

平成 18 年度 修士論文

車輛追従シミュレーションの構築及び
渋滞特性の解明と改善

提出日 平成 19 年 2 月 6 日

指導教員

加藤	征三	教授
丸山	直樹	助教授
西村	顕	助教



三重大学大学院工学研究科
博士前期課程機械工学専攻
エネルギーシステム設計研究室

福地 正樹

記号

記号	記号説明	[単位]
b	検査車両	[-]
$b+1$	後方車両	[-]
c_1	比例定数	[-]
c_2	比例定数	[-]
c_3	比例定数	[-]
c_p	可能交通容量	[pcu/(hour・lane)]
c_b	基本交通容量	[pcu/(hour・lane)]
c_{12}	評価基準交通量	[pcu/(hour・lane)]
c_d	設計交通容量	[pcu/(hour・lane)]
d	年平均日交通量に対する設計時間交通量の割合	[-]
h	ある時間中のある時間	[sec]
i	ある車両	[-]
k	密度	[台/km]
k_0	臨界密度	[台/m]
k_{max}	飽和密度	[台/m]
k_{CO_2}	CO ₂ 排出係数	[g-CO ₂ /(km・台)]
q	交通量	[台/(hour・lane)]
q_a	全交通量	[台/(hour・lane)]
q_{max}	最大交通量	[台/sec]
q_1	ある道路の交通量	[台/(hour・lane)]
q_2	流入車両数	[台/(hour・lane)]
q_b	超過台数	[台]
q_c	大型車両数	[台/(hour・lane)]

q_e	: 大型車輛混合交通量	[台/(hour・lane)]
q_{c-hour}	: 計測開始時渋滞車輛台数	[台/(hour・lane)]
q_{VeC}	: CO ₂ 排出量, 燃料消費量計算時の車輛数	[台]
q_{CO_2}	: CO ₂ 排出量	[g-CO ₂]
q_p	: 可能交通量	[台]
s	: 車頭距離	[m/台]
s_{g-i}	: 車間距離	[m]
$s_{f-(i-1)}$: 車長	[m/台]
\bar{s}	: 平均車頭距離	[m/台]
s_0	: 停止時の平均車頭距離	[m/台]
t_i	: 車頭時間	[sec]
T	: ある時間	[sec]
Δt	: 反応時間	[sec]
t_l	: 遅れ時間	[min]
v	: 速度	[km/hour]
\bar{v}_t	: 時間平均速度	[m/sec]
\bar{v}_s	: 空間平均速度	[m/sec]
\bar{v}	: 平均速度	[m/sec]
v_0	: 臨界速度	[m/sec]
v_{max}	: 自由速度	[m/sec]
w_i	: 大型車の乗用車換算係数	[-]
w	: 大型車混入率	[-]
x	: ある区間	[m]
\ddot{X}_{b+1}	: 後方車輛加速度	[m/sec ²]

\dot{X}_b	: 検査車輛の速度	[m/sec]
\dot{X}_{b+1}	: 後方車輛の速度	[m/sec]
σ^2_s	: 空間平均速度の分散	[-]
σ^2_t	: 時間平均速度の分散	[-]
α	: 感応係数	[-]
α_0	: 速度指数, 間隔指数によって変化する感応係数	[-]
β	: 速度指数	[-]
γ	: 間隔指数	[-]
γ_a	: 補正率	[-]
γ_b	: 補正率	[-]
γ_c	: 補正率	[-]
γ_t	: 大型車流入による補正率	[-]
κ	: 断熱指数	[-]

目次

第1章 緒論

第2章 渋滞と信号

2.1 自動車利用増大が引き起こす問題.....	2
2.1.1 交通渋滞が環境に与える影響.....	2
2.1.2 災害時における交通渋滞の存在.....	2
2.2 渋滞.....	2
2.2.1 渋滞とは.....	2
2.2.2 渋滞原因.....	2
2.3 信号現示と信号制御パラメータ.....	4
2.3.1 現示.....	5
2.3.2 サイクル.....	5
2.3.3 スプリット.....	5
2.3.4 オフセット.....	6
2.3.5 ステップ.....	6
2.4 信号制御の種類.....	6
2.4.1 地点制御.....	6
2.4.2 系統制御.....	7
2.4.3 地域制御.....	7
2.5 現在の渋滞対策.....	8
2.6 交通流の歴史.....	8

第3章 交通流の解析

3.1 交通流特性を表す指標とその特性.....	10
3.1.1 微視的状态量.....	10
3.1.2 巨視的状态量.....	10
3.2 交通流の基本式.....	12
3.3 交通量－速度－密度の関係.....	13
3.4 交通流モデル.....	15
3.4.1 流体モデル（マクロモデル）.....	15
3.4.2 離散モデル（ミクロモデル）.....	19
3.4.3 Edie の交通流モデル.....	22
3.4.4 速度と車頭距離の関係.....	23
3.5 先頭車輛の加減速決定手法.....	26
3.5.1 加速時における先頭車輛の速度決定手法.....	26
3.5.2 減速時における先頭車輛の速度決定手法.....	27
3.6 二酸化炭素排出量算出方法.....	32
3.6.1 二酸化炭素排出係数.....	32

3.6.2	通過台数の二酸化炭素排出量.....	32
3.6.3	渋滞による二酸化炭素排出量.....	32
3.7	交通容量算出理論.....	33
3.7.1	交通容量の概要.....	33
3.7.2	基本交通容量と可能交通容量.....	34
3.7.3	設計時間交通容量.....	36
3.7.4	設計交通容量.....	37
3.7.5	道路の種類.....	38
3.7.6	評価基準交通量.....	41
3.8	走行時間関数.....	41
第4章	交通流シミュレーション	
4.1	交通流シミュレーションの概要.....	43
4.2	車両挙動のモデル化.....	43
4.2.1	信号の現示によって生じる減速および停止.....	44
4.2.2	交差点における右左折.....	44
4.3	流入端での車両の発生.....	44
4.4	交通流シミュレータの構築.....	44
4.4.1	入力支援ソフトウェア.....	44
4.4.2	出力支援ソフトウェア.....	46
第5章	三重大学前国道23号線シミュレーションの構築及び改善案	
5.1	シミュレーションの構築.....	48
5.2	各信号での車両流入出.....	48
5.2.1	上浜町一.....	48
5.2.2	上浜町二.....	49
5.2.3	上浜町三.....	49
5.2.4	江戸橋北詰.....	50
5.2.5	大学病院前.....	50
5.2.6	栗真町屋町.....	51
5.2.7	三重大学前.....	51
5.2.8	栗真中山町.....	52
5.2.9	全体の車両流入出.....	52
5.3	シミュレーションによる再現.....	53
5.3.1	国道23号線の再現.....	53
5.3.2	各信号の状況.....	53
5.3.3	シミュレーションによる再現の確認.....	54
5.3.4	視覚から確認できた問題点.....	55
5.3.5	道路の有効利用.....	55
5.4	国道23号線の渋滞改善.....	55

5.4.1	最適な交通状況.....	55
5.4.2	信号ステップ・オフセットの決定方法.....	56
5.4.3	下りの改善.....	56
5.4.4	上りの改善.....	58
5.4.5	交通量を考慮したステップ・オフセット.....	59
5.4.6	環境面を考慮したステップ・オフセット.....	60
第 6 章 伊勢市パークアンドバスライド実施結果及び改善案		
6.1	伊勢市パークアンドバスライド.....	62
6.1.1	パークアンドライド.....	62
6.1.2	比較日時と対象車両.....	62
6.1.3	伊勢市パークアンドバスライドの概略.....	62
6.1.4	データ内容.....	64
6.1.5	H14 年度 12 月 31 日～H15 年 1 月 3 日(2002 年度)評価フロー.....	64
6.1.6	H15, 16, 17 年度 12 月 31 日～H16 年 1 月 3 日(2003, 2004, 2005)評価フロー.....	64
6.1.7	2002 年度の算出項目.....	65
6.1.8	2003, 2004, 2005 年度の算出項目.....	65
6.2	非実施年と実施年の比較.....	65
6.2.1	合計二酸化炭素排出量比較.....	65
6.2.2	地域別二酸化炭素排出量比較.....	66
6.3	伊勢市パークアンドバスライド改善案.....	67
6.3.1	渋滞原因.....	67
6.3.2	本年度パークアンドバスライド実測結果.....	67
6.3.3	シミュレーションによる渋滞再現.....	72
6.3.4	伊勢神宮周辺の渋滞改善案.....	73
6.3.5	国道 23 号線渋滞の改善案.....	75
第 7 章 結論		
	結論.....	76
	参考文献.....	77
	謝辞.....	78

第1章 緒論

現在、自動車の普及は目覚しく、豊かな社会を構成する上で、我々の生活にとって、かけがえないものになってきている。この普及が進む一方、自動車による交通事故や、交通渋滞、環境・資源問題も大きな問題になっており、これを解決するべく、ABSに代表されるような事故を未然に防ぐアクティブセーフティや、安全設計や安全装備の装着等のパッシブセーフティによる交通事故の防止と安全性の確保、エンジンの低燃費化や車体の軽量化による消費燃料の削減、騒音や排気ガスの抑制による環境負荷の低減等、今日まで多くの手段が試みられてきた。

そこで、この問題の解決策の一つとして、ITS(Intelligent Transport Systems)と呼ばれる高度道路交通システムが提唱され、その開発研究が盛んに行われてきている。ITSとは、最先端の情報通信技術を用いて人と道路と車両とを情報でネットワークすることにより、交通事故、渋滞などといった道路交通問題の解決を目的に構築する新しい交通システムのことである。

しかし観光地での渋滞は車両の流入が極端に多いことから発生する渋滞のため、ITSで解決できない問題ではない。そこで近年、パークアンドバスライドと呼ばれる車両の集中を避ける方法が注目されている。伊勢神宮の三箇日では、毎年車両の集中による渋滞が発生していたが、パークアンドバスライドによって大きな渋滞減少が見られている。

そこで本研究では、個々の車両の挙動に注目した交通流シミュレーションの構築と、パークアンドバスライドの評価、改善を行った。まずシミュレーションは、信号管制を中心とした様々な条件における車両の挙動を再現し、渋滞現象のメカニズムの解明と、それによる渋滞の解消を提案していく。また、パークアンドバスライドは、施行前と施行後を環境面から評価、そして現状のパークアンドバスライドの更なる改善を提案する。

交通シミュレーションにより、上に述べた交通システムを発展させるだけでなく、災害時の最適交通管制システム、都市計画等でも効率的な運用を可能とする。そこで、多くの場面で利用できるような汎用性のあるシミュレータの構築を行った。パークアンドバスライドは、施行前と施行後では大きな差が生じているのが判明した。また今年の三箇日に実際にパークアンドバスライドを体験して、走行時間や実際に走行する事で見える問題点の把握を行った。

そして本研究では、このシミュレータを用いて設定した各道路条件を用いて交通現象を計算するシミュレーションも同時に構築した。このシミュレータを用いて、まず三重大学前国道23号線を計算対象とし、主に系統信号の最適化を目指した。系統信号の役割は、同一方向の車両の流れをよりスムーズに流すためにあり、最大交通量がより大きくなる設定を考えていくことを目標とした。またパークアンドバスライドにおいては、問題点の把握から、その改善方法を提案した。これにより、都市部また観光地周辺などで発生する全方向における渋滞を解消することができると考えられる。

第2章 渋滞と信号

本章では、渋滞影響や発生原因、また信号についての説明をする。また、渋滞対策として近年交通流理論が用いられている。その歴史についても説明する。

2.1 自動車利用増大が引き起こす問題

2.1.1 渋滞が環境に与える影響⁽¹⁾

自動車利用増大がもたらす問題の中で、渋滞という問題においては軽視することができない段階にまで及んでいる。まず考えられる問題は、化石燃料の大量消費である。その結果、地球温暖化ガス等の有害物質排出による環境悪化という事態を招いている。国内において、渋滞により発生するCO₂排出量は年間約3500万[ton-CO₂]にまで達している。また、渋滞は環境面に影響を与えるだけでなく、別の問題を引き起こす。例えば、日本だけでも一人あたりの損失時間は年間約30時間、それを損失金額に換算すると、約12兆円にものぼる多大な経済的損失を招く。特に交通台数が多い地域においては、頻繁に渋滞が発生し、これらの問題を更に深刻化させている。

2.1.2 災害時における渋滞の存在

自動車の利用台数増加による渋滞の発生は、環境面や経済面だけでなく、地震等の災害時の避難・救援活動の妨げにも繋がる。例えば、1995年に起こった阪神淡路大震災においては、倒壊した建物等により多くの道路が通行不可能となった。また、救援に使用する車輛の集中化も加わり、渋滞が発生した。その結果として迅速な救援活動が行えず、多くの犠牲者が出た。さらに近年、東海・東南海地震への対策が叫ばれているが、災害後にいかにして迅速に活動を行うかが課題となっている。

2.2 渋滞

現代社会において、渋滞という言葉は一般的でよく知られている言葉ではあるが、実際にどのような交通状況を表すのかは人によって違いがある。本研究では人によって違いがある渋滞について研究をするため、一般的に渋滞とはどのような交通状況を表すのか、また渋滞が発生する原因についても説明する。

2.2.1 渋滞とは⁽²⁾

渋滞には様々な表現があるが、ここでは一般的な表現を表す。まず信号がある場合、つまり国道などの渋滞を表す場合、「信号を通過するのに2サイクル以上かかる」と表される。サイクルとは赤→青→黄を1サイクルと表す。またそれ以外、つまり高速道路などの渋滞を表す場合、「Stop&Go がたまにでなく何回も続く時」と表される。

2.2.2 渋滞原因⁽³⁾

渋滞原因を今後ボトルネックと呼ぶことにする。

(1) 合流部 : 図 2.1 のように、合流部では車線数が減少することから渋滞が発生する。こ

ここでは車線がはじめ3つであったのに対し、合流部以後は2車線になるため、ボトルネックとなる。

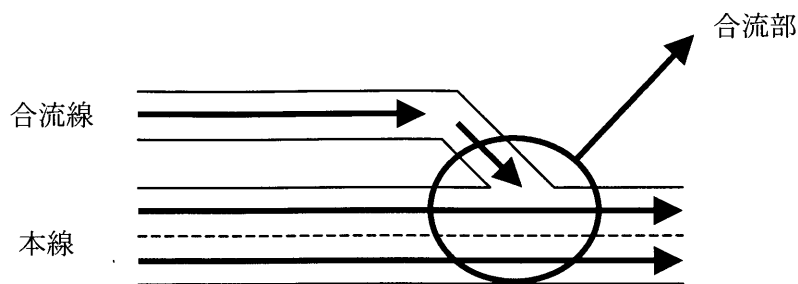


図 2.1 合流部の例

- (2) サグ : サグとは、下り勾配の区間、あるいはほとんど水平な区間から上り勾配区間に変わる部分をいう。図 2.2 を例にして説明すると、サグから上り勾配にさしかかると速度が多少低下するが、普通のドライバはこれに気づかない。一方、前を走る車も同様にして減速するが、上り勾配に一足早くさしかかるために、同じ時点での減速の度合いは次車よりも大きい。その結果、前の車との車間は詰まることになる。そして、ドライバは自車の減速には気づかないまま、それまでの車間を保とうとして、より一層減速してしまうのである。すなわち同じ車間距離に対する走行速度が、サグにおいては普通の区間における傾きよりも低下してしまうために、ボトルネックとなる。また、減速は後方に伝播されるにつれ増幅してしまうため、大きな車輛群が形成されている場合は、後尾車が停止あるいは徐行にいたる可能性がある。また、サグで渋滞が発生した場合、サグまで渋滞の中を低速走行してきた車は、サグを通過してから、前方の車につられて加速をする。そのため一定速度で走行している時と比較して、どうしても車間距離が開きがちになってしまう。したがってサグで渋滞が発生すると、渋滞が終わっても悪影響を与えていることになる。

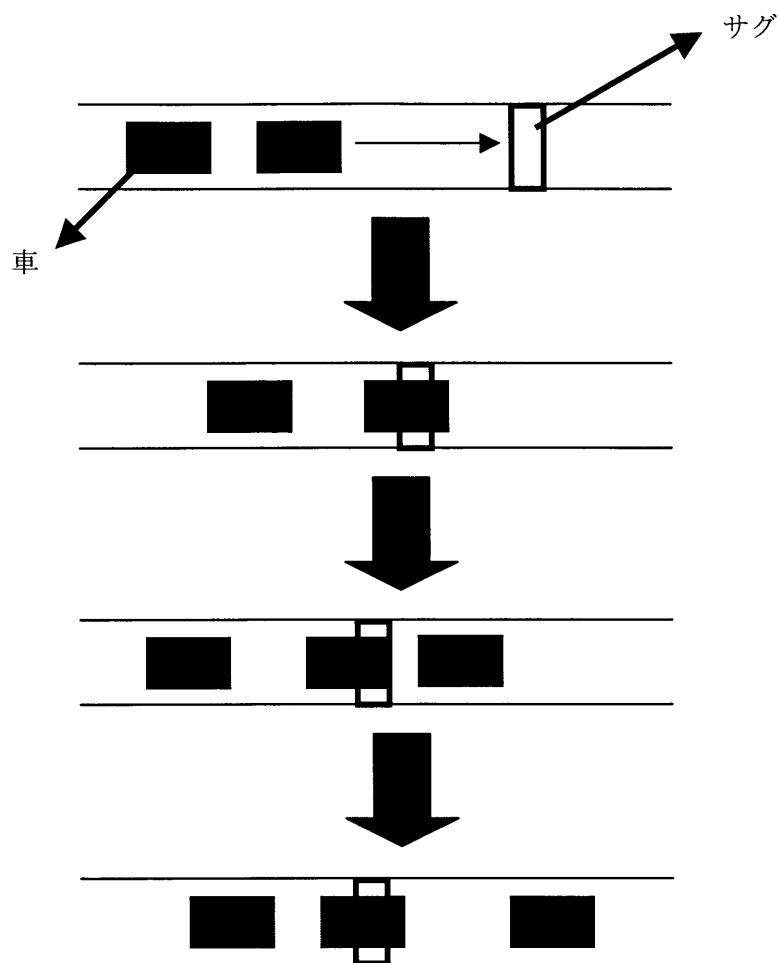


図 2.2 サグによる渋滞発生の流れ

- (3) トンネル：トンネルという暗い閉鎖空間に突入する時に、ドライバは無意識にアクセルペダルを踏む力を緩めてしまい、その結果として速度が低下する。さらに、同一速度で走行している時の車間距離はトンネル内の方が長い。

以上のような原因に加え、事故、工事、急カーブ、また一般道路においては信号などがボトルネックとなる。

2.3 信号現示と信号制御パラメータ⁽⁴⁾

本研究では、渋滞の原因となる信号を含むシミュレーションを構築している。そこで以下では、信号がどのような項目で、またどのように制御されているのか説明する。

信号制御に必要な基本要素としては、信号現示、及び周期、スプリット、オフセットがある。周期、スプリット、オフセットは一般に信号制御パラメータと呼ばれる。信号制御とは、これら四つの要素を設定することによって、交通の流れを望ましい方向に変化させることである。

2.3.1 現示

交差点では、進行方向の異なる交通が交錯することになるので、いくつかの組に分けて順番に通行させる必要がある。同時に通行権を与える方向の組み合わせを現示という。通常の十字路においては、2つの現示が交互に示される場合は2現示制御、右折車に専用の現示を加えて、3つの現示を繰り返す方式を3現示制御という。一般的には、現示数が多いと各現示に割り当てられる時間が少なくなるだけでなく、現示切り替え時のクリアランス時間（黄＋全赤時間）が長くなるため、交差点の処理能力が低下する。

現示は対象交差点の構造（各流入部の幅員、車線数、交差角など）、交通状況（交通量、右左折率、横断歩行者など）、見通しの良否などを勘案した上で、表示順序を含めて決定される。現示の設定は、信号表示設定作業において最初に行われ、他の信号パラメータは現示が決められたあとに設定されるのが普通である。

2.3.2 サイクル

一つの信号の表示が、青、黄、赤と一巡するのに要する時間を、サイクルまたは周期という。周期長と交差点を通過する車両が被る遅れ時間の関係は、一般に図 2.3 のように表される。ここで、 C_{\min} は最小周期長である。この図 2.3 からわかるように、周期長は長すぎると無駄な信号待ち時間が多くなり遅れ時間が増加する。一方、短すぎると通行できる量が少なくなり交通渋滞の原因となる。周期長は、交通量、交差点の大きさ、歩行者の横断時間などを考慮して決定される。

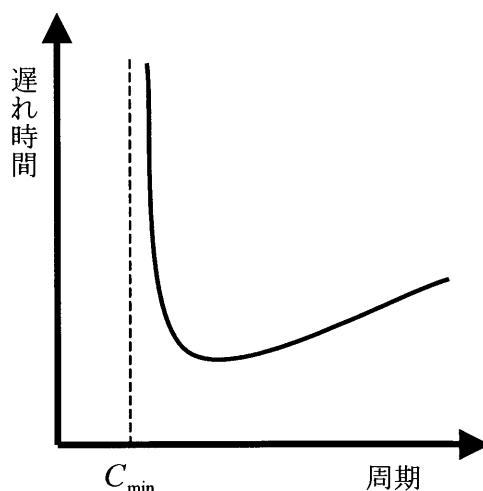


図 2.3 周期と遅れ時間の関係

2.3.3 スプリット

各現示に割り当てられる時間の長さ（青時間）の周期長に対する比をスプリットという。交通量が多い主道路と少ない従道路の交差点では、どちらにも同じ青時間を配分すると、前者は青時間が不足し後者は無駄な青時間を生じることになる。そこで、交通量に応じてスプリットを配分する必要がある。たとえば、主道路に 60%、従道路に 40% というように配分する。具体的なスプリット値は、各流入部の交通量と飽和交通流率（青信号表示中に交通需要が常に存在する状態で停止線を通過しうる最大交通量）の比をもとに計算される。

2.3.4 オフセット

オフセットは、複数の信号をお互いに関連づけて制御する場合のパラメータで、隣接する信号機間の青開始時間のずれを1サイクル長に対する比で表したものである。ずれの基準として、道路網内のある基準信号を用いる場合（絶対オフセット）と、隣接する信号との差で表す場合（相対オフセット）がある。

オフセットは、通常、通過帯を最大にするように設定される。通過帯とは一定の速度（普通は規制速度）で走行すれば、赤信号で停止することなく、一連の交差点を青時間で通過できる時間の幅を言う。通過帯を最大にするようなオフセットは、時間距離図から比較的簡単に求めることができるが、これによって得たオフセットが遅れ最小、停止回数最小を必ずしも保証しないという問題を持っている。よって、現実の制御では、通過帯を最大化するオフセットをもとに基礎的なパターンを作り、これを土台として実際の交通状況と制御方針に合わせて修正を加えることが行われている。通行帯は上り、下りの各方向について設定されるが、どちらを優先するかは交通状況を勘案して決められる。

2.3.5 ステップ

本研究では、上記以外に新しく、ステップという言葉を用いる。これは信号に存在する赤、青、黄色それぞれ、またはすべての色の秒数を表す。例えば青ステップならば青の秒数を表す。ただ単にステップという言葉が使われている場合は、赤、青、黄色すべての秒数を表す。

2.4 信号制御の種類⁽⁴⁾

信号制御方式の分類法にはいろいろあり、ここでは制御対象とする交差点の数、及び制御パラメータの変更方法に着目して、表2.1のように示す。

表 2.1 信号制御の種類

制御対象交差点数 による分類	制御パラメータの変更方法による分類	
	あらかじめ設定された 時間表に従って変更	交通需要に応じて 適宜変更
単独	定時地点制御	感応地点制御
複数（路線）	定時系統制御	感応系統制御
複数（地域）		地域制御

2.4.1 地点制御

制御パラメータを隣接交差点と独立に決定する信号制御方式を地点制御という。制御パラメータは周期とスプリットで、オフセットは制御パラメータにならない。地点制御は隣接交差点との間隔が広く、当該交差点への到着交通量が車群化されていない場合や、交通需要の変動パターンが特異であるため、その交差点の周期表やスプリットを他と独立に制御するほうが効果的と判断される場合などに用いられる。制御パラメータを時々刻々の交通需要に即応して決定

示する方式を1段式といい、1日の中で交通量の時間変動が小さい交差点で使用される。又、時間帯ごとと曜日ごとに制御パラメータの組み合わせをいくつか設定しておき、内蔵カレンダーとタイマで自動的に切り替える方式を多段式という。この方式は、時間帯別、曜日別に交通量の変動が大きい交差点に用いられ、一般には平日、土曜日、休日別に閑散パターン、平常パターン、間雑パターンなどの制御パラメータが設定される。

(2) 感応地点制御

交差点の流入交通量を車輛感知器によって計測し、その交通量の増減に応じて周期長やスプリットを伸縮させる方式である。主従の区別のある交差点で、主道路側の信号を常に青にしておき、従道路に車輛や歩行者が感知された場合のみ、従道路側の信号を青にする制御を半感応制御という。また、主道路を含めた全方向に車輛感知器を設置し、各方向の時間を交通量に応じて与える方式を全感応式制御という。半感応制御は、従道路側の交通量が比較的少ない場合に用いられ、全感応制御は、各方向の交通量の変動が著しい、また突発的に交通状況が変わる交差点で使用される。

2.4.2 系統制御

一つの路線に沿って連続するいくつかの信号交差点を、相互に関連させて制御する方法を系統制御、または路線制御という。系統制御では周期とスプリットにオフセットを加えた3制御パラメータが設定される。各信号の周期が異なると時間の経過とともにオフセットが変化し、オフセットの設定の意味がなくなるので、系統制御では各信号の周期を同一とする。したがって系統制御では、各信号のスプリット、共通周期、及び隣接交差点間のオフセットが設定要素となる。制御パラメータを時々刻々の交通量に即応して決定するか否かによって、定時（あるいは定周期）系統制御と感応系統制御がある。

(1) 定時系統制御

あらかじめ設定してある制御パラメータ（周期、スプリット、オフセット）を時間表に従って使用する系統制御の方法である。終日同一の制御パラメータを用いる1段式、時間帯と曜日ごとにあらかじめ設定しておいた制御パラメータを順次切り替える方式を多段式という。定時系統制御は、交通流の変動パターンに周期性、再現性があり、かつ、変動幅が大きい路線に用いられる。

(2) 感応系統制御

路線内のいくつかの地点に設置した車輛感知器からの交通流データに基づき、あらかじめ設定してある制御パラメータの組み合わせの中から適切なものを自動的に選択する方式である。この方式は、交通量が多く、また交通量の時間変化が著しい主要幹線道路などに適用される。

2.4.3 地域制御

面的に広がった地域内の信号機群を、相互に関連させて制御する信号制御方式を地域制御または広域制御という。主要都市では交通量の多い路線が密に交差しており、路線を対象とした系統制御をそれぞれ個別に実施するのでは十分な効果を期待できない。そこで、路線相互の干渉を考慮して各信号を制御する必要がある。地域制御は、感応制御を面的に拡大し、さらに

制御可能を高度化したものといえる。

制御地域内の各信号機の制御パラメータは、街路網全体としての交通状況の変動に適合するように一定時間間隔で更新される。地域制御では、互いに関連付けて制御する信号機の数が増大となるため、交通管制センターの高性能コンピュータを用いて集中的な制御が行われている。交通管制センターとは、都道府県警察本部が主要都市に整備している施設である。

2.5 現在の渋滞対策⁽²⁾

上記の様々な問題に対しては、それぞれ別々の対応策が現在盛んに考えられている。例えば、自動車側の環境問題改善としては燃料電池車などが挙げられる。また災害時における種々の行動の迅速化は、ハザードマップをはじめ、多くの対策が考えられる。しかし、それらの多くはまだ不完全なものが多く、それらの技術が我々の生活に浸透し、効果を完全なものとするのには時間がかかる。そのため、すぐに適用可能、かつ、総合的に解決することが可能である手法が必要とされている。現在日本では解決手法として、交通流理論を用いて道路調査や渋滞減少方法について研究を行っている。

2.6 交通流の歴史⁽²⁾

交通流の研究は1930年頃からアメリカで研究されてきた。この頃の研究は、短路部や交差点などの交通容量決定方法や、交通現象の定義などが行われていた。この研究成果を1950年、HCM(Highway Capacity Manual)としてまとめられ出版した。HCMとまとめられることにより、道路の計画、設計に関して大きな役割を果たすようになった。また、HCMは1965年、1985年と2回改訂されており、現在では公共交通機関、歩行者、自転車等の交通を含めた幅広い内容となっている。

一方、交通容量についての理論的な研究も1950年代に入ってから始められている。理論的な方法というのは、ある仮定に基づいて構築された理論から交通容量、速度、密度(または車頭距離)の関係式を導出する、という考え方である。流体力学や、追従理論などを用いて構築された理論は、交通容量が理論的に明快に求められるという点で画期的であり、現在でも交通流の基礎理論として考えられている。しかし、理論の前提が必ずしも現実の現象を忠実に反映しているものではなく、交通容量自体も様々な要因が複雑に関係していることから、これらの方法だけで単純に交通容量を決定することは問題がある。

交通容量の決定に関しては、道路構造条件、自動車走行挙動によって異なるため、必ずしも一意的に決めるものではない。また、道路容量を最大交通量で与えることは合理的ではない。なぜなら、交通量が最大値に達した状態では、走行速度が低下し、何らかの障害が少しでも生じれば渋滞が発生してしまうためである。このような理由から、交通容量をサービス水準の面から決定するという考え方が1965年版のHCMから導入されている。

交通容量の研究は特定部分の計画設計などが求められてきたが、実際交通は移動し、ある特定部分が解消されたとしても、その影響が他の場所に移転し、新たな問題が生じることがよくある。よって、道路をネットワークとして、道路網全体の交通現象を取り扱うことが必要となる。1950年代にアメリカで大規模な交通調査が行われた。これによって、交通需要の段階推定方法の原形が作り出された。これ以後、その原形を元に、デトロイト法、フレータ法などのOD

交通量推定法や、経験則に基づいた理論なども提案されている。交通需要推定方法論は、初めは経験則に基づいていたが、次第に因果関係を考慮した理論として発展した。また、経済学における需要供給の概念を導入した。最近では、これらの方法論に加え、動的アプローチが盛んである。これは、変化する交通需要を推定把握し、管理誘導で既存の道路網、交通施設を効果的に、また合理的に運用しようとする狙いがある（例、パークアンドライド）。

このように交通需要推定方法論は経験則モデルから始まり、様々なモデルへ変化している。新しい理論やモデルは科学技術の進歩に影響されるところが大きいが、その時の社会ニーズが深くかかわっていることはいうまでもない。

日本では道路、交通施設を効果的、合理的に運用するため、様々な交通規制や、交通流れの強制変更を行い、渋滞を減少させることを目的とし、研究が進められている。これは、日本特有である土地、建設費がとても高いこと、また主要な道路を改築することがとても困難であることなどが理由となっている。

第3章 交通流解析

本章では自動車交通流の状態を表す指標と特性を述べ、本研究に関連した交通流理論と、本研究で構築した交通流理論を述べる。また、交通量、速度、密度はそれぞれ[台/hour・lane], [km/hour], [台/km]と表される。しかし本章の3.1～3.4においては微視的な状態量や運動方程式を用いるため、交通量、速度、密度をそれぞれ[台/sec], [m/sec], [台/m]とする。

3.1 交通流特性を表す指標とその特性^{(2),(4)}

車輛の挙動は、運転者の特性・車種・道路の状態（道路構造・信号の有無）・交通状態（混雑状況・速度規制・右左折車の数）・環境（時間帯・天候）などの様々な要因に影響される。自動車交通流はこれらの要因による多様な動きをする車輛により構成されており、その車輛の動きは時間的・空間的に変動している。このような交通流の状態を定量的に把握するためにいくつかの指標を定義し、その特性を述べる。

3.1.1 微視的状态量

交通流を個々の車輛について見た場合以下に示す指標があり、これらは交通状態を表現するための基本的要素となっている。

(a) 車頭距離 s_i [m/台]

ある時刻 t において同じ車線を前後に連続して走行する2台の車輛があるとき、車輛 i の車頭距離 s_i とは、車輛 i の前端部とその前方を走行する車輛 $i-1$ の前端部との距離であり車間距離 s_{g-i} [m]と車長 $s_{f-(i-1)}$ [m/台]の和 $s_i = s_{g-i} + s_{f-(i-1)}$ である。

(b) 車頭時間 t_i [sec]

同じ車線を前後に連続して走行する2台の車輛がある地点を通過する時、前方を走行する車輛 $i-1$ の前端部が通過してから後方を走行する車輛 i の前端部が通過するまでの時間である。

3.1.2 巨視的状态量

交通流を流れ全体の平均的な特性で把握する場合には、以下のような指標を用いる。

(a) 交通量 q [台/sec]

交通量は「道路上のある点、または小区間を単位時間に通過する車輛の台数」と定義され、道路の利用状況を表す量的な指標である。単位時間はその用途や交通情報の精度によって定められ一般には1時間である。

また、交通流は複数の異なる車種から構成されており、同じ台数であっても車種の構成比が異なれば、交通状態も異なったものになる。そこで、ある車種を標準車種としてそれ以外の車種は交通流に対して標準車種とは異なる影響を及ぼすと考え、交通量を標準車種の台数に換算する必要がある。

なお、本論文では交通量は1車線あたりの値とする。

(b) 交通密度 k [台/m]

交通密度は「ある瞬間に道路上の単位区間に存在する車輛の台数」と定義され、道路の混雑状況を示す指標である。区間長を大きくとりすぎると、交通密度では局所的な交通状態を把握しきれなくなり、区間長が小さすぎると、区間内に車輛が存在するか存在しないかで交通密度は大きく変動してしまう。つまりそのままでは他の状態量と組み合わせて交通流解析に用いることはできない。

(c) 平均速度

交通流理論を巨視的に述べる場合には平均速度が用いられ、平均の取り方によって以下の2種類が考えられる。

(i) 時間平均速度 \bar{v}_t [m/sec]

ある地点で単位時間に観測された車輛群の速度分布（時間速度分布）の算術平均を時間平均速度という。

ある地点で観測された車輛の速度分布において、速度を n 個の階級に区分し、ある速度階級 m に属する交通量を q_m [台/sec] とすると、時間平均速度は次式で表される。

$$\bar{v}_t = \frac{\sum_{m=1}^n q_m v_m}{\sum_{m=1}^n q_m} = \frac{\sum_{m=1}^n q_m v_m}{q_a} \quad (3.1)$$

ここで、 v_i は階級値、 q_a [台/sec] は全交通量である。

(ii) 空間平均速度 \bar{v}_s [m/sec]

ある瞬間に道路の単位区間内に存在する各車輛の速度分布（空間速度分布）の算術平均を空間速度平均という。

ある時刻に観測された車輛の速度分布において、速度 v_i [m/sec] で走行する車輛の交通密度を k_i [台/m] とすると、空間平均速度は次式で表される。

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n k_i v_i}{\sum_{i=1}^n k_i} = \frac{\sum_{i=1}^n k_i v_i}{k} \quad (3.2)$$

また、この2つの平均速度の間には次式のような関係が成立する。

$$\bar{v}_t = \bar{v}_s + \frac{\sigma_s^2}{\bar{v}_s} \quad (3.3)$$

ここで、 σ_s^2 は \bar{v}_s まわりの分散である。
また、近似的に次式が成立する。

$$\bar{v}_s = \bar{v}_t - \frac{\sigma_t^2}{\bar{v}_t} \quad (3.4)$$

ここで、 σ_t^2 は \bar{v}_t まわりの分散である。

交通流理論では主に空間平均速度が用いられるが、空間平均速度を直接測定することは非常に困難なため、まず車輛感知機などを用いて時間平均速度を測定し、式(3.4)から間接的に求められることが多い。実際にはこれら2つの平均速度の差は1~2[km/hour]と小さなものであり、空間平均速度 \bar{v}_s [m/sec]と時間平均速度 \bar{v}_t [m/sec]を混用しても問題ないと考えられる。

3.2 交通流の基本式^{(2),(4)}

道路上に小区間 x [m]をとり、ある時間 T [sec]の間に q_t [台]の車輛が通過したとする。この時単位時間あたりの交通量 q [台/sec]は、

$$q = \frac{q_t}{T} \quad (3.5)$$

で表される。また、ある時間 T [sec]の間に区間 x [m]を通過する車輛の台数を交通密度 k [台/m]とする。各車が区間 x [m]を通過するのに要した時間を t_h [sec]とすれば、

$$k = \frac{\sum_{h=1}^n \frac{t_h}{T}}{x} \quad (3.6)$$

となる。ここで、式(3.6)の分子は時間 T [sec]の間に区間 x [m]を通過する車輛の台数である。式(3.5)と式(3.6)から、

$$\frac{q}{k} = \frac{\frac{q_t}{T} x}{\sum_{h=1}^n \frac{t_h}{T}} = \frac{x}{\sum_{h=1}^n \frac{t_h}{q_t}} \quad (3.7)$$

となるが、上式はその定義から先に導出した空間平均速度 \bar{v}_s [m/sec]に等しいことになる。ここで、空間平均速度を単に平均速度と呼び、 \bar{v} [m/sec]で表すと、

$$\frac{q}{k} = \bar{v} \quad (3.8)$$

すなわち,

$$q = k\bar{v} \quad (3.9)$$

が成立する。また, 平均車頭距離 \bar{s} [m/台] は, 1 台の車輛が走行するとき道路上を占有する長さの平均値として交通密度 k [台/m] の逆数で表すことができる。すなわち,

$$\bar{s} = \frac{1}{k} \quad (3.10)$$

となる。したがって, 式(3.9)と式(3.10)より以下の関係が成り立つ。

$$q = \frac{\bar{v}}{\bar{s}} \quad (3.11)$$

同様に, 平均車頭時間 \bar{t} [sec] は, 1 台の車輛が走行するときある地点を占有する時間の平均値と解釈され, 交通量 q [台/sec] の逆数で表すことができる。すなわち,

$$\bar{t} = \frac{1}{q} \quad (3.12)$$

となる。

3.3 交通量－速度－密度の関係⁽²⁾

交通流を巨視的に見た場合, 交通状態は交通量・速度・密度を組み合わせた特性値によって把握することが多い。すなわち 3 つの状態量の間には式(3.9)に示す関係が成立するため, 3 つのうちいずれか 2 つの状態量の相互関係を設定すれば, 残る 1 つの状態量も定めることができる。これら 3 つの状態量の関係を模式的に示すと図 3.1, 3.2, 3.3 のようになり, この図に基づいて基本的な特性を説明する。

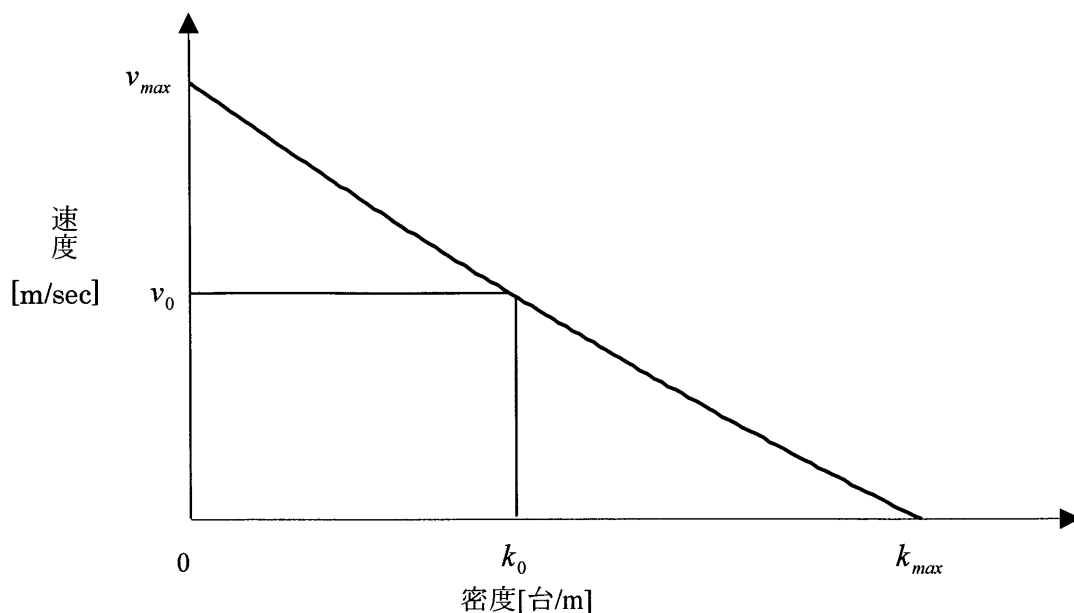


図 3.1 速度・密度曲線

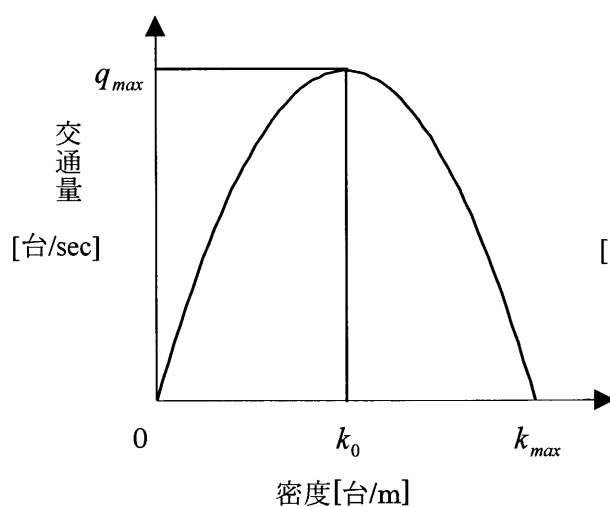


図 3.2 交通量・密度曲線

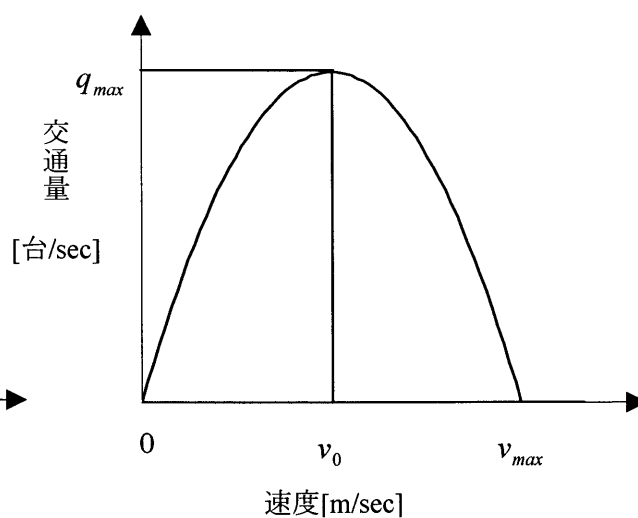


図 3.3 交通量・速度曲線

速度と密度の関係に注目すると、道路がすいていて密度の小さな状態では各車の走行速度は比較的高いが、混雑するにつれて密度が増加してくると、各車は前方車輛の減速、自車の減速力などに影響されて速度を低下させやがて停止に至るという走行パターンが一般的に考えられる。したがって、速度 v [m/sec] は交通密度 k [台/m] のみの関数 $v(k)$ [m/sec] であると仮定できる場合、交通量 q [台/sec] は次式のように与えられる。

$$q = kv(k) \quad (3.13)$$

ここで、 $v(k)$ [m/sec] は速度であり、車輛が先に述べた走行パターンをとるとすれば、速度は交通密度 k [台/m] に関して単調減少する。

式(3.13)は、交通量が密度に対してある極大値 q_{max} [台/sec](最大交通量)を持つことを示している。最大交通量時の速度と密度をそれぞれ臨界速度 v_0 [m/sec]、臨界密度 k_0 [台/m]と表す。また密度が 0 の時の速度を自由速度 v_{max} [m/sec]と表し、速度が 0 の時の密度を飽和密度 k_{max} [台/m]と表す。

この関係から密度が次第に大きくなってくると、捌くことのできる交通量は臨界速度と臨界密度の状態まで増加していくが、それ以上に密度が大きくなると、それに伴う速度の低下によって、さばくことのできる交通量は減少していくことを示している。したがって、ある 1 つの交通量に対して、2 つの状態の密度が存在することがわかる。

このとき交通量と速度の関係に対しても同様に、交通量が速度に対して極大値を持ち、1 つの交通量に対して 2 つの状態の速度が存在することになる。このため、交通量の情報だけでは交通流の状態を一意的に表すことができず、交通渋滞を表す指標としては不十分なものであるということがわかる。

3.4 速度算出理論^{(2),(4)}

交通流を数学的にモデル化して速度を理論的に算出するため、基礎方程式を確立する試みが多く行われてきた。そのモデル化する手法は 2 つあり、流体モデルと離散モデルと呼ばれる。ここではそれぞれのモデルについて述べる。

3.4.1 流体モデル(マクロモデル)

複数の車輛が連続して走行する様子を上空から観察すると、道路上の障害物や信号等によって流れの速度が影響を受けその速度変化が徐々に後方の車輛に伝播していく様子など、管路内を連続体が流れる様子と類似している現象があることに気がつく。このように、交通流を巨視的に連続体としてとらえることによって、流体力学的に圧縮性流体と相似であるとして取り扱うモデルが流体モデルである。

ここでは、本研究で採用した Greenberg のモデルについて説明する。このモデルは、交通流が一次元的な運動と流体力学的に相似であると仮定し、運動方程式と連続式から速度と交通密度の関係を定式化したものである。

まず、静止している流体中に小さな攪乱を与えたときに生じる気体の運動を考える。流体の運動は一次元的に生じ、粘性及び熱伝導性が無視できる場合、運動によって生じる気体の状態変化は等エントロピ変化である。このような流体に対する運動方程式は、次式で表される。

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{1}{k} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (3.14)$$

ここでは速度を v [m/sec]、時間を t [sec]、運動方向に沿った距離を x [m]、密度を k [台/m]、圧力を p [Pa]とする。連続式は次式のようになる。

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial(kv)}{\partial x} = 0 \quad (3.15)$$

この場合、状態は等エントロピ変化をするので、圧力と密度の間には以下の関係が成立する。

$$p = c_1 k^\kappa \quad (3.16)$$

ただし、 c_1 は比例定数であり、 κ は断熱指数を表す。式(3.16)より、次式が成立する。

$$\frac{\partial p}{\partial x} = c^2 \frac{\partial k}{\partial x} \quad (3.17)$$

ただし、 $c^2 = \left(\frac{\partial p}{\partial k} \right)_s$ である。式(3.17)を式(3.14)に代入すると、

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = -\frac{c^2}{k} \frac{\partial k}{\partial x} \quad (3.18)$$

となる。この運動方程式は、交通流の加速度が交通密度と速度の変化率によって決まり、下流に向かって交通密度が低下すると、交通流が加速することを意味している。

また、式(3.15)から、

$$\frac{\partial k}{\partial t} + v \frac{\partial k}{\partial x} + k \frac{\partial v}{\partial x} = 0 \quad (3.19)$$

となるが、速度は密度のみの関数であるとする、

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial v}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial x} = \dot{v} \frac{\partial k}{\partial x} \quad (3.20)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial v}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial t} = \dot{v} \frac{\partial k}{\partial t} \quad (3.21)$$

となる。ただし、 $\frac{\partial v}{\partial k} = \frac{dv}{dk} \equiv \dot{v}$ である。式(3.19)に式(3.20)を代入すると、

$$\frac{\partial k}{\partial t} + (v + k\dot{v}) \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (3.22)$$

また、式(3.18)に式(3.20)および式(3.21)を代入すると、

$$v \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{c^2}{\dot{v}k} \frac{\partial k}{\partial x} = 0$$

$$\frac{\partial k}{\partial t} \left(v + \frac{c^2}{vk} \right) \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (3.23)$$

となる。式(3.22)と式(3.23)が解を持つための条件は、

$$kv = \frac{c^2}{vk} \quad (3.24)$$

となり、次式の関係が得られる。

$$v^2 = \frac{c^2}{k^2} \quad (3.25)$$

速度－密度曲線の接線の傾き $\dot{v} = \frac{dv}{dk}$ は、一般的に負となるので、式(3.25)より次式が得られる。

$$\dot{v} = \frac{dv}{dk} = -\frac{c}{k} \quad (3.26)$$

式(3.26)を解くと、

$$v = -c \ln k + A \quad (A : \text{積分定数}) \quad (3.27)$$

となり、速度と密度の関係式が得られる。ここで飽和密度 $k = k_{max}$ [台/m] を考えると、式(3.27)の積分定数 A は次のように求められる。

$$A = c \ln k_{max} \quad (3.28)$$

したがって、式(3.27)に式(3.28)を代入すると、

$$v = c \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) \quad (3.29)$$

となり、さらに定数 c を求めるために、式(3.29)を式(3.13)に代入すると、

$$q = kc \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) \quad (3.30)$$

が得られる。式(3.30)を k に関して微分すると、

$$\frac{dq}{dk} = c \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) - c \quad (3.31)$$

となり，また臨界密度 $k = k_0$ [台/m] のとき交通量が極大値 $q = q_{max}$ [台/sec] をとるため，

$$\frac{dq}{dk} = c \ln \left(\frac{k_{max}}{k_0} \right) - c = 0 \quad (3.32)$$

となる．したがって

$$k_0 = \frac{k_{max}}{e} \quad (3.33)$$

なる関係が得られる．また $q = q_{max}$ [台/sec] における臨界速度 v_0 [m/sec] と臨界密度 k_0 [台/m] を式 (3.29) に代入すると，

$$v_0 = c \ln \left(\frac{k_{max}}{k_0} \right) \quad (3.34)$$

となり，式(3.32)を代入すると， c は次式で与えられる．

$$c = v_0 \quad (3.35)$$

したがって，最終的に次式が得られる．

$$v = v_0 \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) \quad (3.36)$$

この式は，交通密度が大きく，かつ交通流が連続しており，前後の車輛の動きに拘束されて車輛が動いていると考えられる領域を対象にする場合，すなわち渋滞時，混雑時には実測した速度と交通密度の関係とよく一致することが知られている．しかし，交通密度が小さくなり，個々の車輛がそれぞれ自由な速度をとることができるような領域に対してはあまり一致しない．また，交通密度が非常に小さくなると，速度は無限大になり，実際の車輛の走行状態を一義的に表現できないという欠点を持っている．

3.4.2 離散モデル（マイクロモデル）

交通流中の個々の車輛挙動に着目し、車輛の走行状態を定式化することによって、交通量や交通密度など交通状態の把握に役立てることができる。ここでは、車輛の走行状態を定式化する方法である追従理論について述べる。

この追従理論では、後続車の動きは先行する車輛と後続の車輛との相対的な距離（車頭距離、相対速度など）によって決まるという仮定の下に、車輛の加速度を定式化している。中でも、GM(General Motors)の行った研究においては、「後続車の加速度は前車との相対速度と感応係数と呼ばれるパラメータの関数である」と考え、次式に示すような関係式中の感応係数 α を実験によって求めるというものであった。

$$\ddot{X}_{b+1}(t+\Delta t) = \alpha [\dot{X}_b(t) - \dot{X}_{b+1}(t)] \quad (3.37)$$

ここでは検査車輛を b 、後方車輛を $b+1$ 、後方車輛の加速度を $\ddot{X}_{b+1}[\text{m/sec}^2]$ 、検査車輛の速度を $\dot{X}_b[\text{m/sec}]$ 、後方車輛の速度を $\dot{X}_{b+1}[\text{m/sec}]$ 、反応時間を $\Delta t[\text{sec}]$ 、感応係数を α 、時間を $t[\text{sec}]$ と表す。式(3.37)の右辺で表される状態の変化に対して、後続車がそれに対応する加速度をとるまでの時間である。この反応時間も実験で同時に求められるものである。行われた実験方法は、あらかじめ指示された速度軌跡をたどる先行車の後を、安全と考えられる最小の間隔を保って後続車に追従させ、その様子を観察するというものであった。このとき、感応係数 α は様々な形をとることが示され、それらをまとめる一般式として、次式のような非線形微分方程式が提案された。

$$\ddot{X}_{b+1}(t+\Delta t) = \alpha_0 \frac{\dot{X}_{b+1}^\beta(t+\Delta t)}{[X_b(t) - X_{b+1}(t)]^\gamma} [\dot{X}_b(t) - \dot{X}_{b+1}(t)] \quad (3.38)$$

ここで α_0 を β 、 γ によって変化する感応係数とする。速度指数を β ($\beta \geq 0$)、間隔指数を γ ($\gamma \geq 1$)と表す。

式(3.38)から、先行車に追従して走行する車輛の加速度は、先行車との車頭距離が小さいほど大きな値をとり、さらに、相対速度および自車の速度が大きいほど大きな値をとることがわかる。以下では、本研究において交通流モデルを構築する際に用いた2つの場合について検討する。

(a) $\beta=0$ および $\gamma=1$ とした場合

この研究結果の一つとして、「感応係数は車頭距離の逆関数であり、後続車は先行車に近づけば近づくほど相対速度に対して大きく速度を変化させる」があり、式(3.38)は次式のようになる。

$$\ddot{X}_{b+1}(t+\Delta t) = \frac{\alpha_1}{X_b(t) - X_{b+1}(t)} [\dot{X}_b(t) - \dot{X}_{b+1}(t)] \quad (3.39)$$

ここで、定数 α_1 は速度の次元を持つパラメータである。さらに、式(3.39)を変形させていくと、Greenberg の式と数学的にも結びつけることができることがわかった。すなわち、交通密度 k [台/m]と速度 v [m/sec]の関係を得るために Δt [sec]を無視して式(3.39)を t [sec]に関して積分すると、

$$\dot{X}_{b+1} = \alpha_1 [\ln(X_b - X_{b+1})] + c_2 \quad (3.40)$$

ここで c_2 は定数である。式(3.40)中の速度 \dot{X}_{b+1} [m/sec]を v [m/sec]で、車頭距離 $X_b - X_{b+1}$ [m/台]を $1/k$ [m/台]で置き換えると、

$$v = \alpha_1 \ln\left(\frac{1}{k}\right) + c_2 \quad (3.41)$$

が得られる。 c_2 は c_3 と別の定数として、 $c_2 = \alpha_1 \ln c_3$ で表すと、式(3.41)は次式のようにになる。

$$v = \alpha_1 \ln\left(\frac{c_3}{k}\right) \quad (3.42)$$

境界条件として先の Greenberg の式と同様に、飽和密度 $k = k_{max}$ [台/m]のとき交通流が停止状態 $v = 0$ [m/sec]になるとすると、式(3.42)から $c_2 = k_{max}$ となり、

$$v = \alpha_1 \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) \quad (3.43)$$

と表せる。 $q = q_{max}$ [台/sec]における臨界速度 v_0 [m/sec]と臨界密度 k_0 [台/m]を式(3.43)に代入し、式(3.33)の関係をいれれば、次の関係が得られる。

$$\alpha_1 = v_0 \quad (3.44)$$

したがって、速度と交通密度の関係は次式のようにになる。

$$v = v_0 \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) \quad (3.45)$$

式(3.45)は Greenberg の式(3.36)と全く同じものであることがわかる。

(b) $\beta = 1$ および $\gamma = 2$ とした場合

この場合、式(3.38)は次式のようにになる。

$$\ddot{X}_{b+1}(t + \Delta t) = \alpha_2 \frac{\dot{X}_{b+1}(t + \Delta t)}{[X_b(t) - X_{b+1}(t)]^2} [\dot{X}_b(t) - \dot{X}_{b+1}(t)] \quad (3.46)$$

この場合についても、交通密度 k [台/m] と速度 v [m/sec] の関係式を得るために Δt [sec] を無視して t [sec] に関して積分すると、

$$\ln \dot{X}_{b+1} = -\frac{\alpha_2}{X_b - X_{b+1}} + c_4 \quad (3.47)$$

となる。ここで c_4 は定数である。式(3.47)における速度 \dot{X}_{b+1} [m/sec] を v [m/sec] で、車頭距離 $X_b - X_{b+1}$ [m/台] を $1/k$ [m/台] で置き換えると、

$$\ln v = -\alpha_2 k + c_4 \quad (3.48)$$

が得られる。ここで、定数 c_4 は、交通密度が限りなく小さくなったときに交通量がある値に収束すると考えると、境界条件として、交通密度が $k = 0$ [台/m] の時の自由速度 $v = v_{max}$ [m/sec] を式(3.48)に代入すると、 $c_4 = \ln v_{max}$ となる。したがって、式(3.48)より、

$$\ln \frac{v}{v_{max}} = -\alpha_2 k \quad (3.49)$$

すなわち、

$$v = v_{max} \exp(-\alpha_2 k) \quad (3.50)$$

である。また、式(3.13)に式(3.50)を代入すると、次式が成立する。

$$q = kv_{max} \exp(-\alpha_2 k) \quad (3.51)$$

臨界密度 $k = k_0$ [台/m] のとき交通量が極大値をとるとすれば、 $\frac{dq}{dk} = 0$ であるから、式(3.51)より、

$$\alpha_2 = \frac{1}{k_0} \quad (3.52)$$

となる。したがって、この場合の速度と交通密度の関係式は次式で表される。

$$v = v_{max} \exp\left(-\frac{k}{k_0}\right) \quad (3.53)$$

式(3.53)によれば、交通流は交通密度 k [台/m] が小さくなると自由速度 v_{max} [m/sec] に収束することを示している。また、式(3.53)は交通密度が比較的小さく、個々の車輛が自由に走行できる領域においては、実際の速度と交通密度の関係によく一致することが Underwood によって示さ

れている。

このように個々の車輛の走行状態を微視的にとらえた追従理論の多くは、密度や平均速度、交通量といった交通流の巨視的状态を表す指標と数学的にも結びついていることを示している。

3.4.3 Edie の交通流モデル

Edie は、先に述べた式(3.45)と式(3.53)の2つの式を組み合わせるによって速度と交通密度の関係が記述できることを提案した。その一例を図3.4, 3.5に示す。

このモデルでは、Greenberg のモデル式(3.45)の交通密度が大きな領域では実際の速度と交通密度の関係をよく表す反面、交通密度が小さくなると速度が無限に大きくなるという欠点を持っている。逆に Underwood のモデル式(3.53)は、交通密度が比較的小さい領域で実際の速度と交通密度の関係をよく表す反面、交通密度が大きくなり、速度が0となる時の密度の値を求めることができないという欠点を持っている。Edie の交通流モデルは2つのモデルを組み合わせることで互いの欠点を補うことを目的としている。

このとき2つのモデルは図3.6に示したとおり、最大交通量の状態における交通密度 k_0 （臨界密度）を境にして Greenberg の式を密度の大きな領域に、Underwood の式を密度の小さな領域にそれぞれ適用されているが、2つのモデル間の連続性については考慮されていない。このため、Edie の提案した交通流モデルを、そのまま微視的に個々の車輛の走行状態を表現するために適用することはできないと考えられている。

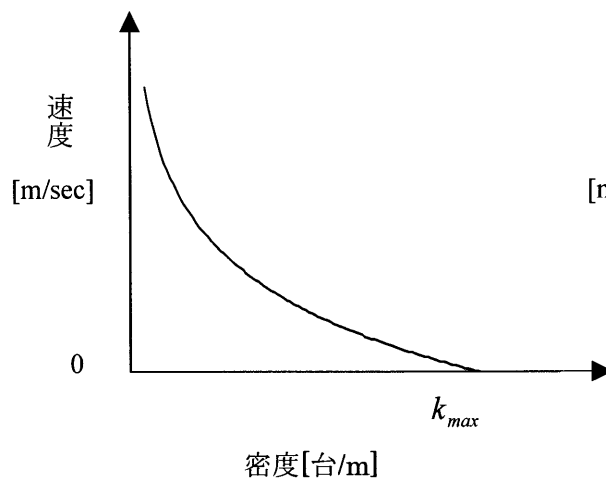


図 3.4 Greenberg モデル式の
速度-密度曲線

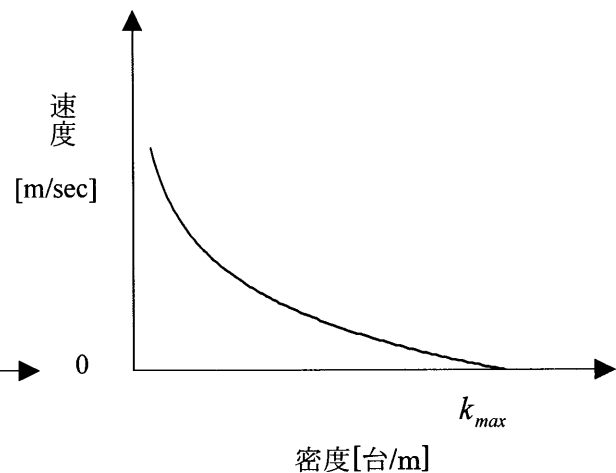


図 3.5 Underwood モデル式
の速度-密度曲線

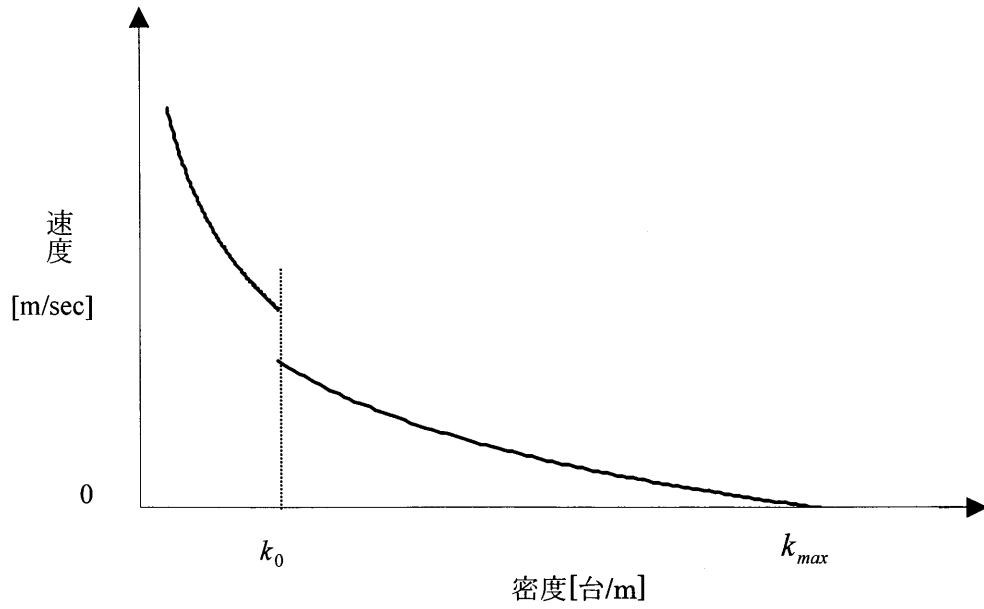


図 3.6 Edie モデル式の速度・密度曲線

3.4.4 速度と車頭距離の関係

3.4.3 において示したように, Edie の交通流モデルは, 2 つのモデル式, すなわち, Greenberg の式と Underwood の式によって速度と交通密度の関係を表す交通流モデルであり, より正確に速度と交通密度の関係を表すことができるという特徴をもっている. 本研究ではこの Edie の交通流モデルを元にして, これが微視的に車輛の挙動を取り扱う追従理論と数学的にも結びついていることを考慮して, 一台一台の各車輛に対する速度と車頭距離の関係を求めることができるように改善する.

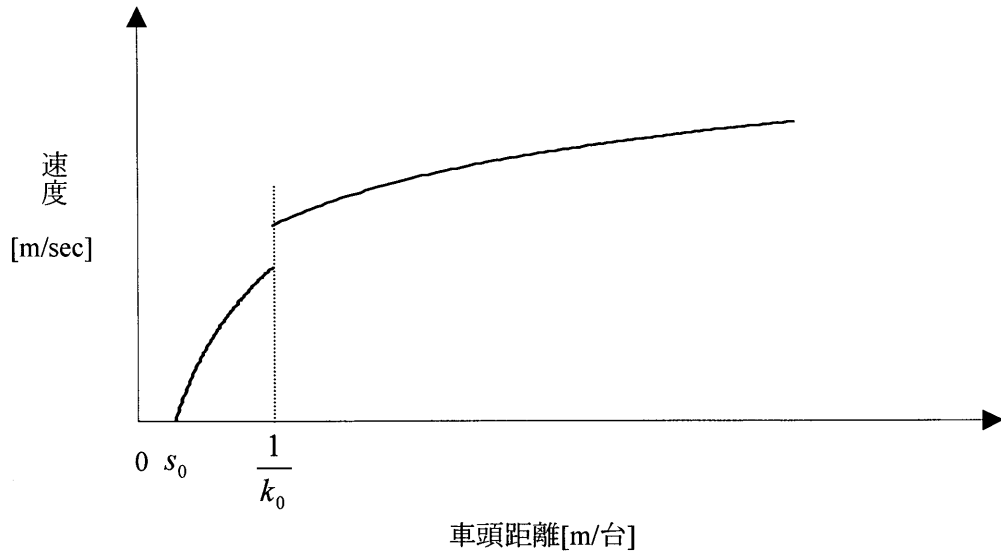
Greenberg の式と Underwood の式のパラメータを定義する必要から, 以下に改めて両式を挙げる.

$$v = v_0 \ln \left(\frac{k_{max}}{k} \right) \quad (\text{高密度状態}) \quad (3.45)$$

$$v = v_{max} \exp \left(-\frac{k}{k_0} \right) \quad (\text{低密度状態}) \quad (3.53)$$

これらを模式的に図 3.7 に示す⁽²⁾. 交通密度 k [台/m] と車頭距離 s [m/台] には次の関係がある.

$$k = \frac{1}{s} \quad (3.54)$$

図 3.7 Edie の交通流モデルに $k = 1/s$ を導入した場合

式(3.45)と式(3.53)に式(3.54)を代入すれば速度と車頭距離の関係が得られるが、上記の4つのパラメータの与え方によっては図 3.7 のように速度と車頭距離の関係に大きな不連続性が生じることになる。しかし、一台一台の各車輛がこのような不連続性を持った大きな関係を保って走行することは考えにくく、上記3式から得られる速度と車頭距離の関係をそのまま用いることによって一台一台の各車輛の挙動を表現することは不可能である。

そこで、これらの2式の境界においても速度と交通密度の関係が連続となるために、交通量が最大となるときの速度と交通密度が式(3.45)と式(3.53)の交点になるという条件を用いると、臨界速度 v_0 [m/sec]、臨界密度 k_0 [台/m]、自由速度 v_{max} [m/sec]、飽和密度 k_{max} [台/m]の4つのパラメータについて以下のようにまとめることができる。

交通量が最大するとき、式(3.45)と式(3.53)は交点を持つことから以下の関係が成り立つ。式(3.54)から

$$v_0 = v_0 \ln \left(\frac{k_{max}}{k_0} \right)$$

すなわち、

$$k_0 = \frac{k_{max}}{e} \quad (3.55)$$

となる。式(3.13)から

$$q_{max} = k_0 v_0$$

を得、これに式(3.57)を代入すると、

$$v_0 = \frac{q_{max}}{k_0} = \frac{eq_{max}}{k_{max}} \quad (3.56)$$

となる。また式(3.55)から

$$\begin{aligned} v_0 &= v_{max} \exp\left(-\frac{k_{max}}{k_0}\right) \\ v_{max} &= ev_0 = \frac{e^2 q_{max}}{k_{max}} \end{aligned} \quad (3.57)$$

の関係が得られる。 e はネピア数を表す。したがって、2つの速度と交通密度の関係式が連続となる場合には、4つのパラメータは以下のように交通容量 q_{max} [台/sec]と飽和交通密度 k_{max} [台/m]の2つにまとめることができる。

$$v = \frac{eq_{max}}{k_{max}} \ln\left(\frac{k_{max}}{k}\right) \quad (3.58)$$

$$v = \frac{e^2 q_{max}}{k_{max}} \exp\left(-\frac{ek}{k_{max}}\right) \quad (3.59)$$

また、停止時の平均車頭距離を s_0 [m/台]とすれば、式(3.54)から飽和交通密度と停止時の平均車頭距離の間には次の関係が成り立つ。

$$k_{max} = \frac{1}{s_0} \quad (3.60)$$

したがって、式(3.62)を式(3.58)と式(3.59)に代入すれば、どの範囲においても連続な速度と車頭距離の関係が得られる。

$$v = eq_{max}s_0 \ln\left(\frac{s}{s_0}\right) \quad (s \leq es_0) \quad (3.61)$$

$$v = e^2 q_{max}s_0 \exp\left(-\frac{es_0}{s}\right) \quad (s > es_0) \quad (3.62)$$

このようにして求めた速度と車頭距離の関係を模式的に表すと、図3.8のようになる。

これらの2つの速度と交通密度の関係式は、どちらも道路の形状や地形的な要因などによって変化する交通容量 q_{max} [台/sec]と、車種構成比などによって変化する停止時の平均車頭距離 s_0 [m/台]がパラメータとなっている。したがって道路毎に異なった交通容量と停止時の平均車頭距離を用いることによって、道路環境の違いによって起こる車輛の走行状態の変化を合理的にモデル化することが可能である。

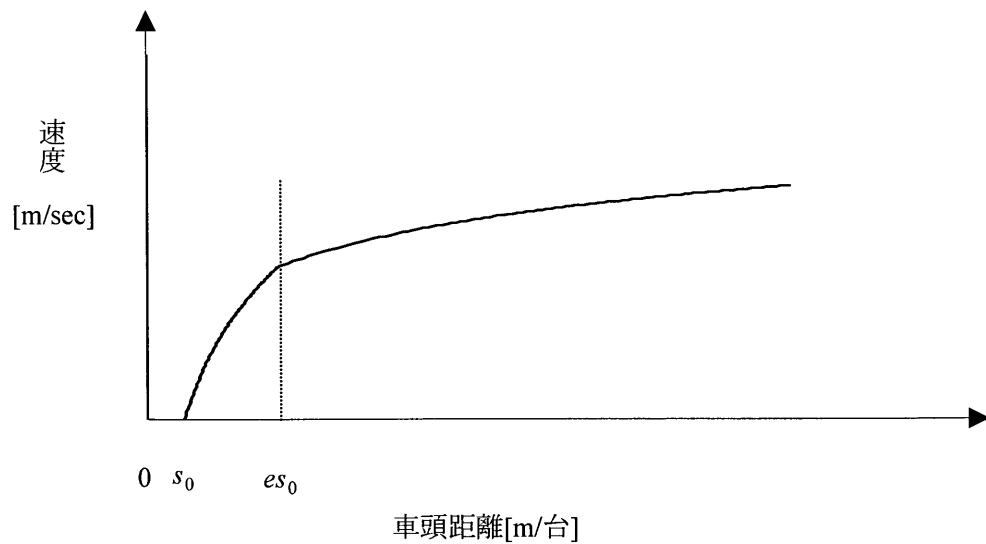


図 3.8 提案した速度－車頭距離モデル

3.5 先頭車輛の加減速決定手法

3.4 では車輛が追従する場合の挙動を表す式を構築した．しかし，実際の道路ではすべての車輛が追従をしているわけではない．特に信号が停止した時の先頭車輛は，加速，減速の挙動が追従挙動とは異なる．そこで本研究では様々な文献や関係図から加速・減速時の速度決定手法を構築した．

3.5.1 加速時における先頭車輛の速度決定手法⁽⁵⁾

交差点周りの挙動を把握する際，先頭車輛の挙動は重要となる．先頭車輛とは，信号で停止した時，先頭で停止している車輛を表す．先頭車輛以外の後方車輛は，常に前方車輛の挙動に従う．つまり，先頭車輛の挙動，つまり先頭車輛の加減速が後方車輛の挙動を決定している．ここでは，先頭車輛に乗車している人々がどのように加速して，目的の速度まで達しているか説明する．

図 3.9 は速度-時間関係図^[1]を表す．y 軸が秒速[m/s]，x 軸が時刻[s]を表す．これは時速 60[km/hour]に達するための速度変化を表す．

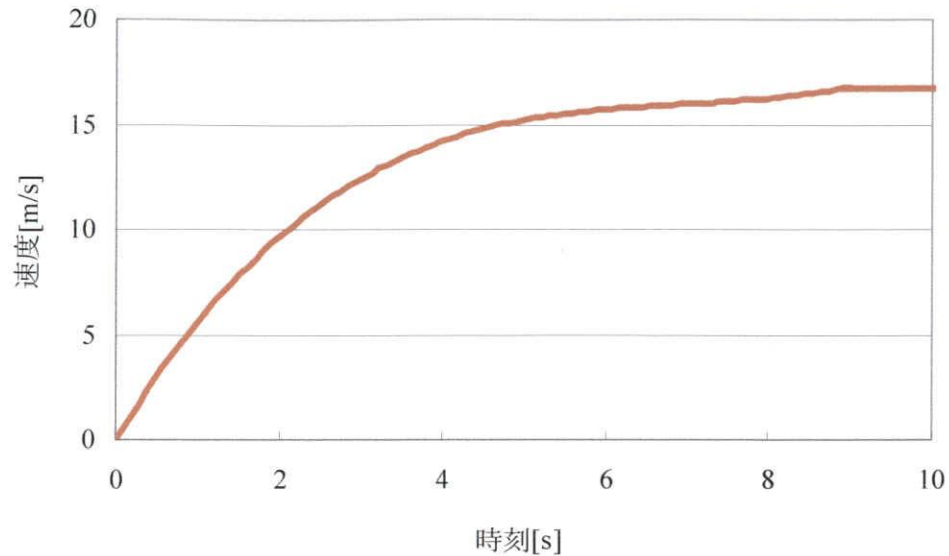


図 3.9 速度-時間関係図

図 3.9 から時刻が 9[s]の時，速度が約 16.9[m/s]，つまり約 60[km/hour]に達する．ここで，速度曲線は以下の式で表される．

$$v = t(0.043t^2 + 6.4) - 0.9t^2 \quad (3.63)$$

シミュレーションでは，(3.63)式を用いて加速時における先頭車輛の速度を算出する．

3.5.2 減速時における先頭車輛の速度決定手法^{(6),(7)}

減速時は，決定手法が 3 つある．以下，決定手法を説明する．

手法 1：制動停止視距による減速^[2]

道路構造令では「視距」は走行上の安全，または快適な運転のためにも非常に重要であるとされている．視距はすべての道路において確保されなければならない．視距は障害物などを認めた場合にブレーキをかけて停止するために必要な距離の事を表し，これを制動停止視距という．制動停止距離 D [m]は速度 v [km/hour]，タイヤと路面との摩擦係数 f ，反応時間を t [s]とする以下のように表される．

$$D = \frac{v}{3.6}t + \frac{v^2}{2gf(3.6)^2} \quad (3.64)$$

ここで，反応時間とは，障害物を発見した後，運転者がブレーキを踏むかどうか判断する判断時間と，判断してからブレーキを踏むまでの反動時間の二つがある．本研究では反応時間を 1[s]とする．また，以下に走行速度[km/hour]と摩擦係数 f の関係を表す．

表 3.1 走行速度と摩擦係数の関係

走行速度 v [km/hour]	摩擦係数 f
68	0.31
54	0.33
45	0.35
36	0.38
30	0.44
20	0.44

以上から制動停止距離 D [m]を算出し、距離と速度の関係図を作成した。そして、その図に近似式を描いた。

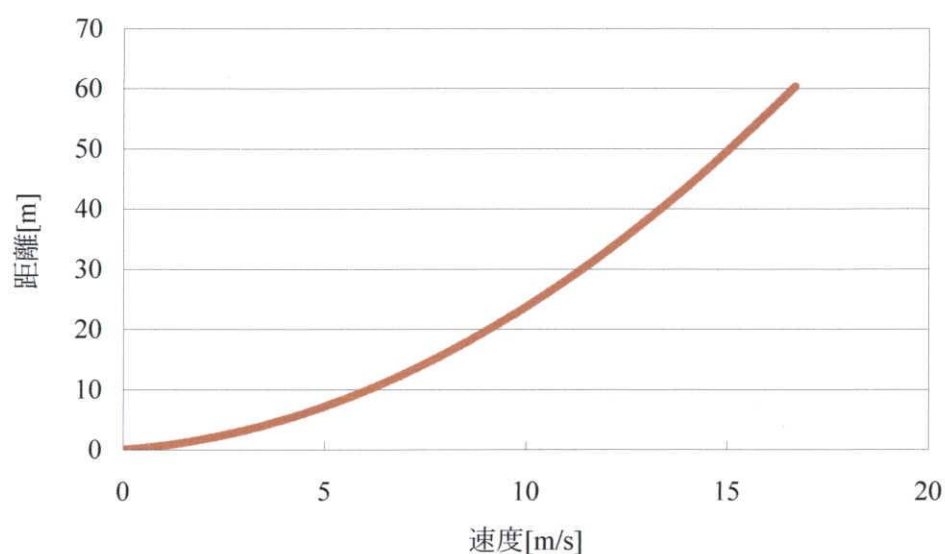


図 3.10 距離-速度関係図

近似式は以下のように表される。

$$y = v(0.19v + 0.50) \quad (3.65)$$

加速時では、速度-時間関係図が存在している。しかし、手法 1 では距離-速度関係図が求まる。そこで、速度を距離で除す事で、それぞれの値での必要時刻[s]を算出する。

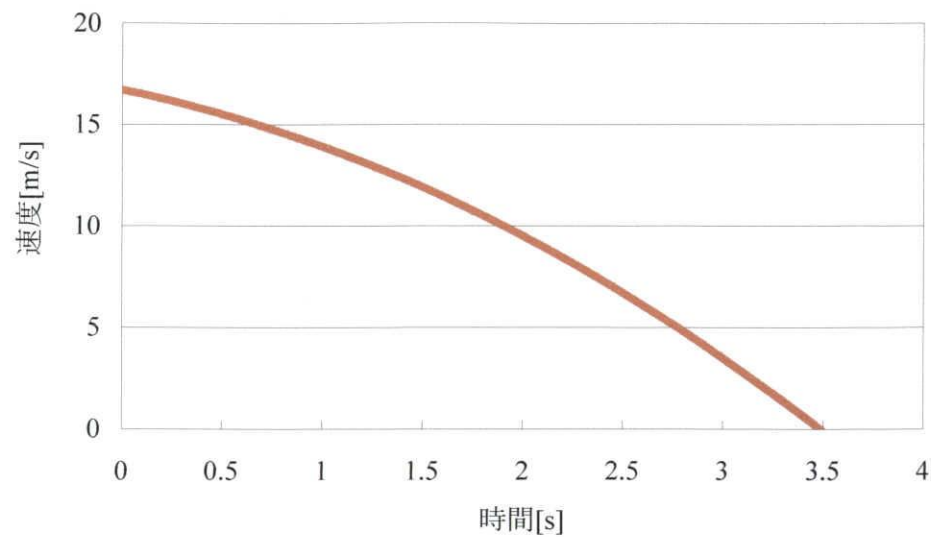


図 3.11 速度-時間関係図

速度曲線は以下のように表される.

$$v = -(0.80t^2 + 2.0t) + 16.7 \quad (3.66)$$

手法 2 : 急停止による減速^[3]

急停止時の車速と停止距離の関係を求める. ここでは停止距離は以下のように表される.

$$\text{停止距離}[m] = \text{空走距離}[m] + \text{制動距離}[m] \quad (3.67)$$

ここで, 空走距離[m]は運転者が(1)危険を感じて急ブレーキが必要と判断した時点から, (2)アクセルペダルから足を動かし(反射時間 0.4~0.5 秒), (3)ブレーキペダルに足を乗せ(踏替え時間 0.2 秒), (4)これを踏み込んでブレーキが効き始める(踏込み時間 0.1~0.3 秒)時点までの距離を表す. この制動までに要する時間を反応時間[s](空走時間)といい, 通常 0.75 秒とされている. よって空走距離は以下の式で表される.

$$\text{空走距離}[m] = \text{反応時間}[s] \times \text{車速}[m/s] \quad (3.68)$$

また, 制動距離[m]はブレーキが効き始め, 停止するまでの距離を表す. 制動距離は以下の式で表される.

$$\text{制動距離}[m] = \text{時速}[km/hour] \text{の} 2 \text{乗} \div (254 \times \text{摩擦係数}) \quad (3.69)$$

ここで, 摩擦係数はタイヤの磨耗, 路面状況などによって異なるため, 状況に応じた係数が必要となる. 一般に乾燥路面では 0.7 と設定されている.

以上から, 停止距離を算出する.

$$\text{停止距離[m]} = \text{反応時間[s]} \times \text{車速[m/s]} + \frac{\text{時速[km/hour]}^2}{254 \times \text{摩擦係数}} \quad (3.70)$$

以上の式から、速度[m/s]を1, 2, 3, ...と変化させた時の停止距離を算出した。そして曲線を算出した。

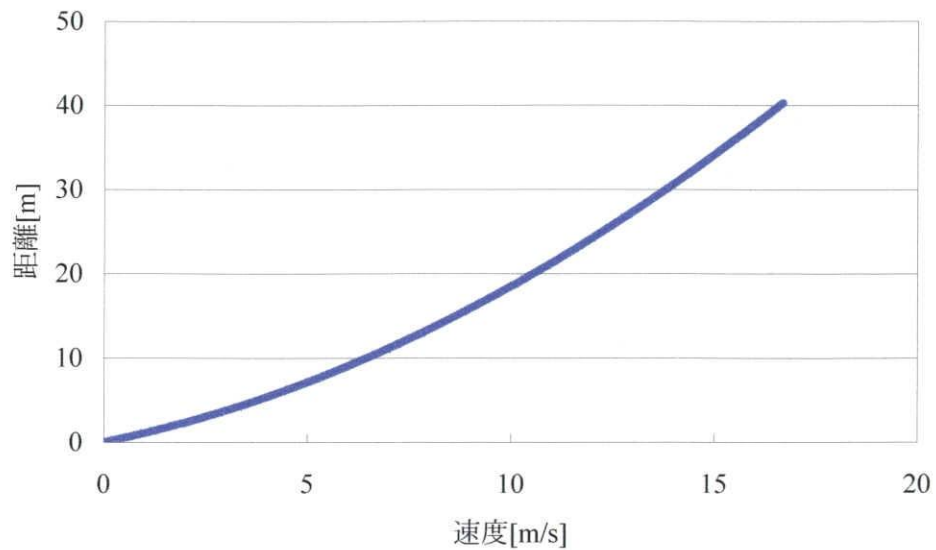


図 3.12 距離-速度関係図

グラフは横軸が速度[m/s]、縦軸が距離[m]を表す。速度は 17[m/s]までの停止距離を算出してある。今回扱う道路における規定速度が 60[km/hour](16.7[m/s])のため、速度を 17[m/s]にした。また、この曲線の式は以下のように表される。

$$y = v(0.085v + 1.0) \quad (3.71)$$

次に、速度-時間関係図を求めるため、速度を距離で除す。そして、それぞれの値での必要時刻[s]を算出する。

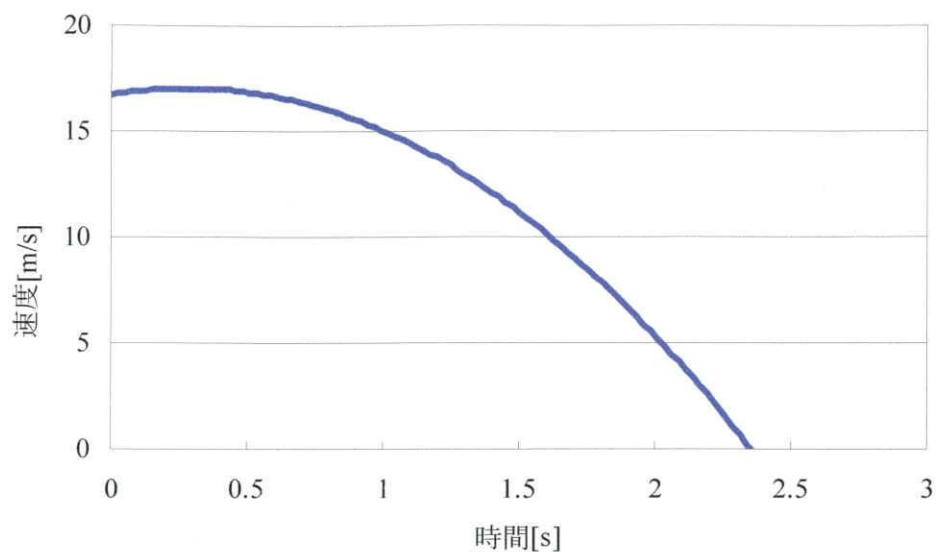


図 3.13 速度-時間関係図

この速度曲線は以下のように表される.

$$v = t(-4.0t + 2.3) + 16.7 \quad (3.72)$$

手法3: 手法1と手法2の合成

前述で算出した手法1と2を組み合わせたものを手法3とする. 同じようにそれぞれの曲線と, 合成した曲線を表す. 速度-時間関係図は以下になる.

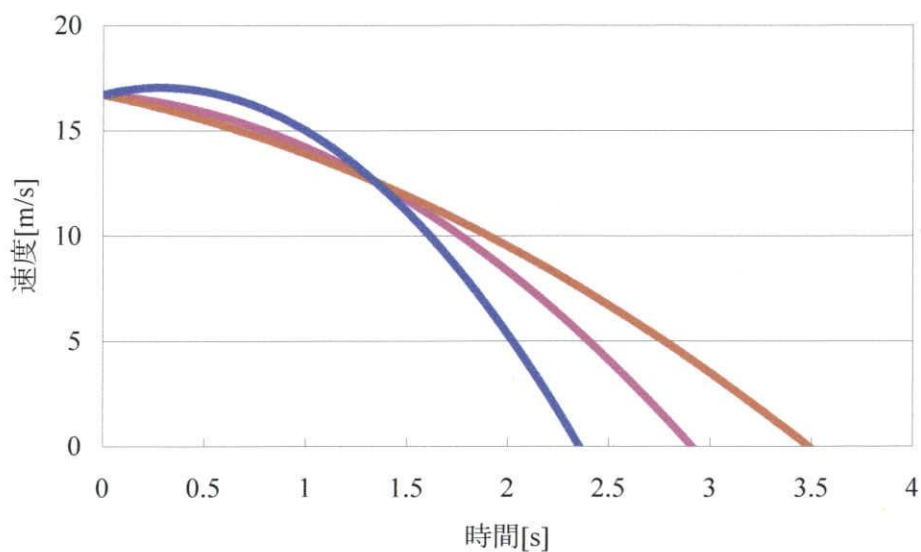


図 3.14 速度-時間関係図

$$v = -t(1.7t + 0.78) + 16.7 \quad (3.73)$$

本研究では, 減速時では手法3を用いてシミュレーションを作成する.

3.6 二酸化炭素排出量算出方法

本研究室では、以下の係数を用いて二酸化炭素排出量を算出する。

3.6.1 二酸化炭素排出係数⁽⁸⁾

CO₂ 排出量においては図 3.15 の二酸化炭素排出係数 k_{CO_2} [g-CO₂/km・台]を用いる。この係数は普通自動車とバスがあるが、普通自動車は「2000cc, 2 人乗り」、またバスは「13000cc, 20 人乗り」という条件で算出されている。

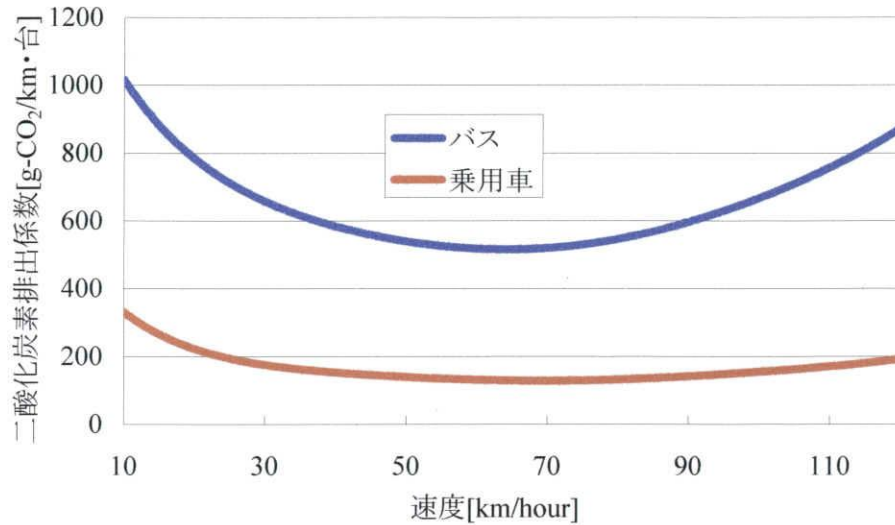


図 3.15 二酸化炭素排出係数グラフ

この係数に距離 l_k [km], 車輛数 q_{veC} [台]を乗じると、二酸化炭素排出量 q_{CO_2} [g-CO₂]が算出できる。

$$q_{CO_2} = q_{veC} \times l_k \times k_{CO_2} \quad (3.74)$$

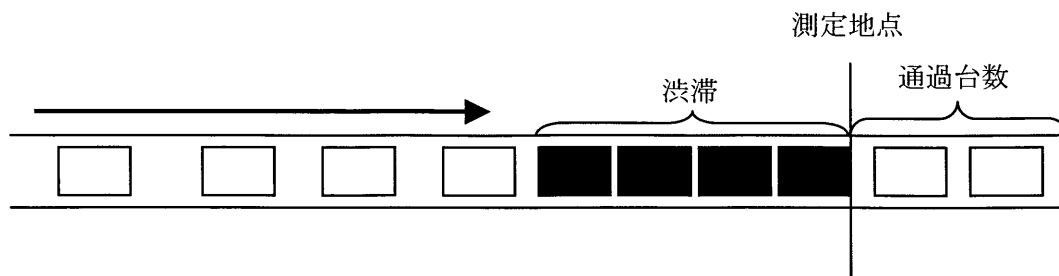
このように、車輛数、距離が分かれば、そこから二酸化炭素排出量を算出できる。しかし、渋滞時においては走行距離、車輛数を特定するのは難しい。そこで本研究では通過台数の排出量、渋滞長の排出量と分けて算出する。

3.6.2 通過台数の二酸化炭素排出量

通過台数の二酸化炭素排出量はある地点を、ある時間帯の間に通過した台数を、車輛数とする。走行距離は、渋滞長を用いるが、該時間帯の渋滞長を用いる。例えば、10 時の二酸化炭素排出量ならば、9 時の渋滞長を用いて算出する。

3.6.3 渋滞による二酸化炭素排出量

まず、通過台数の二酸化炭素排出量と渋滞による二酸化炭素排出量の違いを説明する。



上のような状況を考える。測定地点を通過した車両は通過台数と表される。しかし、渋滞は車両が通過してもすぐにはなくなる。つまり、通過台数だけが渋滞を発生させているのではなく、その他の車両も渋滞を発生させる原因となっている。そこで本研究では、通過台数だけを計算するのではなく、渋滞による二酸化炭素排出量を算出する。以下に渋滞による二酸化炭素排出量の算出方法を説明する。

- ①速度・交通量データから車頭距離を算出する
- ②該時間帯の渋滞長を車頭距離で除して渋滞長分車両数を得る
- ③渋滞長分車両数を台数、渋滞長を走行距離として計算する

このように台数、走行距離を算出して、排出量を計算する。

3.7 交通容量算出理論⁽²⁾

以後、交通量、速度、密度はそれぞれ[台/hour・lane]、[km/hour]、[台/km]とする。

3.7.1 交通容量の概要

道路の交通容量は、前述の速度算出理論において速度と車頭距離の関係式(3.61)および式(3.62)の重要なパラメータとなっている。道路の形状や地形などが車両の走行に及ぼす影響を反映させるために、交通容量に関するモデル化は非常に重要な役割を果たすことになる。

道路の交通容量とは、

「道路のある断面を単位時間内に通過することができる車両の台数」

として定義され、単位としては1時間あたりの車両換算台数が一般に用いられている。交通容量に影響を及ぼすものとして考慮すべき因子は、道路の形状によって様々であり、端路部の交通容量、分・合流部の交通容量、織り込み区間の交通容量、平面交差点の交通容量の4つに分類して交通容量に影響を及ぼす因子が与えられている。ここで織り込み区間とは、図3.15のようにある交通流の車両が他の交通流を横切る動作である。

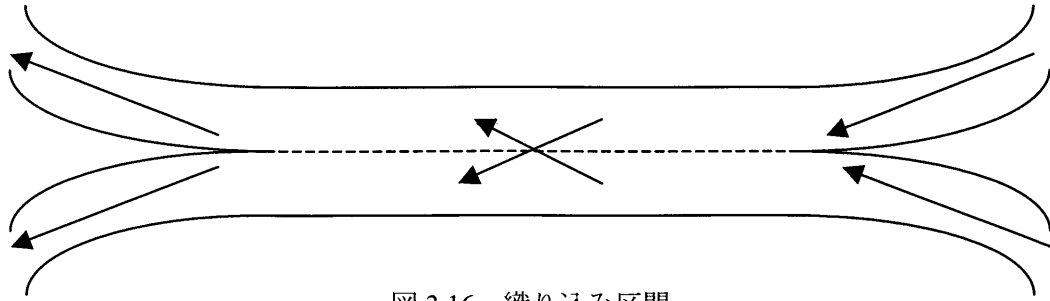


図 3.16 織り込み区間

道路の交通容量として端路部の可能交通容量を交通流理論で用いられる事がある。ここで、端路部とは

「交通流が、信号機、一時停止標識、踏み切り、分・合流などの外的要因によって中断されない、または中断・妨害をし得る道路区間」

と定義される。計算領域内の各道路に設定する交通容量には実測によって得られた値を用いることが望ましい。測定値がない場合には端路部の基本交通量に対し、道路の交通容量に影響を及ぼす様々な幾何学的な要因について補正を行った可能交通容量を用いる。

3.7.2 基本交通容量と可能交通容量

基本交通容量は

「道路および交通条件が基本的な条件を満たしている時に、道路のある断面を1時間に通過する車輛の台数」

と定義されており、その基準値は1方向に他車線ある場合には1車線あたりの台数で、2方向2車線道路の場合に対しては往復合計で与えられるが、すべて1車線あたりの値に換算し、それを2200[pcu/hour・lane]とした。pcuとは乗用車換算台数(passenger car unit)を表す。

また、可能交通容量とは

「現実の道路において実現できる最大の交通容量」

と定義される。本研究ではこの可能交通容量を交通容量とする。上記の基本的条件が満たされない時の可能交通容量は、時式のように基本交通容量に様々な補正率を乗じて算出する。

$$c_p = c_b \times \gamma_a \times \gamma_b \times \gamma_c \times \dots \quad (3.75)$$

ここで、 c_p は可能交通容量[pcu/hour・lane]、 c_b は基本交通容量[pcu/hour・lane]、 γ_a 、 γ_b 、 γ_c は補正率を表す。

交通容量を低下させる種々の要因として、以下のようなものが挙げられており、それぞれの補正率が定められている。

- (1) 車線幅 : 交通容量の面から、必要かつ十分と考えられる車線幅は 3.5[m]以上と考えられているが、我が国の道路車線幅は 3.25[m]が多いことから車頭幅が 3.25[m]より小さい場合に補正を行う。

表 3.2 車線幅の補正率

車線幅	
車線幅[m]	補正率
3.25以上	1
3	0.94
2.75	0.88
2.5	0.82

- (2) 側方余裕 : 車道端から路側または分離帯までの距離を側方余裕という。交通容量の面から必要かつ十分と考えられる車線幅は 1.75[m]といわれているが、わが国の側方余裕幅は 0.75[m]が多いことから側方余裕が 0.75[m]より小さい場合に補正を行う。

表 3.3 側方余裕の補正率

側方余裕		
側方余裕幅[m]	片側不足	両側不足
0.75以上	1	1
0.5	0.98	0.95
0.25	0.95	0.91
0	0.93	0.86

- (3) 沿道状況 : 沿道制限がされていない道路では、路地、沿道施設からの車輛流入、または歩行者や自転車の飛び出し等などの潜在的な干渉によって交通容量は減少する。また市街地では駐車、停車が頻繁に行われているのでこれによる影響も大きい。したがって、市街化の程度に応じた補正率が定められている。

表 3.4 沿道状況の補正率

沿道状況		
市街化の程度	駐車場影響不考慮	駐車場影響考慮
市街化していない	0.95～1	0.9～1
幾分市街化している	0.90～0.95	0.80～0.90
市街化している	0.85～0.90	0.70～0.80

- (4) 勾配 : 勾配の影響は大型車に対して特に大きく現れるので、大型車の影響に含まれる。

- (5) 大型車 : 大型車は普通車よりも車長が大きく、車頭距離も大きくなる。また勾配部では速度が低下して、交通容量を減少させる。大型車の影響度合は、乗用車換算係数(pcu)によって示される。乗用車換算係数は大型車の混入率、車線数、勾配の程度と、勾配区間の長さなどによって変化すると考えられ、表 3.4 に示す値が用いられる。交通容量を実台数で表示する場合には、以下の式の補正率を乗じる必要がある。

$$\gamma_l = \frac{100}{(100 - w) + w_l w} \quad (3.76)$$

ここで、 γ_l は大型車流入による補正率、 w_l は大型車の乗用車換算係数、 w は大型車混入率である。

表 3.5 大型車乗用車換算係数の一部

大型車乗用車換算係数				
勾配	勾配長[km]	大型車混入率[%]		
		10	30	50
3%以下		2.1	2	1.9
4%	0.2	2.8	2.6	2.5
	0.4	2.8	2.7	2.6
	0.6	2.9	2.7	2.6
	0.8	2.9	2.7	2.6
	1	2.9	2.8	2.7
5%	0.2	3.2	3	2.8
	0.4	3.3	3.1	2.9
	0.6	3.4	3.2	3
	0.8	3.5	3.2	3
	1	3.5	3.3	3.1

以上の補正率を基本交通容量に乗じて可能交通容量を算出する。可能交通容量は前述通り最大の交通容量を表すが、このときの交通流は不安定であり、わずかな乱れで渋滞が発生する。また交通量は月、日、時間によって変動しているが、計画・設計においては必ずしも最大交通量を対象とはしていない。このため、計画・設計においてその道路が許容し得る交通量として、設計時間交通量、設計交通容量、そして道路の交通状況を評価する評価基準交通量などの考え方が用いられる。

3.7.3 設計時間交通量

道路設計の基礎となる交通量は設計時間交通量であり、設計交通容量と対比させて用いられる。設計時間交通容量は時間順位図から算出する。時間順位図とは、一年間の時間交通量を大きい順に並べた図 3.17 を表す。時間順位図は一般的に 30～50 番目付近で急に折れ曲がるのが知られている。そこで、30 番目時間交通量を設計対象とすれば、年間 30 時間程度は設計値を上回る状態になるが、残りの大部分の時間交通量はさばくことができる。また、最大交通量

と比べかなり低い交通量を設計対象とすることができるので、経済的な設計が可能となる。わが国では30番目時間交通量を設計時間交通量とすることが標準とされている。

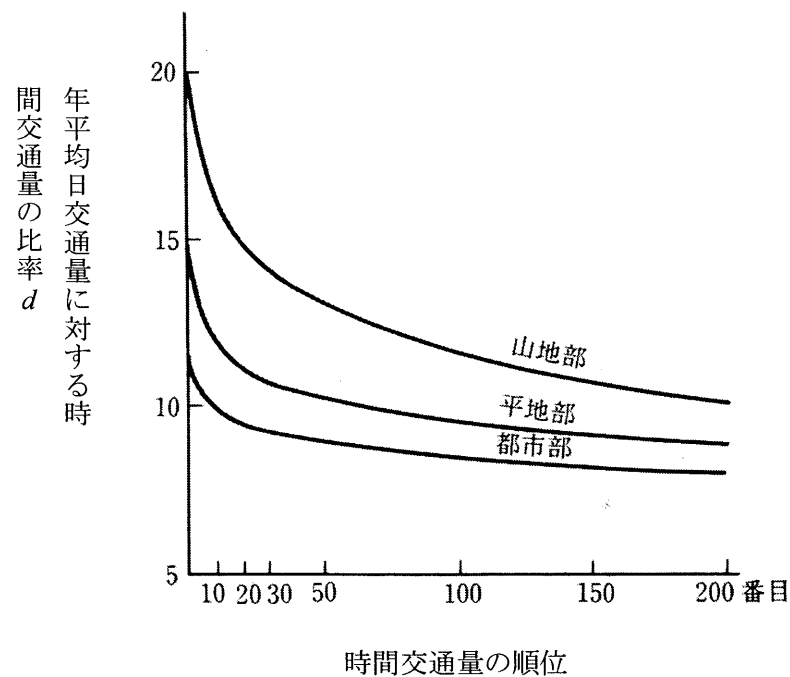


図3.17 年平均日交通量と時間交通量との関係

3.7.4 設計交通容量

道路を計画・設計する場合に、その道路が提供すべきサービスの質を計画水準という。計画水準は、それぞれの道路の性格等に応じて3つのランクに分けて設定される。そして、その各ランクの計画水準ごとに低減率が定められており、先ほど算出した可能交通容量を乗じて設計交通容量を算出する。

表 3.6 計画水準による低減率

計画水準	低減率(交通量比)	
	地方部	都市部
1	0.75	0.8
2	0.85	0.9
3	1	1

[計画水準 1] 計画目標年次において、予想される最大時間交通量が可能交通容量を突破することはない。30番目時間交通量が流れる状態においては、ある速度での定常的走行が可能である。

[計画水準 2] 計画目標年次において、年間10時間程度は予想される最大時間交通量が可能交通容量を突破して、大きな交通渋滞を発生する。30番目時間交通量が流れる状態においては、一定速度の走行は難しくなり、速度の変動が現れる。

[計画水準 3] 計画目標年次において、年間 30 時間程度は予想される最大時間交通量が可能交通容量を突破して、大きな交通渋滞を発生する。30 番目時間交通量が流れる状態においては、走行速度は常に変動し停止に至ることもある。

計画水準は、交通流の円滑性、安全性などの交通工学的観点のほか、道路が国民生活、産業活動に果たすべき役割の大きさ、道路建設上の経済性等との兼ね合いから定められるべきものである。

計画水準 1 は地方部の高速自動車国道及び自動車専用道路設計時に適用され、計画水準 2 は、その他の道路設計時に適用される。計画水準 3 はその水準値が 1.0 であり、可能交通量とかわらない値を算出するため原則として用いない。

また設計交通容量は、わが国の道路構造令では以下の表に示すように、道路の種別、地形、級別、設計速度およびその他の道路・交通条件によって、基準となる値が示されている。

3.7.5 道路の種類

道路はその目的や機能などによって分類されるが、道路構造令によれば、道路を一般交通の用に供する道として次の 4 区分に分類している。

- ① 高速自動車道
- ② 一般国道
- ③ 都道府県道
- ④ 市町村道

これらのうち、高速自動車道と一般国道は全国的な幹線道路網を構成するもので、国が政令で路線を指定する。都道府県道は地方部における幹線道路網で都道府県知事によって認定され、市町村道は市町村の区域内に設けられた道路で市町村長により認定される。

道路を新設、改良するときの道路構造に関しては、道路構造令による。道路構造令では、道路の区分と設計速度、横断面の構成、線形および視距、交差道路の付属施設などについて細かく規定を定めている。また、道路構造令では、自動車の走行する道路以外に、自転車専用道路、および歩行者専用道路の構造も定めている。

道路はその使われ方によって、経済的見地から種々の設計基準が用いられる。そのため、道路の通過する地域、地形および計画交通量によって、同一の設計基準を用いるべき区間として道路の区分を用いる。表 3.7(a)では道路の種別を、表 3.7(b)には道路の級別の規定を示している。

表 3.7(a) 道路の種別

道路に存する地域 高速自動車国道および 自動車専用道路またはその他の道路の別	地方部	都市部
	第1種 第3種	第2種 第4種
高速自動車国道および自動車専用道路 その他の道路		

表 3.7(b) 道路の級別

(1) 第1種の道路

道路の種類	設計交通容量(単位1日につき台) 道路に存する地域	30,000以上	20,000以上 30,000未満	10,000以上 20,000未満	10,000以上
		第1級	第2級	第3級	第4級
高速自動車国道	平地部	第1級	第2級	第3級	第4級
	山地部	第2級	第3級	第4級	
高速自動車国道以外の道路	平地部	第2級		第3級	
	山地部	第3級		第4級	

(2) 第2種の道路

道路の種類	道路に存する地域	大都市の都心部以外の地区	大都市の都心部
		第1級	第2級
高速自動車国道		第1級	
高速自動車国道以外の道路		第1級	第2級

(3) 第3種の道路

道路の種類	設計交通容量(単位1日につき台) 道路に存する地域	20,000以上	4,000以上 20,000未満	1,500以上 4,000未満	500以上 1,500未満	500未満
		第1級	第2級	第3級	第4級	第5級
一般国道	平地部	第1級	第2級	第3級	第4級	第5級
	山地部	第2級	第3級	第4級	第5級	
都道府県道	平地部	第2級		第3級		
	山地部	第3級		第4級		
市町村道	平地部	第2級		第3級	第4級	第5級
	山地部	第3級		第4級		第5級

(4) 第4種の道路

道路の種類	設計交通量 (単位1日につき台)	10,000以上	4,000以上 10,000未満	500以上 4,000未満	500以上 1,500未満
		第1級	第2級	第3級	第4級
一般国道		第1級		第2級	
都道府県道		第1級	第2級	第3級	
市町村道		第1級	第2級	第3級	第4級

また図 3.18 に多車線道路および2車線道路の設計交通容量と設計基準交通量を示す。

図 3.18 多車線道路および2車線道路の設計交通容量と設計基準交通量

種別	地形	級別	設計速度 (km/h)	車線幅員 (m)	側方余裕		大型車		補正率					基本交通容量 (台/h)	可能交通容量 (台/h)	計画水準	計画水準補正	設計交通容量 (台/h)	ピーク率(%)	重方向の割合(%)	設計基準交通量 (台/日)					
					左側	右側	混入率 (%)	乗用車 換算係数	車線幅員	側方余裕	大型車	沿道条件	合計													
多車線道路（1車線当り）																										
第1種	平地	第1級	120	3.50	2.50	1.25	15	1.8	1.00	0.99	0.89	1.00	0.881	2,500	2,210	1	0.75	1,660	12	60	12,000					
		第2級	100	3.50	2.50	1.25	15	1.8	1.00	0.99	0.89	1.00	0.881	2,500	2,210			1,660			12,000					
		第3級	80	3.50	1.75	0.75	15	1.8	1.00	0.97	0.89	1.00	0.863	2,500	2,160			1,620			11,000					
		第4級	60	3.25	1.75	0.75	15	1.8	0.94	0.97	0.89	1.00	0.812	2,500	2,030			1,520			11,000					
	山地	第2級	100	3.50	2.50	1.25	15	3.0	1.00	0.99	0.77	1.00	0.762	2,500	1,910	1	0.75	1,430	14	60	9,000					
		第3級	80	3.50	1.75	0.75	15	3.0	1.00	0.97	0.77	1.00	0.747	2,500	1,870			1,400			8,000					
第2種	都市部	第1級	80	3.50	1.25	0.75	10	1.8	1.00	0.94	0.93	1.00	0.874	2,500	2,190	2	0.90	1,970	9	60	18,000					
		第2級	60	3.25	1.25	0.75	10	1.8	0.94	0.94	0.93	1.00	0.822	2,500	2,060			1,850			17,000					
		平地	第1級	80	3.50	1.25	0.50	15	1.8	1.00	0.90	0.89	0.90	0.721	2,500			1,800			2	0.85	1,530	12	60	11,000
			第2級	60	3.25	0.75	0.50	15	1.8	0.94	0.90	0.89	0.80	0.602	2,500			1,510					1,280			9,000
	山地	第3級	60,50または40	3.00	0.75	0.50	15	1.8	0.85	0.90	0.89	0.80	0.545	2,500	1,360	2	0.85	1,170	14	60	8,000					
		第2級	60	3.25	0.75	0.50	15	3.0	0.94	0.90	0.77	0.80	0.521	2,500	1,300			1,100			7,000					
第3種	都市部	第3級	60,50または40	3.00	0.75	0.50	15	3.0	0.85	0.90	0.77	0.80	0.471	2,500	1,180	2	0.85	1,000	14	60	6,000					
		第4級	50,40または30	2.75	0.75	0.50	15	3.0	0.77	0.90	0.77	0.80	0.427	2,500	1,070			910			5,000					
		山地	第1級	60	3.25	0.75	0.50	10	1.8	0.94	0.90	0.93	0.70	0.551	2,500			1,380			2	0.90	1,240	9	60	12,000
			第2級	60,50または40	3.00	0.75	0.50	10	1.8	0.85	0.90	0.93	0.70	0.498	2,500			1,250					1,130			10,000
	第3級	50,40または30	3.00	0.75	0.50	10	1.8	0.85	0.90	0.93	0.70	0.498	2,500	1,250	1,130	10,000										
		2車線道路（2車線当り）																								
第1種	平地	第2級	100	3.50	2.50	2.50	15	2.1	1.00	1.00	0.86	1.00	0.860	2,500	2,150	1	0.75	1,610	12	-	14,000					
		第3級	80	3.50	1.75	1.75	15	2.1	1.00	1.00	0.86	1.00	0.860	2,500	2,150			1,610			14,000					
		第4級	60	3.25	1.75	1.75	15	2.1	0.94	1.00	0.86	1.00	0.808	2,500	2,020			1,520			13,000					
		山地	第3級	80	3.50	1.75	1.75	15	3.5	1.00	1.00	0.73	1.00	0.730	2,500			1,830			1	0.75	1,370	14	-	10,000
	第4級		60	3.25	1.75	1.75	15	3.5	0.94	1.00	0.73	1.00	0.680	2,500	1,720	1,290	9,000									
	第3種	平地	第2級	60	3.25	0.75	0.75	15	2.1	0.94	0.81	0.86	0.80	0.524	2,500	1,310	2	0.85	1,110	12	-	9,000				
第3級			60,50または40	3.00	0.75	0.75	15	2.1	0.85	0.81	0.86	0.80	0.474	2,500	1,190	1,010			8,000							
第4級			50,40または30	2.75	0.75	0.75	15	2.1	0.77	0.81	0.86	0.80	0.429	2,500	1,070	910			8,000							
山地			第3級	60,50または40	3.00	0.75	0.75	15	3.5	0.85	0.81	0.73	0.80	0.402	2,500	1,010			2			0.85	860	14	-	6,000
		第4級	50,40または30	2.75	0.75	0.75	15	3.5	0.77	0.81	0.73	0.80	0.364	2,500	910	770	6,000									
第4種		都市部	第1級	60	3.25	0.75	0.75	10	2.1	0.94	0.81	0.90	0.70	0.480	2,500	1,200	2	0.90	1,080	9	-	12,000				
	第2級		60,50または40	3.00	0.50	0.50	10	2.1	0.85	0.75	0.90	0.70	0.402	2,500	1,010	910			10,000							
	第3級		50,40または30	3.00	0.25	0.25	10	2.1	0.85	0.70	0.90	0.70	0.375	2,500	940	850			9,000							

3.7.6 評価基準交通量

道路の交通状況評価項目には、円滑性、安全性、利便性、経済性、環境保全などがあるが、この中でも円滑性が最も重要である。交通流の円滑性を表現するため、我が国では混雑度が用いられている。混雑度は、設計交通容量、ピーク率から求められる1時間または1日の評価基準交通量に対する、実際に通過した交通量の比として定義される。

評価基準交通量を算定するに当たっては、まず当該道路区間の可能交通容量を求めることが必要である。そして求められた可能交通容量に計画水準による低減率を乗じて設計交通容量を算定する。

評価基準交通量は、設計交通容量に d 値による換算を行って算定する。

$$c_{12} = \frac{c_d}{d/100} = \frac{100 \times c_d}{d} \quad (3.77)$$

ここで c_{12} は評価基準交通量[pcu/hour・lane]、 c_d は設計交通容量[pcu/hour・lane]、 d 値は年平均日交通量に対する設計時間交通量(30番目時間交通量)の割合で、100分率で表されたものである。

混雑度は、交通量調査された交通量を乗用車変換した後、評価基準交通量で除することによって求められる。

$$\text{混雑度} = \frac{q_{12} \gamma_l}{c_{12}} \quad (3.78)$$

ここで、 q_{12} は調査交通量[pcu/hour・lane]、 $\gamma_l = (1 - w/100) + w_l \times w/100$ 、 w は大型車混入率、 w_l は大型車の乗用車換算係数である。わが国においては、混雑度が1.0未満の場合、道路が混雑することなく円滑に走行できるが、1.0を越えると混雑する時間帯が次第に増加し、1.75以上の場合では、渋滞を示す。

3.8 走行時間関数⁽²⁾

渋滞を解消するには交通集中道路をなくし、交通量を分散させる事も一つの渋滞解消方法と考えられる。その場合、交通網上のボトルネックを知ることや、走行時間を予測する事はとても重要となる。

走行時間は交通量によって変化する。また交通容量にも影響されることから、次に示す走行時間関数(travel time function)を用いて記述される。この関数は米国道路局(US Bureau of Public Road)で開発されたモデルであり、BPR関数といわれている。

$$t_a(x_a) = t_a(0) \left\{ 1 + \alpha \left(\frac{x_a}{C_a} \right)^\beta \right\} \quad (3.79)$$

ここで、

x_a 、 C_a ：リンク a の交通量と交通容量

$t_a(x_a)$ と $t_a(0)$ ：リンクフローが x_a と0のときのリンク走行時間

α 、 β ：パラメータ

日本では α 、 β を様々な手法や仮定を用いて算出している。以下にその一例を示す。

溝上ら(1989)によれば、単位時間帯に観測される所要時間サンプルを、平均値が時間交通量と可能容量を用いたBPR関数で表される正規分布に従う確率変数であると仮定し、ピーク時、オフピーク時の走行法から得た所要時間をデータとした最尤推定法によって α 、 β を推定した結果、 $\alpha=0.96$ 、 $\beta=1.20$ と推定されている。

西谷ら(1991)は、 t_0 、 C をあらかじめ設定し、線形化することで、回帰分析を行い、パラメータを推定している。その結果は、 $\alpha=0.6\sim0.7$ 、 $\beta=2.9\sim3.0$ と推定されている。

松井ら(1998)の論文では、道路の区分を6種類に分類し、パラメータの推定には、信号交差点密度、指定最高速度、DID率、混雑度などを用いている。パラメータは $\alpha=0.34\sim1.00$ 、 $\beta=2.2\sim3.3$ と推定されている。

以上のように様々な値が算出されている。本研究でも伊勢神宮周辺渋滞時の走行時間算出のために α 、 β を算出している。

第4章 交通流シミュレーション

交通渋滞などの交通現象は、道路を走行する車が加速、減速、停止など様々な走行状態を取り、それが時間的および空間的にほかの車へ伝播していくことによって引き起こされるものである。このような現象を交通流シミュレーションによって再現するとともに、その詳細を把握するためには時間を追って車の走行状態を計算していく必要がある。

交通流シミュレーションを行う方法として様々な方法が提案されているが、大きく分けると2種類に分類することができる。1つ目は、交通流を流れの問題として巨視的に取り扱うものであり、道路を1タイムステップの間に走行できる程度の小ブロックに分割し、同じブロックの中に存在する車は区別せず、各車の状態はそのブロックの平均量として表現して各ブロックでの流入と流出の釣り合いから車の流れをといていくものである。もうひとつの方法は、交通流を構成する個々の車輛の運動や車輛間の相互関係に注目して、いくつかの仮定をおくことによって交通流モデルを作成し、これを交通流シミュレーションに導入して微視的に車1台毎の運動を取り扱う方法である。本研究では、交通渋滞をはじめとする交通現象の発生メカニズム等の詳細を把握することを意図していることから、後者の方法による交通流シミュレーションを試みる。また、本章では第三章の理論が多く利用されている事を先に述べておく。

4.1 交通流シミュレーションの概要

本研究で作成した交通流シミュレータは車1台毎の運動を取り扱うものである。この方法をとった理由としては、交通流を構成する車輛間の距離が小さくなると、車1台1台の運動と車相互の関係はより密接な関連性をもつと考えられることから、車輛が減速し、接近する機会が多いと考えられる交差点付近がシミュレーションの対象に含まれる場合に交通現象をより正確に再現しようとするためには、この方法は非常に本質をついた方法であると思われたからである。さらに、各車の走行状態を把握することによって詳細に渋滞区間や所要時間の計算が可能になり、渋滞の解析に役立てることができるようになるなど、このシミュレーション方法によって得られる結果は様々な道路交通状況に対応して広範囲に応用することが可能であると考えられる。

4.2 車輛挙動のモデル化

実際の道路を走行している車が、その周囲を走行している車の走行状態に大きく影響されながら走行していることは経験上明らかである。とくに、何台もの車が1列に並んで走行している場合には、1台前を先行して走行している車の走行状態に大きく影響を受けて車の走行状態を決めていると考えられる。そこで、本研究では

「車は前方を走行する車との車頭距離に応じた速度をとるように走行する」と仮定した。

速度と車頭距離の関係は、道路の制限速度や車の運転手が右左折や車線変更の意志がない限り、交通流を構成する1台1台の車が走行状態を決めるために用いる最も基本的な前提関係であると考えられる。あらゆる走行状態に対してもまず、車輛の次の時刻の速度（仮の速度）として

この関係から速度を決めるものとした。さらに、信号機の現示に起因する加速度、右左折のための減速を行う場合にもそれらに応じた速度を計算しなおすモデルを用いている。車輛の加速や減速などの個々の理論は第二章で述べたので省略する。

4.2.1 信号の現示によって生じる減速および停止

都市部などにおいて信号機の間隔が短い場合には、信号機が存在によって車輛の走行状態は大きく影響をうけて、これが渋滞を発生させる大きな原因となっている。したがって、信号の現示によって引き起こされる車の減速、停止といった走行状態の変化をモデル化することは交通現象を再現するためにも重要なことである。

停止線付近で走行する車が、黄信号になった瞬間に停止線で停止することが可能かどうかを判断し、可能ならばその時刻から減速を始め、不可能であればそのままの速度で交差点を通過すると仮定した。減速挙動は第二章で述べたので省略する。

4.2.2 交差点における右左折

交差点で右左折を行う場合、実際の道路では交差点に到達するまでに交差点内を安全に通過できる速度まで減速、そして必要があれば一時停止し、交差点を徐行で通過後、加速を行うという行動が考えられる。そこで、このような車輛の動作をシミュレーションに導入することにした。

交差点手前での右左折車輛の処理

右折車輛は右折レーンに入ってから減速を始めて停止する。そして信号が黄色になった時、徐行速度で右折をする。もし、減速するのに必要な距離が右折レーン以上の距離だった場合は右折をする前から減速する。左折車輛は左折する交差点の前から減速を始めて、徐行速度で左折する。ここで徐行速度は 10[km/hour]とした。

4.3 流入端での車輛の発生

実際の道路では車輛の流入は不規則かつ疎らに発生する。しかし本研究では Greenberg-Underwood の式を用いて車頭距離から速度を算出している。また、シミュレーションでは最高速度を決定できる。交差点などが存在する一般道路では 60[km/hour]を最高速度としている。そのためシミュレーションでは発生開始時が不規則かつ疎らでも、一定時間後は速度と車頭距離がほぼ同じの車輛挙動をとる事になる。

4.4 交通流シミュレータの構築

上記の考え、仮定と第二章の様々な理論を用いて実際の交通流を再現する。このシミュレータは道路を新しく施工する場合や、現在ある道路での車輛挙動把握、またその改善に用いるために構築した。

4.4.1 入力支援ソフトウェア

入力は主に Fortran を起動した時に発生する。以下の画面で様々な入力を行う。

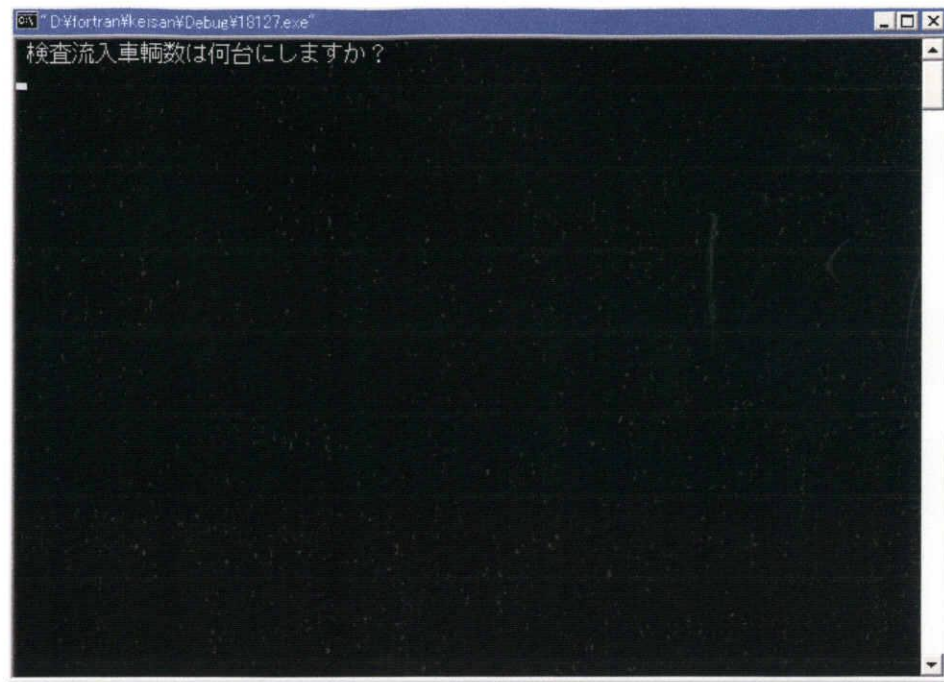


図 4.1 Fortran 起動時画面

図 4.1 は Fortran を起動させた時の画面を表す。この Fortran は以下の手順で情報を入力すると作動して計算を行う。

- ①まず始めに道路に流入する車両数を入力する。この道路は調査範囲の道路、もしくは新しく施工する道路など、注目したい道路の事を表す。
- ②計測時間を入力する。
- ③注目する道路の信号数を入力する。
- ④信号 1 つ 1 つにステップを入力する。
- ⑤注目信号と前の信号間の距離を入力する。
- ⑥信号数が一つ以上ある時、一つ目の信号とのずれ時間を入力する。
- ⑦注目する道路に流入する車両が存在するかどうかの確認を入力する。

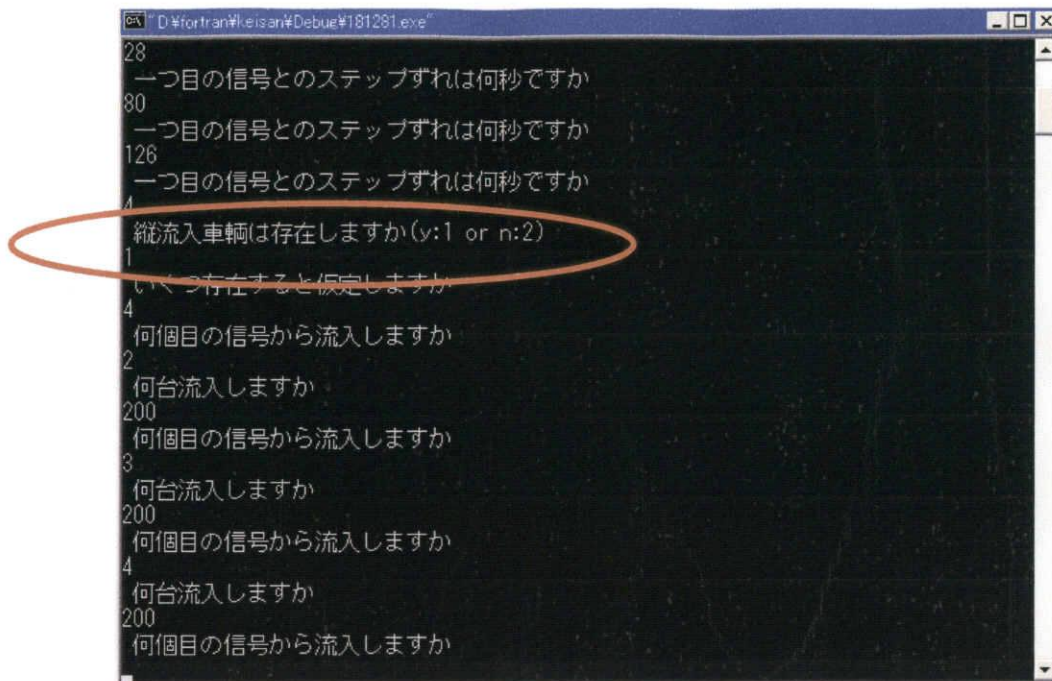


図 4.2 縦流入車両存在確認

⑧縦流入車両が存在する時、いくつの信号から流入するか入力する。

⑨何個目の信号から流入するか入力する。

⑩何台流入するか入力する。

以上を入力すると、計算が始まる。これによって車両挙動、速度、注目道路を通過するのに必要な時間を算出する。

4.4.2 出力支援ソフトウェア

出力には Visual Basic 6.0 を用いる。これは上記の Fortran 結果を用いる。このソフトウェアは Fortran 結果を視覚的に認識して、数値だけではない問題点を発見するためである。今回作成したものを以下に示す。

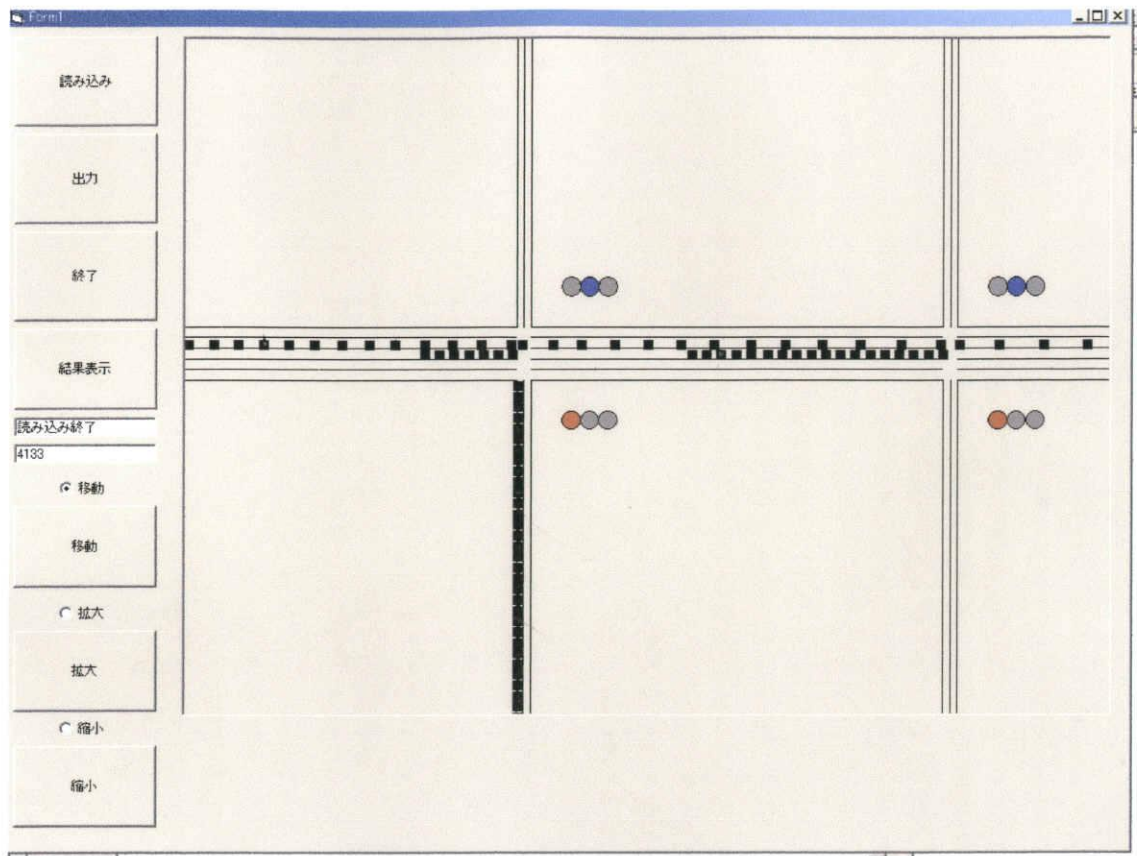


図 4.3 Visual Basic による出力

それぞれのボタンについて説明する。

読み込みボタンは Fortran で得られたデータを読み込む。

出力ボタンは読み込み終了後、画面で視覚的に車輛の挙動を確認できる。

終了ボタンは Visual Basic を終了する。

結果表示は得られたデータをエクセルに写してあるのでそこへ移動する。

移動は画面で見えてない部分へ移動するのに使用する。

拡大は交差点内などを見るときに使う。

縮小は自分が作成した道路の全体図を見るときに使う。

①読み込みの終了を表す

②秒数を表す(1 秒単位)

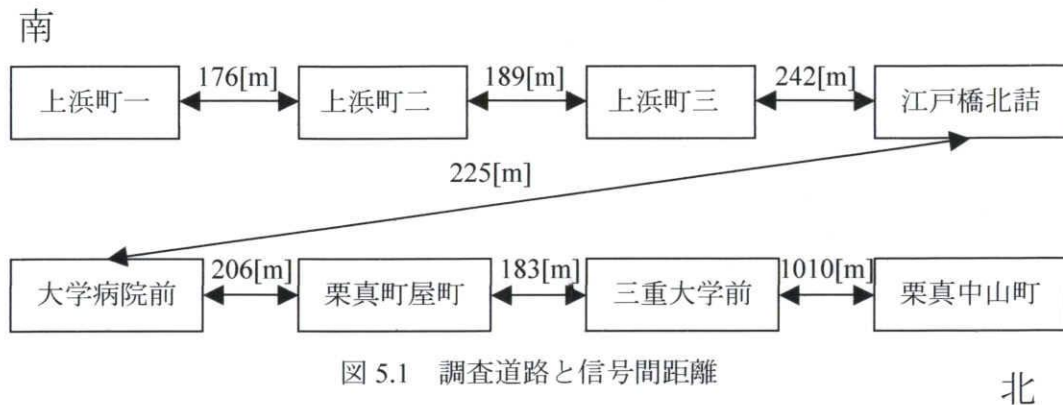
本研究では以上のようなソフトウェアを用いて実際の道路状況の再現を行い、交通量や速度を算出する。また Visual Basic の再現によって視覚的に問題を把握し、改善を行っていく。

第5章 三重大学前国道23号線シミュレーションの構築及び改善案

本章では、三重大学前国道23号線のシミュレーションを構築し、渋滞特性を解明して改善する。また、本章では交通量や速度、という言葉が多く使われるが、単位はそれぞれ[台/hour], [km/hour]である。

5.1 シミュレーションの構築

本章ではまず、シミュレーションの範囲を決定する。渋滞が発生している三重大学前を中心に、北は栗真中山町交差点、南は上浜町一交差点の範囲を調査範囲とした。以下に考慮する信号交差点と、信号間距離を示す。



今回、特に渋滞が発生する朝の 7:00~8:00、夕方の 18:00~19:00 を再現する。次に朝、夕方では各信号での車輛の入流出が大きく違うため、一つ一つ検証する。

5.2 各信号での車輛流入出

5.2.1 上浜町一

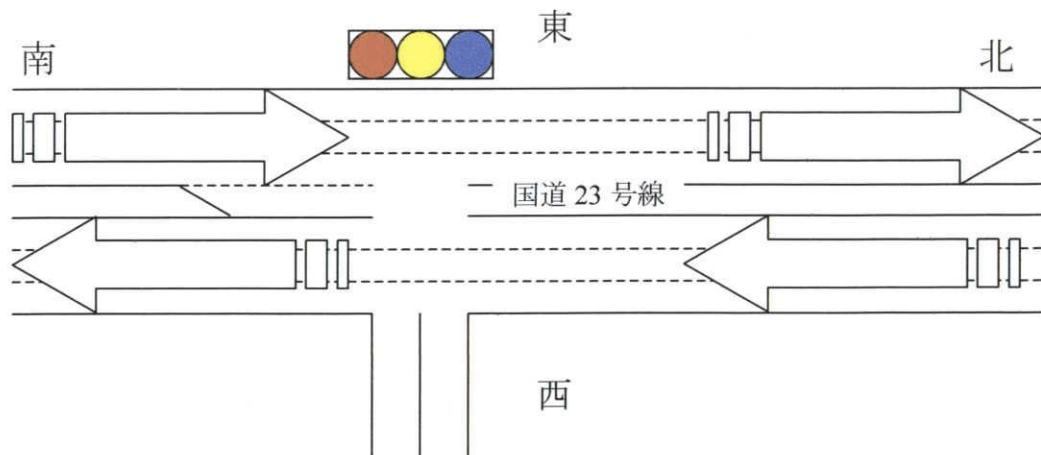


図 5.2 は上浜町一交差点付近図を表す。国道23号線は北、南どちらの向きでも3車線存在する。また、通常の交差点とは違い、東方向の道路は存在しない。車輛の流入出は朝、夕方共にこの交差点ではほとんど行われない。

5.2.2 上浜町二

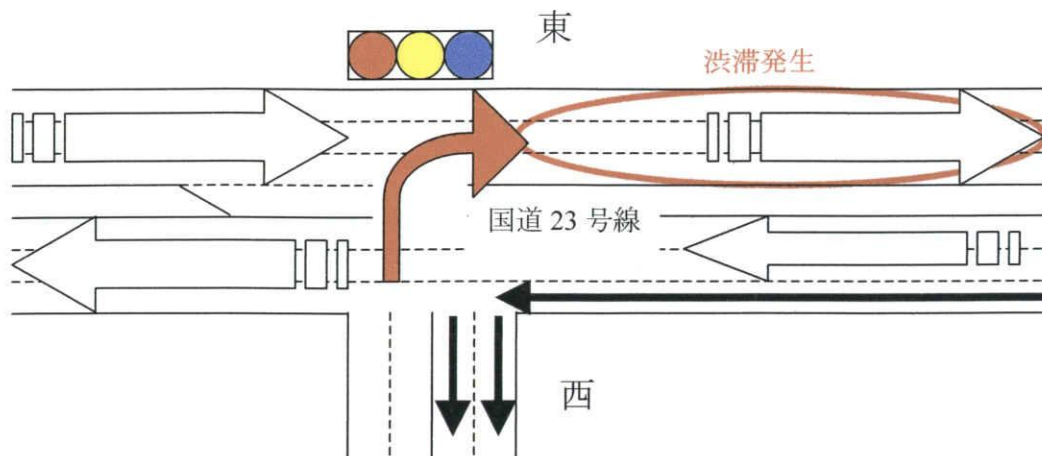


図 5.3 上浜町二交差点付近図

図 5.3 は上浜町二交差点付近図を表す。上浜町一と同じように、国道 23 号線は 3 車線、東方向の道路は存在しない。車輛の流入出に関しては朝、夕方共に西から多くの車輛が右折して、大きな渋滞が発生している。また、国道 23 号線から多くの車輛が左折する。左折に関しては 3 車線のうち 1 レーンが左折専用レーンになっており、左折後は 2 車線あるため渋滞は発生していない。

5.2.3 上浜町三

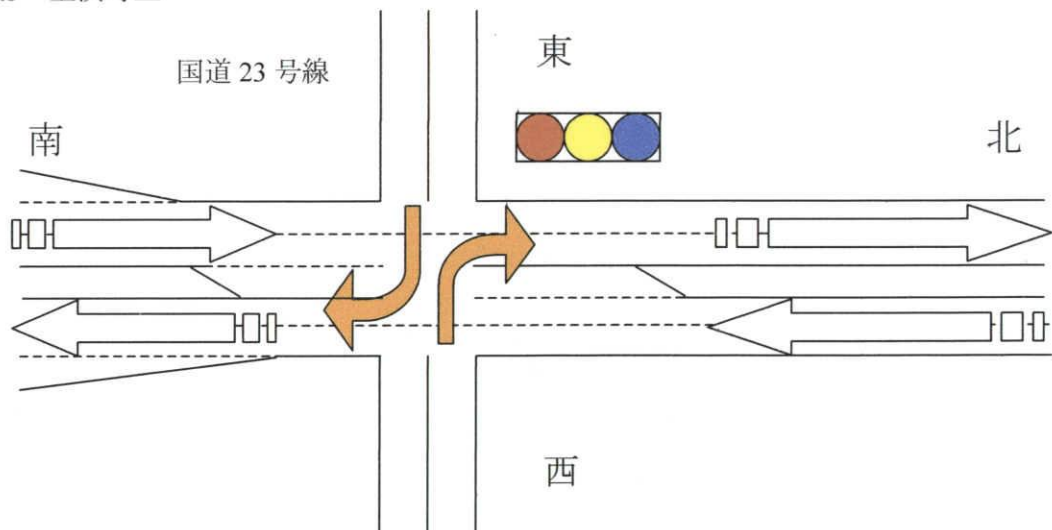


図 5.4 上浜町三交差点付近図

図 5.4 は上浜町三交差点付近図を表す。ここでは南から続いていた国道 23 号線の 3 車線が 2 車線に減少、また北から続いていた国道 23 号線の 2 車線が 3 車線に増加している。ここでは東方向の道路が存在している。車輛の流入出に関しては、朝、夕方共に西から車輛が右折しており、東方向からも車輛が右折している。西からは直進、左折はほとんど存在せず、東からも直進、左折がほとんど存在しない。

5.2.4 江戸橋北詰

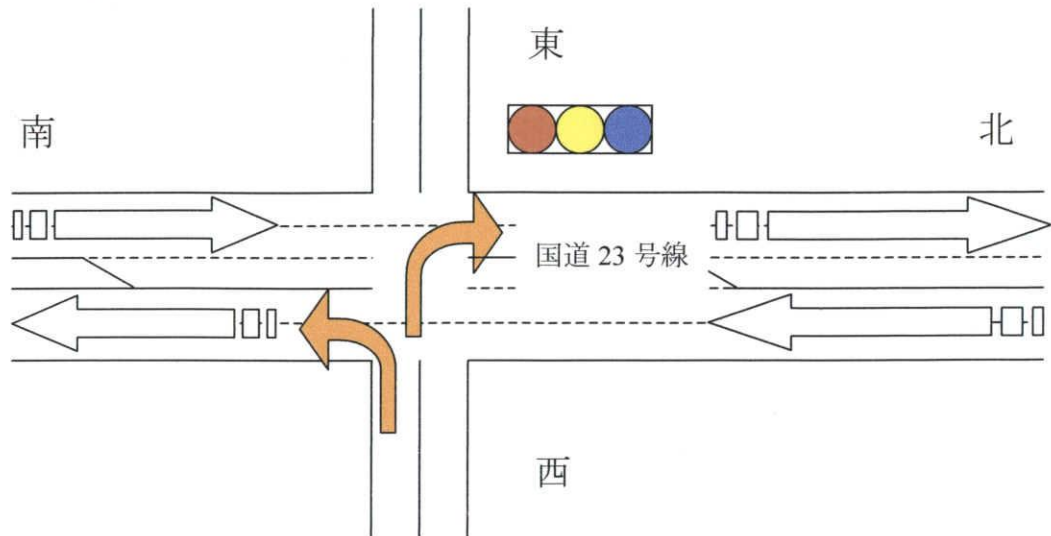


図 5.5 江戸橋北詰交差点付近図

図 5.5 は江戸橋北詰交差点付近図を表す。車線の増減はないが、国道 23 号線どちらにも右折専用レーンが存在する。車輛の流入出は朝、夕共に南からの車輛が右折専用レーンに入り西方向へ向かう。また西方向からは、多くの車輛が北方向、南方向へ向かう。東方向からの車輛はほとんど存在しない。

5.2.5 大学病院前

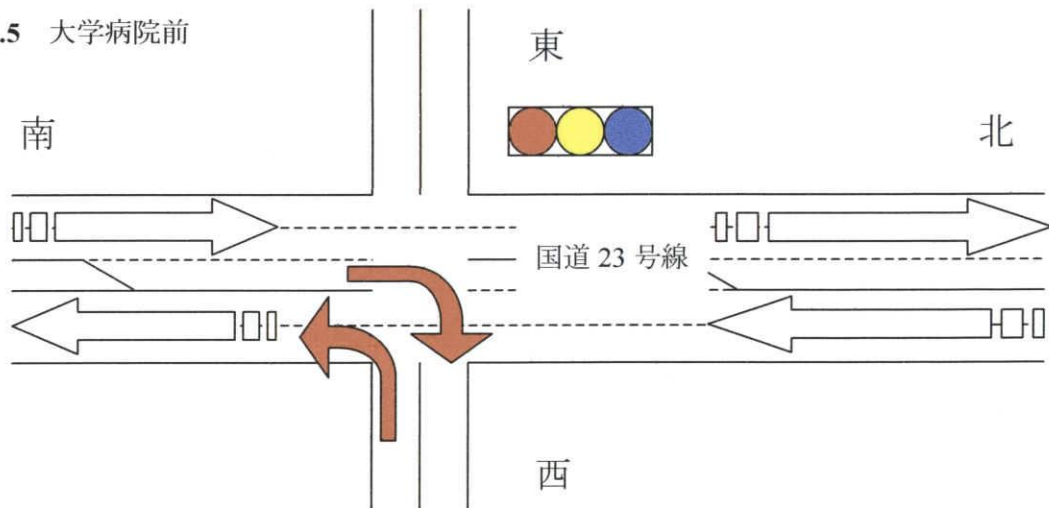


図 5.6 大学病院前交差点付近図

図 5.6 は大学病院前交差点付近図を表す。江戸橋北詰と同様車線の増減はないが、国道 23 号線どちらにも右折専用レーンが存在する。車輛の流入出は、朝は多くの車輛が南から右折専用レーンを用いて西方向へ向かう。夕方は南からの右折は少ないが、西から多くの車輛が南方向への左折する。

5.2.6 栗真町屋町

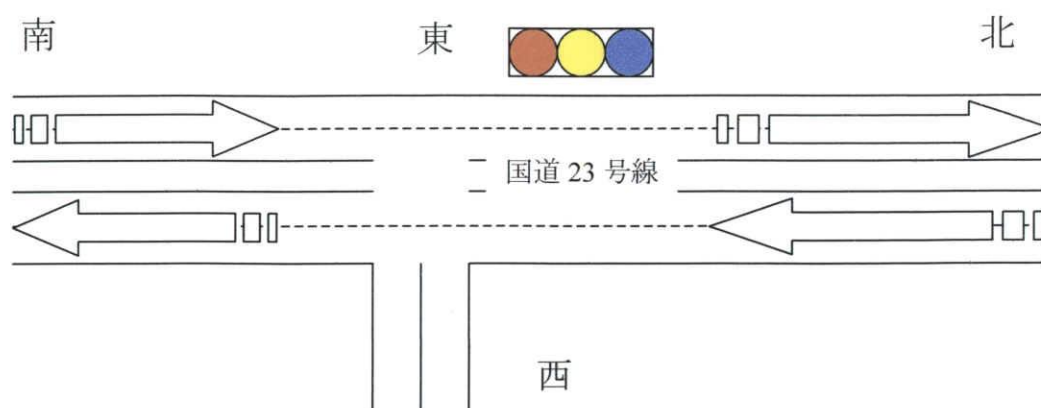


図 5.7 栗真町屋町交差点付近図

図 5.7 は栗真町屋町交差点付近図を表す。北向き，南向きどちらの車線も 2 車線となっている。車輛の流入出は朝，夕共に大きな流れはない。

5.2.7 三重大学前

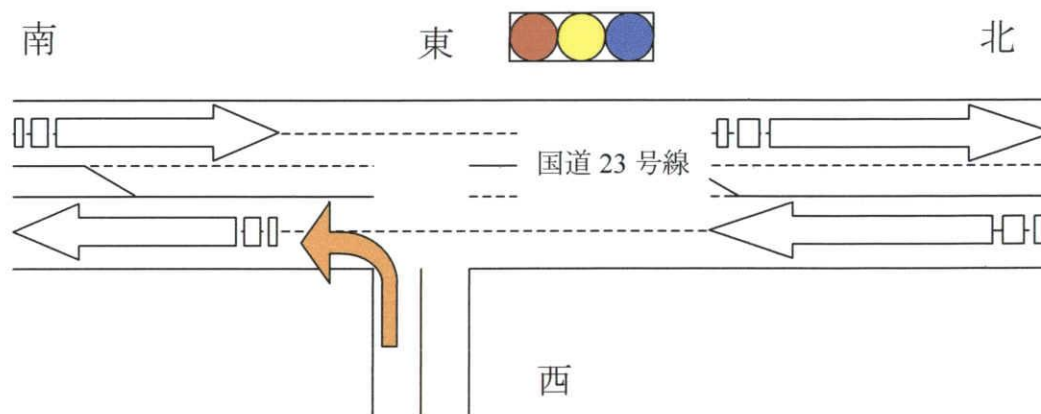


図 5.8 大学病院前交差点付近図

図 5.8 は大学病院前交差点付近図を表す。車線の増減はないが，国道 23 号線どちらにも右折専用レーンが存在する。車輛の流入出は朝，西から左折する車輛が存在する。これは朝にだけ見られ，夕方は見られない。

5.2.8 栗真中山町

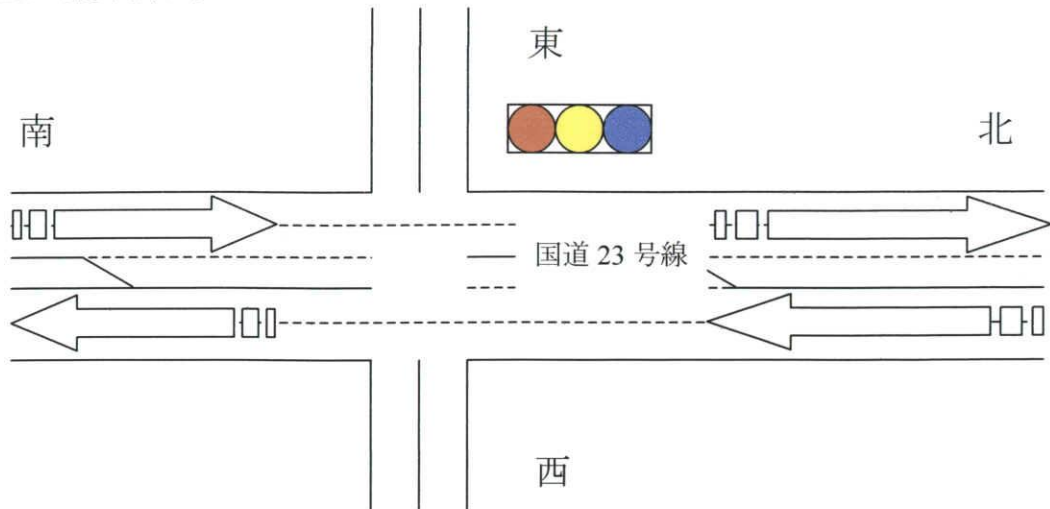


図 5.9 栗真中山町交差点付近図

図 5.9 は栗真中山町交差点付近図を表す。車線の増減はないが、国道 23 号線どちらにも右折専用レーンが存在する。車輛の流入出は朝，夕方共に大きな流れはない。

5.2.9 全体の車輛流入出

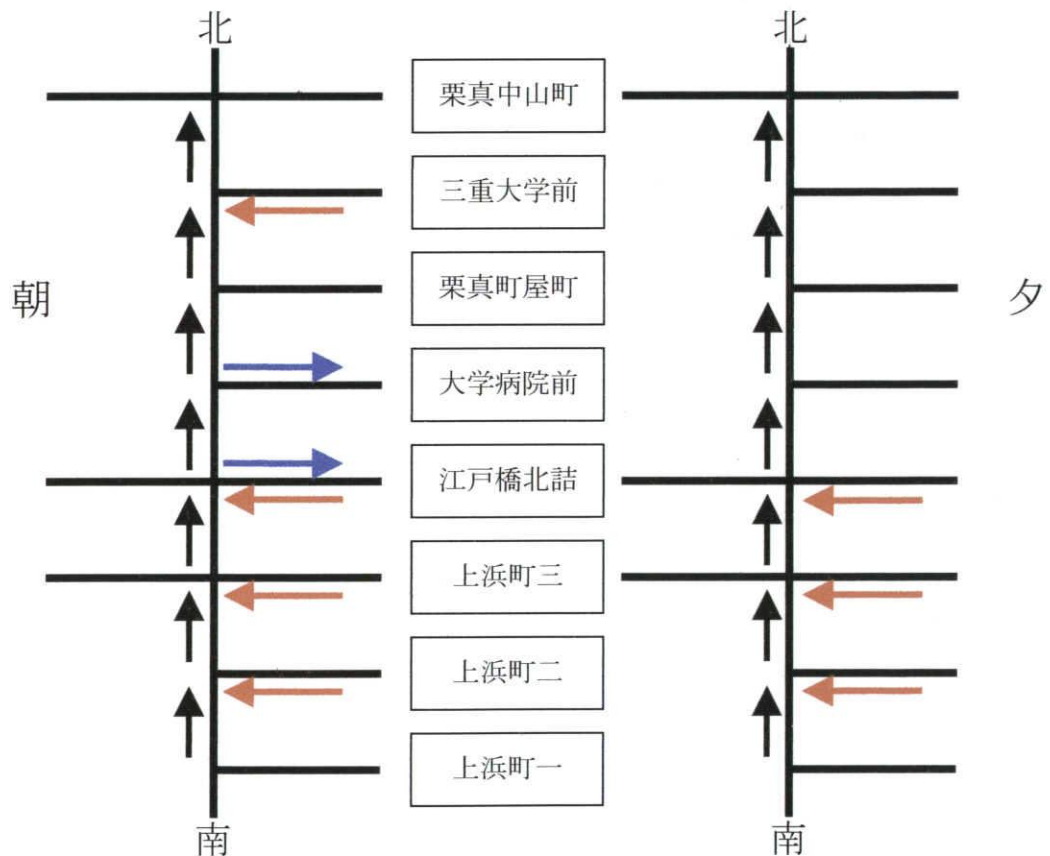


図 5.10 南から北へ向かう車輛の流入出

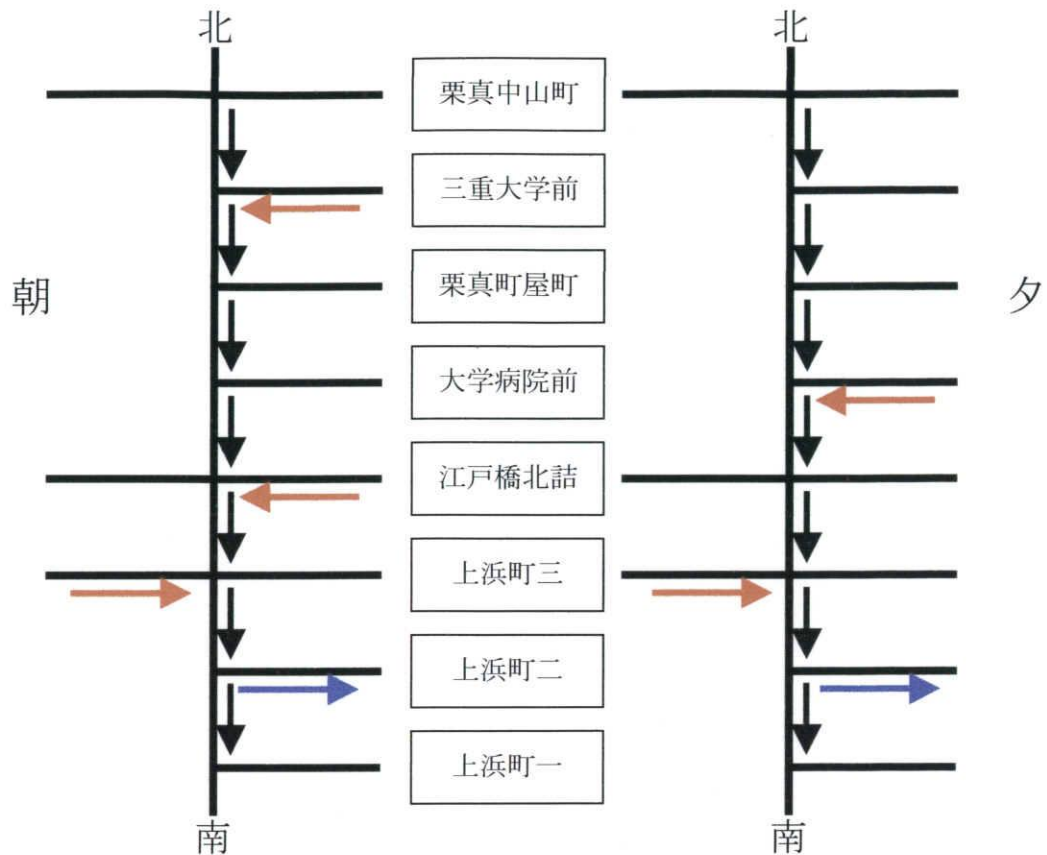


図 5.11 北から南へ向かう車輛の流入出

図 5.10 は南から北へ，図 5.11 は北から南へ向かう車輛の流入出全体図を表す．黒矢印が国道 23 号線を走行する流れ，赤矢印が国道 23 号線へ流入する流れ，青矢印が国道 23 号線から流出する流れを表す．

5.3 シミュレーションによる再現⁽⁹⁾

5.3.1 国道 23 号線の再現

本研究では国道 23 号線の朝，南から北へ向かう車輛の再現を行った．この再現を行った理由は，毎朝三重大学病院前で大きな渋滞が発生しているからである．条件として，国道 23 号線へ流入する車輛が途切れる事はない，江戸橋北詰，大学病院前で右折が行われているがそれぞれの右折車輛数を 100, 200[台]と定めた．また，23 号線は主に 2 車線だが，右レーンにのみ注目した．なぜならば，シミュレーションから，栗真中山町を通過する交通量は渋滞をしていれば右折レーンに繋がっていない左レーンとほぼ同じになることが判明した．つまり，三重大学へ向かう交通量ではなく，栗真中山町まで向かう車輛数は渋滞をしていれば左，右レーンに大きな違いは無いことが判明した．よって，右レーンの改善ができれば，左レーンも改善できると考え，右レーンに注目した．

5.3.2 各信号の状況

国道 23 号線の朝の信号を再現する必要がある．本研究ではまず信号は赤，青，黄の 3 種類に分け，黄色の時に右折車輛は右折する．そして信号のオフセットに関しては，南から流入した時

の始めの信号である上浜町一信号を基準として、その信号とのずれを、オフセットとする。

5.3.3 シミュレーションによる再現の確認

本研究で構築したシミュレーションと実際の状況を比較する。シミュレーションには実測、またはデータのステップ、オフセットを入力する。比較には交通量、速度を用いる。以下に交通量、速度の比較図を示す。

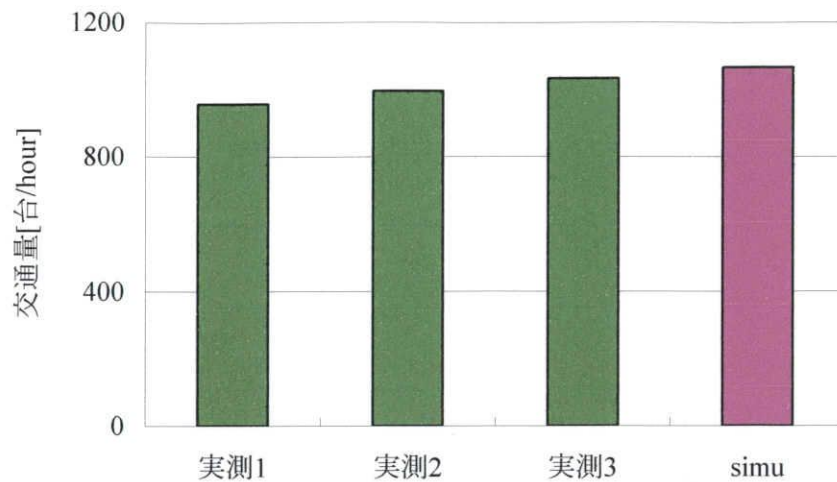


図 5.12 交通量の比較図

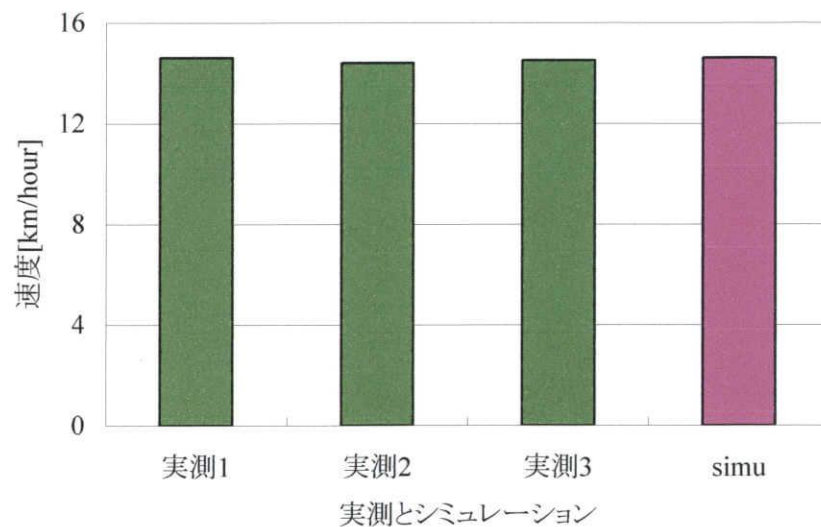


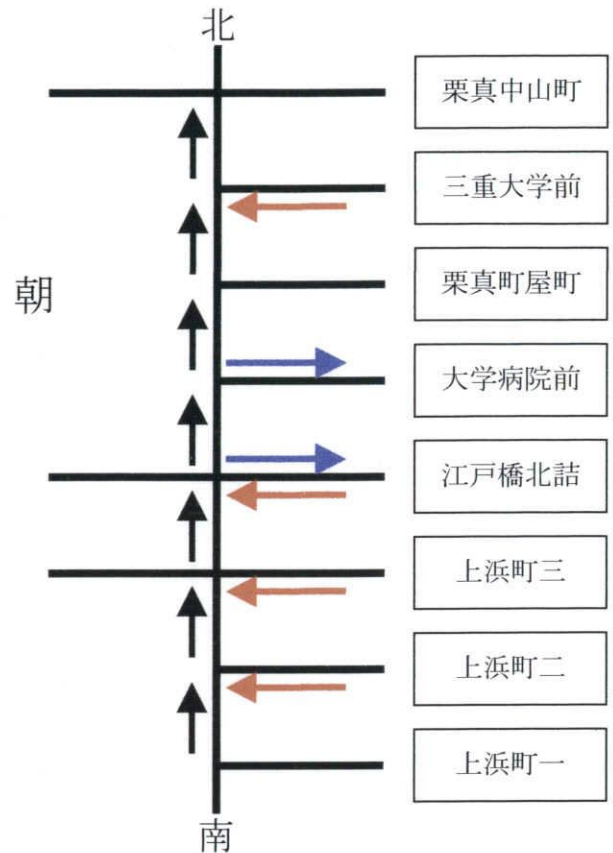
図 5.13 平均速度の比較図

図 5.12 は交通量、図 5.13 は速度の比較図を示す。実測は朝の 23 号線上りである。交通量、平均速度の二つ共実測とシミュレーションの間に大きな違いはない。次に国道 23 号線の改善について述べる。

5.3.4 視覚から確認できた問題点

シミュレーション結果を Visual Basic で確認して、以下のような問題点が解明できた。

左図は朝の23号線上りの主要な車輛流入出を表す。まず渋滞が特に発生している地域は上浜町二、三、江戸橋北詰の地域である。右折車輛の多さと、信号のオフセットがうまく機能していないのが渋滞の原因である。特に、信号のオフセットがうまく機能していないため、信号が青にもかかわらず停止している時間が存在する。江戸橋北詰、大学病院前では右折レーンが存在し、車輛が流出していく。しかし、右折車輛だけではこの渋滞を解決できない事も判明した。また、大学病院前から三重大学前までの地域は車輛が埋まらず道路のスペースが空いている状態が続いていた。このスペースをうまく利用する事で、渋滞を減少させて、車輛を円滑に流す事ができると考えた。



5.3.5 道路の有効利用

道路が常に車輛で埋まっており、なおかつ青信号になれば停止している時間がほとんどなく発進できるのが、理想的な車輛流れである。車輛を円滑に流す事ができれば、停止している状態よりも二酸化炭素排出量が減少する。つまり環境面での大きな効果が見られる。また、道路が埋まってない状態では、青信号になっても車輛が通らない時間ができる。これでは交通量を増加させる事はできない。そのため道路を埋める、有効利用する事が交通量、速度の増加に繋がる。

5.4 国道23号線の渋滞改善⁽⁹⁾

渋滞改善には上述の道路の有効利用を考えながら、検査区間の信号ステップ・オフセットを算出する。始め、上り、下り個々で改善を行い、最終的には一つの改善案を出す。

5.4.1 最適な交通状況

上り、下り個々で改善を行う前に、どちらの状況にも考えられる改善方法、最適な交通状況を交通量、速度に分けて述べる。

交通量は対象区間を抜ける車輛数を表している。交通量を増加させるのに注目する点は、区間最後の信号前の道路である。この道路が車輛で埋まっている、また青信号の間常に車輛が流れ続ければ、交通量は増加する。つまり、他の道路で車輛が停止していても、また他信号が青の時に車輛が流れて無くても、最終信号が青の間常に車輛が流れ続けることができれば、交通

量には関係が無い。これは上り下りではなく、このシミュレーションを使用する上で最も重要な考えである。これは交通量に関しての改善方法で、速度の改善方法は別にある。

速度は停止している時が多ければ、それだけ通過時間が増加、また二酸化炭素排出量も増加する。停止時間をできるだけ短くするには信号のオフセットを考える必要がある。信号が青になっても前の道路に存在する車両が動かなければ、停止してしまう。信号のオフセットを用いて車両の流れを円滑にする事が平均速度の増加、つまり二酸化炭素排出量の減少に繋がる。

5.4.2 信号ステップ・オフセットの決定方法

信号ステップやオフセットは実測やデータから得られる。これとは関係なくまず信号ステップを同じに、そしてオフセットを0にして交通量や速度を比較する。ステップを同じにしてオフセットを0にした理由は、例えば大学前23号線の区間には信号が8個ある。このステップ一つ一つを変化させて、オフセットも考えると、何万通りもの状況を考えなければならない。また、同ステップ・オフセット0にする事で、流れが一定となり、渋滞特性の解明が容易になると考えられる。

そこで本研究では、まず同ステップ・オフセット0で車両の状況を確認した後、その修正をするようにした。もし、交通量や速度が実測データの方が大きいならば、実測データからオフセットの修正を加えていく。逆に交通量や速度が同ステップ・オフセット0の方が大きいならば、そちらに修正を加えていく。オフセット0というのはどの信号でも変わらないが、同ステップに関しては様々存在する。しかし現代の信号は系統信号のため隣接している信号はほとんど同じステップをとる。一例として今回の大学前23号線区間の信号ステップに大きな違いはなかった。ステップに大きな違いがあってもその区間の道路状況などを考え、同ステップにする。

5.4.3 下りの改善

下りの改善を行う。以下に下りの実測と同ステップ・オフセット0の比較結果を示す。これ以後「実測」は、シミュレーションに実測・またはデータのステップ・オフセットを入力して算出した結果である。比較は交通量、速度を用いる。

表 5.1 下りシミュレーションによる実測と同ステップの比較結果

下り	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
実測	1105	10.8
同ステップ・オフセット0	1296	10.8

同ステップ・オフセット0の方が交通量は約200台増加する結果となった。同ステップは実測よりもシミュレーションの中で定常状態になるのが早く、青信号の間常に車両が流れ続けている時間が長い事がシミュレーションから判明した。逆に実測は定常状態になるのが遅く、これはオフセットが悪いために青信号でも停止している車両が初期の状態から多数存在しているからである。

次に同ステップ・オフセット0を基本に、更なる交通量、速度増加を目指した。同ステップ・オフセット0のシミュレーションでは、左図の栗真町屋町付近で道路のスペースが見られた。そこで同ステップ・オフセット0の状態から以下のようにオフセットを変化させた。

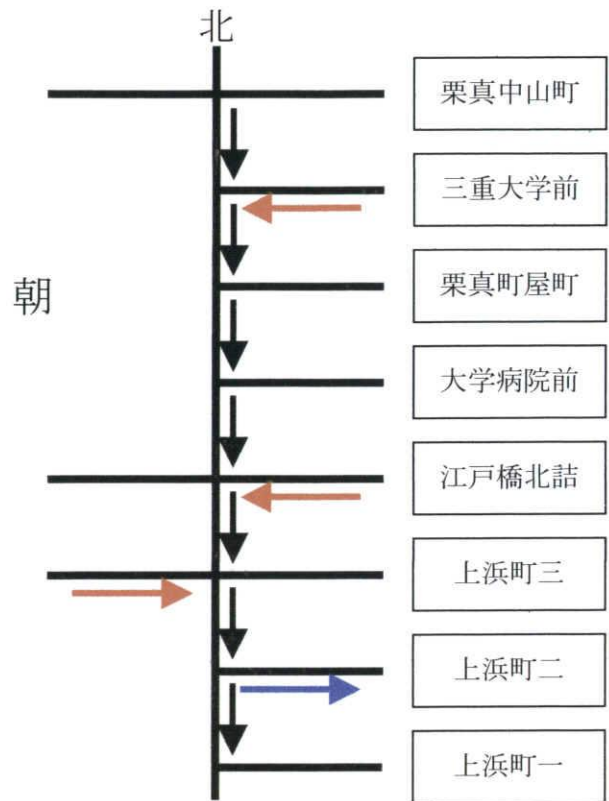


表 5.2 変化前と変化後のオフセット

	栗真中山町	三重大学前	栗真町屋町	大学病院前
同ステップ	0	0	0	0
変化後	0	0	0	5
	江戸橋北詰	上浜町三	上浜町二	上浜町一
同ステップ	0	0	0	0
変化後	10	0	0	0

変化後では道路のスペースを埋める事に成功して、青信号になっても停止している時間が減少する事で速度の増加に繋がった。以下に実測、同ステップと変化後の比較結果を示す。

表 5.3 シミュレーションによる同ステップと変化後の比較結果

下り	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
実測	1105	10.8
同ステップ・オフセット0	1296	10.8
変化後	1301	12.6

交通量が変わっていないのは最終信号の交通状況が変わっていないからである。よって、下りの変化後のステップ、オフセットを適用する。他にも多くのオフセット変化には取り組んだが、

ランダムでやっても規則性を持たしても変化後の結果を越える速度の条件はなかった。また交通量はどのような条件でもほとんど違いはなかった。

5.4.4 上りの改善

上りの改善を行う。下りと同様、以下に上りの実測と同ステップ・オフセット0の比較結果を示す。

表 5.4 上りシミュレーションによる実測と同ステップの比較結果

上り	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
実測	1066	14.4
同ステップ・オフセット0	1409	15.5

同ステップ・オフセット0の方が交通量は約250台増加する結果となった。これは同ステップにした際、同ステップの青信号が、栗真中山町の青信号よりも長い事も交通量増加の一因と考えられる。

実測でも、また同ステップにしても問題になっていたのは上浜町二、三、江戸橋北詰から流入する多くの右折車両である。この右折車両をうまくさばけないために、実測でも同ステップ・オフセット0でも、青信号になっても停止している車両が多数存在した。また栗真町屋町付近では道路のスペースが空いていた。そこで、オフセット0の状態からオフセットを変化させた。以下に変化前と変化後のオフセットを示す。

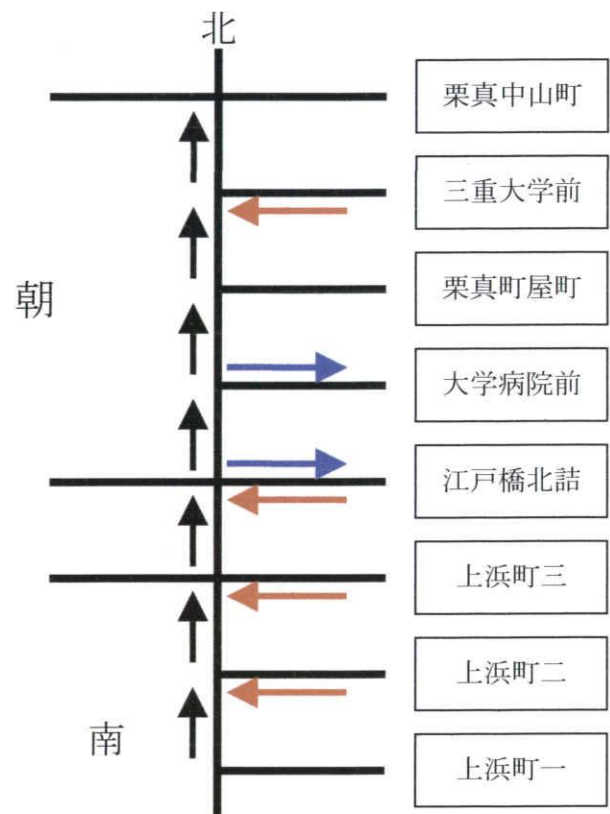


表 5.5 変化後と変化前のオフセット

	上浜町一	上浜町二	上浜町三	江戸橋北詰
同ステップ	0	0	0	0
変化後	0	0	5	10
	大学病院前	栗真町屋町	三重大学前	栗真中山町
同ステップ	0	0	0	0
変化後	0	0	0	0

次に変化後と同ステップの比較結果を示す。

表 5.6 シミュレーションによる同ステップと変化後の比較結果

上り	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
実測	1066	14.4
同ステップ・オフセット 0	1409	15.5
変化後	1370	17.6

変化後は交通量が減少しているが、速度は上昇している。これは先ほどの問題点にもある上浜町二，三，江戸橋北詰の渋滞が円滑になり、それらが道路の空いているスペースへ流入しているため、速度が上昇する。オフセットを変化させてみたが、交通量が減少するか、速度が減速する結果しか確認できなかった。そのため、変化後のステップ・オフセットを適用する。

5.4.5 交通量を考慮したステップ・オフセット

上述の下り，上りではオフセットが違う。そこで下りの最適オフセットを上りに適用させ、また逆も同じように適用させて交通量，速度を算出した。

表 5.7 実測の上り下り交通量

実測		
	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
上り	1066	14.4
下り	1105	10.8
合計 and 平均	2171	12.6

表 5.8 上り改善オフセットの上り下り交通量

上り改善オフセット		
	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
上り	1370	17.6
下り	1300	11.9
合計 or 平均	2670	14.8

表 5.9 下り改善オフセットの上り下り交通量

下り改善オフセット		
	交通量[台/hour]	速度[km/hour]
上り	1441	15.5
下り	1301	12.6
合計 or 平均	2741	14.1

シミュレーションからの実測結果と較べるとどちらも交通量，速度ともに増加している．交通量の面では下り改善オフセットが最大である．次に環境面，つまり二酸化炭素排出量に関して比較する．

5.4.6 環境面を考慮したステップ・オフセット

環境面，つまり二酸化炭素排出量に関して比較をする場合，まず速度から二酸化炭素排出係数(第3章既出)を算出する．そして係数と，車輛数，距離を乗じて二酸化炭素排出量を算出する．また，総二酸化炭素排出量は台数が多ければ多いため，比較できない．そこで1台当たりの二酸化炭素排出量を算出して比較する．また，距離に関しては，まず南または北から流れてくる車輛は対象区間の全距離である2231[m]を用いる．右折による流入車輛に関しては，23号線へ流入した地点から対象区間を抜けるまでの距離を用いる．以下に実測と，上り，下り改善オフセットの二酸化炭素排出係数，二酸化炭素排出量，1台当たりの二酸化炭素排出量を示す．

表 5.10 実測の上り下り二酸化炭素排出量

実測			
	CO ₂ 排出係数[g-CO ₂ /(台・km)]	CO ₂ 排出量[g-CO ₂]	1 台当たり [g-CO ₂]
上り	277	658774	618
下り	306	754368	683
合計 and 平均	291	1409459	649

表 5.11 上りの上り下り二酸化炭素排出量

上り改善オフセット			
	CO ₂ 排出係数[g-CO ₂ /(台・km)]	CO ₂ 排出量[g-CO ₂]	1 台当たり [g-CO ₂]
上り	253	773287	564
下り	297	861389	663
合計 and 平均	273	1626198	609

表 5.12 下りの上り下り二酸化炭素排出量

下り改善オフセット			
	CO ₂ 排出係数[g-CO ₂ /(台・km)]	CO ₂ 排出量[g-CO ₂]	1 台当たり [g-CO ₂]
上り	268	861585	598
下り	291	844637	649
合計 and 平均	278	1700018	620

上り下り改善オフセットはどちらも実測より1台当たりの二酸化炭素排出量は少ないが，その中でも上り改善オフセットが一番少ない．つまり，環境面を考えるならば上り改善オフセットが適切である．

以上のように，交通量，環境面でオフセットは違うものの，基本となっている同ステップ・オフセット0は大きな効果がある事が判明した．これを基礎に，対象区間の道路スペースを埋

める，または青信号になれば車輛が動きつづけているようにオフセットを変えれば，渋滞の改善，交通量の増加，二酸化炭素排出量減少などの効果が見られる事が判明した．

第6章 伊勢市パークアンドバスライド実施結果及び改善案

本章では、上述の理論を利用して、伊勢市パークアンドバスライドによる二酸化炭素排出量の減少を評価する。また、更なる減少のための改善案を提案する。

6.1 伊勢市パークアンドバスライド

6.1.1 パークアンドライド

パークアンドライドとは、観光地などの渋滞緩和を目的とした車両規制である。流入してくる車両等を周辺の鉄道駅またはバス停の近くに設けた駐車場に停め、鉄道やバスなどの公共交通機関に乗り換えて目的地に行かせることで、車両による二酸化炭素排出量を減少させる方法である。今回、伊勢市では公共交通機関にバスを使用していることから、パークアンドバスライドと名づけられている。

6.1.2 比較日時と対象車両

比較日については、伊勢市パークアンドバスライド非実施年である H14 年度 12 月 31 日～1 月 3 日と伊勢市パークアンドバスライド実施年である H15 年度、16 年度、17 年度 12 月 31 日～H16 年 1 月 3 日を比較する。また 18 年度は実測を行った。時間についてはどちらの年も 12 月 31 日の 22 時～1 月 1 日の 19 時までを比較、それ以外の 1 月 2 日、1 月 3 日は 9～19 時までを比較する。対象車両は伊勢神宮に向かう車両すべてが対象となる。

6.1.3 伊勢市パークアンドバスライドの概略

図 6.1 はパークアンドバスライド非実施年、図 6.2 はパークアンドバスライド実施年の概略図を表す。パークアンドバスライド非実施年までは駐車場のスペース不足、伊勢神宮への経路の少なさ、左折による減速から伊勢神宮周辺で渋滞が発生すると、それが延長して伊勢 I.C.まで伸び、データから最大渋滞長が 13.9[km]（伊勢 I.C.渋滞長データ）もの渋滞長が発生した。そこで伊勢 I.C.の下りを完全に封鎖し、伊勢神宮に向かう車両はすべて伊勢 I.C.の先に作られた臨時の I.C.であるサンアリーナ I.C.で降ろし、サンアリーナ駐車場に車両を駐車させてバスで伊勢神宮まで行かせた。結果、最大渋滞長は 4.0[km](国道 23 号線渋滞長データ)と大幅な減少が得られた。

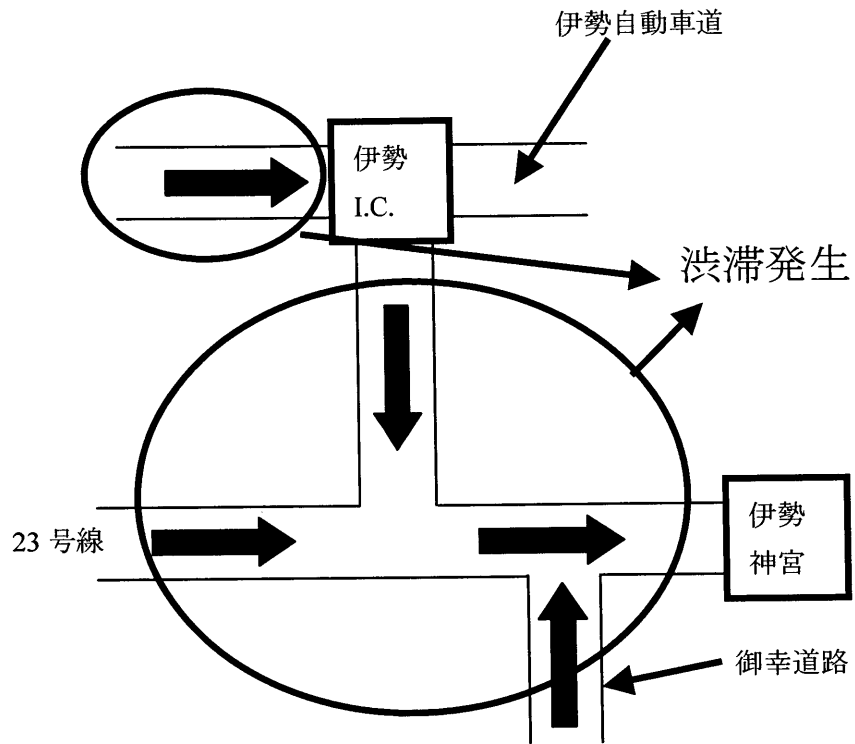


図 6.1 伊勢市パークアンドバスライド非実施年概略図

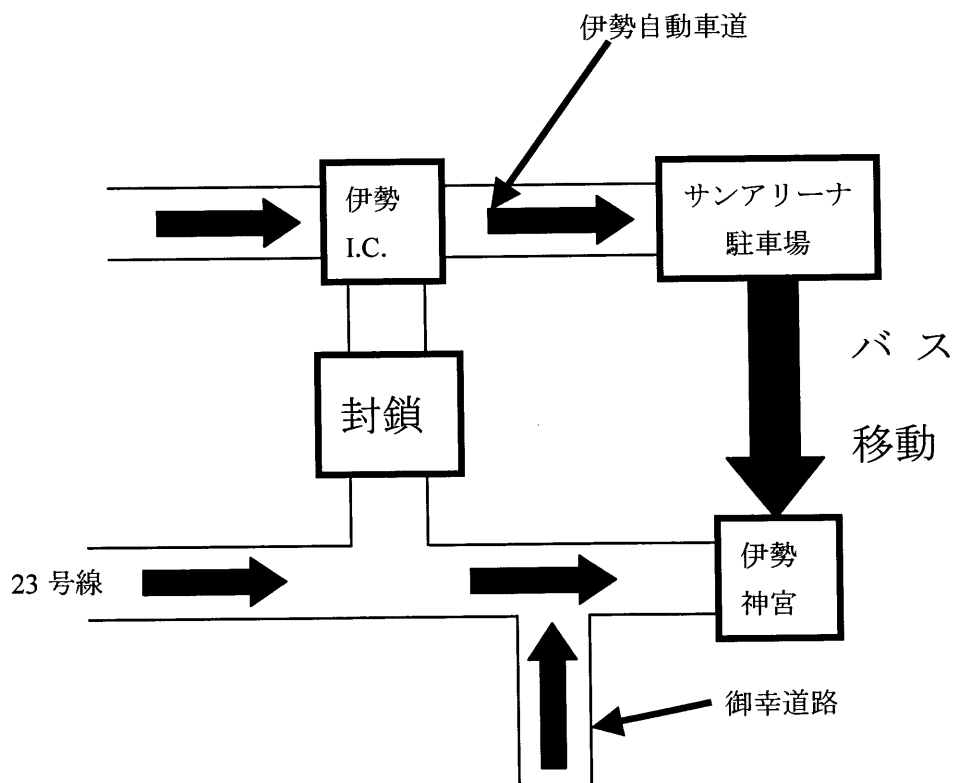


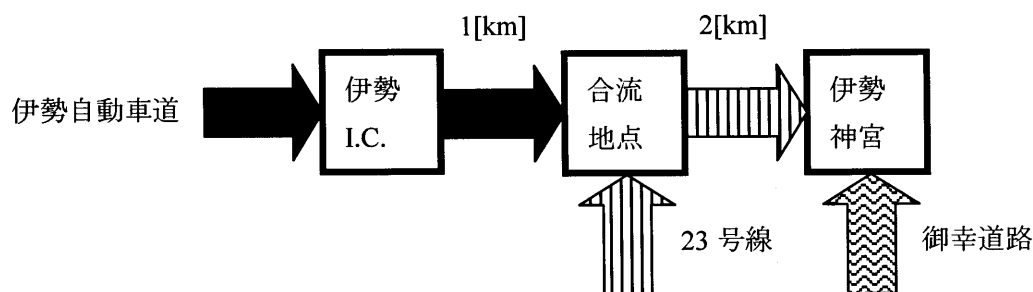
図 6.2 伊勢市パークアンドバスライド実施年概略図

6.1.4 データ内容^{(9),(10)}

今回、伊勢市からパークアンドバスライド非実施年の H14 年度 12 月 31 日～1 月 3 日の 9～19 時と、パークアンドバスライド実施年の H15, H16, H17 年度 12 月 31 日～年 1 月 3 日の 9～19 時の渋滞長、速度、交通量データの提供を得た。データ算出場所は、伊勢 I.C.付近、サンアリーナ I.C.付近、そして伊勢神宮周辺のデータである。しかし、各データには不足する部分があるため、不足部分を仮定で補う。

6.1.5 H14 年度 12 月 31 日～1 月 3 日（2002 年度）評価フロー

この年は伊勢 I.C.付近、伊勢神宮周辺で渋滞が発生しているため、伊勢 I.C.付近、伊勢神宮周辺、御幸道路の三つを算出地域として計算する（図 6.3 参照）。伊勢神宮周辺については、23 号線の渋滞について計算する。またデータに含まれていない伊勢 I.C.下りの 1[km]（伊勢 I.C.と合流地点の間）も計算に入れて算出する。前述の理論を用いて二酸化炭素排出量を算出する際渋滞長、速度、交通量データが必要であるが、この年の伊勢神宮周辺における速度、交通量データがない。しかし概略でも述べたように伊勢神宮周辺の渋滞延進によって伊勢 I.C.で渋滞が発生しているため、伊勢 I.C.と伊勢神宮周辺の渋滞内容は同じである。



（伊勢 I.C.算出地域は矢印の色が黒、伊勢神宮周辺は縦線、御幸道路は波線）

図 6.3 伊勢市パークアンドバスライド非実施年の評価フロー

6.1.6 H15, 16, 17 年度 12 月 31 日～1 月 3 日（2003, 2004, 2005 年度）評価フロー

算出地域は全部で 5 つある。まず伊勢 I.C.からサンアリーナ I.C.へ向かう 3[km]の走行、サンアリーナ I.C.付近での渋滞、サンアリーナ駐車場からバスで伊勢神宮に向かう 12[km]、御幸道路の渋滞、そして伊勢神宮周辺である（図 6.4 参照）。渋滞しているのはサンアリーナ I.C.付近、御幸道路、伊勢神宮周辺の三ヶ所である。他に関しては伊勢神宮に向かうために通過するため算出条件に含まれる。サンアリーナ I.C.での渋滞は駐車誘導の不円滑から発生していると考えられる。またサンアリーナ駐車場に流入した車両数を交通量として計算する。伊勢 I.C.～サンアリーナ I.C.までの平均速度は、データの速度平均値である 70[km/h]として計算する。またバスの速度は制限速度の 50[km/h]として計算する。

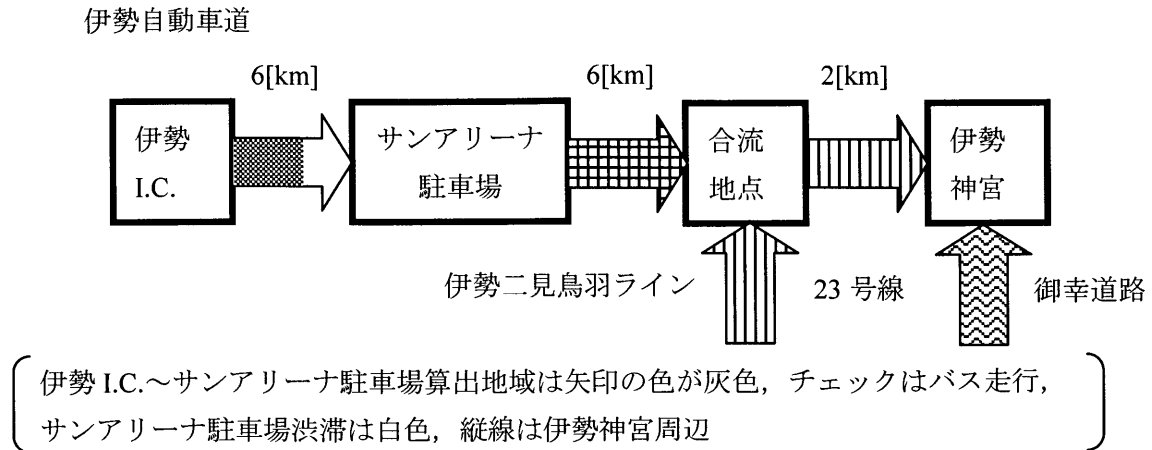


図 6.4 伊勢市パークアンドバスライド実施年の評価フロー

6.1.7 2002 年度の算出項目

2002 年度は，伊勢 I.C.伊勢神宮周辺，御幸道路と 3 つの算出地域がある．算出項目としては渋滞時二酸化炭素排出量を算出する．また伊勢 I.C.付近は，非渋滞時における二酸化炭素排出量算出も必要である．この非渋滞時における算出地域は伊勢 I.C.と合流地点の間 1[km]を 70[km/h]で走行すると考えて算出する．伊勢神宮周辺については，常に調査時間内は渋滞が発生していると考えするため非渋滞時は存在しない．

6.1.8 2003，2004，2005 年度の算出項目

2003 年度は算出地域が 5 つある．伊勢 I.C.～サンアリーナ I.C.への走行(余分走行)，サンアリーナ駐車場からのバス走行に関しては渋滞が発生していないため，走行時の二酸化炭素排出量を算出する．サンアリーナ I.C.付近，伊勢神宮周辺，御幸道路では二酸化炭素排出量を算出する．非渋滞時においては，伊勢 I.C.～サンアリーナ I.C.の計算に含まれるため算出しない．伊勢神宮周辺については，常に渋滞が発生しているため非渋滞が存在しない．

6.2 非実施年と実施年の比較^{(9),(10)}

前述の理論を用いてそれぞれの年度の地域別，合計二酸化炭素排出量算出し，比較した．

6.2.1 合計二酸化炭素排出量比較

まず始めに年度別合計二酸化炭素排出量(図 6.5)比較をする．

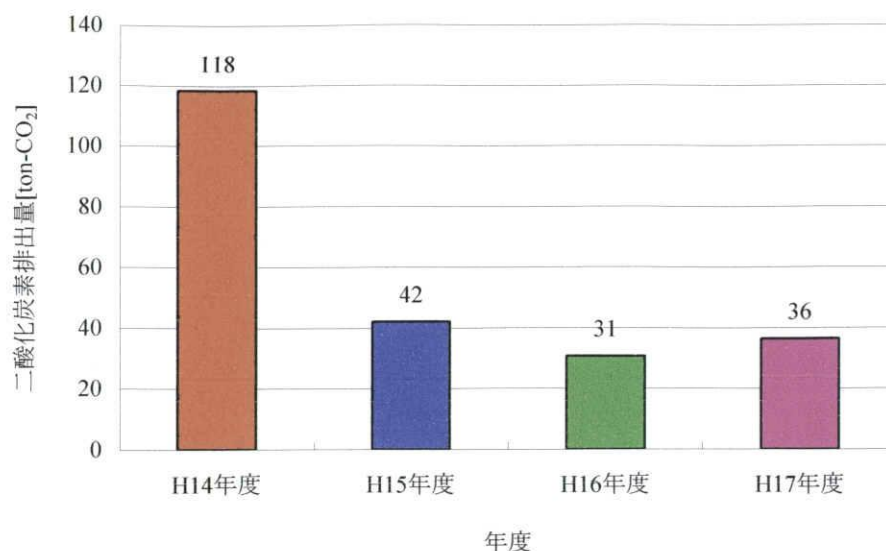


図 6.5 年度別合計二酸化炭素排出量

図 6.5 を見ると、パークアンドバスライド実施によって、とても大きな減少が見られる。H16年度は1月1日に雪が降ったため、来訪者が減少したのも加わり、3年間の中で一番減少が見られる。しかし、他の年度は晴れているので、正確な比較はできない。

6.2.2 地域別二酸化炭素排出量比較

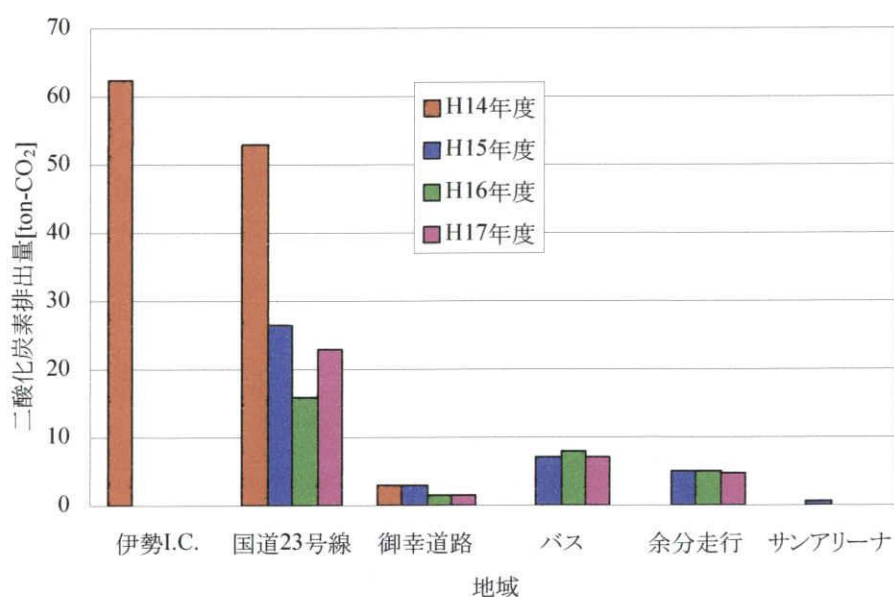


図 6.6 年度別地域別二酸化炭素排出量

地域別で見ると、パークアンドバスライドによって、伊勢 I.C.からの排出が 0 になっている。また、国道 23 号線も大きな減少が見られる。しかし、非実施時は 23 号線が 2 車線だったのに比べ、実施時はバス専用レーンが存在するため、1 車線となっている。このことから、大きな減少が

見られるのかどうかは分からない。一方、バス、余分走行は必要な移動のため、改善はできない。そこで本研究は23号線に着目し、改善策を考える。

6.3 伊勢市パークアンドバスライド改善案

改善案は、国道23号線からの排出量を減少させる事を目的とする。

6.3.1 渋滞原因

伊勢神宮周辺の渋滞原因は、多くの車両流入に加えて、駐車場のスペース不足、伊勢神宮への経路の少なさ、左折による減速である。駐車場のスペース不足、経路の少なさを解消するため駐車場、経路を拡張するというのは、コスト面において大きな損失となる。左折による減速は図6.7に示されているように二箇所存在する。まず、伊勢神宮へ向かい、その周辺駐車場へ行くには、左折をしなければ駐車場へ行けない。この左折による減速によって渋滞が発生している。また、左折時には歩行者が通行する。その結果、円滑に左折をする事ができないため、渋滞をより促進させている。また、伊勢I.C.付近でも左折している。これは伊勢I.C.の下りは封鎖されているが、上りは封鎖されていない。そのため、伊勢I.C.から上り、サンアリーナ駐車場へ向かう車両が存在する。この車両は国道を通過して伊勢神宮へ向かう車両の約1%程度しか存在しないが、左折によって伊勢I.C.付近からも渋滞が発生していると考えられる。

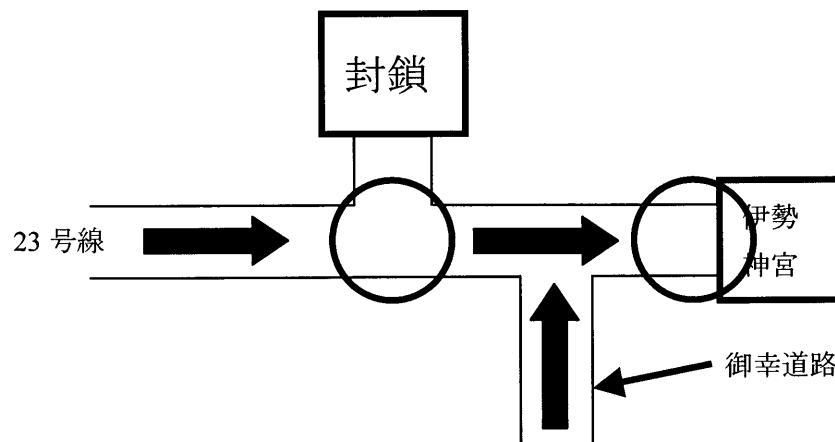


図 6.7 伊勢神宮周辺左折場所

6.3.2 本年度パークアンドバスライド実測結果

上述での渋滞原因の確認と他の渋滞原因を探るため、本年度の三箇日に実測を行った。前年度のデータから、渋滞が発生する前後の時間帯である、12月31日の11:00~12:00、1月2日、3日の9:00~10:00の実測を行った。実測方法は、23号線を直進して内宮へ向かうのに必要な時間と、23号線から伊勢I.C.を上り、サンアリーナ駐車場を利用して内宮に向かうのに必要な時間の2種類を計測した。以下に実測範囲、信号名、信号間距離を示す。

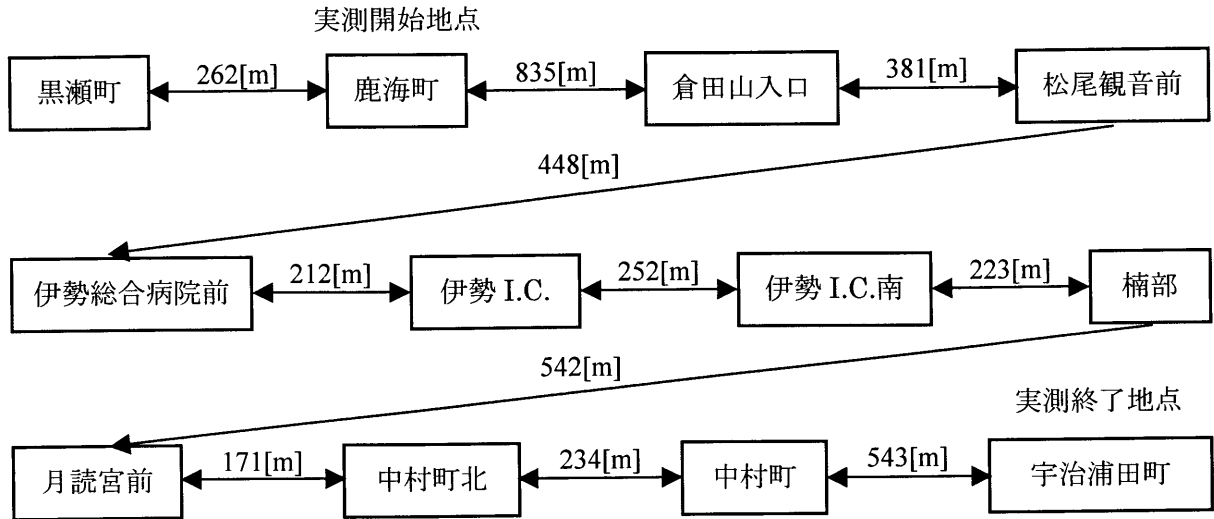


図 6.8 23 号線直線の場合での経路

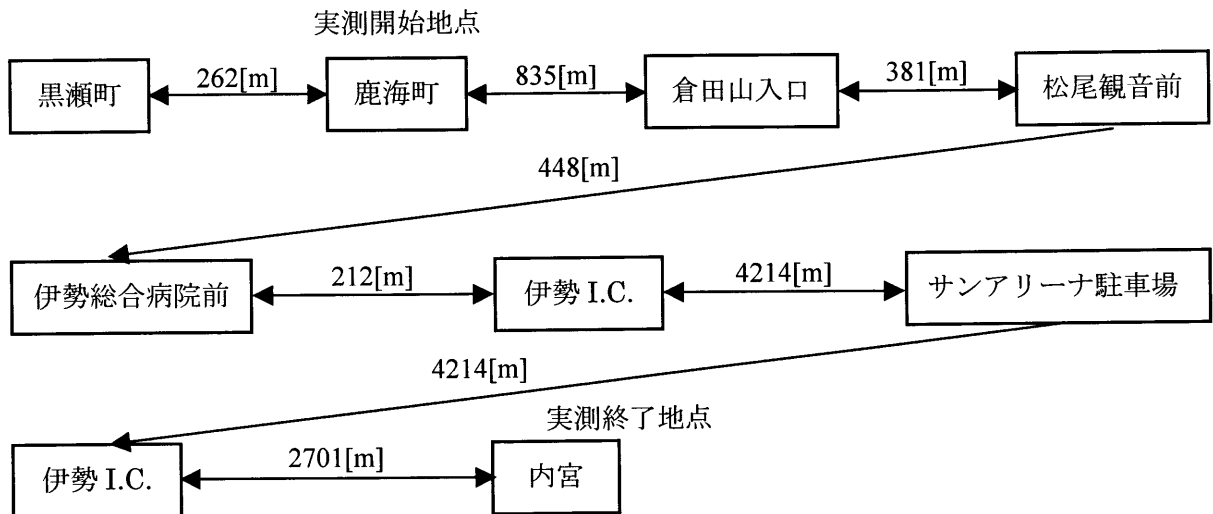


図 6.9 サンアリーナ経由の場合での経路

図 6.8 は 23 号線直進の場合，図 6.9 はサンアリーナ経由の場合での経路を表す．それぞれの実測開始地点から終了地点までの距離は直進の場合が 3841[m]，サンアリーナ経由が 13005[m]である．次に実測結果を示す．

表 6.1 12/31/11:00 における 23 号線直進の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離[m]
鹿海	23:08:00		
倉田山	0:01:00	59	835
伊勢 I.C.入口	2:23:00	142	1041
中村町	2:51:00	28	1422
宇治浦田町	3:04:00	13	543
合計		242	3841

表 6.2 12/31/11:00 におけるサンアリーナ経由の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離[m]
黒瀬町	3:25:00		
鹿海	3:34:00	9	262
倉田山	4:15:00	41	835
伊勢 I.C.入口	5:13:00	58	1041
サンアリーナ駐車場入口	5:22:00	9	4214
サンアリーナ駐車場発	5:29:00	7	0
伊勢 I.C.入口	5:37:00	8	4214
内宮着	5:42:00	5	2701
合計		128	13005

表 6.3 1/2/9:00 における 23 号線直進の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離[m]
鹿海	9:02:00		
倉田山	9:03:00	1	835
松尾観音	9:03:30	0.5	381
総合病院前	9:07:00	3.5	448
伊勢 I.C.入口	9:16:00	9	212
伊勢 I.C.南	9:18:00	2	252
楠部町	9:19:00	1	223
月読前	9:19:30	0.5	542
中村町北	9:23:00	3.5	171
中村町	9:27:00	4	234
宇治浦田町	9:39:00	12	543
合計		37	3841

表 6.4 1/2/9:00 におけるサンアリーナ経由の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離
鹿海	9:52:00		
倉田山	9:53:00	1	835
松尾観音	9:53:30	0.5	381
総合病院前	9:54:00	0.5	448
伊勢 I.C.入口	9:55:00	1	212
サンアリーナ駐車場入口	10:00:00	5	4214
サンアリーナ駐車場発	10:05:00	5	0
伊勢 I.C.入口	10:13:00	8	4214
内宮着	10:20:00	7	2701
合計		28	13005

表 6.5 1/3/9:00 における 23 号線直進の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離
鹿海	9:17:00		
倉田山	9:18:00	1	835
松尾観音	9:18:30	0.5	381
総合病院前	9:27:00	8.5	448
伊勢 I.C.入口	9:34:00	7	212
伊勢 I.C.南	9:37:00	3	252
楠部町	9:38:00	1	223
月読前	9:40:00	2	542
中村町北	9:41:00	1	171
中村町	9:47:00	6	234
宇治浦田町	9:52:00	5	543
合計		35	3841

表 6.6 1/3/9:00 におけるサンアリーナ経由の実測結果

計測地点名	時刻	前の地点からの所要時間[min]	地点間距離
鹿海	10:03:30		
倉田山	10:04:00	0.5	835
松尾観音	10:05:00	1	381
総合病院前	10:21:00	16	448
伊勢 I.C.入口	10:27:00	6	212
サンアリーナ駐車場入口	10:34:00	7	4214
サンアリーナ駐車場発	10:39:00	5	0
伊勢 I.C.入口	10:47:00	8	4214
内宮着	10:54:00	7	2701
合計		50.5	13005

表 6.1, 6.2 は他の実測結果と大きく違う。これは渋滞が既に発生していたためである。表 6.3, 6.5 から、渋滞開始時間帯では直進では約 35 分走行している事が分かる。表 6.5, 6.6 は同じ時間帯にもかかわらず大きな差が生じている。特に、松尾観音前から総合病院前の区間を走行した時間が大きく違う。ここから、内宮周辺からの渋滞と、伊勢 I.C.付近からの渋滞二つあると考えられる。そして今回実測をおこなう事で、伊勢 I.C.付近の渋滞発生原因は左折が原因ではないことが判明した。以下で図を用いて説明する。

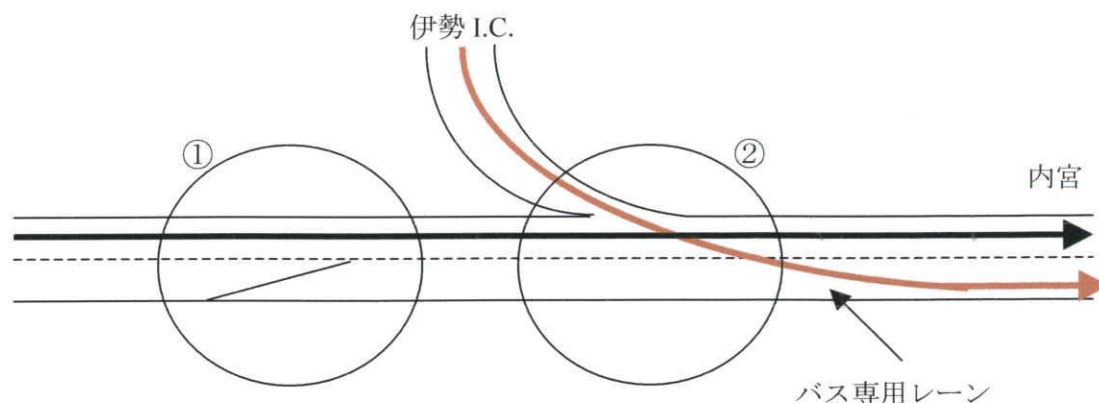


図 6.10 伊勢 I.C. 付近の渋滞発生原因

伊勢 I.C. 付近ではまず①2車線が1車線に変更、②バス通過による停止、の二つが渋滞原因となっている。①はバス専用レーンを作らなければならないので、車線を減少させてレーンを作っている。②はバス優先ということから、バスが近づいてくると車輦を停止させてバスを通過させてから車輦を流す。このため、その先の信号が青でも停止をしなければならず、停止する機会が多くなってしまふ。この①、②のために伊勢 I.C. 付近で渋滞が発生する。

6.3.3 シミュレーションによる渋滞再現^{(9),(10)}

本研究では、まず始めに国道 23 号線付近の渋滞をシミュレーションによって再現した。以下に再現したシミュレーションの図を示す。

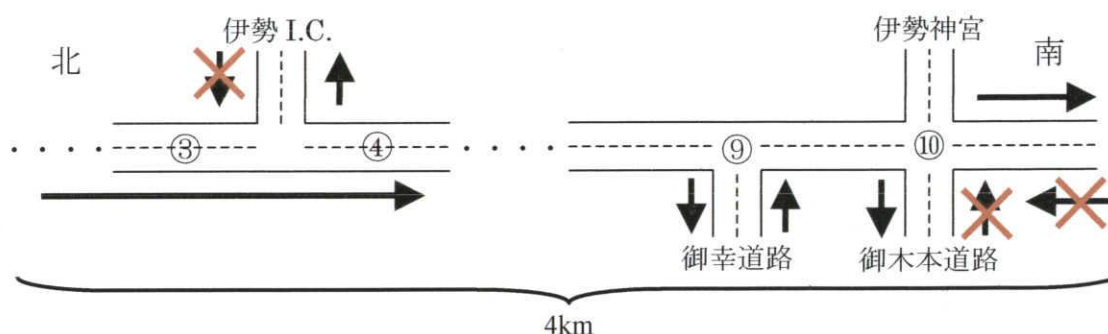


図 6.8 シミュレーション再現地域

図 6.8 はシミュレーションの再現地域を示す。地域としてはまず、国道 23 号線の最大渋滞長が 4km なので、再現地域は 4km とした。その間に信号が 10 個存在する。再現時間は 1 時間とした。加えて、伊勢 I.C. へ上る車輦は存在しない、伊勢神宮へ向かう車輦に着目、そして渋滞が発生していない状態から発生した状態を再現した。

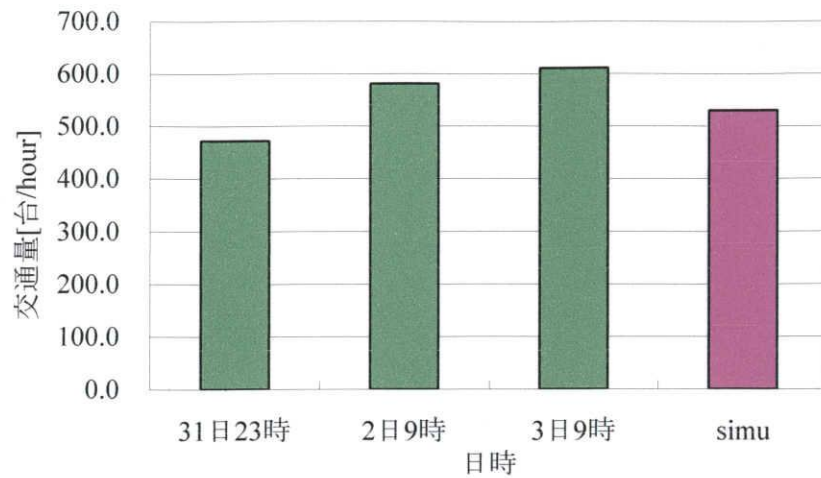


図 6.9 交通量比較

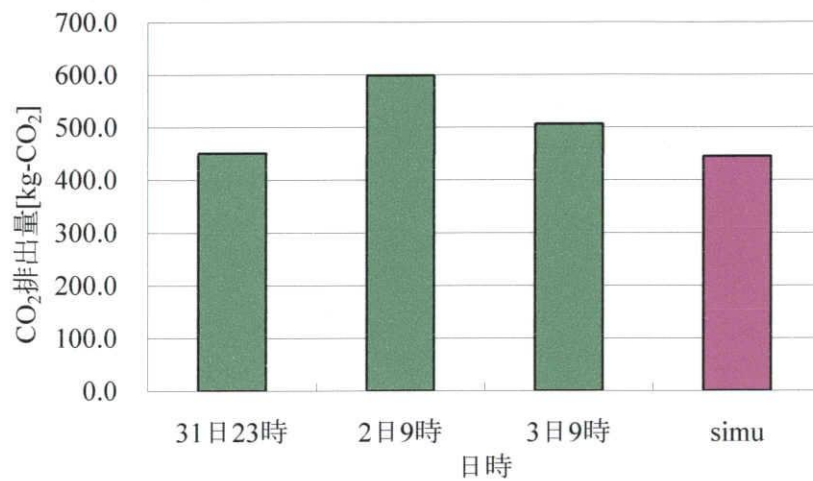


図 6.10 二酸化炭素排出量比較

図 6.9, 図 6.10 はシミュレーションによって再現した時の通過車両数, 二酸化炭素排出量を, 実際のデータと比較した結果である。二つとも大きな違いがない事が分かる。以上からシミュレーションによる再現が可能とし, このシミュレーションを用いて, 改善案を考える。

6.3.4 伊勢神宮周辺の渋滞改善案

この期間多くの車両が流入するのに加えて, 駐車場不足, 左折による減速で大きな, そして長時間の渋滞が発生する。そこでシミュレーションによる再現が可能な, 渋滞発生時間帯の改善を考える。改善案を以下に示す。

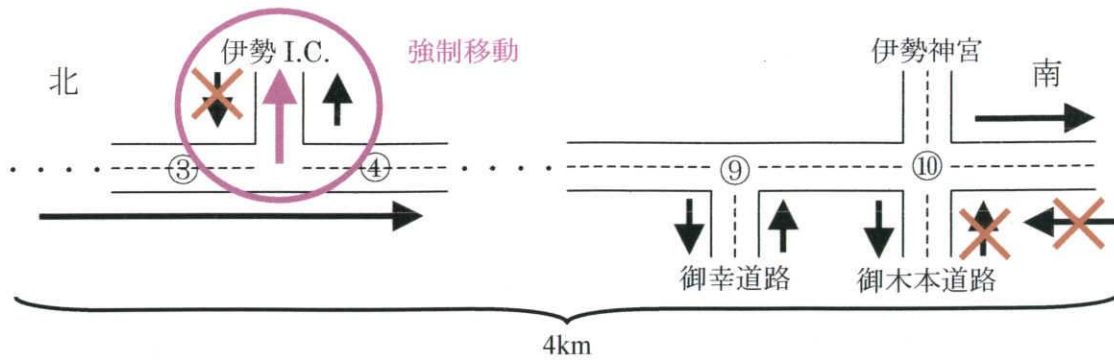


図 6.11 改善案

図 6.11 は現状のパークアンドバスライドに対する改善案を示している。現在、伊勢 I.C. の上りは任意に左折できるようになっており、それが渋滞原因ともなっている。そこで、伊勢 I.C. の上りを任意ではなく、強制的に移動させる事で、伊勢神宮へ向かう車輛を減少させようと考えた。これはバスが通過する事による停止を防ぎ、伊勢 I.C. 付近での渋滞も減少できると考えられる。シミュレーションでは強制的に移動させる左折車輛数を、0, 50, 100, 150, 200, 250[台] と分けた。また、二酸化炭素排出量に関しては、左折車輛は伊勢 I.C. からサンアリーナまでの 4.2[km] の道を 70[km/hour] で走行し、サンアリーナからバスで伊勢神宮までの往復を考える。以下、交通量、1 台当たりの二酸化炭素排出量を左折車輛数別に比較した。

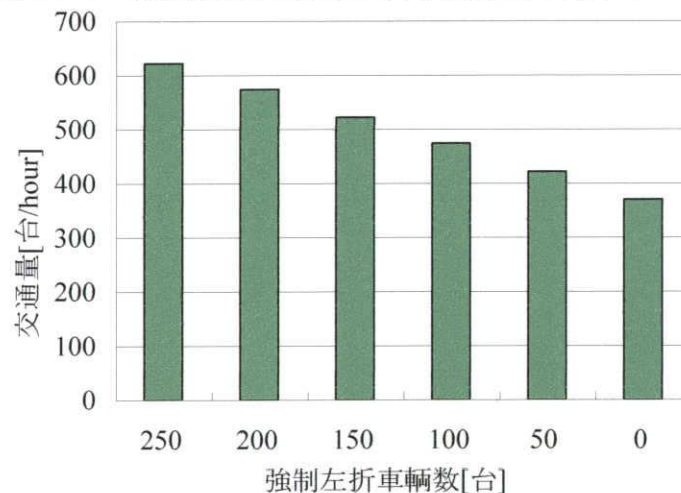


図 6.12 左折車輛数別交通量比較

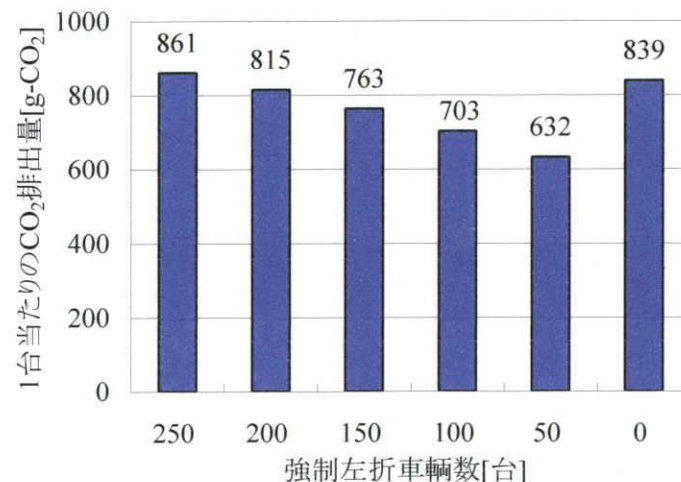


図 6.13 左折車輛数別 1 台当たりの二酸化炭素排出量比較

図 6.12 は交通量, 図 6.13 は 1 台当たりの二酸化炭素排出量を左折車両別に比較した. どちらも左折車両と比例関係にあることが分かる. 左折車両によって交通量は増加するが, 環境に対する影響は悪くなっているのが分かる. 次に左折車両の増加によって二酸化炭素排出量が増加する原因の解明と, 最適な左折車両数を考える.

6.3.5 国道 23 号線渋滞の改善案

まず, 左折車両と直進車両, それぞれの 1 台当たりの二酸化炭素排出量を算出した. すると, 左折車両は 1574[g-CO₂], 直進車両は 690[g-CO₂]と大きな差が生じた. この原因として, 左折車両は伊勢 I.C. を上ってからサンアリーナまで移動(4.2[km]), そこからバス移動で伊勢神宮へ向かい, また帰ってくる(12[km])に比べ, 直進車両は最大で 4[km]の移動距離である. つまり, 移動距離の大きな違いが排出量に大きく関わっているのが分かる. しかし, 現状のパークアンドバスライドでは移動距離を大きく変える方法はない. そこで本研究では, 現在の 1 台当たりの二酸化炭素排出量を越えない範囲を最適な左折車両数とした.

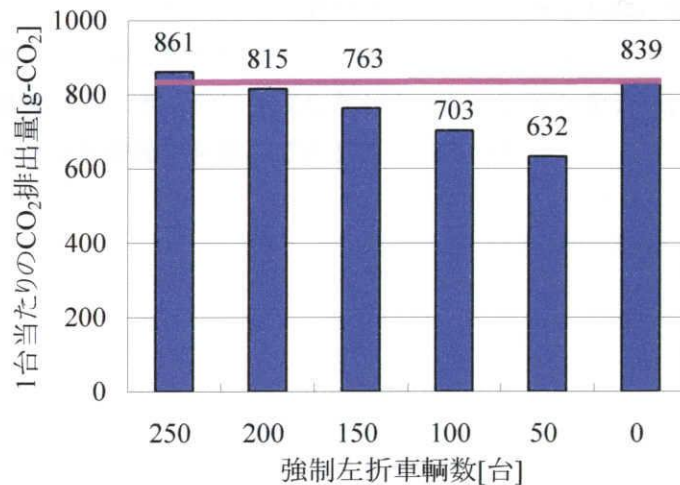


図 6.14 最適な左折車両数範囲

図 6.14 から分かるように, 左折車両数が 250 台を越えると現状の状態での 1 台当たりの二酸化炭素排出量より大きな値となる. つまり左折車両数は 50~200 台の間で交通量が増加, 1 台当たりの二酸化炭素排出量は減少する事が分かった. 本シミュレーションでは左折車両数 50~200 台は時間にして約 5~10 分間だった. よって, 伊勢市パークアンドバスライドにおいては現状の状態に加えて, 渋滞が延長してきた時は 5~10 分間強制左折時間を設けて, 車両を分散させる事を提案する. 強制左折時間を設ける事で, 渋滞の改善と交通量の増加, そして二酸化炭素排出量の減少ができると考えられる.

第7章 結論

本研究では、まず車輦挙動を把握するために、車輦追従理論、先頭車輦の加減速挙動決定方法を構築した。それを用いて車輦シミュレータを構築して、国道23号線や伊勢市パークアンドバスライドのシミュレーションを行った。

国道23号線では、多くの信号や右折レーンなどが存在したが、それらをシミュレーションで再現し、実測と比較しても同様の結果を得る事ができるようになった。また、改善においては、従来の系統信号によるステップ・オフセット決定方法を用いているのではなく、同ステップ・オフセット0の方が交通量は増大する事が判明した。そしてそれを基本として、交通量、環境面を考慮した信号ステップ・オフセットを決定する事ができた。

また、伊勢市パークアンドバスライドでは、パークアンドバスライドが施行される前と現状の比較を二酸化炭素排出量で行い、環境面での大きな効果があると判明した。また、更なる改善を行うために、シミュレーションでパークアンドバスライドの再現をした。そしてそれを用いて、更なる改善方法の提案を行う事ができた。

以上のように、本研究では、本研究で作成したシミュレーションを元に、交通量、環境面を考慮したステップ・オフセットや管制を提案できるようになった。

参考文献

- (1) 環境省ウェブサイト：<http://www.env.go.jp>
- (2) 佐々木綱 監修 飯田恭敬 著：交通工学（株式会社オーム社，1992）
- (3) 赤羽弘和：交通渋滞の実像と対策
- (4) 吉濱司：交通流解析と最適交通管制の提案－離散モデルを用いた交通流シミュレーションソフトの構築－（三重大学大学院修士論文，2004）
- (5) 社団法人自動車技術会教育図書編集委員会 自動車工学-基礎- 社団法人自動車技術会 P47(2004)
- (6) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用，pp.227～231（日本道路協会，1970），
- (7) 交通事故における車速と停止距離を考える
HPURL <http://www5d.biglobe.ne.jp/~Jusl/Keisanki/JTSL/TeisiSyasoku.html>
- (8) 国土交通省：自動車走行時の燃料消費率と二酸化炭素排出係数
- (9) 三重県交通管制センター：伊勢神宮周辺，23号線の交通量などに関するデータ
- (10) 三重県地球温暖化防止活動推進センター：伊勢神宮の交通量などに関するデータ

謝辞

本研究を進めるにあたりまして、終始懇切丁寧なご指導を賜りました加藤征三教授、丸山直樹助教授、西村顕助教にこの場を借りて厚く御礼申し上げます。

日々の研究を御支援して下さった高橋正浩技官、倉田繁子秘書、浅野仁美前秘書、に厚く御礼申し上げます。

交通流理論を学ぶにあたり、基礎から丁寧にご指導頂き、またシミュレーションソフト作成時にもプログラム面において様々な助言をして下さったエネルギーシステム設計研究室卒業生の吉濱司氏、吉本雅則氏に心より深く感謝いたします。

本研究を進めるにあたり、共に三箇日や毎日の実測を行い、多くの苦勞と感動を分かち合った野田真洋氏、候 樹軍氏に感謝の意を表します。

最後に、この研究室において生活するにあたり、研究だけでなくあらゆる面で私を支えてくださいましたエネルギーシステム設計研究室の先輩方、後輩方、そして3年間という多くの時間を共有し、共に慰め、励ましあい、笑い合った同級生の伊藤龍磨氏、加藤和也氏、鈴木純一氏、出口昌孝氏、藤田光将氏、前田善敬氏に感謝の意を表します。

最後に、今まで私を支えて下さった全ての皆様に、心から感謝いたします。

平成19年2月6日

エネルギーシステム設計研究室

福地 正樹