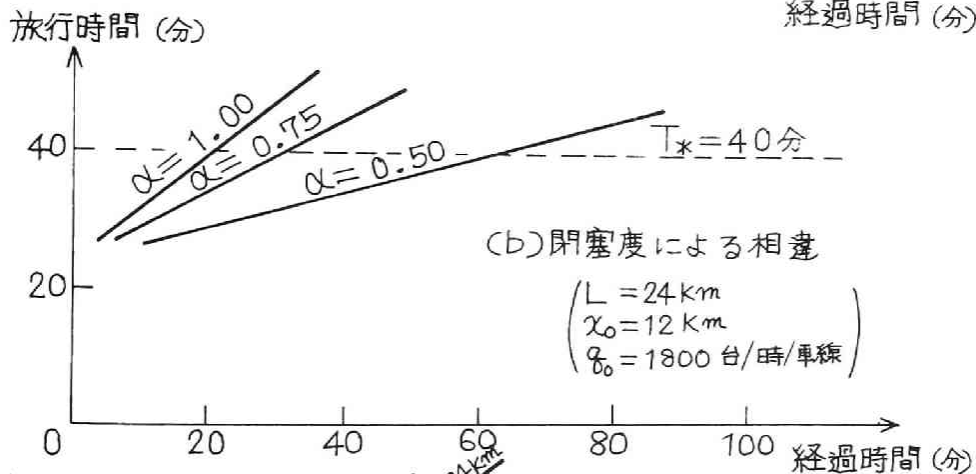
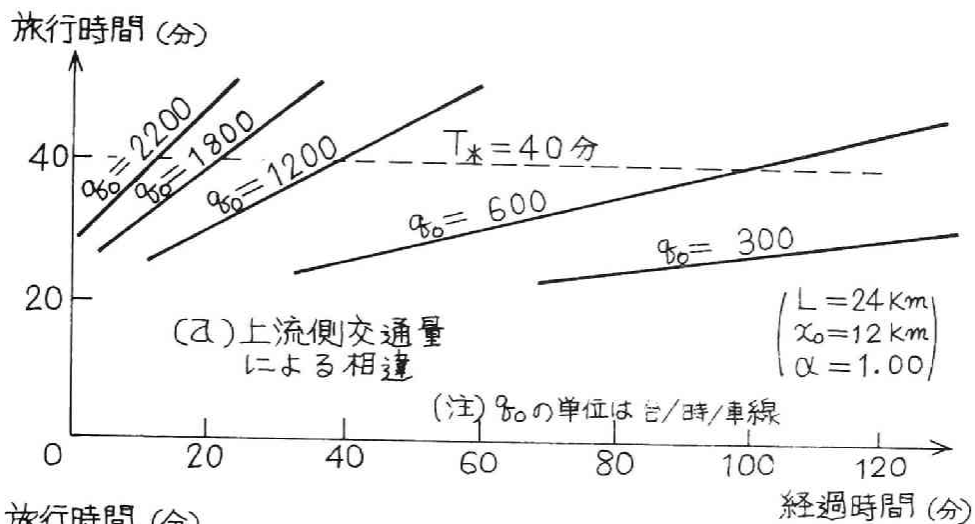


図 4.2.8 交通量，閉塞度，発生位置による所要時間の変化

(3) 推奨開始時渋滞長

いま、名神高速道路の京都南 I C → 茨木 I C 間の中央で完全閉塞の事故が発生した場合を例にとって流出推奨開始時刻、およびその時の渋滞長がどの程度のものになるのかを求めてみよう。

1) 区間長 $L = 24 \text{ Km}$, 発生位置 $x_0 = 12 \text{ Km}$

発生時刻 $\tau = 0$, 閉塞度 $\alpha = 1.00$

2) 事故発生時の交通量が容量に近いとき, かなり多いとき, 多いとき, 少ないとき, きわめて少ないときとして

$q_0 = 2,200, 1,800, 1,200, 600, 300 \text{ 台/時/車線}$

の 5 ケースをとりあげて比較してみよう。これに対応する密度は第 2 章に仮定した交通量～密度の関係式, (2.2.11) 式, を用いるとそれぞれ

$p_0 = k_0/k_j = 0.375, 0.25, 0.15, 0.0625, 0.03125$

となる。

3) T_* は 40 分と 35 分の 2 ケースを考えてみる。

4) (4.2.9) 式により T_* から τ_* を逆算して求めた結果を表 4.2.5 に示す。また流出推奨開始時の渋滞長は (2.3.15) 式の渋滞波の伝播速度を用いて誘導される

$$(-c_1) \tau_* = v_f p_0 \tau_* \dots\dots\dots (4.2.10)$$

なる式を用いて計算できる。

表 4.2.5 流出推奨開始時刻とその時の渋滞長 (例題の結果)

q_0 (台/時/車線)	2,200	1,800	1,200	600	300	
k_0 (台/Km/車線)	45	30	18	7.5	3.75	
v_0 (Km/時)	約 50	60	約 70	約 75	約 80	
τ_1 (分)	1.0	4.0	10.2	31.4	67.4	
τ_2 (分)	9.2	15.4	27.6	69.7	141.7	
τ_3 (分)	24.0	36.0	60.0	144.0	288.0	
τ_* 分	$T_* = 40 \text{ 分}$	12	20	37	93	189
	$T_* = 35 \text{ 分}$	7	14	28	73	150
渋滞長 Km	$T_* = 40 \text{ 分}$	6.0	6.7	7.4	7.8	7.9
	$T_* = 35 \text{ 分}$	3.5	4.7	5.6	6.1	6.3

4.3 流出指示方式

流出推奨を実施してもこの制御の性格上本線をそのまま進行する車も存在し、渋滞がさらに拡大し手前ランプに及ぶ場合もある。このようなときには流出推奨を解除し、従来から実施されている流出指示に切りかえればよい。本節ではこの流出指示方式の解除基準についての考察を行なう。

障害物除去後ただちに制御を解除する方法がまず考えられる。利用者にとっては一般道よりはやく次のランプへもいけるし、管理者にとっても利用車数が多くなる。しかし、先頭車が渋滞後尾に追いつくことになるので、急激な速度ダウンと先頭車に連続して後続車が追従してくることを考えれば安全性が低下していることはいうまでもなく、事故再発の可能性がある。この点から渋滞が解消した時刻に解消した地点で先頭車が追いつくようにするのが好ましい。このような流出指示解除時刻は次のように決定することができる。⁵⁾

時刻 $\theta = 0$ 、渋滞長 l のときに障害物が除去され、疎通が開始したとすると、渋滞車群中の最後尾の車が事故地点を通過する時刻 θ_0 は渋滞中の密度を k_1 として

$$(\text{渋滞量}) = k_1 l = q_c \cdot \theta_0 \quad \dots\dots\dots (4.3.1)$$

ここに q_c は臨界交通量(最大の交通量)で、先の交通量～密度の関係から、

$$q_c = k_j v_f / 4 \quad \dots\dots\dots (4.3.2)$$

となり、さらに k_1 は閉塞度 α により

$$k_1 = \frac{1 + \sqrt{\alpha}}{2} k_j \quad \dots\dots\dots (4.3.3)$$

と表わされるので、

$$\theta_0 = \frac{4 k_1}{k_j} \cdot \frac{l}{v_f} = 2 (1 + \sqrt{\alpha}) \frac{l}{v_f} \quad \dots\dots\dots (4.3.4)$$

となる。再流入の先頭車は事故地点まで自由走行速度 v_f で走れるから手前ランプから時間 x_0 / v_f 後に事故地点に到着するので、流出指示解除時刻 θ_* は

$$\theta_* = \frac{4 k_1}{k_j} \cdot \frac{l}{v_f} - \frac{x_0}{v_f} = 2 (1 + \sqrt{\alpha}) \frac{l}{v_f} - \frac{x_0}{v_f} \quad \dots\dots\dots (4.3.5)$$

となる。ここに、

- x_0 : 事故地点, v_f : 自由走行速度
- α : 閉塞度, l : 疎通開始時渋滞長

である。すなわち疎通開始 θ_* 時間後に流入再開を始めればよい。

1 車線閉塞のような部分閉塞の場合は、上流からの流入を止めると時々刻々渋滞長が短くなっていき、閉塞時間が長いと障害物除去前でも渋滞列がなくなってしまうことがある。この場合には高速道路の効率利用から除去前でも流入を許すのがよいと思われる。上述疎通開始後の解除基準に準じ、この渋滞のなくなる時刻に流出指示解除後の先頭車が追いつくように流入を再開すればよい。しかしながら、本線流入ランプとも同時に再開すると再度渋滞の発生する恐れがある。渋滞発生が予知される場合にはこれをさけるべきであるから、現場の疎通能力を考え、本線の流出指示のみを解除し、流入ランプでは閉鎖を続行するといった方式もとることができよう。料金制度から、流入ランプからの車と本線からの車とはこの区間へ入る権利は同等であると考えられるが、この場合には効率的利用の立場からこの方式も考えられよう。本線よりの車に優先権を与えたのは、一般に本線利用者の方がう回路に詳しくないこと、また逆に流入ランプのみ解除すると流出車は流入ランプへまわり再流入できるという不合理がおきること、などの理由による。

疎通再開後の流出指示解除時刻は、 $\alpha = 1$, $x_0 = 8 \text{ km}$ の場合を例にとれば概算次のようになる。

除去時刻における渋滞長は、

$$l = x_0 = 8 \text{ km} \quad \dots\dots\dots (4.3.7)$$

となる。これを(4.3.5)式に代入すれば、疎通再開後、

$$\theta_* = 2(1 + \sqrt{1}) \cdot \frac{8}{80} \times 60 - \frac{12}{80} \times 60 = 15 \text{ 分} \quad \dots\dots\dots (4.3.8)$$

後に流出指示を解除すればよいことがわかる。

4.4 流出制御に付随する制御

事故による渋滞時の流出指示に関連して流入ランプでの流入抑制の問題がある。

第1に、強制流出を実施するランプの流入ランプは当然同時に閉鎖されるべきであるのはいうまでもない。

第2に、強制流出ランプの流出ランプ付近の容量の問題がある。本線交通量が一度に流出するのであるから、場合によっては流出ランプおよび接統一般道の容量が不足し、新たな渋滞が発生

し本線まで尾をひくことがある。流出ランプ付近の交通状態を計測しておけば、この渋滞はある程度予測しうるので、強制流出開始までの時間待ちのうちに、(1)さらに上流ランプで、あらかじめ流入抑制を行なう、(2)一般道の方の交通整理を行い流出ランプ付近の隘路地点（もよりの交差点など）の容量的余裕を大きくしておく、などの方法を構じその影響緩和に努めなければならない。

また、ランプ付近では流出・流入車による走行妨害を避けて、あらかじめ追越車線へ移行している車が多い。このような状況に対して、流出ランプの直前で流出推奨を行なえば、流出車となおかつ本線を進行しようとする車の交錯から追突事故の危険性が増大しよう。流出推奨実施中には適切な位置で車線変更を指示し、流線を単純化する必要があると考えている。

ランプはゲイトでの一時停止が必要なことと構造上の問題から、平常時においても本線よりかなり走行速度が低下する。流出指示実施時にはランプ上でかなりの混乱が予想されるので、本線上のある程度上流から速度を漸減させていくような速度規制の必要があると考えている。

本線上の渋滞部の安全性については、すでに渋滞領域中にある車は低速の定速走行であることから比較的事故の危険は少ないといえるが、渋滞領域突入時の高速から低速への急激な減速の際に追突の危険性が増大しているといえる。追突事故防止のため、渋滞後尾に向って漸次速度を減少させていくような速度規制を考える必要があろう。多段階に速度を減少させることの効果・実用性については今後の検討課題である。

4.5 案内表示板

4.5.1 必要性

案内表示板は、各種の交通情報、道路情報、気象情報などを利用者にサービスするとともに、事故等の緊急事態にあたっては交通規制等道路管理者の意志を利用者に伝える手段として必要なものである。

シカゴ高速道路における可変表示板についてのアンケート結果によれば、高速道路のランプメータリング制御の状況を平面街路の情報板に表示してかなりの制御効果をあげているようである。

6) また、首都高速道路における可変表示板の効果に関するアンケート結果では、あまり効果が現われていないようであるが、その理由のおもなものとして、運転者が判断するには情報不足であること、収集時刻と表示時刻に時間的な遅れがあり情報の信頼性に問題があること、などがあげられており、⁷⁾表示板の必要性そのものを否定するものではない。

4.5.2 表示内容

交通管制の効果をあげ、利用者の望む情報を提供するためには次にあげる内容のものを案内表示することが必要となろう。

(1) 各種の規制・指示を案内するもの

- 1) 事故時の流出指示およびそれに付随して必要となる流入ランプ閉鎖，さらに上流ランプでの流入抑制，う回車，流出車に対するう回ルートの指示，すでに本線事故区間へ入ってしまった車に対する緩和速度の表示，途中サービスエリア，パーキングエリアへの一時待機の推奨，などが必要となる。
- 2) 単独の流入ランプ閉鎖に対しては入口ゲートで知らせるとともに，一般道においてもう回ルートを表示して，流入ゲートにこないようにしなければならない。
- 3) 流出ランプ閉鎖に対しては，上流側オンランプで案内するとともにすでに流入した車に対して当ランプでの直進指示，および手前ランプでの流出推奨が必要となる。
- 4) 工事，事故等で本線上の車線を部分的に閉鎖したときには，手前の表示板に車線変更の指示をする。
- 5) 事故，気象条件，路面条件などにより，速度規制を行なうときには，本線上に表示するとともに，直前ランプの入口でも予告する。

(2) 高速道路上の渋滞の発生を案内し，う回を推奨するもの

- 1) 本線上に渋滞が発生したとき，直前の流出ランプで案内し，流出車の増加による渋滞緩和を期待する。同ランプでの流入者に対しても同時に案内し，う回を推奨する。この場合もう回ルートの表示が必要とされよう。
- 2) このような渋滞時には旅行時間の案内も利用者に望まれる情報であろう。
- 3) 流出ランプからの渋滞が本線へ尾をひいてくるようなときには，当ランプに目的地をもつ車を手前または次のランプでおりるように推奨し，通過交通へ影響が及ぶのを緩和する。

(3) 非常事態を案内し，走行上の注意を喚起するもの

- 1) 事故車，故障車，火災などを知らせ，走行上の注意を促がすとともに誘導するもの。
- 2) 気象・路面の状況を知らせるもの。
- 3) 工事を知らせるもの。

(4) その他の案内

- 1) 接続する道路の管制状況などを知らせるもの。
- 2) 一般道に渋滞があり，高速道路に容量の余裕があるときには，高速道路の利用を勧誘する。

おもな内容は以上のものである。これらをどのような方式で表示するかも重要な問題であり、これについてのいくつかの検討事項をあげておく。

- (1) 表示板は最低本線ランプ付近、入口ゲート、一般道に必要でありその他長大区間では本線中間に、またサービスエリア、パーキングエリアにも渋滞時の時間待ち推奨のために設置が望まれる。表示内容と表示場所の間には密接な関係がある。この関係を表 4.5.1 に示す。
- (2) 表示内容は多種にわたるので、可変式の表示板とならざるをえない。またいくつかの事態が重なった場合に同時に表示することはできないので、重要度を考えた優先表示順位を決めておかねばならない。例えば阪神高速道路では表 4.5.2、表 4.5.3 に掲げるような優先表示原則を設定している。⁸⁾都市間高速道路ではこれとは若干相違したものとなろう。
- (3) 利用者の知りたい情報を与えることがサービス向上につながり、管制効果をあげる上にも必要である。指示・案内を示す項目のほか、その理由とか事故地点なども利用者の欲する情報であり、表示板は理由原因の表示、場所・地点の表示、指示・案内の表示の 3 段式にするのが望ましい。
- (4) 情報提供者の意図が利用者にわかりにくいような表示はすべきでない。例えば渋滞中注意は単に渋滞中がよい。また、地名表示方式については「この先」というばく然としたものではなく、表示前方何 Km と具体的に表示するか、キロポストを使用するか、一般に通用すれば区間名、地点名で表示した方が好ましい。その他、速度規制に関しては設計速度と管制上の速度とが区別されるようにしなければならない。
- (5) 渋滞の案内、指示が最も重要な情報となるが、渋滞レベルがはっきりしないと効果は期待できない。渋滞発生とともに渋滞中表示し、一般う回の方が早く次のランプに到着できる程渋滞が拡大したときには流出推奨を表示、渋滞後尾が手前ランプに及んだときには強制流出を実施するといった 3 段階に分けた表示を考えたい。

表4.5.1 表示内容と表示場所

表示内容の種類		本 線		インター	一 般 道	
		オフランプ手前	中間(SA,PA手前 トンネルなど)	入口ゲート	流入者に対して	う回のための 流出者に対して
各種の規制を 指示案内する もの	流出指示およびそれに付 随した制御の案内・警告	○ (流出指示)	○ (規制予告) ○ (速度低減指 示)	○ (閉 鎖) ○ (流入抑制)	○ (流入ランプ閉 鎖,抑制の予告) ○ (う回ルート の指示)	○ (う回ルート の指示)
	流入ランプ閉鎖とう回ル ートの案内	—	—	○	○	○ (う回ルート の指示)
	流出ランプ閉鎖の案内	○	○	○ (上流側)	—	—
	車線閉鎖, 車線指示	○	○	—	—	—
	速度規制	○	○	○	—	—
渋滞の発生を 案内し, う回 を推奨するもの	本線渋滞中	○ (流出推奨)	○ (SA,PA への 一時待時推奨)	—	○ (う回推奨と う回ルートの指示)	○ (う回ルート の指示)
	一般道渋滞中	○ (直進推奨, さらに手前ランプで の流出推奨)	—	—	—	—
非常事態を案内し, 走行上 の注意を喚起 するもの	事故, 故障車, 火災	○	○	○	—	—
	気象, 路面の状況(濃霧 風雨, 積雪, 凍結, スリップ)	○	○	○	—	—
	工 事	○	○	○	—	—
その他の案内	接続道路の規制を知らせ るもの	○	—	—	○	—
	高速道路利用の勧誘	—	—	—	○	—

(注) 必要箇所に○印が付してある。

表 4.5.2 可変標識優先表示原則（都市内高速道路入口標識の例）⁹⁾

案内情報の種類		優先順位	表示項目のパターン	摘 要
(1) 流入車制御	流入ランプ閉鎖の案内	1	A - 流入 - 通交止	完全閉鎖の場合。 他の情報を知らせる必要がないからこれが最優先となる。 A…事故、渋滞、工事、積雪、凍結、只今
	流入制限の案内	5	A - 流入 - 制限中	一部制限の場合。 完全閉鎖でないときには、流入する前にそれぞれの目的とする流出ランプへの到達可能性を知らせてやることの方が優先する。
(2) う回推奨	本線通行止の案内	2	只 今 - B - 通行止	B…①（同一路線下流に通行止区間がある場合が優先） （注1）路線名、または通行止区間の手前ランプ名を表示する。 ②（下流方向他路線に通行止区間のあるときは近い順に優先）路線名
	渋滞の案内	3	只 今 - B - 渋滞中	B…①（同一路線下流に渋滞区間がある場合が優先） 路線名、または渋滞区間の手前ランプ名を表示する ②（下流方向他路線に渋滞区間のあるときは近い順に優先）路線名
(3) 注意喚起	規制の案内	6	A - B - 徐行	A…凍結、積雪、事故、工事、故障 B…全線または当該区間の手前ランプ名を表示する。これらの内容については運転者自身によっても認識可能なので、流入制限の知らせよりも下位。(注2)
	走行注意	7	A - B - 注意	同 上
(4) その他の案内	接続道路の案内	4	名 神 - B - C	B…上り、下り。(注3) 路線⑨西行きには表示不必要。 C…通行止、渋滞中。(注4) 路線⑨西行きのみに表示可能。
	万博会場駐車場の案内	8	万 博 - 駐車場 - 満 車	放送によっても広報されるので、情報板での優先度は最下位。

(注1) 通行止区間をその手前ランプ名で代表させる。渋滞、規制案内、走行注意の項も同様。

(注2) 優先項目決定にあたっては、ブロックC(指示)、ブロックB(場所)、ブロックA(理由)の順に優先判定していく。

(注3) 万博時には午前中上り、午後は下りが優先する。

(注4) 通行止が優先する。表示規準は次の通り。〔上り線、豊中〕豊中ICで流入ランプ閉鎖の場合に通行止、流出、う回推奨をしていれば渋滞中〔上り線、西宮〕西宮ICで流入ランプ閉鎖してれば通行止、う回推奨してれば渋滞中、〔下り線、豊中〕豊中ICで流入ランプ閉鎖の場合に通行止、流出、う回推奨をしていれば渋滞中、を表示する。

表 4.5.3 可変標識優先表示原則（都市内高速道路本線標識の例）¹⁰⁾

案内情報の種類		優先順位	表示項目のパターン	摘 要
(1) 流出指示	本線通行止	1	[A] - この先 - 通行止	同一路線下流方向で現場通行止を行なっているとき。または本線オキュパンシ 30% を超過したとき警察と協議の上。 [A]…只今, 事故, 工事
(2) 流出推奨	渋滞のお知らせ	2	[A] - この先 - 渋滞中	同一路線下流方向で渋滞が検知されたとき（オキュパンシ超 30%）。 [A]…只今, 事故, 工事
	他路線の通行止 渋滞のお知らせ	3	[A] - [B] - [C]	下流方向接続路線で通行止, 渋滞のあるとき。 [A]…只今, 事故, 工事 B…路線名, 近い順に優先 [C]…通行止, 渋滞中, 前者が優先（注 1）
(3) う回推奨		4	万博 - う回路 - 池田へ	午前中, 名神上り豊中～吹田間渋滞中または通行止のとき。
(4) 注意喚起	規制のお知らせ	6	[A] - [B] - 徐行	[A]…工事, 事故, 故障 [B]…この先, または路線名（近い順に優先）
	走行注意	7	[A] - [B] - 注意	同 上
(5) その他の案内	名神高速道路	5	名神 - [B] - [C]	[B]…上り, 下り。下りが優先 [C]…通行止, 渋滞中。前者が優先（注 2）
	万博会場	8	万博 - 駐車場 - 満車	放送によっても広報されるので, 情報板での優先度は最下位。

（注 1）優先項目決定にあたっては、ブロック B（場所）、ブロック C（指示）、ブロック A（理由）、の順に優先判定していく。

（注 2）名神高速道路関係の情報の表示規準は入口標識の場合と同じ。

4.5.3 表示板の構造

表示板のデザイン、構造については次のような条件に考慮が払われていなければならない。

- (1) 強度、耐久性が十分であること。保守運用が容易なこと。
- (2) 誘視性に富み、表示板の位置がよくわかること。高速走行中の運転者は視野が狭くなっているし、表示内容をはやく理解しなければならないので、遠くからでもよくみえるように表示板の大きさ、照明などを考慮しなければならない。とくに回ルート指示板のような一般道にとりつける表示板については、周囲の看板、他の表示板のため発見しにくくなる恐れがあり、その位置、背景との対比に留意せねばならない。
- (3) 視認距離大きく、必要な位置にきたときにはどの運転者にも容易に表示内容が認識できること。このためには、使用する文字、記号の種類、大きさ、形状、色彩、個数や空欄の配置また文字と表示板の照明のコントラストと昼間、夜間でどうなるかなど運転者の視覚能力の研究とあわせて検討しておかねばならない。
- (4) 運転の安全性を阻害しないこと。設置位置の不適あるいは過度の刺激は運転者の疲労を高め周囲への注意力をそぐのでさけねばならぬ。またすばやく判読できることが運転者から注意をそらさぬために必要。
- (5) 従来設置されている表示標識から運転者がすでにもっているイメージにさからわないこと。従来すでに使われているものと類似の手段を異なる目的に用いると混乱をまねくおそれがある。例えば、誘視のためフリッカーを使用するが、このときランプの大きさ、色相、作動状況が一般道で用いられている規制用信号と類似性が強いと判断に迷う運転者もでてこよう。

4.6 流出制御に関する諸問題

4.6.1 流出制御の適用区間

流出推奨、流出指示等の流出制御方式の適用場所について次のように考えている。

- (1) 都市間高速道路では距離比例料金制がとられ、後払い原則であり、利用した分だけの料金を払えばよいので、本線通行者に対して流出を推奨指示することについてのトラブルが少ない。都市内高速道路では均一料金制、前払い原則であるので、途中の本線上で流出、直進の判断をせまられる推奨、指示方式には問題があり、高速道路に流入する前に判断ができるようにしなければならない。
- (2) 都市間高速道路は線状に伸びている高速道路に並行して一般道があり、両者の最短ルートはほぼ一致しており、事故区間をう回した車は必ず次のランプ付近に行くと考えてよいので、旅

行時間の比較に意味がある。都市内高速道路では、目的ランプが多様であり、ODのペアごとに最短ルートが異なり、必ずしも次のオンランプから再流入するのが最短ではない。したがって、旅行時間比較の意味があいまいとなる。

- (3) 都市間高速道路は比較的容量に余裕のある一般道と接続しており、流出させることも可能である。都市内高速道路では流出口が容量に余裕のない平面街路に直結しており、流出させることには問題がある。

主として以上の理由から、流出推奨・流出指示等の流出制御は都市内高速道路への適用には問題があるが、都市間高速道路に対して適用性を見い出すことができると考えられる。

4.6.2 流出制御実用化への問題

流出推奨・流出指示等の流出制御を実行するにあたっては、次のような事柄が問題となろう。

(1) 旅行時間推定の諸係数の調査

交通密度と車の速度の関係の仮定の上に旅行時間の推定式が組み立てられているので、この仮定式のパラメータ（自由速度、飽和密度）を道路条件、気象条件による相違を考慮に入れて調査しておかねばならない。また、事故車による容量低下量は旅行時間の予測制度に対する重要な要素であるので、車線閉塞の程度と容量低下量の関係を調査、作表しておくか、直接事故時にその低下量が測定できるように検知器を設置しておくかしておかなければならない。

(2) う回路旅行時間の調査

各区間ごとに時間帯、交通条件等の相違別に実証的な調査を行ないあらかじめ設定しておけばよい。高速道路での流出推奨・指示によりう回する車のため一般道での交通量が増加し、う回旅行時間も増加するので、う回交通量のレベル別に割り増し係数を考えるなど何らかの推定値を考えなければならない。

(3) 可変表示板表示内容

流出推奨の制御効果は可変表示板の表示項目に依存するところが大きく、その内容による効果の相違を検討しておく必要がある。しかし、制御適用上の基準を明確にし、その基準の信頼性を高めれば、十分な制御効果を期待できるものと考えている。

(4) 付随する流入抑制について

事故による渋滞時の流出指示に関連して流入ランプでの流入抑制の問題がある。その具体的方法の検討も必要である。

4.6.3 他の制御との関係

名神高速道路においては現在次のような事故の場合に本線区間閉鎖が実施されているようである。

- (1) 死亡事故……現場検証に時間がかかるので混乱をさけるためたいていは本線を閉鎖する。
(強制流出と流入ランプ閉鎖)
- (2) 複数個の事故が発生し処理困難な場合には閉鎖。
- (3) 危険物の状況によっては閉鎖。
- (4) 火災を伴う事故も閉鎖。
- (5) トンネル内の事故および事故渋滞がトンネルに到達したとき、
 { 交通量少のときはトンネル入口で現場閉鎖
 { 交通量大のときは本線区間の閉鎖

以上のように強制流出がいろんなケースですでに実施されているが、旅行時間に基づく流出制御もこれらと併用していけばよい。

4.7 結 語

都市間高速道路で事故渋滞がおこった場合、従来は、渋滞発見後の流出推奨、および渋滞が拡大し手前ランプまで伸びてきた時の強制流出などの制御が行なわれてきた。しかし、推奨の制御基準があいまいで効果が少なく、また流出ランプまで渋滞が拡大しない限り強制流出をさせないため、区間長の長いランプでは渋滞長が非常に長くなることもあるという不合理があった。

本章では「高速道路上を進行する場合の旅行時間が、う回路進行の場合の旅行時間を超過する場合に高速道路からのう回を推奨する」という流出推奨の制御基準と、事故処理時間の予測が困難であることから「事故区間への進入時刻に排除されると仮定したときの旅行時間で、真の旅行時間の代用とする」という旅行時間の予測法に関する奥谷・井上の方法を中心に、流出制御についての考察を行なった。

高速道路進行の場合の旅行時間推定精度の検討は前章で行なったが、吹田IC～京都南IC間における事故例に対して、きわめて高い適合を示しており実用上有望な結果を得ている。ただし高速道路の閉塞度 α の値を事故障害の程度に対してどのように与えるかという問題が残されている。単に1車線閉塞といっても事故状況により、実際の疎通能力がちょうど半分になるわけではなく、その値を適切に求めることができるなら、推定精度はきわめて高くなるものと考えられる。 α の与え方として事故地点下流側の交通量を観測することによって知るという方法も考えられよ

う。

一方、う回路経由の旅行時間は吹田IC、茨木IC、京都南IC間での走行調査結果から、ピーク時・オフピーク時という2つの時間帯に分割すれば、各時間帯でその値はかなり安定しているとの結果を得た。しかし、経路上で工事が行なわれているとオフピーク時であってもかなり遅れ時間が大きくなるので、管制センターでう回路上の工事、事故を把握する方法や、その値の決め方が問題となろう。また、実際に高速道路で制御を行なったときにはう回交通が平常時の交通につけ加わる。このう回交通の旅行時間に及ぼす影響も今後に残された課題である。

ランプ間隔が短くなると一般にう回路進行の場合の旅行時間も小さいので流出推奨を早く開始せねばならず、この開始時刻が事故発生の認知時刻よりも早くなってしまうこともある。事故発生が認知されるまでは当然何らの計算も制御も行なえないから、う回路を進行した方がはやく次のランプに行けるときには、流出推奨を実施するという推奨方式の信頼性が失われることになる。そこでどの程度ランプ間隔が小さくなれば実用性が失われるのかの検討を行なってみた。その結果、管制室における事故発生の認知遅れ時間を10分程度としたとき、完全閉塞事故、容量の半分程度の交通量という条件に対して、区間長が5km未満となるような小区間に対しては、推奨開始時間が10分未満となり事故渋滞認知時にすでに推奨開始基準が満たされており制御が手遅れになることが判った。一般には閉塞度、交通量、認知遅れ時間が関係し一概には言えぬが、一応の目安として区間長が5km未満になると適用しがたいと考えてよい。このような小区間については隣接区間と統合させてしまい、もう一つ手前ランプで制御を実施するなどの対策が考えられるが、統合の仕方についてはう回路との関係もあり今後に残された問題である。

参 考 文 献

- 1) 高速道路調査会： 高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和47年2月，
p. 23
- 2) I. Okutani and N. Inoue： Estimation of Traveling Time between Ramps and
Discharge Control on Expressway, Proc. of JSCE, No. 211, March 1973, pp.
99～107
- 3) 高速道路調査会： 高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和44年3月，
pp. 56～63
- 4) 高速道路調査会： 高速道路の交通流監視制御装置に関する研究報告書，昭和48年2月，
pp. 73～77
- 5) 前掲2)， pp. 104～105
- 6) G. C. Hoff： Summary of Driver Information Research, Chicago Surveillance
Project Report, March 1970
- 7) 高速道路調査会： 可変標識に関する研究，昭和44年3月， pp. 29～70
- 8) 阪神高速道路公団： 阪神高速道路交通管制に関する解説書（その2），昭和45年3月，
pp. 35～36
- 9) 前掲8)， p. 35
- 10) 前掲8)， p. 36

第5章 交通流の監視法

5.1 概 説

交通制御を行なうにはまず交通流を監視し必要な情報の収集を行わなければならない。交通情報には道路上の検知器からもたらされる交通量、オキュパンシーなどの定量的な情報や、非常電話とかパトロール車からもたらされる事故・故障連絡などの定性的な情報がある。定量的な交通情報は交通量、時間オキュパンシー、時間平均速度といったある1地点を単位時間中に通過する車の集積値もしくは平均値として定義される情報と、交通密度、空間オキュパンシー、空間平均速度といったある時刻に単位にとった距離上に存在する車についての集積値もしくは平均値として定義される情報に分類することができる。

ところで、交通流は本質的に不規則変動をしているため観測交通情報にもバラツキがあるのは避け得ない。バラツキの大きすぎる情報では、適切な交通制御は行なえず、情報としての価値が低いといえるであろう。バラツキを小さくするためには前者のような交通情報についてはサンプリング時間もしくは平均化時間を、後者のような交通情報については測定区間長を大きくしなければならない。本章第2節は測定区間長と交通密度のバラツキを、第3節はサンプリング時間もしくは平均化時間と交通量、時間オキュパンシー、時間平均速度のバラツキの関係をシミュレーションにより検討したものである。

事故渋滞を機械的に検知しようとする場合、検知遅れ時間を小さくしようとすると観測点の間隔を小さくしなければならない。本章第4節は交通密度による渋滞の検知法について考察し、観測点間隔と検知遅れ時間の関係を第2章の結果を用いて考察し、ある一定の時間内に検知するために要求される検知器配置間隔を求めるものである。また、検知器配置間隔は制御方式とも関係がある。第4章に述べた流出制御方式に対して要求される配置法を第5節で考察する。

5.2 交通密度の測定区間長

交通密度は対象区間の両端において交通量を測定し、流入量と流出量の差から求めることができる。この場合測定区間長のとり方によって密度の変動状態が異なってくる。区間長が短くなると変動巾が大きくなり制御に用いる情報として不安定なものとなる。明神・井上は走行・追い越しの車線区別のある1方向2車線道路上での簡単な交通流のシミュレーションを行ない、測定区間長と測定値の変動について次のような結果を得ている。¹⁾

5.2.1 シミュレーションモデル

1台1台の車があるルールに従わせて走行させるというシミュレーションを行なった。シミュレーションのモデルの概要は次のようである。

(1) 車の発生

最上流端で発生させる。発生交通量の平均値は600～3,900台/時/2車線の間を300台間隔とし、計11ケース行なった。発生地点では、初め追越車線利用率の初期値を与え、5分間固定し以後5分毎に最下流端で観測された利用率に更新していく。車頭時隔を両車線とも指数乱数で与える。ただし、最小車頭時隔が0.5 secとなるように変形してある。また各車の自由速度を正規乱数で与えた。その時間平均値は80Km/時、標準偏差は $\sigma = 10\text{Km/時}$ とし、 $\pm 4\sigma$ 以内に入らぬ乱数は捨てる。

(2) 車の進行

$\Delta t = 0.5 \text{ sec}$ 単位で進行させる。新しい座標は Δt 前の座標に走行速度と Δt の積を加えたものとして一応求められ、速度にみあう車頭間隔があるかどうか次のステップで判定され、車線変更の吟味がなされる。各車は、発生地点より10.5 Km下流まで追跡される。

(3) 位置、速度の決定

先頭車から順番に決定していく。自由速度で走れない場合は追越車線への車線変更の可否を判断する。後続車の走行を妨害せず、かつ自車の速度も向上できるときに車線変更をする。逆に追越車線上の車は各時刻毎に戻りの判定をする。速度がより遅くなるか、後続車の走行を妨害するとき以外は走行車線へ戻るものとした。各車の次の0.5 sec間の走行速度は、自由速度と前車の車頭間隔により制限される速度の最小値である。速度 v と最小車頭間隔 d の関係は、 $v \text{ (Km/時)} = 2d \text{ (m)} + 10$ で与えた。これは高速道路調査会の報告²⁾をもとに仮定したものである。

(4) 観 測

シミュレーションの区間は約10Km、時間は平均約30分である。5分間隔で各区間の交通密度を車線毎にカウントする。このときの最小区間長は0.25 Kmにとってある。

5.2.2 測定区間長と変動

区間長のとり方によって交通密度のバラツキの程度がどのように変化するかを示したのが図5.2.1である。バラツキを表わす尺度としては、

$$\text{平均変動率} : \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{k_i - \bar{k}}{\bar{k}} \right| \dots\dots\dots (5.2.1)$$

を採用した。ここに、

k_i : 交通密度の第 i 番目の測定値

\bar{k} : 同平均値

n : データ数

である。また交通密度は両車線合計のものである。

区間長が大きくなればバラツキは減少するが、同図からは約 0.8 Km 以上になるとその減少割合は小さくなり、逆に 0.8 Km 以下になるとバラツキが急激に増大するようすがうかがえる。

同図には高速道路調査会が名神高速道路で行なった実測結果³⁾も示したが、やはり同様の性質を示しているようである。なおこの実測時の 2 車線合計の 5 分間交通量の変動範囲は約 40~80 台であった。

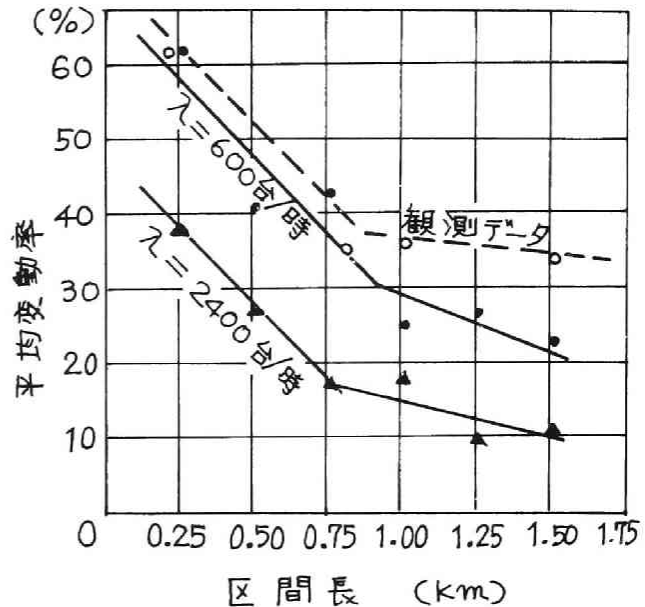


図5.2.1 区間長の大きさと交通密度のバラツキの関係

5.3 交通情報の処理時間長

交通量、時間オキュパンシー、時間平均速度といったある単位時間中の集積値もしくは平均値として定義される交通情報については、サンプリングもしくは平均化の時間の大きさと、変動の大きさの関係が問題となる。ここでは、統計実験を行なって、これらの交通情報のバラツキが観測の単位時間長によりどう変化するのか、また、情報の種類によりバラツキ具合に差があるのかなどを考察してみる。

5.3.1 実験モデル

次に示す手順で、解析の基礎資料となる交通流の時系列の作成、変動の程度を調べる統計を行なった。

- (1) 車長および車速を正規分布形と仮定し正規乱数を発生させ、また、車頭間隔を指数分布と仮

定し指数乱数を発生させ、観測地点について車頭通過時刻、車尾通過時刻、車が観測点を通過するに要する時間（以下通過時間とよぶ）などの、交通流の時系列を作成する。

(2) 通過時間、車頭間隔、車速、車長について統計（度数分布、平均値、分散、標準偏差、変動係数を求める）を行なう。

(3) 時系列を観測単位時間長 T 分ごとに区切り、 T 分間観測値を求め、再度(2)と同様の統計を行なう。

(4) 平均交通量を

$$\lambda = 120, 240, 360, 480, 600, 800, 1,000, 1,200, 1,600, 2,000, 2,400 \text{ 台/}$$

時/車線

のように変化させ、

(1)~(3)をくり返す。

この手順を図 5.3

. 1 に示す。

なお、発生した車

長および車速の正

規乱数、車頭間隔

の指数乱数を χ^2

検定した結果、こ

れらの乱数には 5

% の有意水準で有

意な差は見られな

かった。

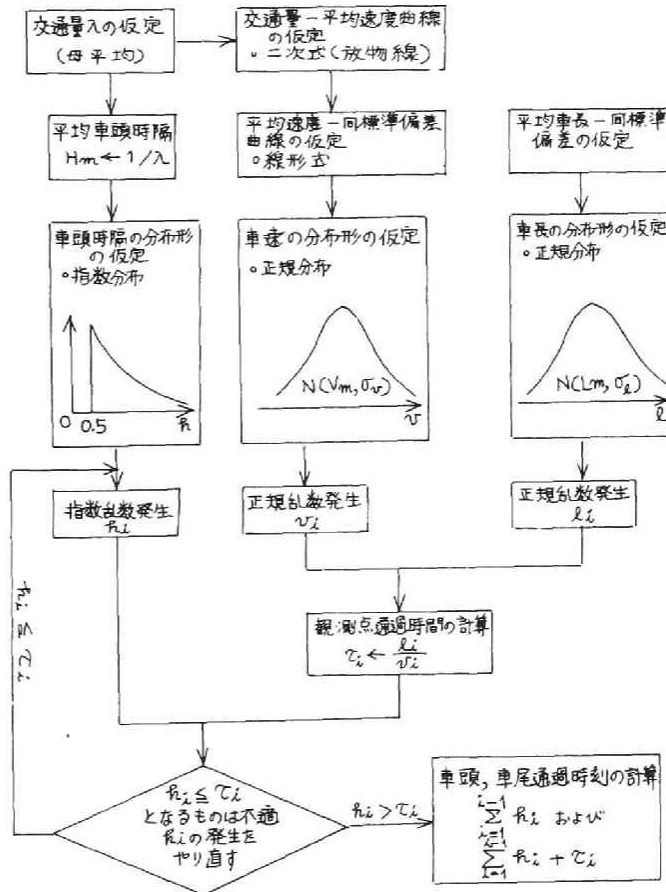


図 5.3.1 統計実験の手順

5.3.2 入力データ

入力データとして次のものを使用した。

(1) 平均交通量 λ と平均車速 V_m との関係

交通密度と車速との関係を線形式で仮定した。したがって、平均交通量 λ (台/時/車線) は平均車速 V_m (Km/時) の2次式 (放物線)

$$\lambda = \frac{k_j}{v_f} \cdot V_m (v_f - V_m) \quad \dots\dots\dots (5.3.1)$$

で表わされる。 k_j , k_f に

$$\begin{cases} k_j = 120 \text{ 台/Km/車線} \\ v_f = 80 \text{ Km/時} \end{cases}$$

を与えると

$$V_m = \frac{80 \pm \sqrt{80^2 - \frac{8}{3} \lambda}}{2} \quad \dots\dots\dots (5.3.2)$$

となる。符号の+は通常の交通状態の時、符号の-は渋滞時の交通状態の時である。

(2) 車速の標準偏差 σ_v (Km/時)

車速の標準偏差 σ_v は V_m の大きい程大きく、 V_m が小さくなるにつれ各車が互に拘束された状態になるので小さくなる。 V_m がゼロに近づけば、 σ_v もゼロに近づくとと思われる。本モデルにおいてはこれに直線式を仮定した。また、調査結果より、 $V_m=65\text{Km/}$

時の時に、 $\sigma_v=10\text{Km/時}$ 程度であったから⁴⁾

$$\sigma_v = \frac{10}{65} V_m \quad \dots\dots (5.3.3)$$

を仮定した。

(3) 平均車長 L_m とその標準偏差 σ

表 5.3.1 に示す調査結果を参考

にして

$$\begin{cases} L_m = 5.0 \text{ m} \\ \sigma = 1.0 \text{ m} \end{cases}$$

とした。

表 5.3.1 京都南～茨木(上り線)車種別交通量 (昭和 45 年 9 月)

(日本道路公団提供資料)

区分	車種	車長 (m)	交通量 (比率)(%)
1	小型乗用車, 軽乗用車	4.0	57.8
2	普通乗用車	5.0	1.6
3	小型貨物, 軽貨物	4.1	17.7
4	普通貨物 (2車軸)	6.7	4.9
5	普通貨物トレーラ(3, 4車軸)	7.6	0.7
6	同上 (5車軸以上)	10.0	0.1
7	路線バス	10.0	0.5
8	観光バス (定員30人以上)	10.0	1.7
9	マイクロバス (定員11人~29人)	5.5	0.4
10	普通貨物 (3車軸以上)	10.2	7.2
11	業務用車両	5.0	0.4

(4) 車頭間隔 h (sec)

車頭間隔には指数分布を仮定した。まず平均値 H_m (sec) を

$$H_m = 3,600 \lambda \quad \dots\dots\dots (5.3.4)$$

で求め、次に最小車頭間隔を 0.5 sec とし、指数分布形を保ちつつ平均値が H_m になるように計算するとその密度関数は、

$$f(h) = \frac{\lambda}{1-0.5\lambda} e^{-\frac{\lambda}{1-0.5\lambda}(h-0.5)} \quad \dots\dots\dots (5.3.5)$$

となる。この指数分布形を採用した。

5.3.3 実験結果および考察

(1) l/v の分布

正規乱数を与えた車長 l と車速 v の商 l/v は、観測地点をその車が通過するに要する時間を表わしている。この分布形を知るためにヒストグラムを描くと図 5.3.2 のようになる。

$\lambda = 1,600$ 台/時/車線程度までは分布形にあまり変化はみられないが、それ以後さらに λ を増加させていくと急激に平均値が大きくなり、バラツキも大きくなる。視察により正規分布を仮定し、 $\lambda = 600$ 台/時の場合について、確率紙上に横軸にクラス中央値、縦軸にそれに対応する累積度数の百分率をとって打点すると、ほどこれらの点は 1 直線上にのり、正規分布をしているとってさしつかえないことがわかった。また最大度数のクラスより右側の方に巾広く分布することからガンマ分布をあてはめた方がさらに適合度はよくなるものと思われる。

(2) 標準偏差—観測単位時間図 (図 5.3.3～図 5.3.5) を描くと、観測単位時間が 3 分以下ではバラツキが非常に大きくなり、15 分以上になればほとんど一定の値をとり安定している。この 2 傾向の交点は観測単位時間 5～10 分のところにおさまり、5～10 分のところは、観測値のバラツキも少なく、交通流の変化にも敏感に反応してゆくことが可能であるから、実用上の観測単位時間に採用すれば有効であると思われる。

(3) 変動係数平均交通量図 (図 5.3.6) を見れば、交通量と時間オキュパンシとは、同じような様相を示すことがわかる。また時間平均速度は前二者に比べてバラツキが小さく、この観点からは、監視情報として前二者より優れているといえる。

(4) 図 5.3.3～図 5.3.5 より交通量の変化による観測値のバラツキを見ると、交通量とオキュパンシについては、交通量の増加とともに標準偏差を増し速度と様相を異にしていることがわかる。

最後に以上の統計実験で得られた結論と今後の課題を述べてみよう。ここでは、時間的にまとめる交通情報が、観測の単位時間長によってどのように変化するかを考察し、観測単位時間長としてどの程度の時間をとるのが妥当であるかを求めることが主眼であった。

そこで観測単位時間長の長短によってバラツキを見たところ3分以下ではバラツキが非常に大きくなり、15分以上ではバラツキ程度はほとんど変わらないという結果が実験により求められた。この2つの傾向の交点は5～10分の間にはいり、交通制御を迅速に行わねばならないという点をも考慮すると観測単位時間を5～10分にすればよいという結論が得られた。

また、交通量と時間オキュパンシはバラツキに関してはきわめて類似した性質をもち、時間平均速度が平均交通量の増加とともにバラツキが減少するのとは逆になる。変動係数で比較すると時間平均速度のバラツキが一番小さいことになるが、これはすでは各観測値そのものがその時間内に通過した車の車速の平均値であることから容易に推測された結果である。

なお、実験モデルにも若干の問題点があることが判明した。まず、乱数の発生段階で車頭時隔が観測点通過時間より小さい場合のデータをすべて捨てたため、通常交通状態ではその影響を無視できる値であったが、渋滞領域で速度が低下し観測点通過時間が長くなると車頭時隔の小さいデータが捨てられ大きい値に置き換えられたので、得ようと思う交通量より少ない交通量の時系列データしか得られなかった。そのため作成したデータの交通量と速度の関係が最初の仮定に合わなくなり、データとしての価値が低下したため、渋滞領域での考察は行なえなかった。

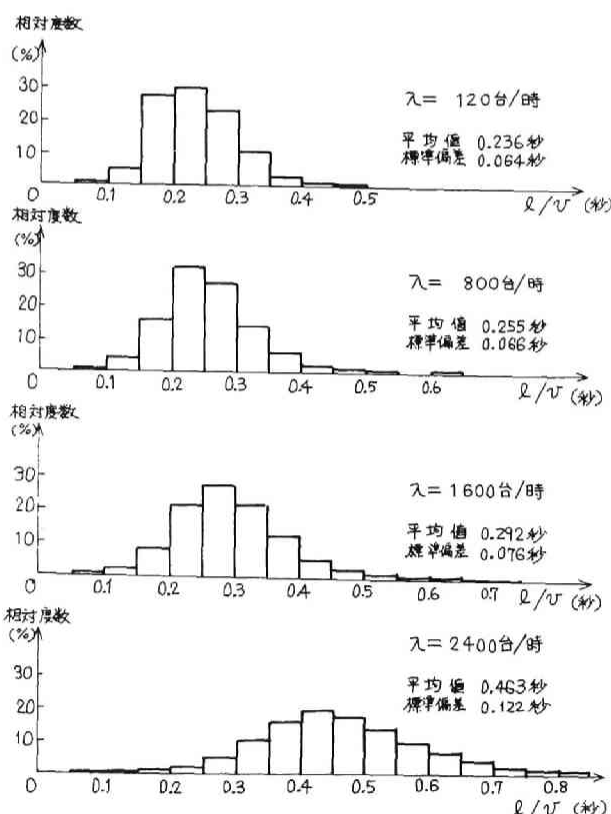


図5.3.2 通過時間 l/v のヒストグラム

つぎに車長と車速とをそれぞれ独立して乱数を発生させたが、これは大型トラックと乗用車とでは車速が異なると思われ、厳密には互いに独立ではないと思われる。また車長を1つの正規分布形で仮定をするのにも無理があると思われる。今後、車長の正規分布形を大型車、小型車に分けて正規乱数を発生させ、車速についても車長に従属的な正規分布形を仮定し、正規乱数を発生させるよう、モデルを改良する必要がある。

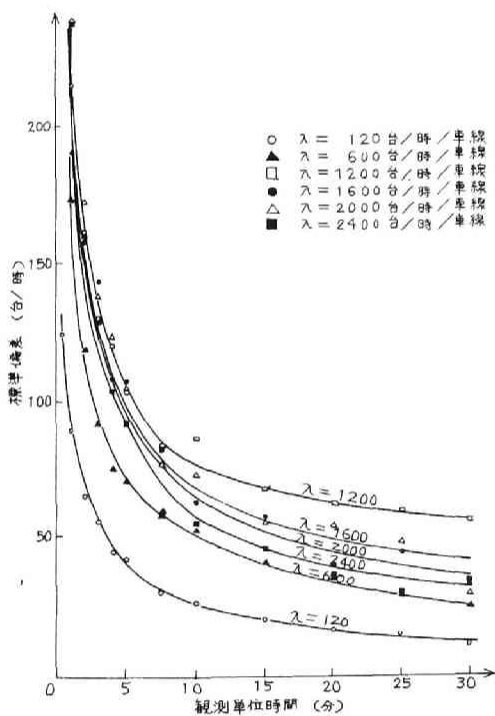


図 5.3.3 標準偏差—観測単位時間図 (交通量)

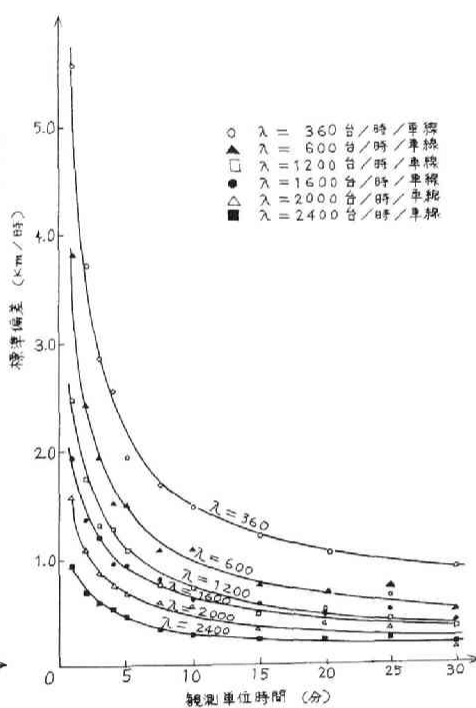


図 5.3.4 標準偏差—観測単位時間図 (平均速度)

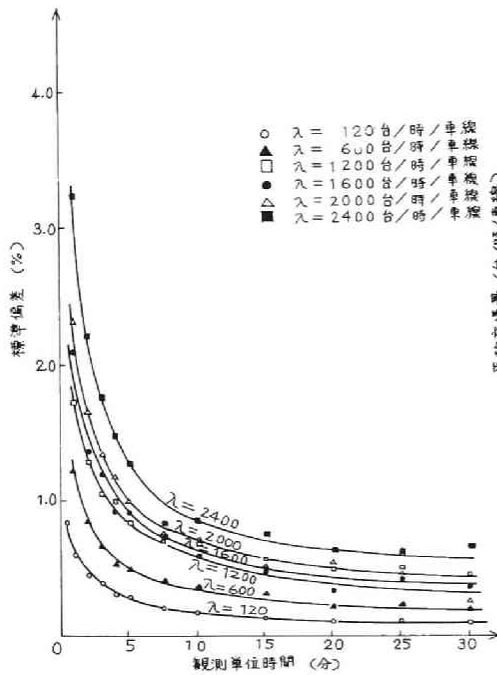


図 5.3.5 標準偏差—観測単位時間図
(時間オキュパンシ)

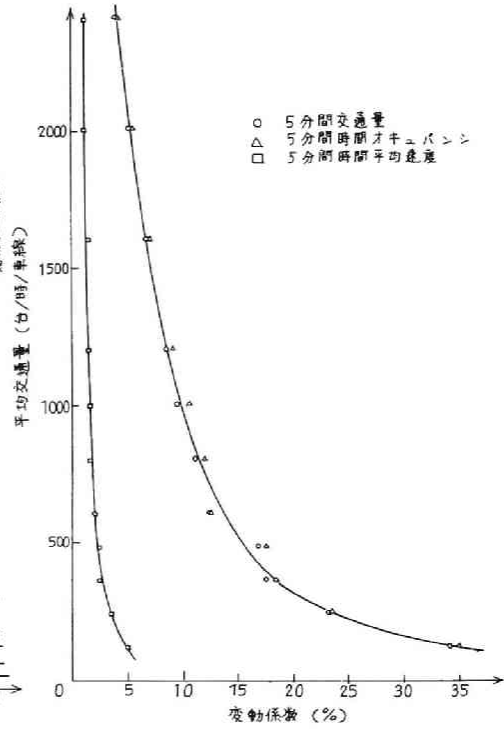


図 5.3.6 平均交通量—変動係数図

5.4 区間密度による事故渋滞の検知法

区間密度とは、ある区間上に存在する車の台数を区間長で除したものであり、理論解析上用いている場所の連続関数としての交通密度のこの区間全体にわたる平均となる。実際に交通流の監視情報として測定できるのは区間密度であるから、事故渋滞時の区間密度の変化特性の考察は重要である。佐佐木・井上は事故渋滞時の区間密度の変化特性を検討し、区間密度による事故渋滞の検知基準、観測点間隔についての考察を行なっている⁵⁾。本節はその概要を述べたものである。

5.4.1 区間密度の時間的变化特性

図 5.4.1 に示されているように、観測点の番号を始点から順番に 0, 1, …, i , …, n

のようにつける。nは全体の区間上での観測点の総数を表わす。それぞれの観測地点の座標を、 x_i ($i=0, 1, \dots, n$) で表わす。観測点 $i-1$ と観測点 i によりはさまれる区間を区間 i とし、この区間の長さを l_i で表わす。

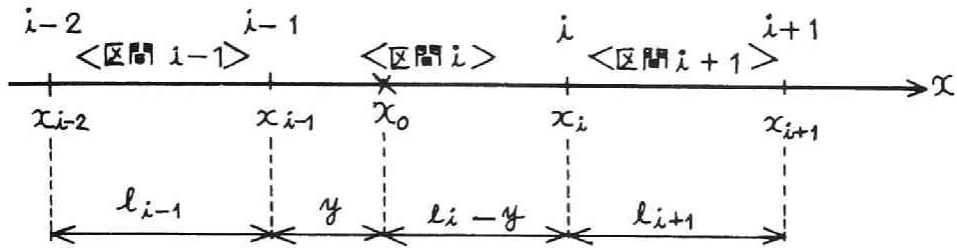


図 5.4.1 観測地点番号と区間番号

事故は区間 i 上で発生し、かつ区間 i の始点 (最上流端) x_{i-1} より距離 y の所で発生したとする。この地点が第 2 章の x_0 だから、

$$x_0 = x_{i-1} + y \quad \dots\dots\dots (5.4.1)$$

なる関係がある。

次に、衝撃波 I, II がそれぞれ観測点 $i-1, i$ を通過する時刻を τ_1, τ_2 とする。衝撃波 I, II の伝播速度はすでに (2.3.13), (2.3.14) 式に与えられているから、

$$\tau_1 = \frac{x_0 - x_{i-1}}{(-c_1)} = \frac{y}{(-c_1)} = \frac{k_1 - k_0}{q_0 - q} \cdot y \quad \dots\dots\dots (5.4.2)$$

$$\tau_2 = \frac{x_i - x_0}{c_{II}} = \frac{l_i - y}{c_{II}} = \frac{k_0 - k_2}{q_0 - q} \cdot (l_i - y) \quad \dots\dots\dots (5.4.3)$$

となる。ただし、本節では q で事故地点の疎通能力を表わしている。

$$q = q_1 = q_2 \quad \dots\dots\dots (5.4.4)$$

後に述べるように、この τ_1 と τ_2 のどちらが大きいかわ、言い換えれば衝撃波 I と衝撃波 II のどちらが先に事故発生区間 i から出ていくか、により区間 i の区間密度の増減が逆になるという著しい相違を示す。

この τ_1 と τ_2 の大小関係は事故発生位置 y と衝撃波の速度 c_1, c_{II} (したがって初期状態と事故の程度) に従属するもので、

$$\tau_1 - \tau_2 = \frac{y}{-c_1} - \frac{l_i - y}{c_{II}} = \frac{1}{q_0 - q} \{ (k_1 - k_2) y - (k_0 - k_2) l_i \} \quad \dots\dots (5.4.5)$$

となるから、

$$\begin{array}{ll}
 \text{i) } \tau_1 < \tau_2 \text{ となるのは} & y < \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i \\
 \text{ii) } \tau_1 = \tau_2 \text{ となるのは} & y = \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i \\
 \text{iii) } \tau_1 > \tau_2 \text{ となるのは} & y > \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{i) } \\ \text{ii) } \\ \text{iii) } \end{array}} \right\} \dots\dots\dots (5.4.6)$$

と同等である。

(1) まず、 $\tau_1 < \tau_2$ すなわち $y < \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} \cdot l_i$ なる条件を満たす場合を考えよう。これは事故発生位置が区間の上流端よりにある場合である。このときの密度の場所的分布の時間的変化のようすが、図 5.4.2 に示されている。

1) $\tau = 0$ (発生時刻) では同図(a)に示されているように密度分布は一様分布 k_0 と考えているから、区間 i の区間密度 $k_i(\tau)$ は明らかに、

$$k_i(\tau) = k_0, \dots\dots\dots (\tau = 0)$$

である。

2) $0 < \tau < \tau_1$ においては、同図(b)に示されるように、前面 I, II ともにまだ発生区間 i 内にある。したがって、時刻 $\tau = 0$ から $\tau = \tau$ までの時間 τ の間の、この区間への上流端 $i-1$ からの流入量、下流端 i よりの流出量はともに $q_0 \tau$ 台となり等しいから、時刻 τ において区間 i 内に存在する車の台数は $\tau = 0$ において存在していた台数と同一であり、

$$k_i(\tau) = k_0, \dots\dots\dots (0 < \tau < \tau_1)$$

である。

3) $\tau = \tau_1$ においては、同図(c)に示されるように、前面 I がちょうど上流端 $i-1$ に到着するが、やはり

$$k_i(\tau_1) = k_0, \dots\dots\dots (\tau = \tau_1)$$

である。

4) $\tau_1 < \tau < \tau_2$ においては、同図(d)に示されるように、前面 I は区間 i の外に出てしまっているが、前面 II はまだ区間 i 内にある。時刻 τ_1 から時刻 τ までの間 $\tau - \tau_1$ の間の、この区間への流入量は $q \cdot (\tau - \tau_1)$ 台であり、一方流出量は $q_0 (\tau - \tau_1)$ 台である。したがって時刻 τ において区間 i 内に存在する車の台数 $N_i(\tau)$ は、

$$N_i(\tau) = N_i(\tau_1) + q \cdot (\tau - \tau_1) - q_0 (\tau - \tau_1) = N_i(\tau_1) - (q_0 - q)(\tau - \tau_1)$$

となる。ところで、

$$N_i(\tau) = k_i(\tau) \times l_i \quad \dots\dots\dots (5.4.7)$$

なる関係があるから、

$$k_i(\tau) = k_0 - \frac{q_0 - q}{l_i} \cdot (\tau - \tau_1), \quad \dots\dots\dots (\tau_1 < \tau < \tau_2)$$

が得られる。これは $q_0 - q > 0$ ゆえ、 $k_i(\tau)$ が初期値 k_0 より減少することを意味している。

5) $\tau = \tau_2$ においては、同図(e)に示されるように、前面Ⅱがようやく下流端 i に到達する。この時刻になると、

$$N_i(\tau_2) = k_1 y + k_2 (l_i - y) = k_2 l_i + (k_1 - k_2) y$$

だから、(5.4.7) 式に代入して、

$$k_i(\tau_2) = \frac{N_i(\tau_2)}{l_i} = k_2 + (k_1 - k_2) \cdot \frac{y}{l_i}, \quad \dots\dots\dots (\tau = \tau_2)$$

が得られる。

6) 最後に、 $\tau_2 < \tau$ となれば、同図(f)にみられるようにもはや密度の分布形は $\tau = \tau_2$ の場合から変化しない (区間 i 上で) ので、

$$k_i(\tau) = k_2 + (k_1 - k_2) \cdot \frac{y}{l_i}, \quad \dots\dots\dots (\tau_2 < \tau)$$

なる新しい定常状態となる。

(2) 次に $\tau_1 = \tau_2$ すなわち $y = \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i$ なる場合を考えよう。このときの密度の場所的分布の時間的な変化のようすは図 5.4.3 に示されている。この場合はいかなる時刻においても、区間 i への流入量と流出量が等しいゆえ

$$N_i(\tau) = N_i(0) = k_0 l_i = \text{const.}$$

したがって

$$k_i(\tau) = \frac{N_i(\tau)}{l_i} = k_0 = \text{const.} \quad \dots\dots\dots (0 \leq \tau)$$

このことは、事故発生区間 i において同図に見られるような交通状態の著しい変化が起っているにもかかわらず、区間密度がまったく変化せずもと同じである場合もあることを示している。

(3) 最後に $\tau_1 > \tau_2$ すなわち $y > \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i$ なる場合を考えよう。このときの密度の場所的

な分布形状の時間的変化のようすは図5.4.4に示されている。

1) $0 \leq \tau \leq \tau_2$ の間は(同図(a),(b),(c)参照)(1)の場合とまったく事情が同じであり、

$$k_i(\tau) = k_0 \quad \dots\dots\dots (0 \leq \tau \leq \tau_2)$$

2) $\tau_2 < \tau < \tau_1$ においては、同図(d)に示されているように、(1)の場合とは逆に衝撃波Ⅱが区間*i*の外に出てしまっているが、衝撃波Ⅰはまだ区間*i*内にある。時刻 τ_2 から時刻 τ までの時間 $\tau - \tau_2$ の間の、この区間への流入量は $q_0(\tau - \tau_2)$ であり、流出量は $q(\tau - \tau_2)$ 台である。したがって、時刻 τ において区間*i*内に存在する車の台数 $N_i(\tau)$ は、

$$N_i(\tau) = N_i(\tau_2) + q_0(\tau - \tau_2) - q(\tau - \tau_2) = N_i(\tau_2) + (q_0 - q)(\tau - \tau_2)$$

となる。(5.4.7)式を用いれば結局、

$$k_i(\tau) = k_0 + \frac{q_0 - q}{l_i}(\tau - \tau_2), \quad \dots\dots\dots (\tau_2 < \tau < \tau_1)$$

となる。これは、 $q_0 - q > 0$ ゆえ、 $k_i(\tau)$ が(1)の場合とは逆に初期値 k_0 より増加することを意味している。

なお、変化率の絶対値はともに $(q_0 - q)/l$ と等しいことがわかる。

3) $\tau_1 \leq \tau$ においては、同図(e),(f)と図5.4.2の(e)(f)との比較からもわかるように、(1)の場合とまったく事情が同じであり、

$$k_i(\tau) = k_2 + (k_1 - k_2) \cdot \frac{y}{l_i}, \quad \dots\dots\dots (\tau_2 \leq \tau)$$

なる新しい定常状態となる。

以上の(1)(2)(3)の結果をまとめると、事故発生区間*i*の区間密度 $k_i(\tau)$ の時間的変化特性は次のように表わされる。

(1) $0 < y < \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i$ のとき

$$k_i(\tau) = \left\{ \begin{array}{ll} k_0 & \dots\dots\dots (\tau \leq \tau_1) \\ k_0 - \frac{q_0 - q}{l_i}(\tau - \tau_1), & \dots\dots\dots (\tau_1 < \tau < \tau_2) \\ k_2 + (k_1 - k_2) \cdot \frac{y}{l_i} & \dots\dots\dots (\tau_2 \leq \tau) \end{array} \right\} \quad \dots\dots (5.4.8)$$

となり、減少して新しい定常値となる。

(2) $y = \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i$ のとき

$$k_i(\tau) = k_0 \dots\dots\dots (0 \leq \tau) \dots\dots\dots (5.4.9)$$

となり, もとのまま変化しない。

(3) $\frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i < y < l_i$ のとき

$$k_i(\tau) = \left\{ \begin{array}{ll} k_0 & \dots\dots\dots (\tau \leq \tau_2) \\ k_0 + \frac{q_0 - q}{l_i}(\tau - \tau_2) & \dots\dots\dots (\tau_2 < \tau < \tau_1) \\ k_2 + (k_1 - k_2) \cdot \frac{y}{l_i} & \dots\dots\dots (\tau_1 \leq \tau) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.4.10)$$

となり, 増加して新しい定常状態となる。

この区間密度の変化特性を図 5.4.5 に示す。

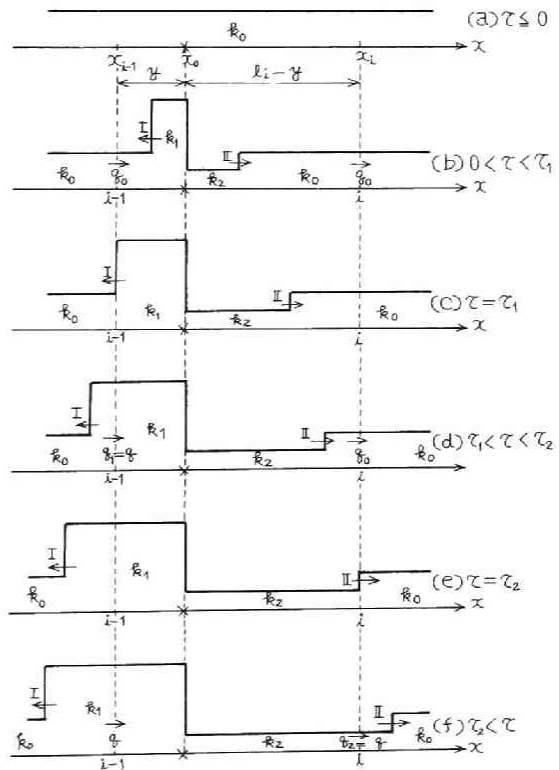


図 5.4.2 波面の位置と密度分布の時間的变化
 $(y < \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} \cdot l_i)$

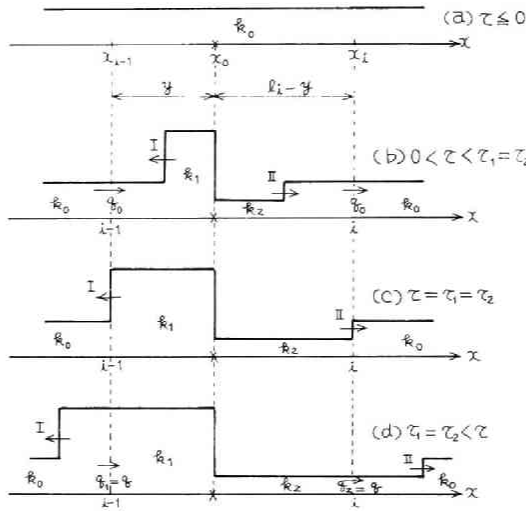


図 5.4.3 波面の位置と密度分布の時間的変化
 $(y = \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i)$

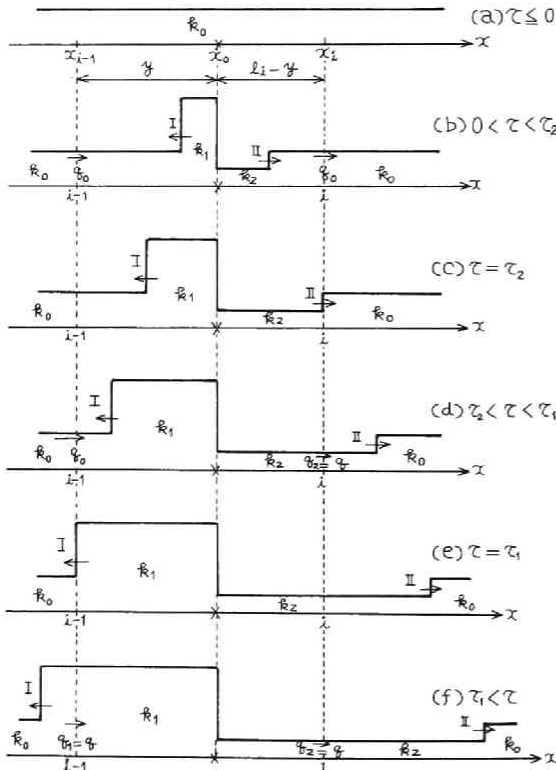


図 5.4.4 波面の位置と密度分布の時間的変化
 $(y > \frac{k_0 - k_2}{k_1 - k_2} l_i)$

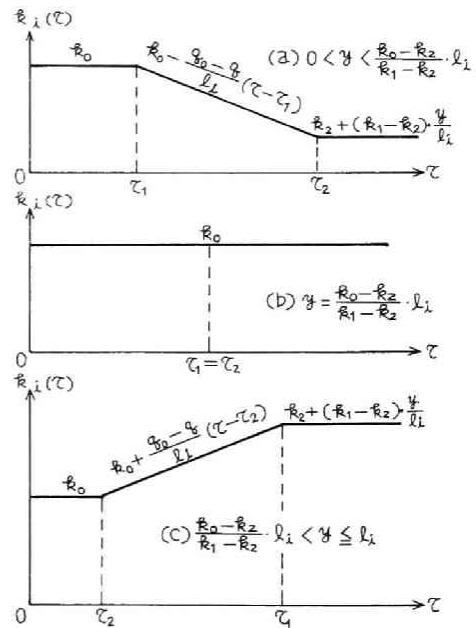


図 5.4.5 発生位置の相違による ρ_i の変化パターンの相違

以上は事故発生区間の区間密度の変化特性であるが、
 つぎに事故発生区間 i のすぐ上流に接続している区間 $i-1$ と、すぐ下流に接続している区間 $i+1$ における区間密度 $k_{i-1}(\tau)$ 、 $k_{i+1}(\tau)$ の変化のもようを吟味しよう。

まず、上流区間 $i-1$ では、衝撃波の前面 I がこの区間の下流端 $i-1$ に到着した時刻 $\tau = \tau_1$ (図 5.4.6(a)参照) から変化を始め、時刻 τ ($\tau_1 < \tau < l_{i-1}/(-c_I) + \tau_1$) においては、同図(b)に示されるように、区間 $i-1$ 上に存在する車の台数は、

$$N_{i-1}(\tau) = k_0 l_{i-1} + (q_0 - q)(\tau - \tau_1)$$

であるから、区間密度は、

$$k_{i-1}(\tau) = \frac{N_{i-1}(\tau)}{l_{i-1}} = k_0 + \frac{q_0 - q}{l_{i-1}}(\tau - \tau_1), \dots (\tau_1 < \tau < \tau_1 + \frac{l_{i-1}}{(-c_I)})$$

と表わされる。同図(c)(d)のように前面 I がこの区間の上流端 $i-2$ を通過し、この区間から出てしまってから後には新しい定常状態となり、定常値は明らかに、

$$k_{i-1}(\tau) = k_1, \dots (\tau \geq \tau_1 + l_{i-1}/(-c_I))$$

である。

一方、下流区間 $i+1$ では (図 5.4.7 参照)、衝撃波の前面 II が上流端 i に到着する時刻 $\tau = \tau_2$ から変化が始まり、 $\tau_2 < \tau < \tau_2 + l_{i+1}/c_{II}$ なる時刻 τ においては、同図(b)に示されるように、区間 $i+1$ 上に存在する車の台数は、

$$N_{i+1}(\tau) = k_0 l_{i+1} - (q_0 - q)(\tau - \tau_2)$$

であるから、区間密度は、

$$k_{i+1}(\tau) = \frac{N_{i+1}(\tau)}{l_{i+1}} = k_0 - \frac{q_0 - q}{l_{i+1}}(\tau - \tau_2), \dots (\tau_2 < \tau < \tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}})$$

となる。同図(c)(d)のように前面 II がこの区間の下流端 $i+1$ を通過し、この区間から出て行った後には、新しい定常状態となり、その定常値は明らかに、

$$k_{i+1}(\tau) = k_2, \dots (\tau \geq \tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}})$$

となる。

以上の事故発生区間より 1 つ上流、1 つ下流の区間の区間密度の時間的変化のようすをまとめると、

$$k_{i-1}(\tau) = \left\{ \begin{array}{ll} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_1) \\ k_0 + \frac{q_0 - q}{l_{i-1}}(\tau - \tau_1) & \dots\dots (\tau_1 < \tau \leq \tau_1 + \frac{l_{i-1}}{-c_I}) \\ k_1 & \dots\dots (\tau_1 + \frac{l_{i-1}}{-c_I} \leq \tau) \end{array} \right\} \dots\dots (5.4.11)$$

$$k_{i+1}(\tau) = \left\{ \begin{array}{ll} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_2) \\ k_0 - \frac{q_0 - q}{l_{i+1}}(\tau - \tau_2) & \dots\dots (\tau_2 < \tau < \tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}}) \\ k_2 & \dots\dots (\tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}} \leq \tau) \end{array} \right\} \dots\dots (5.4.12)$$

となる。この関係を図5.4.8, 図5.4.9に示す。

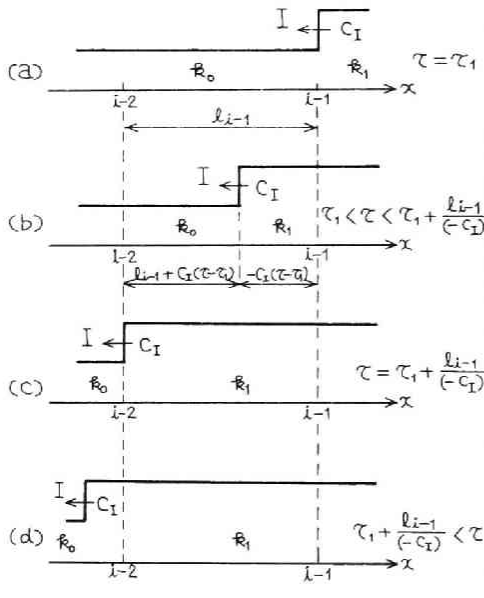


図5.4.6 区間*i-1*上での密度分布の時間的変化

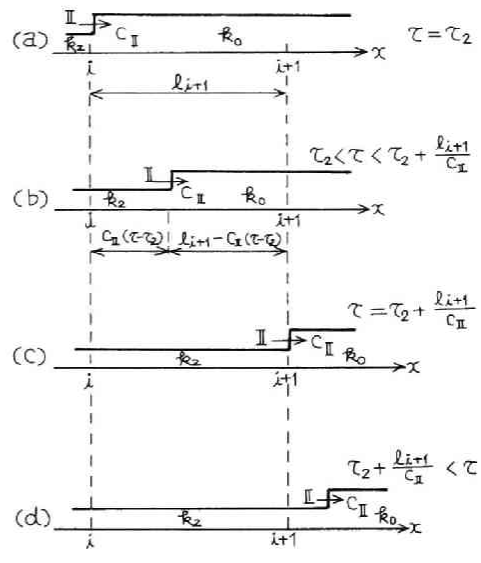


図5.4.7 区間*i+1*上での密度分布の時間的変化

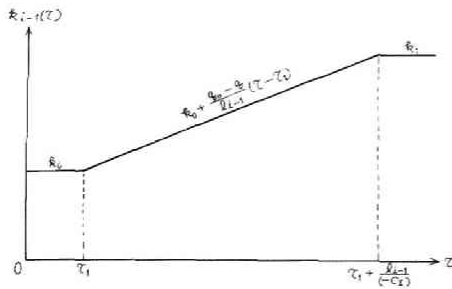


図 5.4.8 区間密度 k_{i-1} の時間的变化

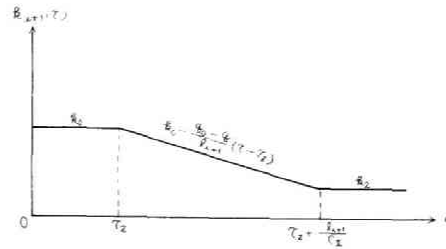


図 5.4.9 区間密度 k_{i+1} の時間的变化

とくに完全閉塞事故の場合の区間密度の時間的变化については、以上の考察結果において、

$$k_1 = k_j \text{ (飽和密度)}$$

$$k_2 = 0$$

および、

$$q_1 = q_2 = q = 0$$

とおけばよい。事故発生区間 i の区間密度 $k_i(\tau)$ は、

$$(1) \quad 0 < y < \frac{k_0}{k_j} \cdot l_i \text{ のとき}$$

$$k_i(\tau) = \begin{cases} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_1) \\ k_0 - \frac{q_0}{l_i}(\tau - \tau_1) & \dots\dots (\tau_1 < \tau < \tau_2) \\ k_j \cdot \frac{y}{l_i} & \dots\dots (\tau_2 \leq \tau) \end{cases} \quad \dots\dots (5.4.13)$$

$$(2) \quad y = k_0/k_j \cdot l_i \text{ のとき}$$

$$k_i(\tau) = k_0 \quad \dots\dots (5.4.14)$$

$$(3) \quad k_0/k_j \cdot l_i < y < l_i \text{ のとき}$$

$$k_i(\tau) = \begin{cases} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_2) \\ k_0 + \frac{q_0}{l_i}(\tau - \tau_2) & \dots\dots (\tau_2 < \tau < \tau_1) \\ k_j \cdot \frac{y}{l_i} & \dots\dots (\tau_1 \leq \tau) \end{cases} \quad \dots\dots (5.4.15)$$

と表わされ、上下流区間の区間密度は、

$$k_{i-1}(\tau) = \begin{cases} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_1) \\ k_0 + \frac{q_0}{l_{i-1}} (\tau - \tau_1) & \dots\dots (\tau_1 < \tau < \tau_1 + \frac{l_{i-1}}{-c_1}) \\ k_j & \dots\dots (\tau_1 + \frac{l_{i-1}}{-c_1} \leq \tau) \end{cases} \dots\dots (5.4.16)$$

および

$$k_{i+1}(\tau) = \begin{cases} k_0 & \dots\dots (\tau \leq \tau_2) \\ k_0 - \frac{q_0}{l_{i+1}} (\tau - \tau_2) & \dots\dots (\tau_2 < \tau < \tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}}) \\ 0 & \dots\dots (\tau_2 + \frac{l_{i+1}}{c_{II}} \leq \tau) \end{cases} \dots\dots (5.4.17)$$

のように求められる。
 事故地点 y が、(a) $0 < y < \frac{k_0}{k_j} \cdot l_i$, (b) $y = \frac{k_0}{k_j} \cdot l_i$,
 (c) $\frac{k_0}{k_j} \cdot l_i < y \leq l_i$ のそれぞれの場合につき区間 $i-1, i, i+1$ の区間密度の時間的変化のようすを図 5.4.10 に示した。

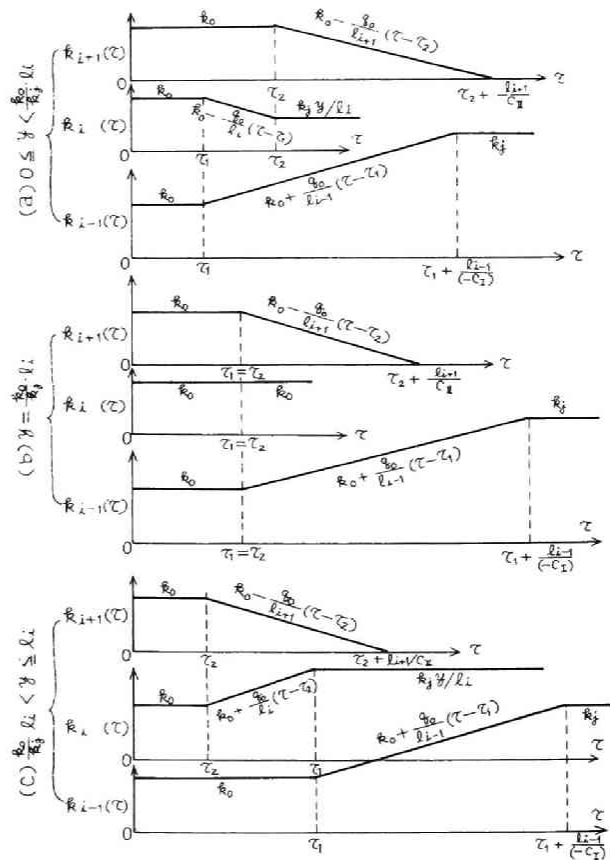


図 5.4.10 区間密度の時間的変化 (完全閉塞の場合)

5.4.2 検知基準

区間密度情報の使用を中心とした事故渋滞の検知基準のおもなものととして、次に列挙するものを考えることができる。

(1) 観測量の値そのものに基準値を設ける方法

1) 上流側観測点で平均速度が減少し、時間オキュパンシが増加するという性質を利用する方法。それぞれ基準値を設定しておき、観測値がこの値以下あるいは以上となったときに渋滞とする。基準値としては臨界状態の値がとられるべきである。発生区間は最初はこの基準を満たした観測点をその上流端とする区間となる。しかし、区間内の発生位置まではわからない。速度の場合には実際にはほとんど車がいても、たまたま観測点の前を低速車が走行したため、平均速度が基準値以下になるということもある。また、平均速度の測定は一般にコスト高となるという欠点がある。

2) 区間密度に基準値を設けておき、観測値がこの値を超過したときに渋滞発見がなされる。この方法は最も確実性のある方法であるが、発生区間の区間密度が減少する場合には、渋滞はその1つ上流の区間で初めて検出されるから、ある区間でこの基準を満たしても発生区間はこの区間かあるいは1つ下流に接続する区間かがわからないという欠点がある。しかし別の方法で区間がわかれば、区間内での位置を決定できるという他の方法にない利点がある⁶⁾。しかし、区間内の発生位置によってはこの方法が1番早く検出できる方法なのである。

(2) 区間密度の変化率に基準を設ける方法

1) 発生区間の区間密度の時間的な変化率の絶対値は、特殊な発生位置を考慮外におけばいずれも $(q_0 - q)/l_i$ に等しい (図 5.4.5 参照)。

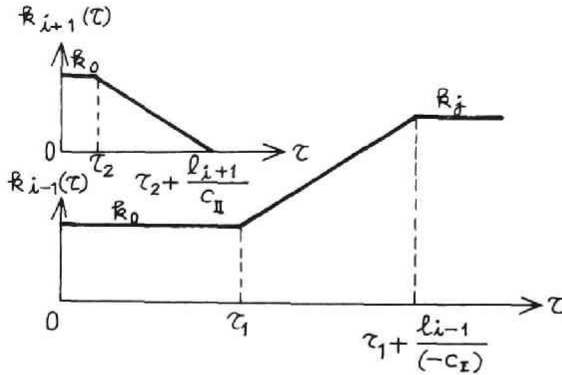
この性質を利用した方法が考えられそうであるが、変化継続時間 (同図でいえば差 $\tau_1 \sim \tau_2$) が短いと変化量も小さく、実際に検出できなくなるという欠点がある。

2) 発生区間 i の上、下流区間の区間密度の時間的な変化率の符号は前者が $\dot{k}_{i-1}(\tau) = \frac{q_0 - q}{l_{i-1}}$

で正、後者が $\dot{k}_{i+1}(\tau) = -\frac{q_0 - q}{l_{i+1}}$ で負である (図 5.4.8 ~ 図 5.4.9 参照)。この性質を

利用する方法として、積 $\dot{k}_{i+1} \times \dot{k}_{i-1}$ が負のとき区間 i で渋滞が発生したとする方法が考えられる。この方法の欠点は、衝撃波の前面 I, II がともに発生区間を出てからでないと基準を満たされず発見が遅れること、それぞれの変化継続時間は発生区間の場合と異なり長いけれども、図 5.4.11 のように一方が変化をしているときには他方は定常値であり、一方が新しい定常値となってしまってから他方が変化を始めるという場合に検出できなくなるとい

う点にある。



$$\frac{2k_0}{k_j} l_i < y < l_i, \text{ 完全閉塞の}$$

場合このようになる。

図 5.4.11 $\frac{dk_{i-1}}{d\tau} \cdot \frac{dk_{i+1}}{d\tau} < 0$ で検出できぬ場合の例

(3) 変化の伝播特性を利用する方法

平常状態であれば、ある観測点の任意の時刻における観測値は、測点間隔に関連したある時間以前の upstream 観測点での観測値と強い相関をもつが、渋滞状態になると、これが downstream から upstream に向かって伝播するため、ある観測点のある時刻における観測値は、ある時間前の downstream 観測点の観測値と強い相関をもつようになる。この性質を利用した検出方法も考えられるが、実用的には困難な問題を含んでいる。⁷⁾

(4) 衝撃波の前面通過後の上下流の新しい状態の間の共役関係を利用する方法

この場合区間密度では発生区間の上下流に接続する区間が対象となり変化するのが遅いゆえ、発生区間の upstream 端、downstream 端の観測点でのオキュパンシ、速度を用いるのがよい。

1) あらかじめ、交通量とオキュパンシの関係を求めておき、隣接する 2 測点での速度、オキュパンシのデータが共役になるかどうかを調べ、共役になればこの 2 測点間で事故が発生したとみなす。

2) 隣接 2 測点の速度の観測値の積が臨界速度の平方以下になったときに、この 2 測点の間で事故発生とする方法も考えられる。これは次の理論的な根拠に基づいている。

速度～密度の関係が直線式

$$k = (v - b) / a \quad (a < 0, b > 0) \quad \dots\dots\dots (5.4.18)$$

で近似できるなら

$$q = kv = (v - b) v / a \quad \dots\dots\dots (5.4.19)$$

だから v についての 2 次方程式

$$v^2 - bv - aq = 0 \quad \dots\dots\dots (5.4.20)$$

が得られ、この 2 根が同一の q に対する共役な速度 v_1, v_2 となるから根と係数の関係により、

$$v_1 + v_2 = -aq < -aq_c = v_c^2, \quad (q_c, v_c \text{ は臨界状態に対する値})$$

が証明される。速度を用いるので、交通需要の少ないときにやはり安定性に乏しくなるという欠点がある。

以上いくつかの事故渋滞発見原理を述べたが、見のがしや渋滞でないものを検出しないという確実性からみれば、区間密度あるいは時間オキュパンシの値そのものに基準値を設ける方法であろう。この両者は迅速な発見ということにかけては、区間内発生位置によって異なりどちらが早いとも決められず、(区間の下流よりのときは区間密度、上流よりのときは時間オキュパンシが早い) また、オキュパンシは発生区間は決定できるが、発生位置は決められないという欠点があり区間密度は逆に発生区間は決まらないが、その区間がわかっているならば発生位置は推定できるというように、お互に補完的な方法であるといえよう。

5.4.3 検知遅れ時間と観測点間隔

区間密度による発見法において、事故発生後渋滞が検知されるまでに要する時間についての考察を行なう。とりあげた方法はある区間の区間密度 $k_i(t)$ が臨界密度 k_c を超過したとき事故と判断するもので原理的には最も簡単な方法である。

まず解析の簡単な完全閉塞の場合について考察する。5.4.2 項で明らかにされたように、事故発生区間の区間密度は、発生後増加するか減少するかが不明であり、区間 i で事故が発生したからといって渋滞が発見される区間はこの区間とは限らず、発生区間の 1 つ上流の区間のこともある。そのそれぞれについて、発生後発見までの所要時間 τ_c を求める式が異なるのである。

(1) 事故発生区間で渋滞が検出される場合

事故発生地点が、 y に対する条件

$$\frac{k_c}{k_j} l_i < y < l_i \quad \dots\dots\dots (5.4.21)$$

を満たすときには、事故発生区間*i*の区間密度 $k_i(t)$ が最も早く基準値 k_c を超過する。

上式および初期状態は平常な状態である ($k_0 < k_c$) という仮定から、

$$y > \frac{k_c}{k_j} l_i > \frac{k_0}{k_j} l_i$$

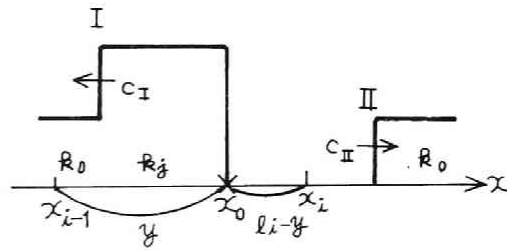


図 5.4.12 事故区間で渋滞が検出される場合

なので、前項の図 5.4.10(c)に示したように上流へ伝わる衝撃波の前面 I が地点 $i-1$ (座標 x_{i-1}) を通過するより、下流へ伝わる前面 II が地点 i (座標 x_i) を通過する方が時刻的に早い。また、地点 $i-1$ を前面 I が通過するよりも早く $k_i(t) > k_c$ となるから、観測量に変化が現われる時刻は地点 i におけるオキュパンシ、区間 i の区間密度、地点 $i-1$ におけるオキュパンシの順になる。下流側 i 点での変化は顕著でないので用いないことにすると、この場合はオキュパンシよりも区間密度の方が事故を早く検出できる。

事故の発生は区間 i 上どの地点でも同じ確率で起りうると仮定すると、ここに述べる場合は (5.4.21) 式から次式の確率で生起することになる。

$$Prob\left(\frac{k_c}{k_j} l_i < y < l_i\right) = \left(l_i - \frac{k_c}{k_j} l_i\right) \times \frac{1}{l_i} = 1 - \frac{k_c}{k_j}$$

経験的には、 $k_c/k_j \leq 1/2$ だから、この確率は 0.5 以上となる。このことは、迅速性という観点からみる場合もオキュパンシよりむしろ区間密度の方が有利なことを示している。

さて、(5.4.21) 式を満足する事故が $\tau=0$ で発生したとき、 $k_i(\tau) > k_c$ をもって事故発見をするとき発生時刻から何分後に発見できるだろうか。この発見時刻を τ_c とする。区間密度 $k_i(\tau)$ の変化は (5.4.15) 式で表わされるから、

$$\tau_c = \frac{k_c}{q_0} l_i - \frac{y}{v_0} \dots\dots\dots (5.4.22)$$

となる。 τ_c は q_0, v_0, y の関数でありこのままでは性質がわかりにくいから、速度と密度の間に (2.2.1) 式、すなわち、

$$v = v_f(1 - k_0/k_j)$$

なる線形式を仮定すると、上式は

$$\tau_c = \frac{1}{v_f(1 - k_0/k_j)} \cdot \left(\frac{k_c}{k_0} l_i - y\right) \dots\dots\dots (5.4.23)$$

となり、 k_0 と y のみの関数となる。

(2) 事故発生区間で渋滞が検出されない場合
発生地点が、

$$0 < y < \frac{k_c}{k_j} l_i \quad \dots\dots\dots (5.4.24)$$

なる条件を満たす場合である。このときは1つ上流の区間の区間密度 k_{i-1} (τ) が最も早く k_c を越える。図 5.4.10(a) 参照。

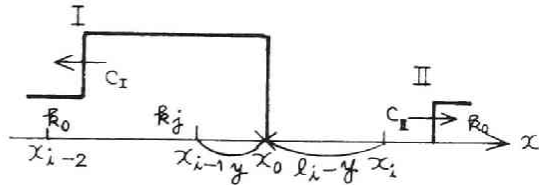


図 5.4.13 事故区間で渋滞が検出されない場合

その変化特性は (5.4.16) 式に表わされているから、 $k_{i-1}(\tau) > k_c$ なる時刻 τ_c として、

$$\tau_c = \frac{1}{q_0} \{ (k_j - k_0) y + (k_c - k_0) l_{i-1} \} \quad \dots\dots\dots (5.4.25)$$

を得る。前と同様に $v \sim k$ の線形式を用いると、

$$\tau_c = \frac{(k_j - k_0) y + (k_c - k_0) l_{i-1}}{k_0 v_f (1 - k_0/k_j)} \quad \dots\dots\dots (5.4.26)$$

となる。

いま、 $v_f = 80 \text{ Km/時}$ 、 $k_j = 120 \text{ 台/Km/車線}$ 、また、 $l_{i-1} = l_i = 5 \text{ Km}$ として (5.4.23)、(5.4.26) 式の数値計算を行なった結果を図 5.4.14 に示す。

同図の $y = 2.5 \text{ Km}$ (区間の中央) で等 τ_c 曲線が不連続となるのは、この地点を境として上流側部分で事故が起こればこの区間で渋滞が発見されるのに対し、下流側部分で起これば渋滞の発見される区間は1つ上流の区間 $i-1$ となるからである。 $y = 0$ では、この付近で発生する事故はともに区間 $i-1$ で発見されるから、等 τ_c 曲線は連続となるのである。

区間密度による事故の発見法の迅速性について、同図から次のことが明らかにされよう。

- 1) k_0 の大きい程、つまり初期状態の交通量が多い程早く発見される。区間長 $l = 5 \text{ Km}$ に対して k_0 が大きければ5分以内の発見も可能である。しかし、 k_0 が小さいときにはかなりの時間がかかる。($k_0 = 10 \text{ 台/Km/車線}$ 程度で約 30 分)。
- 2) 同じ初期状態の条件 (k_0) に対しては、区間の中央に近く発生する程発見が遅れるといえる。
- 3) 区間の上流側半区間 ($0 < y < 2.5$) で発生した方が、下流側半区間 ($2.5 < y < 5$) で発生したよりも発見までの遅れが大きい。上流側半区間で発生したものは、渋滞の検出が1つ上

流区間でなされるために遅れるのは当然である。なお、オキュパンシは、地点 $i-1$ を衝撃波前面が通過するとともに変化するから、これを併用すると、上流側半区間で発生したものは、このオキュパンシによりより早く発見される。

次に、完全閉塞でない場合に対する検討を行なう。この場合は、事故発生位置が $0 < y < \frac{k_c - k_2}{k_1 - k_2} l_i$ にあるなら発生区間の区間密度は減少するが、増加しても k_c を超過せぬゆえ、発見は1つ上流の区間 $i-1$ でなされ、 $\frac{k_c - k_2}{k_1 - k_2} l_i < y < l_i$ であれば、増加して k_c を超過するゆえ発見は発生と同区間 i で行なわれる。

発見までの経過時間 τ_c は、完全閉塞の場合とまったく同様の方法で求められるから、結果だけを書くと、

(1) $0 < y < \frac{k_c - k_2}{k_1 - k_2} \cdot l_i$ のとき

$$\tau_c = \tau_1 + \frac{k_c - k_0}{q_0 - q} l_{i-1} = \frac{(k_1 - k_0) y + (k_c - k_0) l_{i-1}}{q_0 - q} \dots\dots\dots (5.4.27)$$

(2) $\frac{k_c - k_2}{k_1 - k_2} \cdot l_i < y < l_i$ のとき

$$\tau_c = \frac{(k_c - k_2) l_i - (k_0 - k_2) y}{q_0 - q} \dots\dots\dots (5.4.28)$$

ここに、

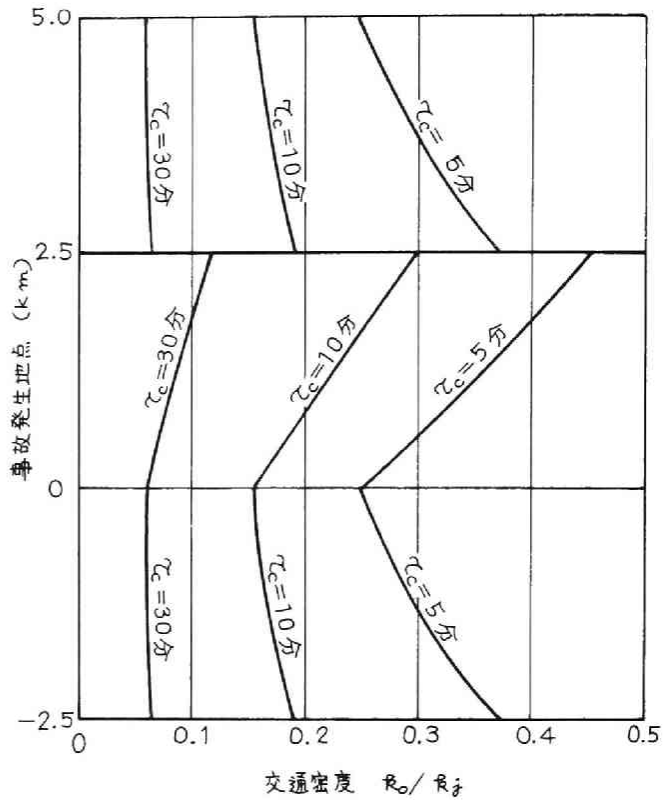


図 5.4.14 事故発見までの経過時間 (完全閉塞の場合)

- q : 隘路の疎通能力
- k_1, k_2 : それぞれ発生地点より上流側, 下流側の新しい定常状態の密度
- k_c : 臨界密度
- k_0 : 初期状態の密度

となる。

1車線閉塞の場合 ($q = q_c/2$) について, 先と同様のモデルを使って数値計算, 等 τ_c 曲線を図 5.4.15 に示す。

同図と完全閉塞の場合の図 5.4.14 を比較すると, やはり完全閉塞でない場合の方が遅くなることがわかる。

逆に発見の迅速性ということを目的として, 5分後10分後に検出されるにはどの程度の間隔(区間長)が必要かという問題について考えてみよう。対象とする事故は完全閉塞の場合である。

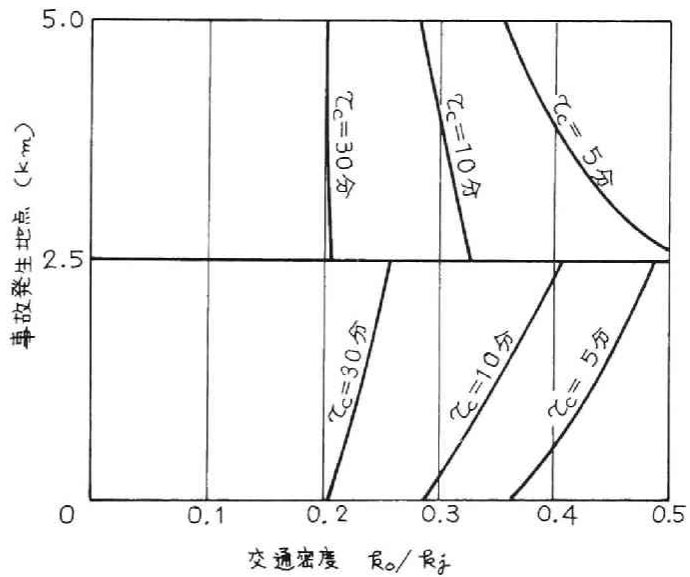


図 5.4.15 事故発見までの経過時間(1車線閉塞の場合)

区間密度を用いて監視が行なわれる場合, 事故発生後, 発見までの経過時間 τ_c は (5.4.23), (5.4.26) 式で表わされる。どの区間でも区間長は一定値 l であるとし, 前出の $v \sim k$ の直線式を用いると, この τ_c の最大値 T (分), (y に対する最大値), は

$$\frac{T}{60} = \max_y \tau_c = \max_y \left(\max_{0 < y < \frac{k_c}{k_j} l} \tau_c, \max_{\frac{k_c}{k_j} l < y < l} \tau_c \right) = \frac{120 - 1.5 k_0}{-\frac{2}{3} k_0^2 + 80 k_0} \times l \dots \dots \dots (5.4.29)$$

となる。この式は事故時初期密度 k_0 に対し, 区間長 l なる区間のどの位置で完全閉塞事故が起ころうとも, T 分後には必ず発見されることを意味する。上式を l について解けば,

$$l = \frac{-\frac{2}{3}k_0^2 + 80k_0}{120 - 1.5k_0} \times \frac{T}{60}$$

となる。T をパラメータとしてこの関係を図 5.4.16 に示す。この図から、

- (1) k_0 が大きく、容量近くの状態で流れているような場合は、 $T = 5$ 分以内に発見するためには、 $l = 5$ Km で十分であるが、
- (2) 容量の半分程度の交通量の需要の場合 ($P_0 = 0.15$) には $T = 5$ 分で検出するには $l = 1$ Km ぐらいにまで小さくしないとけない。
- (3) また、 $T = 10$ 分以内に発見できればよいのなら、 l はそれぞれ上述の(1)(2)の 2 倍程大きくすることができる。

という結果が得られよう。

事故発生後時間 τ が経過したときの渋滞長は、

$$L(\tau) = (-c_1) \cdot \tau$$

で求められる。ここに、

$L(\tau)$: 事故発生後時間 τ 後の渋滞長

c_1 : 衝撃波の前面 1 の伝播速度

τ : 事故発生後の経過時間

である。

したがって、事故発見時刻 τ_c における渋滞長は、 $\tau = \tau_c$ と置けばよいから

$$L(\tau_c) = (-c_1) \cdot \tau_c \tag{5.4.32}$$

となる。 τ_c は発生位置が区間内の分点 $y = (k_c/k_j) l_i$ より大きい小さいかで異なり、(5.4.26)、(5.4.23) 式により与えられるから、これらを上式に代入すれば、

- (1) $0 < y < \frac{k_c}{k_j} l_i$ のときは、

$$L(\tau_c) = y + \frac{k_c - k_0}{k_j - k_0} \cdot l_i - 1$$

..... (5.4.30)

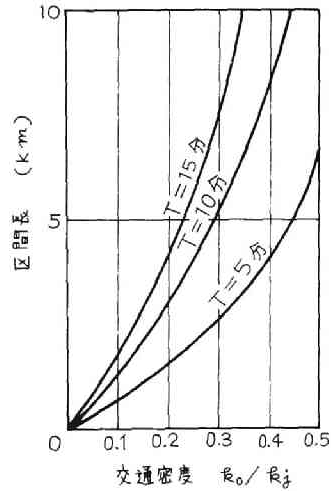


図 5.4.16 T 分以内に事故検出するための最大区間長

..... (5.4.31)

(2) $\frac{k_c}{k_j} l_i < y < l_i$ のときは

$$L(\tau_c) = \frac{1}{k_j - k_0} \cdot \{ k_c l_i - k_0 y \} \quad \dots\dots\dots (5.4.33)$$

と求められる。前出の $v-k$ の直線式を用いて数値計算した結果を図 5.4.17 に示す。区間長は同じく 5 km とした。同図から $L(\tau_c)$ は k_0 と y の組合せにより小は $L=0$ から大は $L=5$ km (区間長) まで全範囲にわたってとり得る。最悪の場合は区間長に等しくなるがこれは k_0 が大きくなって区間中央よりの所で発生した場合に起こる。

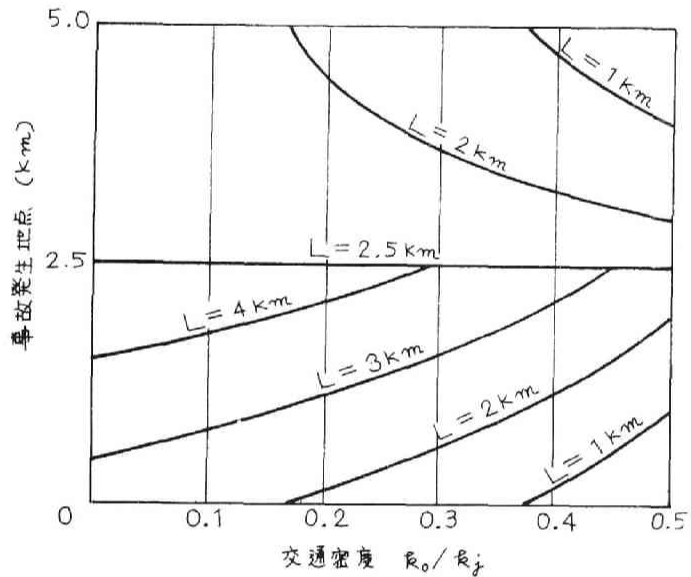


図 5.4.17 渋滞発見時における渋滞長 (完全閉塞の場合)

5.5 流出推奨に関連した検知器配置法

事故渋滞を検知するための観測点の設置間隔は、制御方式や検知方式と密接な関係がある。前節の区間密度による方法では制御方式と関連した考察はなされていないし、また時間オキュパンションで監視の方が観測上の利点が多いことが確かめられてきているので、4.2 節に述べた制御基準に関連した配置間隔を考察してみた。

事故発生地点が観測点から離れるほど検知されるまでに時間がかかる。検知遅れ時間にはこの距離のほか、渋滞波伝播の速度したがって事故時の交通量に関係し、交通量が小さいとやはり検知されるまでには時間がかかる。まず距離と交通量により検知遅れ時間がどうなるかを検討して

みよう。

監視情報は T 分間時間オキュパンシで T 分ごとに得られるものとする。制御上からは完全閉塞事故が重要であるのでこれを対象とする。交通流のモデルを次のように仮定する。

$$v_0 = v \left(1 - \frac{k_0}{k_j}\right) = v (1 - p_0) \quad \dots\dots\dots (5.5.1)$$

$$q_0 = k_0 v_0 = p_0 (1 - p_0) v_f k_j \quad \dots\dots\dots (5.5.2)$$

$$|c_1| = \frac{q_0}{k_j - k_0} = p_0 v_f \quad \dots\dots\dots (5.5.3)$$

q_0 : 交通量, C_1 : 渋滞波速度

$p_0 = k_0/k_j$: 飽和度

である。

渋滞波が手前観測点を通過する時刻は、

$$\tau_1 = \frac{y}{|c_1|} = y \cdot \frac{k_j - k_0}{q_0} = \frac{y}{p_0 v_f} \quad \dots\dots\dots (5.5.4)$$

である。渋滞波の観測単位時間中の通過時刻により、渋滞が τ_1 の含まれる観測単位で検知される場合と、その次の観測単位で検知される場合とにわかれる。時間オキュパンシがある基準値を超過した時刻をもって渋滞検知とする場合に、渋滞波の通過が T 分中の終り近くになると、全体に対してあまり変化を与えないので、この観測単位では基準値を超過せず、 T 分後に得られる次の観測単位によりようやく検知されるのである。なお以下の計算では、この基準値を臨界密度 k_c に対応するオキュパンシにとるものとする。

(1) τ_1 の含まれる観測単位で検知される場合

観測単位の始端から θ 分 ($0 < \theta \leq T$) 後に渋滞波が通過したとすると、通過前の密度は k_0 、通過後は k_j であるから、全体としてこの観測単位の密度が臨界密度 k_c を超過する条件は、

$$\frac{k_0 \theta + k_j (T - \theta)}{T} > k_c \quad \dots\dots\dots (5.5.5)$$

となる。図 5.5.1 参照。 $k_c = k_j/2$ (線形モデル) を用い変形すると、

$$\theta < \frac{k_j - k_c}{k_j - k_0} T = \frac{T}{2(1 - p_0)} = \theta_* \quad \dots\dots\dots (5.5.6)$$

となる。こうなる確率は渋滞波の通過が T 分内で等確率とすると、

$$P_f [\theta < \theta_*] = \frac{\theta_*}{T} = \frac{1}{2(1-p_0)} = P_1 \quad \dots\dots\dots (5.5.7)$$

である。この場合の検知遅れ時間の期待値は τc_1 は、

$$\tau c_1 = \tau_1 + \frac{\theta_*}{2} + (T - \theta_*) = \frac{y}{p_0 v_f} + \frac{5-4P_0}{4(1-p_0)} T \quad \dots\dots\dots (5.5.8)$$

となる。

(2) 次の観測単位で検知される場合

この場合の生起確率は、 $1-P_1$ である。検知遅れ時間の期待値 τc_2 は、

$$\tau c_2 = \tau_1 + \frac{T-\theta_*}{2} + T = \frac{y}{p_0 v_f} + \frac{5-6P_0}{4(1-p_0)} T \quad \dots\dots\dots (5.5.9)$$

である。

(3) 以上まとめると、検知遅れ時間の期待値は、

$$\tau c = P_1 \tau c_1 + (1-P_1) \tau c_2 = \frac{y}{p_0 v_f} + \frac{5-10P_0+6P_0^2}{4(1-p_0)^2} \cdot T \quad \dots (5.5.10)$$

となる。とくに、 $v_f = 80 \text{ Km/時} = (4/3) \text{ Km/分}$ 、 $T = 5 \text{ 分}$ とすると、

$$\tau c = \frac{3}{4p_0} \cdot y + \frac{5(5-10p_0+6p_0^2)}{4(1-p_0)^2} \quad \dots\dots\dots (5.5.11)$$

が得られる。 y について解くと、

$$y = \frac{4p_0}{3} \left[\tau c - \frac{5(5-10p_0+6p_0^2)}{4(1-p_0)^2} \right] \quad \dots\dots\dots (5.5.12)$$

となる。上式は、 τc 分後に検知できるのは $y \text{ Km}$ 先の事故までであることを示している。

一方、4.2節の制御方式の方から、制御開始時刻が定められるので、逆に許容される遅れ時間が与えられる。事故前の交通量が多いほど早く制御を開始せねばならぬので早い検知が必要であり交通量が少なければ制御実施の上からは検知は遅れてもよい。しかし、制御開始時刻にまにあうように検知できればよい、という考え方もできよう。

以下この考え方の上にたった1つの検知器配置間隔を求めてみた。

流出推奨の開始基準 $T(\tau) = T_*$ ($T(\tau)$ は高速道路利用の所要時間、 T_* はう回避利用の所要時間) が満たされる時刻 τ_* (流出推奨開始時刻) より何分か前に検知されればよい。 τ_* には交通量のほか発生位置が関係する。ランプ間隔 $L = 24 \text{ Km}$ (京都南～茨木) を例にあげると、 τ_* 、 y は次のようになる。

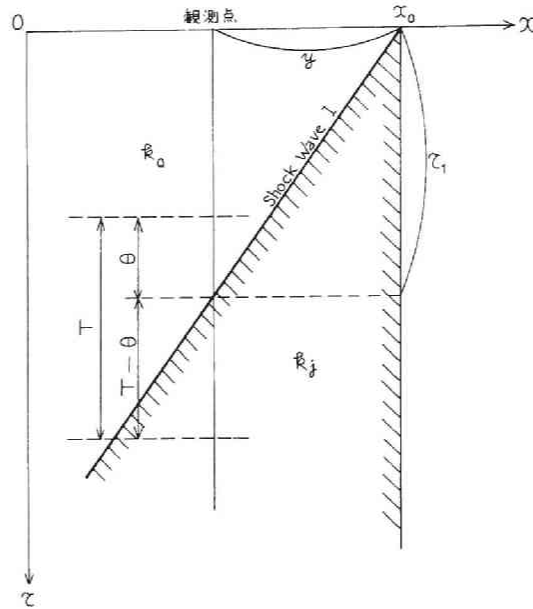


図 5.5.1 観測単位中の渋滞波通過モデル

右表 τ_* , y 欄の右側の数値

表 5.6.1 交通量と観測点間隔

は事故が次のランプ付近でおこった場合に対応し、左側の数値は手前ランプより数Kmの地点でおこった場合（この地点より上流では、ランプ間の

交通量 q_0	飽和度 p_0	推奨開始時刻 τ_*	観測点間隔 y
1,800 台/時/車線	0.25	20 ~ 30(分)	4 ~ 8 Km
1,200	0.15	30 ~ 60	5 ~ 10
600	0.0625	70 ~ 150	6 ~ 12
300	0.03125	140 ~ 310	6 ~ 13

所要時間を比較するという基準によれば制御は不要となる) に対応する。この区間の交通量を 1,200 台/時/車線程度とすれば、検知器配置位置は次のランプより 10Km 地点にまず 1 つ、さらにそこから 8 Km 上流に 1 つ必要となる。もちろん手前ランプ付近には制御基準を判定したり制御効果をみるためにも検知器が必要である。

ランプ間隔 L が大きくなれば、この配置間隔も変る。所要時間比較による制御基準では L が n 倍になれば τ_* も n 倍になるという性質があるので、配置間隔もほぼ n 倍すればよいという結果が得られる。すなわちここで述べた配置基準ではランプ中間に、ほぼ 3 : 4 : 5 に内分する地点に 2 個必要であるという結果になる。このように、この配置方式は相似的配置方式といえよう。

5.6 結 語

本章では交通流の監視法についての考察を行なった。まずシミュレーションにより測定区間長と交通密度測定値の変動の程度、サンプリング時間または平均化時間の大きさと交通量、時間オキュパンシ、時間平均速度測定値の変動の程度を検討したところ、区間長が800 m～1,000 m、処理時間が3～5分より小さくなると急激に変動は増し不安定な情報となるという結果を得た。一般に区間長、処理時間を長くすれば変動の小さい安定した情報が得られる。しかしあまり長いと非定常時の交通状態の変化に対して鈍感となる。どの程度の安定性が要求されるかは、情報の利用の仕方 制御方式の性格によっても相違し一概に結論は出せぬが、シミュレーション結果からこれ以上小さくすれば急激に変動が大きくなる値として区間長1 Km、処理時間5分を一応の目安と考えることもできよう。

渋滞の検知法にはパトロール車、テレビなどによる定性的な検知法と車両検知器による定量的な検知法があるが、制御の立場からは後者の方が望ましい。検知器を密に配置すれば事故の早期検知も可能であるが経費との関連もあり限度がある。この点から、検知器間隔と検知遅れ時間の関係について検討を行ない、許容遅れ時間内の検知を目的とした配置法を考察してみた。5分以内の検知を目標としたときには、交通量が容量近いときには5 Km間隔でよいが、容量の半分程度のときには1 Km間隔まで小さくしなければならない。都市間高速道路の現状では交通量はせいぜい容量の半分程度であるので、1 Km間隔の配置が必要とされよう。この点については経費の面からの問題があるものと思われる。

検知器の配置には制御方式も関係する。渋滞発生後直ちに開始するような制御方式に対しては当然早期発見が必要とされるが、渋滞発生後に時間的な余裕がある方式なら発見も少し遅れてもよい。前章の流出推奨方式に対する配置間隔の検討を行なったところ、交通量が容量の半分程度のときに対して、ランプの中間にほぼ3 : 4 : 5に内分する2地点に必要であるとの結果を得た。制御方式の性質からランプ間隔によらず成立する基準であり、上述の等間隔配置法に対して相似的配置といえよう。都市間高速道路の平均的なランプ間隔である約15 Kmの区間に対しては上流ランプより4 Km、9 Km地点に必要とされることになる。ランプには当然設置が必要であるから、結局平均的には5 Km間隔で配置されることになり、等間隔配置法の1 Km間隔より検知器個数が少なくてすむ。

参 考 文 献

- 1) 明神証・井上矩之： 交通量計測方法についてのシミュレーションによる一考察，第10回日本道路会議論文集，昭和46年9月， pp. 595～596
- 2) 高速道路調査会： 6車線区間の運用に関する走行実態調査報告書，昭和44年3月， p.46
- 3) 高速道路調査会： 高速道路の交通流制御装置に関する研究報告書，昭和44年3月， pp. 113～114
- 4) 前掲3)， p. 87
- 5) 佐佐木綱・井上矩之： 高速道路上の事故発生の区間密度による検出法について，第9回日本道路会議論文集，昭和44年9月， pp. 511～512
- 6) 井上矩之： 高速道路における交通制御に関する研究，京都大学工学研究科修士論文，第379号，昭和44年， pp. 67～73
- 7) 前掲3)， pp. 174～178

第 6 章 結 論

本研究は都市間高速道路の交通制御に関する研究を行なったものである。以下にその研究成果を要約し、結論および今後の課題を述べる。

第 1 章では交通制御の意義、理念、世界各国における調査研究の現況を述べ、本研究の立場を明確にした。高速道路は巨大な建設投資にみあうように効率的に利用されねばならない。円滑な交通維持のために適切な交通制御が必要不可欠なものとなってきている。都市内高速道路と都市間高速道路とは制御の性格が相違する。都市内高速道路では自然渋滞の対策が重要であり、予防的な流入制御が制御の基本となる。都市間高速道路では事故渋滞の対策が重要であり、事後的な流出制御が制御の基本となる。本研究は後者の立場にたつものである。

第 2 章では事故発生時の交通現象を解析した。事故による車線障害のような隘路問題に対しては波動理論の適用が有効である。従来道路が完全に閉塞した場合の解析は行なわれている。しかしその成果は事故障害のように部分的に車線が閉塞するような隘路の交通現象には適用できない。そこでまず任意の閉塞条件に対して適用できるように一般化を行なった。また事故処理により閉塞時間の途中で一部の車線が通行可能になる場合や、上流側で交通量制限を行なう場合もあるので、閉塞条件または交通量が閉塞中に変化する場合の交通現象も考察した。

さらにこの結果を応用して、2車線高速道路上での全車線閉塞事故を対象に、閉塞の途中1車線の疎通を可能にした場合と、上流よりの交通量を半分に制限したときの効果についての比較検討を行なった。事故発生より渋滞解消までの渋滞継続時間の減少率で評価を行なったところ、当初の交通量が平時の交通容量の約半分を越えていないときには1車線確保の方が効果的であり、交通量が交通容量の半分以上を越えているときには逆に交通量制限の方が効果的であるという結果が得られた。都市間高速道路の現状ではオフピーク時には交通量制限よりも事故処理の迅速さで対処し、ピーク時には交通量制限で対処した方が渋滞の解消に対して効果的であるといえよう。交通量制限の場合、交通量を完全に制限する場合と半分に制限する場合とで渋滞継続時間の減少率の差はわずかである。半分制限により渋滞継続時間を初期交通量が1,200台/時/車線程度のときで約25%、1,800台/時/車線のときで約50%も減少させることができるという計算結果を得ており、流出推奨により交通量を減少させる制御の効果を暗示しているものといえよう。

ランプ間隔は事故による攪乱の及ぶ範囲より十分長いと仮定したが、衝撃波・発進波の伝播途上にランプが存在すると一般にその上下流で交通状態が相違するため、攪乱特性がランプを境に変化することになる。ランプを越えて渋滞が拡大する場合の交通現象の解析は今後に残された課

題である。発進波の伝播速度は本来停止間隔と運転者の反応時間により決まるものと考えられるが、波動理論では自由速度に依存する量となる。交通流に波動理論を適用する場合の問題点の1つといえよう。

第3章では渋滞時におけるランプ間旅行時間の推定法を考察した。前章の成果を適用し、個々の車の走行軌跡を追跡する方法により求められた理論的な推定法である。車線閉塞の程度と上流よりの交通量との関係、および閉塞時間と事故発生位置の関係により走行特性に相違がみられるので、数多くの場合に分類して考察を行わなければならない。高速道路上での事故渋滞を対象とした場合に実用性のないものを除外し、閉塞度と閉塞時間により8分類に大別、さらに細分して総計19種類の走行パターンに対して旅行時間の推定式を与えた。

この推定法を名神高速道路上で発生した1車線閉塞事故に対して適用したところ、車線閉塞の程度を70%、自由速度を90km/時としたときに、渋滞の影響を受けたと考えられる309台の車の平均推定誤差が+1.14分、同平均誤差率が14.1%であり、誤差はほぼ正規分布をするという結果を得た。実際の旅行時間は20~35分であったから、実用上十分な精度が得られたものと考えてよい。また推定値と実測値の食い違いの傾向をおおまかにみるために5分間ごとの平均旅行時間で比較してみたが、この結果も良好であった。

この推定法で問題になるのは閉塞度の与え方である。2車線中1車線閉塞であるので当初閉塞度50%で検討したのであるが、結果は良好でなかった。実際の車線障害に対してその値を適切に与えることができるなら、推定精度をきわめて高くしうる。事故地点下流側の交通量観測値より推定するという方法も考えられるが、この問題は今後に残された課題の1つである。

旅行時間推定法の直接の利用法として、ランプの可変式情報板を通じて運転者に次のランプまでの旅行時間の予測値を提供するという方法が考えられる。しかしながら、この方法は閉塞時間が予測されぬと精度よく推定されぬものであり、利用者に不信感をいだかせ、いたずらに混乱させるだけの危険性をもっているため、今後の慎重な検討に待つところが大きい。

第4章では流出推奨・流出指示を主軸とした流出制御の制御基準についての考察を行なった。都市間高速道路で事故渋滞があった場合、従来はその検知後の流出推奨および渋滞が手前ランプまで拡大した時の強制流出などの制御が行なわれていた。しかしながら、推奨の制御基準があまりにその効果が少なく、また手前ランプまで渋滞が拡大しない限り強制流出をさせないためランプ間隔が大きいと渋滞長が非常に長くなることがあった。本章で提示した流出推奨の制御基準は、「高速道路上を進行する場合の旅行時間がう回路進行の場合の旅行時間を超過する場合に高速道路からのう回を推奨する」というものである。旅行時間を制御基準の尺度として使用した

のは、渋滞の程度と渋滞長を統一して表わせることと、う回道路の交通状況も考慮できるという理由による。

高速道路進行の場合の旅行時間は波動理論を応用して予測できるが、事故処理時間の予測が困難であることから「事故区間への進入時刻に障害物が排除されると仮定したときの旅行時間で真の旅行時間の代用とする」という方法で予測される。したがって、予測される旅行時間は渋滞区間に進入する運転者にとって最も好運な場合にもこれだけの時間がかかるという最小時間を意味する。一方、う回路は経路の途中にいくつもの交差点があり、交通の発生・吸収もあるので、交通状態の把握には数多くの観測点を必要とし、旅行時間の推定も理論的には容易でない。しかしながら、う回路を次のランプまで全体的にみた場合、その旅行時間は曜日・時間帯・異常事態の有無などの条件が同一であれば比較的安定しているものと思われる。名神高速道路の京都南IC～吹田IC間で行なわれたう回路旅行時間調査結果もこのことを実証している。したがって、あらかじめ観測し各種の状況に応じた旅行時間を経験的に与えておけばよいと考えている。

流出推奨を実施してもなおかつ渋滞が拡大し手前ランプを越えるときには、制御は従来から考えられている強制的な流出指示に切り替えられる。本章では流出指示の簡単な解除基準も考察した。利用車数を多くするという立場からは事故処理終了後直ちに解除するのがよいが、渋滞解消時刻が遅くなり、渋滞後尾での追突事故の危険性も残る。本章で提示した解除基準は「疎通再開後の先頭車が渋滞解消時刻に先行集団に追いつくように解除する」というもので、円滑な交通への迅速な回復、追突の危険防止を意図したものと見える。

以上の流出制御方式の実施にあたっては次に述べるような事柄が今後の検討課題として残されている。

- (1) 小区間についての問題……流出推奨制御基準の性質から、ランプ間隔が短くなると制御開始時刻が早くなり、事故の認知時刻にはすでに制御の時機を逸してしまっている場合がある。どの程度の区間長まで実用性を保ちうるかは、認知遅れ時間・事故時の交通量・閉塞条件により一概にはいえぬが、都市間高速道路における事故認知能力・交通量の現況から判断すると、一応の目安として区間長が5km未満になると適用しがたいと考えられる。小区間については隣接区間と統合させるといった対策が考えられるが、統合の方法についてはう回路との関係もあり今後に残された問題である。
- (2) 関連制御についての問題……流出制御実施時にランプおよび接続一般道の容量が不足し、新たな渋滞が起る場合がある。ランプ付近の交通状態を計測しておけばこの渋滞は予測可能なので、途中サービスエリアでの待機勧誘とかさらに上流ランプでう回推奨・流入制御を付随的

な制御として行ない、その緩和に努めなければならない。また、流出推奨ランプ付近での車線変更指示、流出指示ランプ付近での速度漸減規制、渋滞後尾に向かう速度漸減規制など事故防止を目的とした制御の実施も必要であろう。これらの制御の効果・実用性については今後の研究課題である。

- (3) 流出指示の制御基準についての問題……本研究では流出指示の開始基準は従来の「渋滞が手前ランプを越える時刻に開始する」という基準を使用することにし、新たな基準の考察は行なわなかった。しかしながら、この基準は実用的ではあるが、渋滞長に無関係に判断されるといふ不合理なところもあり、合理的な制御基準の確立が望まれる。
- (4) 流出推奨の解除についての問題……流出推奨の効果が小さく渋滞がさらに拡大を続けるときには流出指示への切り替えが行なわれるが、推奨のみで渋滞が減少する場合には推奨の解除をいつ行なうかという問題が生じる。原則的には高速道路進行の場合の旅行時間がう回路経路より大きいときのみ推奨を実施するのであるから、効果が大きい場合には短い時間間隔で制御の開始、解除をくり返すことになる。このようなきめの細かい制御は推奨に対する利用者の信頼を失い、結果的に推奨の効果をも失わせるものと考えられる。また、事故渋滞は自然渋滞よりも渋滞の程度が重大で、渋滞後尾での追突の危険性も大きい。したがって、すでに発生してしまった渋滞の迅速な解消に努めるという立場から、一端制御を開始すれば渋滞が解消するまで続行するのが好ましいと考えている。

第5章では交通流の監視法についての考察を行なった。交通流を監視し交通状態を把握することは適切な制御を行なうために重要である。まずシミュレーションを行ない交通密度の測定区間長と測定値の変動の関係、交通量・時間オキュパンシー・時間平均速度のサンプリング時間・平均化時間といった情報の処理時間と測定値の変動の関係を検討した。その結果、区間長は800～1,000 m、処理時間は3～5分より小さくなると、ともに急激に変動が増大し不安定な情報となることがわかった。一般に区間長、処理時間を長くすれば変動の小さい安定した情報が得られる。しかし長すぎる場合は交通状態の非定常な変化に対して鈍感となる。実際にどの程度の安定性が必要とされるかは情報の利用目的によっても相違し明確な基準はないが、これ以上小さくなれば急激に不安定になるという境界値として上記の結果からの区間長1 km、処理時間5分を一応の目安と考えることができよう。本シミュレーションではモデルのもつ欠点から渋滞領域での結果は得られなかったが、この点は今後に残された検討課題である。

つぎに、検知器配置法を事故渋滞の早期検知を目的とした配置法および流出制御方式に関連した配置法という2つの立場から考察した。経費を問題にせず検知器を配置すれば事故の迅速な検

知も可能であるが限度がある。許容しうる遅れ時間内の検知を目的とした配置法を検討したところ、5分以内の検知を目標としたときには、交通量が容量近いときには5Km、容量の半分程度のときには1Km間隔という結果を得た。都市間高速道路の実状では通常交通量はせいぜい容量の半分程度であるので、1Km間隔の配置が必要ということになり実用化へは経費上の難点がある。遅れを10分まで許容できればこの間隔は2倍にできる。

渋滞発生後直ちに実施されるような制御方式に対しては迅速な検知が必要とされるが、時間的に余裕がある制御方式に対してはいく分検知が遅くなってもよく、制御の時機を逸しないように検知できればよいという考え方も成り立つ。この立場にたつて前章の流出推奨方式に対する配置間隔の検討を行なったところ、交通量が容量の半分程度のときに対して、ランプの中間にほぼ3:4:5に内分する2地点が必要であるとの結果を得た。制御方式の性質からこの結果はランプ間隔によらず成立するので、上述の等間隔配置法に対して相似的配置法といえよう。都市間高速道路の平均的なランプ間隔である約15Kmの区間に対しては上流ランプより4Km、9Km地点に設置されることになる。このほかランプにも必要とされるから、結局平均的には5Km間隔で配置されることになり、同じ交通量の条件のときの等間隔配置法の1Km間隔より検知器個数は少なくてすむ。

以上が本研究の要約である。これらの成果をまとめれば、都市間高速道路では等間隔もしくは相似的配置法により検知器を設置し、事故渋滞を検知したときには流出制御を主軸とした交通管制を実施すればよいという結論が導かれる。今後に残された問題も多く、すでに述べたもの以外にも、

- (1) 機能を異にする他の高速道路接合点における制御方式の違いに基づく問題、
- (2) 都市間高速道路であっても、都市周辺を通過し都市内高速道路と類似した機能をはたしている区間での制御方式、
- (3) 騒音・排気ガス等環境汚染に対する制御方式、
- (4) 内陸部・寒冷部高速道路におけるトンネルの交通管理、積雪・凍結など気象条件に対する交通管理の問題、

などが課題といえよう。

