

**時間変動を考慮した
交通需要予測手法に関する研究**

平成元年 12 月

藤 田 素 弘

目 次

第1章 序 論	1
1.1 本研究の目的と意義	1
1.2 交通量配分における時間帯別交通量配分の位置付け	2
1.3 本研究の内容と構成	4
参考文献	7
第2章 時間変動を考慮した日交通容量と日Q-V式の設定	9
2.1 概 説	9
2.2 日Q-V式の理論的導出	10
2.2.1 日Q-V式の概要	10
2.2.2 日Q-V式の理論的導出	11
2.2.3 分割配分法と日Q-V式との関係	13
2.3 日交通容量の設定	15
2.3.1 日容量の設定方法の概要	15
2.3.2 日交通量とピーク率の相関	17
2.3.3 ピーク率推定モデルの作成と日容量の設定	18
2.4 日Q-V式の設定	22
2.4.1 時間Q-V式の作成	22
2.4.2 $24^2\sigma^2$ の推定	26
2.4.3 日Q-V式の設定	27
2.5 交通量配分による適合度分析と考察	29
2.5.1 初速度と傾き, および日容量を変化させた場合の適合度比較	29
2.5.2 渋滞速度を変化させた場合の各Q-V式の実績再現性	30
2.6 まとめ	32
参考文献	34
第3章 時間帯別交通量配分モデル	36
3.1 概 説	36
3.2 リンク修正法	38
3.2.1 モデルの定式化	38
3.2.2 計算手順	40

3.3	OD修正法	41
3.3.1	Beckmann型最適化問題としての定式化	41
3.3.2	計算手順	45
3.4	簡易OD修正法	47
3.4.1	モデルの定式化	47
3.4.2	計算手順	49
3.5	配分結果と考察	50
3.5.1	リンク修正法, OD修正法および修正なしの配分の適合度分析	50
3.5.2	簡易OD修正法と他のモデルとの総合評価	56
3.6	まとめ	59
	参考文献	61
第4章	渋滞を考慮した時間帯別交通量配分モデル	62
4.1	概説	62
4.2	渋滞を考慮したリンクパフォーマンス関数の設定	64
4.2.1	渋滞遅れ時間関数の設定	64
4.2.2	リンクパフォーマンス関数の設定	68
4.3	均衡リンク修正法	70
4.3.1	変分不等式条件としての定式化	70
4.3.2	変分不等式問題の直接解法	73
4.4	配分結果と考察	77
4.4.1	各収束計算の収束状況	77
4.4.2	各時間帯の適合度分析	79
4.5	まとめ	84
	参考文献	86
第5章	時間変動を考慮した交通需要予測手法	87
5.1	概説	87
5.2	産業別発生(集中)交通量予測モデル	91
5.2.1	モデルの概要	91
5.2.2	モデルの作成	91

5.3	産業別日OD交通量予測モデル	94
5.3.1	モデルの作成	94
5.3.2	日OD交通量の適合度比較	95
5.4	時間帯別OD交通量予測モデル	96
5.4.1	モデルの概要	96
5.4.2	時間変動パターン of 地域移転可能性および経年分析	96
5.4.3	46年度産業別モデルの適合度分析	99
5.5	時間帯別交通量配分による適合度比較と考察	103
5.6	まとめ	105
	参考文献	108
第6章	結 論	109
	謝 辞	113

第1章 序 論

1.1 本研究の目的と意義

最近の交通を取り巻く環境はきわめて多様化しつつある。全産業人口に占める3次産業人口比率の増加にみられるような産業構造の変化や都市への人口の一極集中などによる都市構造の変化、または、将来予想されるフレックスタイム制、在宅勤務の普及など、さまざまな社会システムの変革によって、トリップ長、トリップ目的、出勤時間、就労時間などの交通発生の基礎条件が質的、量的に変化しつつある。また、生活水準の向上によってコストの安さばかりでなく快適性を重視するなど、人々の価値観が多様化しており、完全週休2日制や夏休み等の長期休暇を導入する企業が増加してきたことによって、人の余暇時間の過ごし方も変化してきている。さらに、高齢化社会への移行、本格的情報化社会や国際化社会の到来、それらに対する空港利用者の激増、リニアモーターカーや第2東名高速道路等にみられる交通手段の高速化等、人の生活が大きく変化するとともに交通の在り方も変化せざるをえない。

ところで、このような変化をあらかじめ予測し適正な交通ネットワーク作りを行うためには、上述したようなできるだけ多くの要因を加味できる交通需要予測手法の確立が不可欠である。この手法として現在広く用いられている4段階（または手段別分担を除いた3段階）推定法は、第1段階（生成・発生集中交通量予測）、第2段階（分布(OD)交通量予測）、第3段階（手段別分担交通量予測）、第4段階（経路交通量予測、いわゆる交通量配分）から成り¹⁾²⁾、現在に至るまでに様々な改良がなされているものの、既存の方法では、この各ステップとも、将来における平均的な1日の総計をまとめて予測するという、1日単位の予測モデルしか開発されていないのが現状である。

このように1日単位の交通需要予測手法が、従来から主に開発され利用されてきたのは、一般的な人の生活が1日を1サイクルとして営まれているために、その生活から生成される交通行動を捉えるにも、1日単位で捉えた方がモデルの構築にとって有利であるからといえる。しかし、このような日単位の予測手法では、日単位の予測モデル特有の問題、たとえば1日中の時間変動の影響を無視していることなど、精度面で必ずしも好ましいとはいえない。朝の通勤・帰宅のピーク時にみられる交通混雑や、冒頭で述べたようなフレックスタイム制等の社会システムの変革にも対応できないため、最近では特定時間帯（たとえばピーク時間帯）を対象として、より短い時間間隔で適用可能な、交通需要予測モデルの開発への社会的要請が高まってきている。

そこで本研究では、1日の交通の時間変動を考慮できる交通需要予測モデルの開発を目的として、それを以下のような二つの側面から考察する。

(1) 一つは、従来の方法のように1日単位の予測を行うが、交通の1日の時間変動を

内的に考慮することによって、予測モデル自体の精度向上をめざすアプローチである（2章）。すなわちここでは、交通需要予測のうちで、時間変動の影響を最も受ける交通量配分において、その配分精度に大きく影響を与える容量制約条件式（日交通容量と交通量－速度関数、いわゆるQ－V式）を、時間変動を考慮して合理的に設定する方法について考察する。

（2）他の一つは、1日という枠組みを取り去り、直接1時間単位で交通需要予測が可能なモデルを新たに構築するというアプローチであり、時間単位のより細かな政策に対応でき、日単位の予測モデル特有の問題点を生じることなく、予測できるモデルを作成する（3，4，5章）。ここでは特に、1時間程度の時間間隔で適用でき、ピーク時の渋滞現象をも考慮できる時間帯別交通量配分モデルの開発を重点的に行う。そしてさらにそれを将来予測に適用するとき必要となる、発生集中交通量やOD交通量についても、時間変動を考慮した予測モデルについて考察する。

本研究では、ここで提案された各モデルを実際の道路網に適用することによって、その実績再現性を検証し、有用性を確めるものである。なお、上述したように本研究では交通量配分の占める割合が高くなっているため、その分析の対象は自動車トリップの需要予測に限定している。しかし、本研究の5章で提案する時間帯別のOD交通量予測モデルは自動車トリップに限らず、他のトリップにも適用可能である。また、分析データは主に第1，2回中京都市圏パーソントリップ調査や東海5県の道路交通センサスによるものを用いるが、これによって本研究の結論が一般性を損なうものではないことは言うまでもない。

1.2 交通量配分における時間帯別交通量配分の位置付け

本研究において最も中心的な位置を占めるのは、時間帯別交通量配分モデルの開発であるため、ここでは、既存の交通量配分における時間帯別交通量配分の位置付けについて考察する。

道路ネットワークにおける交通量配分は、一般街路において1日の定常的な交通流を再現、または将来予測することを目的として、主に1日単位で適用される静的交通量配分と、高速道路ネットワークでの交通管制等に用いることを主な目的とした動的交通量配分に大きく分けることができる。どちらの配分においても、Wardropが提唱した等時間原則や総走行時間最小化の経路選択規範に基づいて、モデルが構築されてきているが、その主流は、現実の交通現象をよりよく表現していると考えられる、等時間原則規範に基づいたモデル構築にあることは言うまでもない。本研究で扱う時間帯別交通量配分モデルもまた、等時間原則に基づいて構築される。

等時間原則に基づいた静的交通量配分モデルは、Beckmann, Jorgensenらによって数理最適化問題として定式化されて以後、多くの研究者によって発展され、現在それらは、需

要固定型交通均衡モデル，需要変動型交通均衡モデル，確率交通均衡モデルに分類することができる³⁾⁻⁶⁾。ここで最近の注目すべき動向は、Beckmann型最適化問題や変分不等式条件による解析方法を基礎に置いた、分布、手段別分担、配分の統合モデルの開発⁷⁾⁻¹⁰⁾であり、また、確率交通均衡モデルにおける同様な拡張¹¹⁾⁻¹⁴⁾である。これらのモデルは交通需要予測の各段階を有機的に結合することによって、高い政策感応型の分析を可能とするため、交通政策者側の多様なニーズに応えるものとして、今後の発展、実用化が期待される。しかし、それらのモデルにおいても、ピーク、オフピークが混在する1日という単位時間を主に配分の対象としているため、道路計画にとって最も重要となるピーク時の渋滞状況の把握や、既存交通施設の効率的な運用を目指した交通運用計画への適用は難しいといえる上、また、以下で説明するような日単位の交通量配分の問題点を避けることはできない。

一方、等時間原則に基づいた動的交通量配分のモデル化⁵⁾はChuら¹⁵⁾や松井¹⁶⁾によって行われている。それは単位時間を極めて短く設定し、状態方程式によって、離散化された各時間帯同士の交通流の、その保存条件を満足させながら、等時間原則に従う時々刻々の交通量を求めるもので、渋滞現象を含め現象に忠実に交通量配分することが可能である。しかし、単位時間を短く設定すると同時に、道路区間も比較的短くする必要があるため、計算容量、計算時間が静的配分に比べてかなり大きくなり、高速道路での適用は可能なものの、大規模ネットワークには適さないといえる。

本研究で開発する時間帯別交通量配分モデルは、単位時間を1時間程度に設定し、通常の静的交通量配分を行った後に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足するために修正を加えるものである。よってそれは、上述の静的交通量配分と動的交通量配分の中間的な位置を占めるものといえ、両者の欠点および適用限界を補完できるものと考えられる。すなわち、時間帯別交通量配分モデルは大規模ネットワークにおいてピーク時の交通現象を捉えることができ、かつ、日単位の交通量配分の問題点を生ずることなく配分できる。その日単位の交通量配分の問題点とは次のようなことが挙げられる¹⁷⁾。

(1) 最も説得力のある経路選択規範として一般に用いられている等時間原則（今日広く用いられている分割配分法もその近似解を求める方法と言える）は、ほぼ同時間中に道路上に存在する短時間中の交通流に対して成立すると考えられ、交通流の定常性が仮定できない1日という時間単位では成立するとは言い難い。

(2) 容量制約を考慮するために導入される交通量-速度関数または交通量-旅行時間関数（以下、これをリンクパフォーマンス関数と呼ぶ）は、1時間程度の短時間であれば、実測データからの回帰による合理的な設定方法が可能であるが、日単位の交通量に対しては実測データに基づいて決めることができず、いきおい経験的、観念的に与えざるを得ない¹⁸⁾¹⁹⁾。

時間帯別交通量配分においては、上記の問題点を生じることなく、時間帯別交通量の和として、日交通量が比較的精度よく推定されることが期待される。

表1.1に上述の問題点を含めた各交通量配分手法の特徴をまとめている。それからわかるように、時間帯別交通量配分はピーク時でも1日24時間でも適用可能であるが、それを将来予測に用いる場合は時間帯別OD交通量予測の開発が不可欠である。よって本研究では、その予測モデルもまた提案し、それを含めた交通需要予測全体の精度検証を行うものである。

1.3 本研究の内容と構成

本研究は、第1章序論、第2章から第5章の本論、及び、第6章結論の6つの章で構成されている。1.1(1)で述べた、日単位の交通量配分の精度向上を目指したアプローチは2章で行い、1.1(2)で述べた、直接1時間程度の時間間隔で適用できる交通需要予測モデル(時間帯別交通量配分モデル、時間帯別OD交通量予測モデルなど)の開発については3,4,5章で行う。以下に各章の内容を順を追って概説する。

第2章では、我が国で広く用いられている交通量配分手法である、分割配分法において、その容量制約条件として用いられている、1日単位の $Q-V$ 式を、実測データに基づいた時間単位の $Q-V$ 式と日交通量の時間変動パターンから構築する、新しい方法を提案する。まず、 $Q-V$ 式を初速度と傾き、日可能交通容量 Q_c 、渋滞速度 V_c に分ける。そして、初速度と傾きの部分は、実測データに基づいた時間単位の $Q-V$ 式と日交通量の時間変動パターンから理論的に構築する方法を提案し、その $Q-V$ 式の構造と特質を明らかにする。日交通容量の合理的な設定方法は、その重要な構成要素であり、時間変動の影響を強く受けている、ピーク率の将来予測が主な課題となるが、ここではその将来予測の方法を日交通量との関係から考察し、実際に日交通容量を求める。ここで提案した日交通容量と $Q-V$ 式は実際のネットワークでの交通量配分に適用し、その実績再現性を検証するとともに、渋滞速度の与え方についても同時に考察する。

第3章では、通常の静的配分をベースとして、それを行った後に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足するための修正を行う時間帯別交通量配分モデルを開発する。ここではその交通流の保存条件のための修正をリンク交通量レベルで行うリンク修正法と、その修正をOD交通量レベルで行うOD修正法について考察する。特にこのOD修正法は、Beckmann型最適化問題として定式化することができ、リンク修正法では満足されない、修正後の等時間原則および解の一意性を保障できることを示す。さらに、交通流の保存条件のための修正方法はOD修正法と同一であるが、我が国で広く用いられている分割配分法においても、交通流の保存条件を考慮した時間帯別交通量を予測可能な簡易OD修正法についても考察する。ここで提案したリンク修正法、OD修正法、および、簡易OD

表 1. 1 各交通量配分手法の特徴

	1日単位の 静的交通量配分	動的交通量配分	時間帯別交通量配分
①等時間原則規範 の適用	1日という長い単 位時間では、必ず しも妥当とはいえ ない	最も妥当	妥当
②リンクパフォー マンス関数の設定	実測データからの 合理的な設定は困 難（本研究にて設 定，2章）	回帰分析等より実 測データから合理 的に設定可能	回帰分析等より実 測データから合理 的に設定可能
③OD交通量予測	現在すでに開発さ れ、実際に適用さ れている	単位時間間隔が1 ～5分間程度であ るため、将来予測 は困難	現在、開発されて いないが、予測可 能（本研究にて開 発，5章）
④ネットワークの 表現	密な方が望ましい が、ある程度粗く ても適用可能	モデルの都合上、 区間長を短く設定 する必要がある	密な方が望ましい が、ある程度粗く ても適用可能
⑤計算時間 計算容量	比較的経済的に大 規模ネットワーク に適用可能	計算時間，容量は かなり大きく、大 規模ネットワーク には適用困難	比較的経済的に大 規模ネットワーク に適用可能
⑥日交通量の分析	上記①，②の問題 が生じるが、分析 可能	分析の対象として いない	上記①，②の問題 を生じることなく、 分析可能
⑦渋滞等ピーク時 の交通状況の分析	1日のマクロな分 析に限られ、ピー ク時の渋滞等の分 析は不可能	渋滞現象により忠 実に分析可能	渋滞現象にほぼ忠 実に分析可能

D修正法を実際のネットワークでの交通量配分に適用し、各時間単位および日単位で適合度分析を行い、計算時間等も考慮して、各配分モデルの実用性について考察する。

第4章では、3章で開発した3つの時間帯別配分モデルがいずれも渋滞現象を忠実に表現するまでには至っていないことから、渋滞を考慮できる時間帯別交通量配分モデルの開発を行う。ここでは、3章で提案したリンク修正法をさらに改良した均衡リンク修正法が、Smith が示した変分不等式条件で表される、等時間原則配分問題となることを示すことによつて、 $\text{残留交通量} = \text{流入交通量} - \text{流出交通量}$ を表現できる、より渋滞現象に忠実に配分が可能なモデルを開発する。また、その変分不等式条件で表された問題の直接解法について考察し、均衡リンク修正法のための計算アルゴリズムを示す。この均衡リンク修正法を実際のネットワークに適用し、所要時間等の実績再現性を検討するとともに、時間を追つてネットワーク上の交通渋滞が移動する様子を再現する。

3, 4章で開発した時間帯別交通量配分モデルを将来予測に用いるためには、時間帯別OD交通量予測モデルの開発が不可欠である。そこで第5章では、実用的な時間帯別OD交通量予測モデルの開発を最終目標として、現在4（または手段別分担を除いた3）段階推定法として確立している交通需要予測手法全体をもう一度見直し、各段階のそれぞれにおいて、交通量の時間変動を考慮したモデル作成を行う。ここで開発された各モデルは実際の道路網に適用され、全交通需要予測モデルを通して実績再現性の検証が行われる。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会: 交通需要予測ハンドブック, 技報堂出版, 1981
- 2) 河上省吾・松井寛: 交通工学, 森北出版, 1987
- 3) Matsoukis, E.C.: Road Traffic Assignment — A Review Part I: Non-Equilibrium Methods, *Transp. Plan. and Teck.*, Vol.11, pp.69~79, 1986
- 4) Matsoukis, E.C. and Michalopoulos, P.C.: Road Traffic Assignment — A Review Part II: Equilibrium Methods, *Transp. Plan. and Teck.*, Vol.11, pp.117~135, 1986
- 5) 土木学会土木計画学会研究委員会編: 交通ネットワークの分析と計画; 最新の理論と応用, 土木計画学講習会テキスト, No.18, 1987
- 6) 加藤晃: 交通量配分理論の系譜と展望, 土木学会論文集・IV, No.389, pp.15~27, 1988
- 7) Florian, M. and Nguyen, S.: A Combined Trip Distribution Modal Split and Trip Assignment Model, *Transp. Res.*, Vol.12B, No.4, pp.241~246, 1978
- 8) LeBlanc, L.J. and Abdulaal, M.: Combined Mode Split-Assignment and Distribution-Modal Split-Assignment Models with Multiple Groups of Travelers, *Transp. Sci.*, Vol.16, No.4, pp.430~442, 1982
- 9) 加藤晃・宮城俊彦・吉田俊和: 交通分布・配分統合モデルとその実用性に関する研究, 交通工学, Vol.17, No.6, pp.3~11, 1982
- 10) 河上省吾・溝上章志: 手段分担・配分統合モデルを用いた手段選択関数と均衡交通量の同時推定法, 土木学会論文集・IV, No.371, pp.79~87, 1986
- 11) Sheffi, Y. and Daganzo, C.F.: Computation of Equilibrium over Transportation Networks: The Case of Disaggregate Demand Models, *Transp. Sci.*, Vol.14, No.2, pp.155~173, 1980
- 12) Daganzo, C.F.: Stochastic Network Equilibrium with Multiple Vehicle Types and Asymmetric Indefinite Link Cost Jacobian, *Transp. Sci.*, Vol.17, No.3, pp.282~300, 1983
- 13) 宮城俊彦・加藤晃: ランダム効用理論を基礎とした交通統合モデル, 土木計画学論文集, No.1, pp.99~106, 1984
- 14) 赤松隆・松本嘉司: 需要変動を考慮した交通ネットワーク確率的利用者均衡モデルとその解法, 土木学会論文集・IV, No.401, pp.109~118, 1989

- 15) Chu, K.C. and Gazis, D.C.: Dynamic Allocation of Parallel Congested Traffic Channels, Proc. of 6th Int. Symp. on Transportation and Traffic Theory, pp.307~326, 1974
- 16) 松井寛: 総走行時間最小化配分と等時間原則配分の動的化, 土木学会論文報告集, No.339, pp.239~242, 1983
- 17) 藤田素弘・松井寛・溝上章志: 時間帯別交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究, 土木学会論文集・IV, No.389, pp.111~119, 1988
- 18) 北川久・太田勝敏: 配分手法で用いる $Q-V$ 式に関する考察, 交通工学, Vol.19, No.3, pp.4~13, 1984
- 19) 松井寛・藤田素弘: 交通量配分における $Q-V$ 式の設定方法に関する研究, 土木計画学研究・論文集, No.3, pp.153~160, 1986

第2章 時間変動を考慮した日交通容量と日Q-V式の設定

2.1 概説

実際的な交通量配分を行う手段として、容量制約のある交通量配分手法が現在広く用いられているが、この容量制約は、具体的には各道路区間にQ-V式（交通量-速度曲線）を導入することによって行われるのが一般的である。交通量配分はまた通常全日交通量を対象とされるので、Q-V式もまた日交通量と日平均旅行速度の関係を表すものと理解されている。しかし、この両者の関係式は、短時間、たとえば1時間単位で得られるQ-V式とは異なり、交通量の時間変動を考慮する必要があるため、単純に実測データを回帰して求めることができず、現在用いられている日単位のQ-V式は、勢い観念的、経験的に与えざるを得ない。

このように、交通量配分に用いるQ-V式は、配分理論自体の最近の著しい発展に比べて、その重要性にもかかわらず従来理論的な検討が十分になされていないのが現状である。最近では交通量配分の結果が単に道路計画だけではなく、沿道環境の事前評価の基礎データとしても使用したいという行政側の要請も強く、したがってより信頼性の高い交通量配分計算を行うことが要求されてきている。

そこで本章では、交通量配分に用いる1日単位のQ-V式を実測データに基づいた時間単位のQ-V式と日交通量の時間変動パターンから構築する新しい方法を提案するものである。すなわち、Q-V式は一般に図2.1のような形状をしており、その設定には、初速度と傾き、日可能交通容量 Q_c 、渋滞速度 V_c などを与えることが必要である。以下の各節では、それらの交通量の時間変動を考慮した新しい推定方法を述べる。本章2節では、

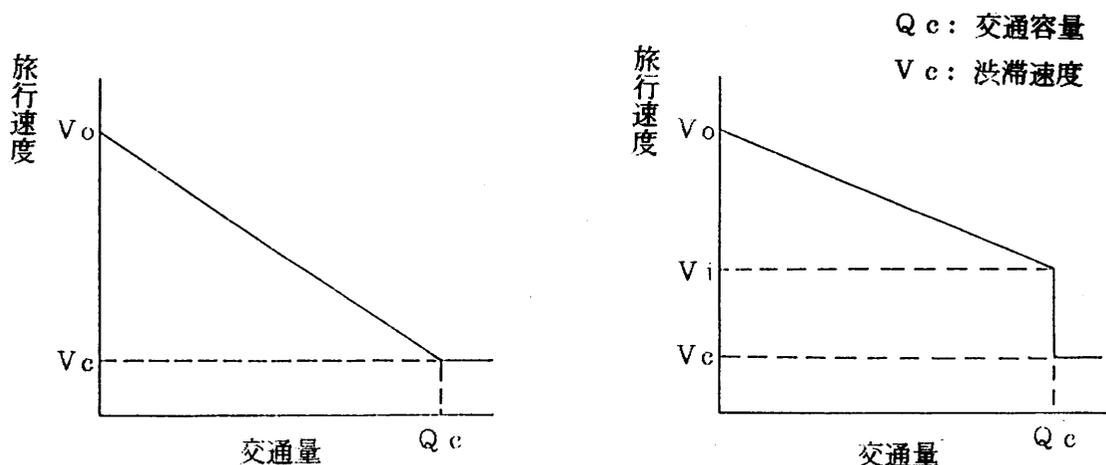


図2.1 交通量配分に用いられるQ-V式

日Q-V式の初速度と傾きの部分を、実測データに基づいた時間単位のQ-V式と日交通量の時間変動パターンから理論的に構築する方法を提案し、そのQ-V式の構造と特質を明らかにする。3節では、日交通容量の合理的な設定方法の提案を行う。日交通容量の設定では、その重要な構成要素であり、時間変動の影響を強く受けているピーク率の将来予測が主な課題となるが、本節ではその将来予測の方法を日交通量との関係から考察し、実際に日交通容量を求め、従来のもものと比較する。4節では、2節で提案した日Q-V式を実際に設定するために必要な時間単位のQ-V式と時間変動パターンの分散の実用的な推定モデルを作成し、日単位のQ-V式を実際に求め、従来のもものと比較する。5節では、ここで提案した日交通容量とQ-V式を実際のネットワークでの交通量配分に適用し、その実績再現性を検証するとともに、渋滞速度の与え方についても同時に考察する。

2. 2 日Q-V式の理論的導出

ここでは、日単位のQ-V式の初速度と傾きの部分を理論的に導出し、その構造と特質を明らかにする。

2. 2. 1 日Q-V式の概要

交通量配分手法において、道路混雑による旅行時間の増加(旅行速度の低下)の影響を具体的に導入する方法として、各道路区間ごとに設定された交通量と旅行時間の関係を表す曲線(以下容量関数と呼ぶ)か、交通量と旅行速度の関係を表す曲線(以下Q-V式と呼ぶ)を用いることによって表すのが一般的である。前者の容量関数の代表的なものとしては、反復計算による配分手法として知られているBPR法¹⁾、Wayne法²⁾、TRC法³⁾などで用いられたものがあり、一方後者のQ-V式には、分割配分法的一种であるCATS法⁴⁾、PATS法⁵⁾などで用いられたものが知られている。しかしながら、これらはTRC法を除いていずれも観念的あるいは経験的に与えたもので、実際の交通現象から導き出されたものではない。ただTRC法では、実測データに基づいて車種別、規制速度別、信号交差点密度別に設定した20種の容量関数を用いている点に特徴がある。しかしながらこの容量関数においては交通量が時間単位にとられており、したがって日単位の交通量配分問題等には適用できない。一方、Davidson⁶⁾は待ち合わせ理論に基づいた容量関数を提案しているが、この関数においても交通量が時間単位にとられており、時間交通量の配分問題にしか適用できない。

欧米においては、容量関数を用いるのがどちらかといえば主流であるのに対し、わが国においては、各都市圏で実施されたパーソントリップ調査に基づく需要予測をはじめ、交通量配分には伝統的にQ-V式を用いることが多い。図2.1はわが国で用いられているQ-V式の代表的な例を示したものである。しかしながら、これらのQ-V式をいずれも

日交通量と日平均旅行速度の関係を概念的にグラフ化したに過ぎず、論理性に欠けていると言わざるを得ない。最近の研究例では北川ら⁷⁾が実測データに基づく日単位のQ-V式の設定方法について提案を行っているが、その論理性においてなお問題点を残している。一方文献(8)では実測データに基づく時間単位のQ-V式から日単位のQ-V式を求める方法を提案しているが、実際にQ-V式を求めるに至っていない。

2.2.2 日Q-V式の理論的導出

前述のとおり交通量配分問題は、通常日交通量を対象としているため、日単位の交通量を求めるためのQ-V式を以下では日Q-V式と呼ぶことにし、この日Q-V式を求める方法について考える。まず道路の交通容量の標準的な単位が時間交通量であること、また時間単位であれば、実測データからの回帰によって時間単位のQ-V式を求めることが可能であるので、いま実測データから求められた時間単位のQ-V式を以下では時間q-v式と呼ぶことにし、この時間q-v式から日Q-V式を導出する方法について考える。

まず前提条件として以下の2つの仮定をおく。

仮定Ⅰ：各道路区間の時間q-v式は各時間帯に共通である。

仮定Ⅱ：各道路区間の交通量の24時間変動パターンは、配分される日交通量とは無関係に一定である。

仮定Ⅰに関していえば、たとえば昼間と夜間では時間q-v式が多少異なることも予想されるが、交通量配分に用いるQ-V式は元来マクロなとらえ方であるので、この差異は無視し得るとしても差し支えないであろう。また仮定Ⅱは1時点における仮定であり、時間変動パターンの経年的な変化を否定するものではない。

さて、ある道路区間の各時間帯の交通量を q_i ($i=1,2,\dots,24$)、平均旅行速度を v_i 、また日交通量を Q とおくと、日平均旅行速度 V は、時間帯別旅行速度 v_i を交通量 q_i で加重平均した値として、

$$V = \frac{\sum_{i=1}^{24} (q_i \times v_i)}{\sum_{i=1}^{24} q_i} = \frac{\sum_{i=1}^{24} (q_i \times v_i)}{Q} \quad (2.1)$$

で与えられる。時間q-v式は、前述のように実測データに基づいて与えることになるが、従来の研究⁹⁾では、交通流が自由流のときは、交通流と平均速度との関係がほぼ直線関係で表されることが知られているので、いま時間q-v式として、

$$v_i = a - b q_i \quad (i = 1, 2, \dots, 24) \quad (2.2)$$

なる線形式を仮定すると (a, b は未知のパラメータ)、前述の仮定 I より (以下では簡単のため、 $\sum_{i=1}^{24}$ を Σ と省略して書く)、

$$V = \frac{\Sigma \{q_i \times (a - b q_i)\}}{Q} = a - b \frac{\Sigma q_i^2}{Q} \quad (2.3)$$

となる。さらにここで時間係数 $\eta_i (= q_i / Q)$ を用いることにすれば、

$$V = a - b \frac{\Sigma (\eta_i Q)^2}{Q} = a - b (\Sigma \eta_i^2) Q \quad (2.4)$$

さらに η_i の平均を $\bar{\eta}$ 、分散を σ_η^2 とすれば、

$$\bar{\eta} = \Sigma \eta_i / 24 = 1 / 24 \quad (2.5)$$

$$\sigma_\eta^2 = \Sigma \eta_i^2 / 24 - \bar{\eta}^2 = \Sigma \eta_i^2 / 24 - (1 / 24)^2 \quad (2.6)$$

となり、式(2.6)より

$$\Sigma \eta_i^2 = 24 \sigma_\eta^2 + 1 / 24 \quad (2.7)$$

であるから、これを式(2.4)に代入すると、結局日 $Q-V$ 式として

$$V = a - \frac{b}{24} (24^2 \sigma_\eta^2 + 1) Q \quad (2.8)$$

が得られる¹⁰⁾。仮定 II より分散 σ_η^2 は日交通量 Q と無関係に一定値をとるから、式(2.8)で与えられる日 $Q-V$ 式は日交通量 Q に関して線形となる。このように日 $Q-V$ 式が時間 $q-v$ 式と交通量の24時間変動の分散 σ_η^2 とから理論的に構築できることが明らかとなった。ここで注目すべき点は、日 $Q-V$ 式の傾きが交通量の24時間変動の分散によって修正される構造をもつことが明示された点であり、したがって同一の道路区間であっても、時間変動の分散が変われば異なった日 $Q-V$ 式を与えるということである。ただ24時間変動パターンが変化しても、その分散さえ同じであれば、日 $Q-V$ 式に変化を与えないことに注意しなければならない。

式(2.8)において $\sigma_\eta^2 = 0$ とおくと、これは、交通量に時間変動が全くない状態であるから、日交通量は単純に時間交通量の24倍 ($Q = 24 q$) として与えられるので

$$V = a - \frac{b}{24} Q = a - b q \quad (2.9)$$

となり、時間 q - V 式と同形となる。同様に時間 q - V 式を高次の多項式

$$V_i = a - b_1 q_i - b_2 q_i^2 \cdots - b_n q_i^n \quad (2.10)$$

で与えた場合は、日 Q - V 式は同様に

$$V = a - \sum_{j=1}^n b_j \left(\sum_i \eta_i^{j+1} \right) Q^j \quad (2.11)$$

となり、仮定した時間 q - V 式と同じ次数の多項式で表わされることが証明できる¹¹⁾。

交通量配分の計算結果から得る情報としては、単に各道路区間の日交通量と日平均旅行速度だけではなく、ある特定時間帯、たとえばピーク時間帯における、ピーク時交通量とピーク時平均旅行速度を知りたいことも多い。このときは、ピーク時交通量とピーク時平均旅行速度をそれぞれ q_p , v_p , またピーク率を η_p とおけば、次式によって q_p , v_p を求めることができる。

$$q_p = \eta_p Q \quad (2.12)$$

$$v_p = a - \frac{24 \eta_p}{24^2 \alpha^2 + 1} (a - V) \quad (2.13)$$

このように、日単位の交通量と旅行速度と特定時間帯（上式ではピーク時）の交通量と旅行速度との間には、1対1の対応関係があることがわかる。

ところで、この定式化で用いている仮定2の時間変動パターンと日交通量とが無関係かどうかについては、2.4.2でも検討するが、それらが無関係でない場合には式(2.8)の $24^2 \alpha^2$ が日交通量の関数となることを意味し、式(2.8)自体はなんら変更する必要はないといえる。

2.2.3 分割配分法と日 Q - V 式との関係

現在最も広く用いられている実用的な配分手法として分割配分法がある。この方法は交通量の分割方法によってさらに分類できるが¹²⁾、わが国で広く用いられている方法は、まず配分対象となる全交通量をあらかじめ N 分割し、最初の一部をまず最短経路に配分し、次に Q - V 式を用いて各道路区間の旅行速度を修正し、再び新しい最短経路を見出し、その経路に次の一部の交通量を配分するといった繰返しによって、全交通量を N 回に分けて配分する方法である。各道路区間の区間交通量は、毎回ごとに配分された交通量を単純

に累加することによって求められる。分割配分法はその計算過程から明らかなように等時間原則配分の近似解法¹³⁾とみなされる。ここではこのような分割配分法と先に導出した日Q-V式との関係について触れてみよう。

いま、分割配分法の計算過程で、ある道路区間のn分割段階目までの累加区間交通量を Q_n 、これに対応する平均旅行速度を V_n 、またn分割段階目までの時間帯別の累加時間交通量を q_{in} ($i=1,2,\dots,24$)、これに対応する平均旅行速度を v_{in} とすると、 V_n は v_{in} を q_{in} で加重平均した値として与えられるから、

$$V_n = \frac{\sum_i (q_{in} \times v_{in})}{\sum_i q_{in}} = \frac{\sum_i (q_{in} \times v_{in})}{Q_n}$$

のように表わせる。先と同様に線形の時間Q-V式を仮定し、また交通量の分割を図-2に示すように分割配分の各段階で同形な24時間変動パターンを維持しながら配分していくものとすれば、時間係数 η_i ($= q_{in}/Q_n$)は段階数nに無関係に一定となる。よって式(2.14)は、

$$V_n = \frac{\sum_i \{ \eta_i Q_n \times (a - b \eta_i Q_n) \}}{Q_n}$$

$$= a - b \left(\sum_i \eta_i^2 \right) Q_n \quad (n=1,2,\dots,N) \quad (2.15)$$

と書き直せる。

上式は式(2.4)と同一であり、分割配分法における途中段階における累加交通量とそれに対応する平均旅行速度の値は、

先に求めた日Q-V式のグラフ上に常に位置していることがわかる。またこの性質は分割方法とは無関係に成立する。すなわち、分割配分法とは、各道路区間ごとに固有な24時間変動パターンを維持しながら、図2.2に示すような分割配分によって平均旅行速度を修正する方法であるということができ、分割配分法で用いられるQ-V式は先に導出した日Q-V式にうまく対応していることがわかる。

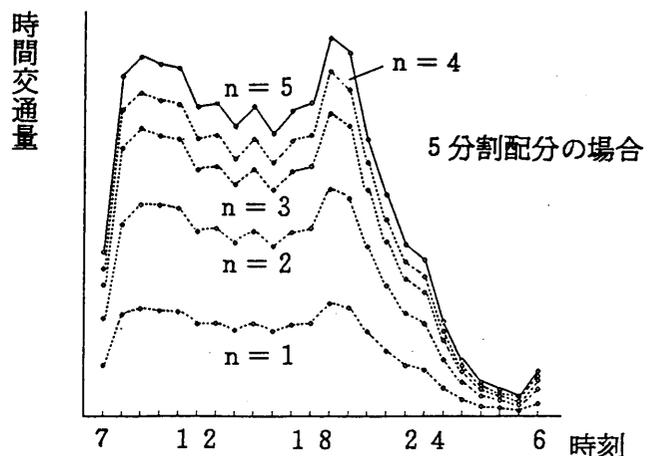


図2.2 分割配分法における交通量の分割

2.3 日交通容量の設定¹⁴⁾

ここでは日交通容量の合理的な設定方法について新しい提案を行い、よって交通量配分の精度向上をめざすものである。なお簡単のため、以下では日(可能)交通容量、時間(可能)交通容量を日容量、時間容量と呼ぶことにする。

2.3.1 日容量の設定方法の概要

ここでは、まず日容量の設定方法について考察する。日容量は一般に次式のように定義される。

$$Q_c = q_c / P \times 100 \quad (2.16)$$

Q_c :日容量(pcu/日) q_c :時間容量(pcu/時) P :ピーク率(%)

上式の時間容量は道路構造、交通運用(規制速度、信号密度など)、沿道条件のみによって設定でき、将来的にも信頼度の高い値を予測可能であるが、ピーク率は対象道路区間のネットワーク内での地域的結合関係またはOD交通量の空間的な分布状況等、多くの交通需要側の影響を受けているため、その重要性にもかかわらず、その将来変化を見通した推定は非常に困難なものとなっており、現在では各道路種別ごとにその実績平均値を求める程度にとどまっている。また、このような理由のため、ピーク率の将来変化を単純に時系列をとって推定したとしても、上述の多くの要因の将来変化を同時に加味できなければ、信頼性の乏しいものとならざるを得ないと思われる。

そこで本研究ではピーク率推定を次の2点に留意して行うこととした。

(1) 図2.3のように、まず先に示した需要側の要因の変化の影響は、結局は直接または間接的に日交通量の変化となって現れると考え、それがピーク率の変化となるものとして、ピーク率を日交通量との関係から捉えることによって、その将来変化を見通した推定モデルの作成を試みる。

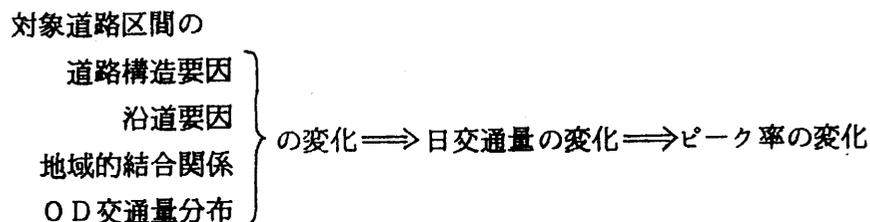


図2.3 ピーク率の将来変化の構造

(2) またその精度向上を図るため、道路交通センサスによって使用するピーク率データを、次のような日容量の設定に適するものに限定する。まず、日容量の定義を「日容量とはピーク時交通量が時間容量に一致するとき(すなわち、ピーク時混雑度が1となるとき)の日交通量である。」という意味から捉え直すと、式(2.16)も次式のように変形する必要があることがわかる。

$$Q_c = q_c / P_c \times 100 \quad (2.17)$$

ここに P_c は飽和ピーク率であり、これはピーク時混雑度が1となるときのピーク率をいう。すなわち、 P_c はピーク時間帯の交通状況が飽和状態にあるときのピーク率という意味でこのように呼ぶことにした。よってこの意味から、ピーク時混雑度が1に近いデータ(本研究ではこのデータをピーク時混雑度0.9以上1.1未満とした)に限定してピーク率推定を行う。

以下では、主に重回帰分析によってピーク率推定モデルを作成するが、そこで使用するデータは昭和55年度および60年度の道路交通センサス¹⁵⁾である。すなわち、55年度は時間交通量データのマスターテープがなかったため、原票より収集した中部三県(愛知、三重、岐阜)のみについて分析し、60年度は時間交通量データのマスターテープが得られたことから、中部5県(愛知、三重、岐阜、静岡、長野)について分析する。以下の分析で使用した指標を表2.1にまとめた。表中の単路部時間容量については、2車線道路は両方向でしか定義できないが、便宜上両方向の容量の1/2を、1車線当たりの容量として用いた。しかし、以下の分析で主に用いる時間容量 q_c は、単路部容量と信号部容量の小さい方で支配されるが、そのうち分析でとくに重要なピーク時混雑度0.9以上1.1未満の2車線データのほとんどで信号部容量の方が小さい値をとるため、上記の2車線道路の単路部容量の処理は以下の分析で大きく影響しないと思われる。また、以下の分析で対象とするピーク率、飽和ピーク率は時間交通量(片側全車線, pcu/時, ここで, pcu は乗用車換算台数, passenger car unit を示す。)より求めた。

表2.1 分析に用いた説明指標と主な指標に対する記号

	説明指標	記号	単位
沿 道 要 因	D I D率 (D I D区間/全区間)		[%]
	市街地部率 (市街地部区間/全区間)	: S	[%]
	平地部率 (平地部区間/全区間)	: H	[%]
	山地部率 (山地部区間/全区間)		[%]
	住居系率 (住居系区間/全区間)		[%]
	商業系率 (商業系区間/全区間)		[%]
	工業系率 (工業系区間/全区間)		[%]
道 路 構 造 要 因	車線幅員		[m]
	規制速度		[km/時]
	信号密度 (信号交差点数/全区間)		[箇所/km]
	単路部時間容量 (片側全車線) ¹⁾	: q_{c1}	[pcu/時]
	信号部時間容量 (片側全車線) ¹⁾	: q_{c2}	[pcu/時]
交通 要 因	時間容量 (片側全車線) ¹⁾	: $q_c = \min(q_{c1}, q_{c2})$	
交 通 要 因	時間交通量 (片側全車線)	: q	[pcu/時]
	混雑度	: q / q_c	
	日交通量 (片側全車線)	: Q	[pcu/日]

1) 各時間(可能交通)容量は「道路の交通容量」¹⁶⁾に基づいて求めた。

2.3.2 日交通量とピーク率の相関

図2.4は前節で述べた両年度の全データ(904個)についてのピーク率と日交通量との散布図である。図より日交通量によってピーク率の変化を見た場合、日交通量10000台程度まで大きく右下がりの傾向を示し、それ以降ゆるやかに減少していることが読みとれる。この関係に経年および地域特性が存在するかを確かめるために、データを各年度、県別に分けて図2.4と同様

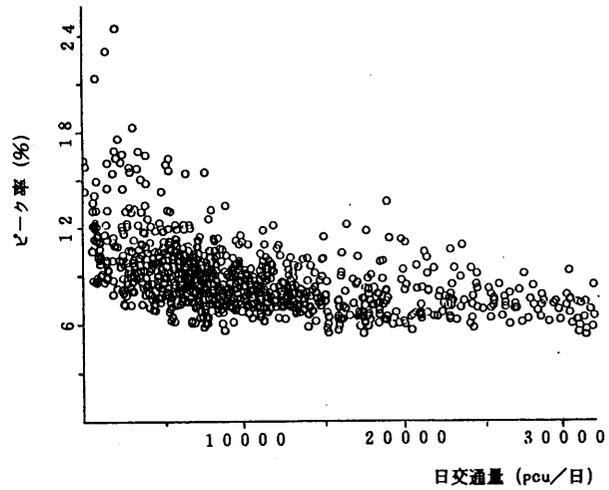


図2.4 日交通量(片側全車線)とピーク率の散布図

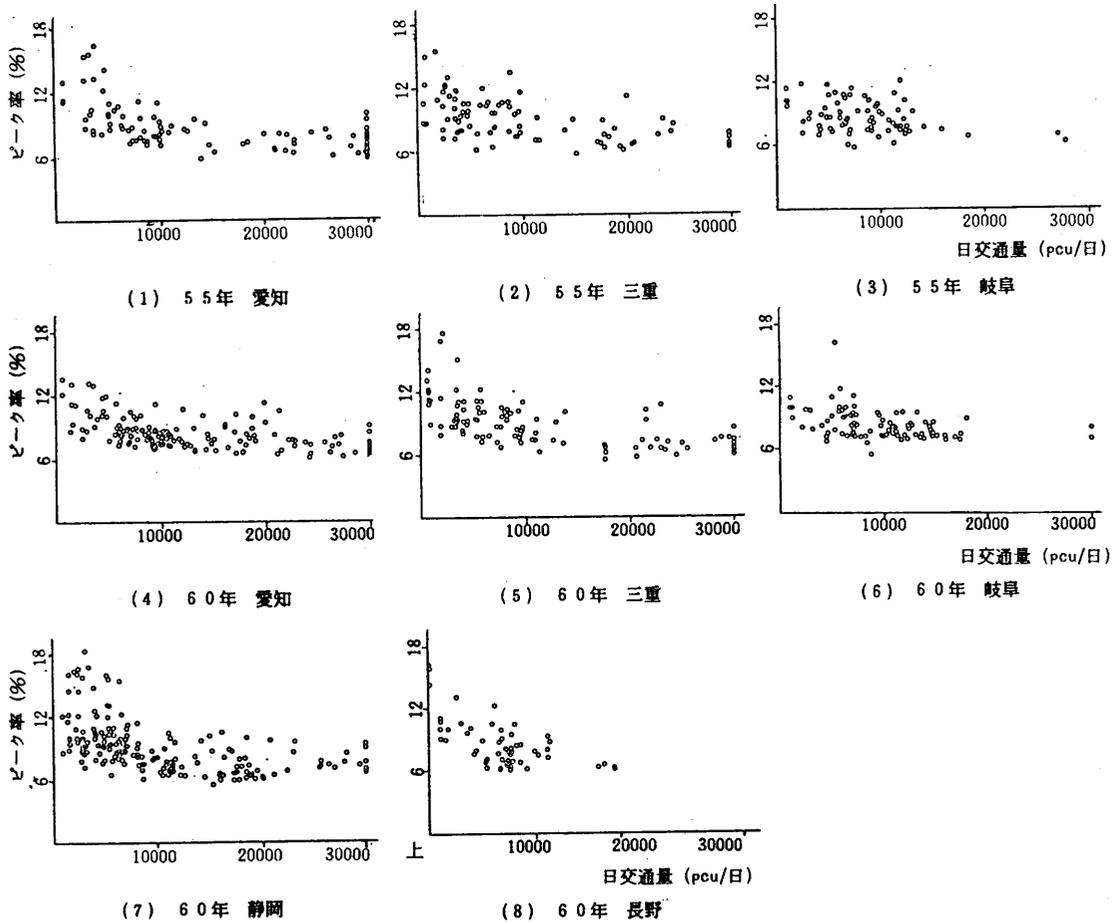


図2.5 各年度別、県別の日交通量(片側全車線)とピーク率の散布図

に分析したものが図 2. 5 である。それによれば、どの年度、県においても前述した傾向があることがわかり、経年的および地域的に特に差異がないことがわかる。ところで、文献(16)、(17)では経年的な分析によって K 値と A A D T との間に次のような関係があることを指摘している。

- (1) K 値は一般的に年平均日交通量が増加するにつれて減少する。
- (2) その減少の程度は K 値が大きいほど大きい。

これらの点に、今回の分析より得られたピーク率と日交通量との関係はほぼ一致しており、このことから、この関係が普遍性をもつものであると推論できる。なお、日交通量を片側全車線で用いた理由は、片側 1 車線よりも片側全車線の日交通量の方が、その道路の重要度の大きさをよりよく表していると考えられ、また以下の重回帰分析等の結果から、この方が良好であったためである。

2. 3. 3 ピーク率推定モデルの作成と日容量の設定

前節で得られたピーク率一日交通量相関を利用してピーク率推定モデルを作成する。まず、2. 3. 1 で述べたように日容量を設定するためのピーク率データとしてピーク時混雑度が 1 付近のもの(ピーク時混雑度 0.9 以上 1.1 未満)にデータを限定する。図 2. 6 はこのデータによるピーク率と日交通量の散布図であるが、全データを用いた場合の図 2. 4 と比べて、ピーク率のバラツキがかなり減少したことがわかる。このデータについて表 2. 1 に示す沿道、道路構造要因(交通要因を含む)、および日交通量を説明変数として

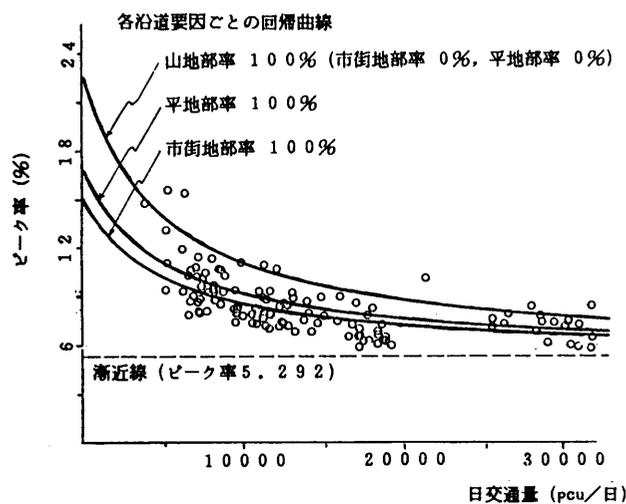


図 2. 6 データを限定したときの日交通量(片側全車線)とピーク率の散布図

表 2. 2 ピーク率の重回帰分析結果

	定数項	1	S	H	F 値	重相関係数	データ数
		$\frac{1}{Q+5000}$	$\frac{S}{Q+5000}$	$\frac{H}{Q+5000}$			
ピーク率推定モデル	5.292	86827. (7.41)	-371.9 (3.13)	-289.0 (2.45)	53.56*	0.732	143

注) 上段は偏回帰係数、() 内は t 値を示す。*: 有意水準5.0%で有意
Q: 日交通量 (片側全車線, pcu/日), S: 市街地部率 (%), H: 平地部率 (%)

重回帰分析を行い、幾つかモデルを作成し検討した結果、最も精度の高いピーク率推定モデルとして式(2.18)を得、その適合度等は表 2. 2 にまとめた。また、図 2. 6 に示す曲線は式(2.18)の各パラメータに図中の値を代入したときの曲線である。

$$Pc = 5.292 + \frac{86827 - 371.9 \times S - 289.0 \times H}{Q + 5000} \quad (2.18)$$

Pc: 飽和ピーク率(%) S: 市街地部率(%)

H: 平地部率(%) Q: 日交通量(片側全車線)

上式ではピーク率-日交通量関係に双曲線関数を当てはめているが、これは、以下で日容量を求める際に最も変形しやすく、実用性の点で優れているためであり、分母の 5000 は値を色々に変えて分析した結果、適合度が最も良好であったため採用したものである。表 2. 2 の適合度をみると、重相関係数 0.732 と比較的良好な値を示している。本研究では比較のために、データを限定しない全データについて、表 2. 1 に示す沿道要因、道路構造要因のみを用いて、日交通量との関係は全く考慮せずに、重回帰分析によるピーク率推定を行った。そこでも指標を換えて幾つかモデルを作成したが、その最も良好であったモデルにおいても重相関係数 0.423 程度であった。このことから式(2.18)の精度がかなり向上していることがわかり、本研究で提案したピーク率推定方法の妥当性が確かめられた。

さて、式(2.18)を式(2.17)に代入することによって日容量が求められるが、このとき日容量は日交通量の関数として表されることになる。すなわち、日交通量が増加すると日容量もそれとともに増加する。このように日容量が日交通量に依存するという事は、従来にはない考え方であり、多少違和感を感じるが、現実の交通量の24時間変動パターンをよく観測してみれば、むしろ妥当と思われる。すなわち、対象道路区間の重要度が増して日交通量が増加すると、一般に時間変動パターンのピークが抑えられ、一日全体で満遍なく交通量が流れるようになり、結果的にピーク率が減少し日容量が大きくなるという、実際の傾向^{16) 17)}に合致すると思われるからである。

しかし、本研究では実用性を重視して、以下のように考えれば、式(2.18)を日交通量ではなく時間容量の関数として表わせることを示し、それを用いれば日容量を時間容量ごと

に一定値として設定できることを示す。まず式(2.17)を次のように変形し、

$$Pc = qc / Qc \times 100 \quad (2.19)$$

この各時間容量ごとの曲線(以下では、この曲線を飽和ピーク率曲線とよぶ)を、図2.6に加えたのが図2.7である。この飽和ピーク率曲線は、時間容量(qc)のときの飽和ピーク率(Pc)と日容量(Qc)の関係を表す理論曲線といえるが、実際のピーク率は式(2.18)の曲線に沿って存在するため、結局これらの曲線の交点が、時間容量qcのときの飽和ピーク率および日容量を表すことがわかる。このように求められる日容量は、前述した式(2.18)を直接使って、配分途中で随時求める日容量のうちの最大値を表すものと考えられる。さて、この交点においては、式(2.18)のQをQcと考えることができるため、式(2.18)と式(2.19)を連立させて解くと次式を得る。

$$Pc = D + \sqrt{D^2 + 0.106 qc} \quad (2.20)$$

$$(D = 11.329 - 0.0372 \times S - 0.0289 \times H - qc/100)$$

よって、上式で求められるPcを式(2.17)に代入すれば時間容量(および各沿道条件)ごとの日容量を求めることができ、以下ではこの日容量を用いて分析することにする。

図2.8は式(2.20)で推定した日容量と従来の日容量との散布図である。ここで、推定および従来の日容量は、2.5の配分に使用したネットワークのものである(リンク数 278個)。また、日容量推定に必要な道路

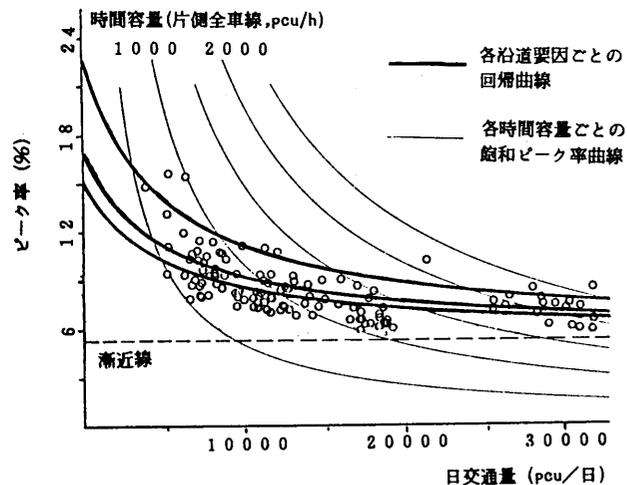


図2.7 各沿道要因ごとの回帰曲線 {式(2.18)} と飽和ピーク率曲線

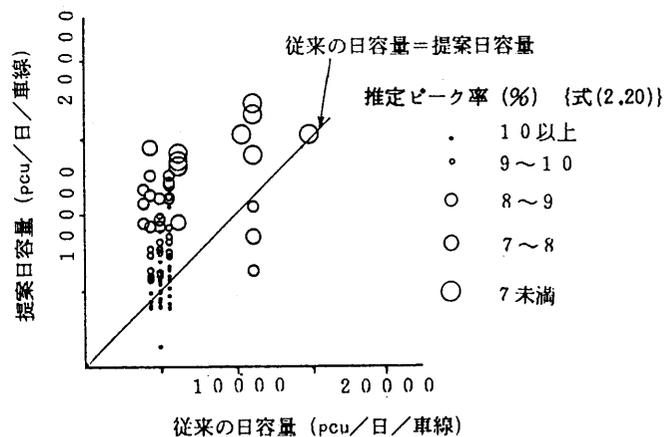


図2.8 従来の日容量と提案日容量との比較

状況データは道路交通量センサスから得られるが、それはネットワークのすべての道路区間について観測されているわけではない。観測されていない道路区間については、それに最も近い観測されている道路区間のデータを用いて推計した。図から推定ピーク率が9.0以上のデータについては、ほぼ45度の直線近くに分布しているのに対し、9.0未満のデータはかなり提案日容量の方が大きくなっている。これは、従来の日容量を設定するためのピーク率は、道路構造令¹⁸⁾で表示しているピーク率を用いているが、これには9.0以上のものしか使われていないためと考えられる。しかし、従来のものと提案したものとのどちらが良いかについては、結局実際の配分を行って評価する必要がある。

2.4 日Q-V式の設定

2.2の式(2.8)以下でも述べたように、日Q-V式の切片と傾きを設定するためには、時間q-v式と時間変動パターンの分散を推定しておく必要があるため、ここではそれらを推定するモデルを作成する。そして、2.3で求めた日容量推定モデルと合わせて、日Q-V式を実際に設定する。

2.4.1 時間q-v式の作成

ここでは、時間q-v式を実測データに基づいて求める。ところで、道路特性や交通特性のデータに基づいた統計的分析によって、道路区間の平均的な旅行速度を推定しようとするモデルの研究はすでに数例存在する。大蔵ら¹⁹⁾は全国道路交通情勢調査(以下道路交通センサスと呼ぶ)のデータに基づいて、2車線および4車線の一般道路の平均旅行速度を推定するための線形重回帰式を提案している。岩瀬ら²⁰⁾は都市内道路において独自の旅行速度調査を実施し、旅行時間分布の統計的性質を明らかにすると共に、道路を信号交差点密度で区分した上で、平均旅行速度とその生起確率を推定する方法について提案を行っている。また北川ら⁷⁾は、やはり独自に旅行速度調査を実施し、これを常時観測交通量データと道路交通センサスのうちの道路状況調査データを用いて、信号交差点密度と道路種類によってクラス分けした上で、時間交通量のみを説明変数とする線形重回帰式を提案している。このほかに交通情報提供、経路誘導等の交通管制に用いるための旅行時間予測モデルの研究例^{21) 22) 23)}もあるが、これらはいずれもオンライン、リアルタイムな予測をめざす動的かつミクロなモデルといえることができる。

本研究においては、交通量配分に用いるQ-V式を求めることが究極の目的であることから、道路条件と交通条件を示す指標の中から時間交通量を含む適当な説明指標を選び、回帰分析に基づくマクロなモデルを構築するのが妥当である。用いるデータは汎用性と実用性のあるQ-V式を作成するという目的にてらして、容易に入手できある程度広域的なデータが整えられるという要件から、一般道路については道路交通センサスのうちの一般交通量調査(道路状況調査、交通量調査、旅行速度調査より成る)の愛知、三重、岐阜県(昭和55年度)のデータを用いることにした。ただ、高速道路関連のデータについては、道路交通センサスではサンプル数が不十分なため、高速道路の交通量と速度のデータについては、阪神高速道路の車面感知器による自動計測の結果(昭和59年5月24日計測)で代用することにした。ただしこのときの速度は地点速度の平均値であり、厳密に言えば旅行速度と異なるが、高速道路は一般道路と異なり交通流の中断要因がないので、近似的に同じと考えて差し支えないと判断した。データの分析にあたっては、まず旅行速度と時間交通量との相関図を作成、検討し、過去の研究例^{7) 8) 19)}も参考にしながら、一般道路においては15km/時以下、高速道路においては50km/時以下の速度を持つサンプルは、渋滞領

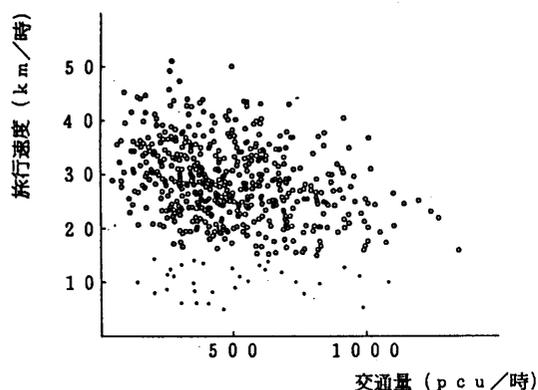


図 2. 9 一般道路における
旅行速度と交通量の散布図

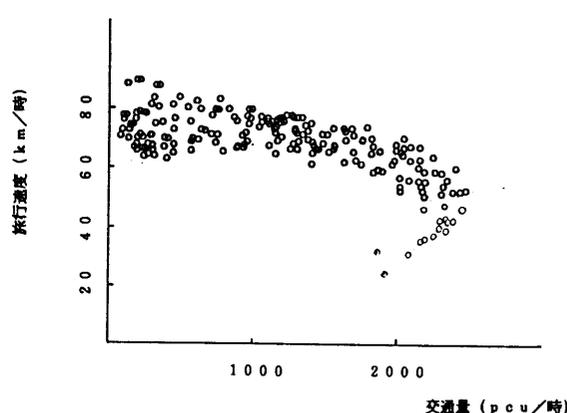


図 2. 10 高速道路における
旅行速度と交通量の散布図

域にあるものとみなして除外した結果、最終的に分析に用いたデータ数は一般道路が 911 サンプル、高速道路が 175 サンプルである。図 2. 9 および 2. 10 に、データから得られた一般道路と高速道路における旅行速度と交通量との散布図を示す。

一般に道路区間上の旅行速度に影響を及ぼす要因には、交通量をはじめ多くの諸要因が考えられるが、道路交通センサスの結果から入手可能な範囲で旅行速度に影響を及ぼすと考えられる要因を抽出すると表 2. 3 に示すとおりである。

交通量配分に用いられてきた従来の Q-V 式の多くは、道路計画との対応が付け易いように道路構造令に基づく道路区分に対応して作成されている。本研究においても汎用性と実用性を重視して、従来の考え方をそのまま踏襲する。すなわち、表 2. 3 にあげた要因の中から、道路要因である道路種別と車線数との組合せによってまずモデルを区分し、残りの沿道要因、交通運用要因、および交通要因の中から適当な説明要因を選んでモデル式を作成する方針をとった。ただし本研究では第 1 種道路（都市間高速道路に相当）については十分なデータの入手ができなかったため、今回の分析からは除外し、また第 3 種（地方部）と第 4 種（都市部）の道路についても、事前に検討した旅行速度と交通量との散布図において有意な差を見い出せなかったため、

表 2. 3 旅行速度に影響する要因

区 分	影 響 要 因	備 考
沿 道 要 因	地域特性（都市部，地方部，山間部） 用途地域（住居率，商業率，工業率） 市街化の程度（D I D 率）	ハ ー ド 要 因
道 路 要 因	道路種別（第 1，2，3，4 種） 道路規格（車線幅員，側方余裕， 歩道の有無，中央帯の有無） 車線数，路面の種類，路切数	
交 通 運 用 要 因	規制速度，一方通行規制区間延長，追越し 禁止区間延長，信号交差点数	ソ フ ト 要 因
交 通 要 因	交通量，大型車混入率，二輪車混入率 混雑度	

第3種と第4種を合わせて一般道路としてモデル化することとし、地域による沿道条件の違いは、説明要因としてモデル本体の中に組込むことにした。また車線数については、一般道路は2車線道路と多車線道路、都市高速道路は片側2車線道路と片側3・4車線道路（一方通行区間も含む）とに区分することとした。

表2.4は今回の分析に用いた説明指標一覧である。旅行速度と諸説明指標との相関分析の結果は次のとおりである。

①. 沿道要因として、一般道路においてD I D率と商業率が比較的高い負の相関を示した。ただしD I D率と商業率との間の相関係数も0.6前後と比較的高い。

②. 道路要因としては、一般道路で単路部時間交通容量が高い相関を示したが(図2.11)、高速道路では元のデータがすでに道路種別によって分離されていることもあって、強い相関を示す説明指標はみあたらなかった。

③. 交通運用要因として、一般道路では2車線、多車線道路ともに、信号交差点密度が比較的高い負の相関を示した。この傾向は従来の研究⁷⁾¹²⁾²⁰⁾からも裏付けられている。図2.12は2車線一般道路における旅行速度と信号交差点密度との散布図を示したものである。このほか一般道路、都市高速道路に共通にみられる比較的高い説明指標として規制速度があげられる。

表2.4 時間 q - U 式の分析に用いた説明指標

説明指標	単位
D I D率 (D I D延長区間/全区間)	[%]
住居系率 (住居系延長区間/全区間)	[%]
商業系率 (商業系延長区間/全区間)	[%]
工業系率 (工業系延長区間/全区間)	[%]
車線幅員	[m]
歩道率 (歩道設置区間/全区間)	[%]
中央帯率 (中央帯設置区間/全区間)	[%]
踏切数	[箇所]
規制速度	[km/時]
信号交差点密度 (信号交差点数/全区間)	[箇所/km]
バス路線率 (バス路線区間/全区間)	[%]
時間交通量 (車線当り)	[pcu/時/車線]
単路部時間容量 (車線当り)	[pcu/時/車線]
信号部時間容量 (車線当り)	[pcu/時/車線]

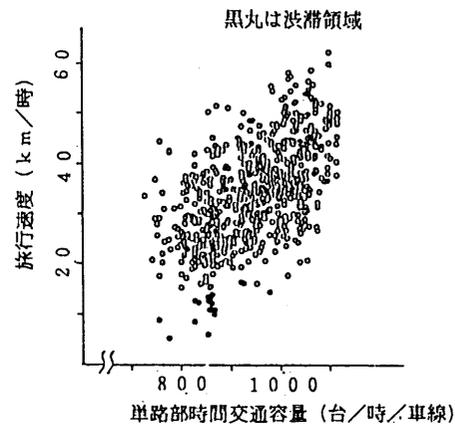


図2.11 一般道路における旅行速度と単路部時間容量の散布図

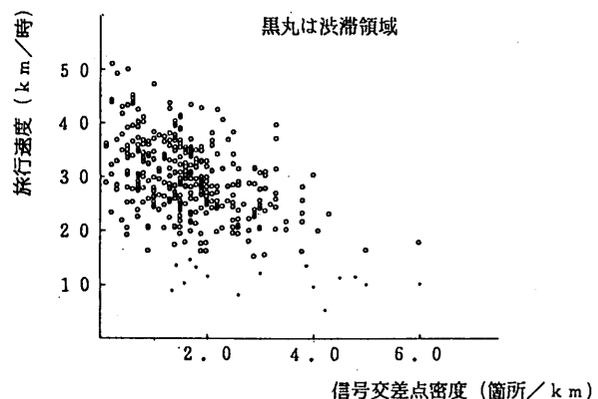


図2.12 一般道路における旅行速度と信号交差点密度の散布図

④. 交通要因として一般道路では混雑度が最も高い負の相関を示している(図2.13)。都市高速道路では時間交通量が高い負の相関を示し、とくに片側2車線道路で相関係数が-0.748,片側3・4車線道路で-0.823と飛び抜けて高い値を示している。なお交通量の単位として車線当り(乗用車換算)時間交通量を採用することにより、車種構成による影響度を間接的に考慮した。以上の分析結果に基づいて、比較的相関の強い説明指標をいくつか組合せてモデルを作成した結果、最終的に表2.5,6に示すような重回帰モデル式を得た。有意性検定の結果は良好であり、おおむね妥当な結果といえる。ただ一般道路の重回帰式の重相関係数が都市高速道路に比べてやや低い。この原因の1つとして考えられるのは、一般道路上の旅行速度調査が1回の試験走行に基づくものであり、元のデータ自体の信頼性に問題がありそうである。旅行速度に関する実測データを十分整備することが本研究を進める上での課題と考えられる。

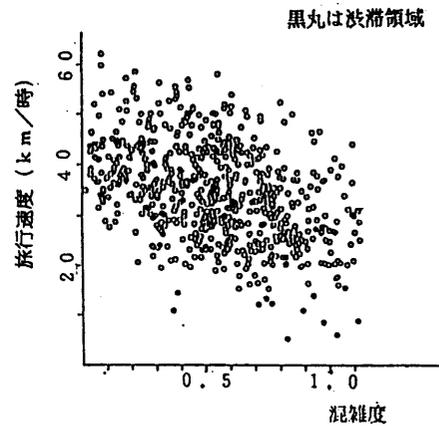


図2.13 一般道路における旅行速度と混雑度の散布図

表2.5 都市高速道路における時間 $q-U$ 式の回帰分析結果

車線数	定数項 [km/時]	規制速度 [km/時]	時間交通量 [pcu/時]	F値	重相関係数	サンプル数
2車線 (片側)	56.4	0.437 (7.76*)	-7.675×10^{-3} (12.3*)	116**	0.869	78
3・4車線 (片側)	81.3	—	-1.061×10^{-2} (14.1*)	199**	0.823	97

注) 上段は偏回帰係数、()内はt値を示す。*有意水準0.5%で有意、**有意水準1.0%で有意

表2.6 一般道路における時間 $q-U$ 式の回帰分析結果

	定数項 [km/時]	信号密度 [箇所/km]	規制速度 [km/時]	単路部時間容量 (1車線当たり) [pcu/時/車線]	混雑度	F値	重相関係数	データ数
2車線	-3.817	-2.521 (8.76*)	0.366 (6.98*)	3.208×10^{-2} (9.04)	-7.796 (6.24*)	146*	0.702	609
多車線	-0.020	-3.737 (11.6*)	0.493 (5.26*)	1.690×10^{-2} (7.24)	-15.154 (6.73*)	148*	0.817	302

注) 上段は偏回帰係数、()内はt値を示す。*有意水準5.0%で有意

2.4.2 $24^2\sigma^2$ の推定

ここでは式(2.8)の要素である $24^2\sigma^2$ の推定方法について検討する。ところで $24^2\sigma^2$ の値は経年的にどのように変化するであろうか。図2.14は名古屋市内5地点での常時交通量観測データに基づいて計算された $24^2\sigma^2$ の経年変化を図示したものである。地点ごとにみるとそれぞれ異なった変動をみせており、一般的な傾向を読みとることができないが、5地点の平均でみると変動幅も小さくほぼ横ばい傾向を示している。しかし、 $24^2\sigma^2$ の経年変化についてはなお多くのデータによる分析が必要と考えられる。

そこで本研究では、 $24^2\sigma^2$ の実用的な推定モデルを作成するため、日容量を設定する際に式(2.20)より求める飽和ピーク率を用いて、 $24^2\sigma^2$ を推定する方法について考察する。まず、図2.15は2.

3.2で分析に用いた両年度の全データについての $24^2\sigma^2$ と日交通量(片側全車線)との関係を示しているが、 $24^2\sigma^2$ でもピーク率の場合と同様な傾向を示しており、このことから2.2.2の最後で述べたように、 $24^2\sigma^2$ は日交通量 $\{Q=0$ (すなわち、ピーク時混雑度=0)から $Q=Q_c$ (ピーク時混雑度=1.0)まで}の関数で与える必要があることがわかり、その推定に用いるデータを、飽和ピーク率と対応するピーク時混雑度1付近のものに、単純には限定できないことがわかる。しかし以下の分析からわかるように、 $24^2\sigma^2$ は一般にピーク率と相関が高く、またその回帰直線は全データを用いても、ピーク時混雑度1付近のものに限定しても大きく変わらなかった。よって、データをピーク時混

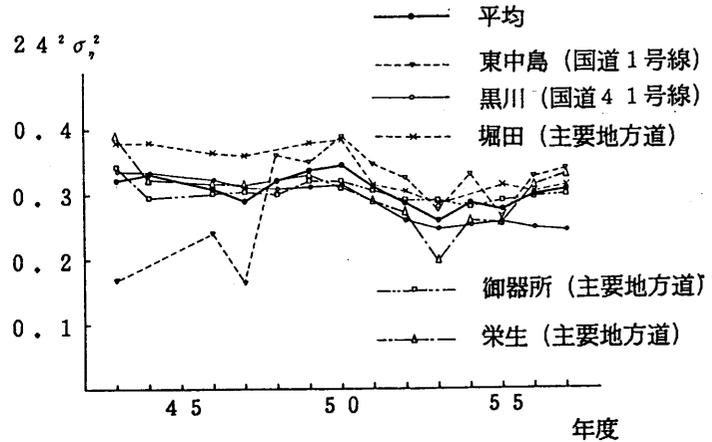


図2.14 $24^2\sigma^2$ の経年変化

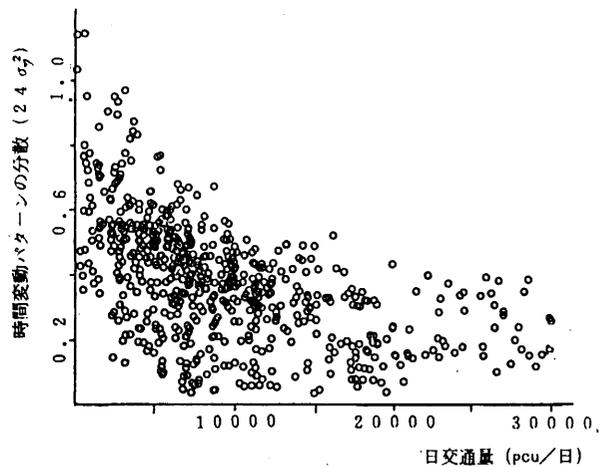


図2.15 日交通量(片側全車線)と $24^2\sigma^2$ の散布図

雑度 0.9 以上 1.1 未満に限定して、 $24^2 \sigma_p^2$ を飽和ピーク率との関係から推定しても、精度を大きく損なうことはないと考えられるため、そのデータを用いて単回帰分析を行った結果、次式を得、その散布図を図 2.16 に示した。

$$24^2 \sigma_p^2 = -0.235 + 0.0672 P_c \quad (2.21)$$

(データ数: 143個, 相関係数: 0.846)

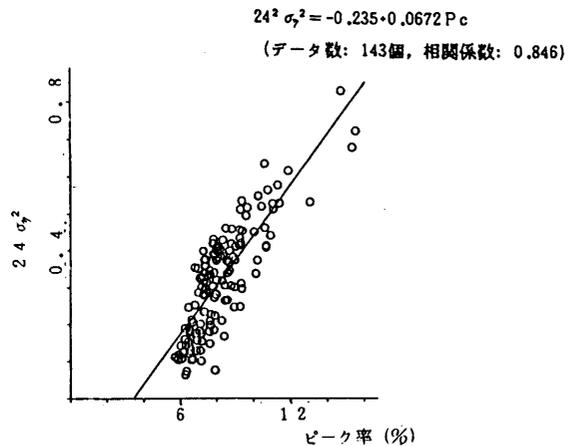


図 2.16 $24^2 \sigma_p^2$ と飽和ピーク率との相関図

結局、 $24^2 \sigma_p^2$ は 2.3.3 の日容量を設定する際に、式(2.20)より求める飽和ピーク率を上式に代入して求めればよいことになる。

2.4.3 日Q-V式の設定

以上の結果より、日Q-V式の設定の手順をまとめると、次のようになる。ただし渋滞速度については 2.5 で分析するため、ここでは扱っていない。

手順1 日容量の設定

式(2.20)の各変数に対象道路区間の値を代入し、飽和ピーク率を求め、それを式(2.17)に代入して日容量を設定する。

手順2 日Q-V式の初速度と傾きの設定

式(2.8)中の各パラメータを、以下に示す推定方法によって求め、それらを式(2.8)に代入して設定する。

a) 高速道路の場合

a : 表 2.5 の時間交通量以外の変数に値を代入して、それらを加算し、定数項を加えて求める。

b : 表 2.5 の時間交通量に対する偏回帰係数の値、

$24^2 \sigma_p^2$: 手順 1 で求めた飽和ピーク率を、式(2.21)に代入することによって求める。

b) 一般道路の場合

a : 表 2.6 の混雑度以外の変数に値を代入して、それらを加算し、定数項を加えて求める。

b : b' / q_c より求める。 $(b'$; 表 2.6 の混雑度に対する偏回帰係数の値, q_c ; 時間容量(表 2.1))

$24^2 \sigma_p^2$: 手順 1 で求めた飽和ピーク率を、式(2.21)に代入することによって求める。

図2. 17~20は実際の道路区間のデータを用いて計算した日Q-V式を示したものである。なお比較のため、パーソントリップ調査で用いられた従来の日Q-V式を破線で示した(ただし図中の渋滞速度は従来の日Q-V式の算定方法に従った)。両者を比較すると、本論文で提案した日Q-V式の方が一般に勾配が緩やかな直線となることがわかる。これはむしろ従来の日Q-V式の勾配がきつすぎたというべきであろう。また初速度を比較すると、高速道路では提案した日Q-V式の方が高目に出ており、逆に一般道路では従来の日Q-V式の方が低目に出ている。これも実測データに裏付けされた提案日Q-V式の方が妥当というべきであろう。

ところで、上記の設定の手順からわかるように、日容量を求めるための式(2.17), 式(2.20)および、初速度と傾きを決定する時間q-v式(表2.6)等には、共通に時間容量が重要な変数として加えられている。よって、提案日容量とQ-V式の精度を上げるためには、この時間容量をできるかぎり正確に求めることが不可欠といえる。

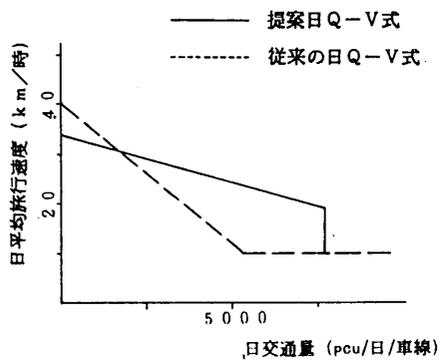


図2. 17 一般道路(2車線)における日Q-V式の設定例

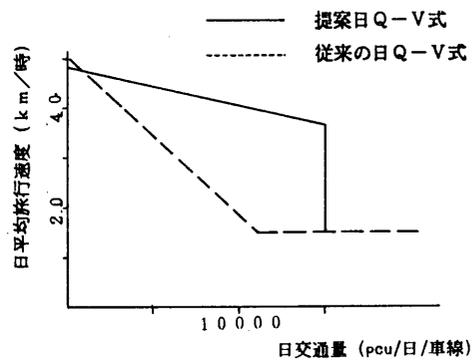


図2. 18 一般道路(多車線)における日Q-V式の設定例

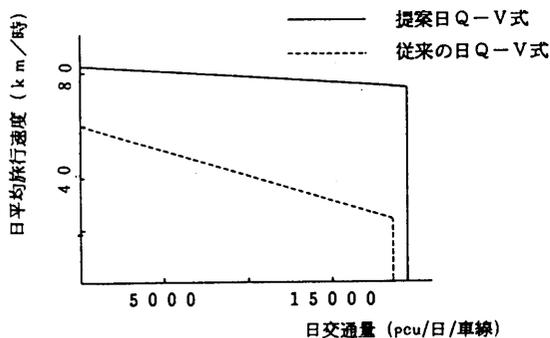


図2. 19 高速道路(2車線)における日Q-V式の設定例

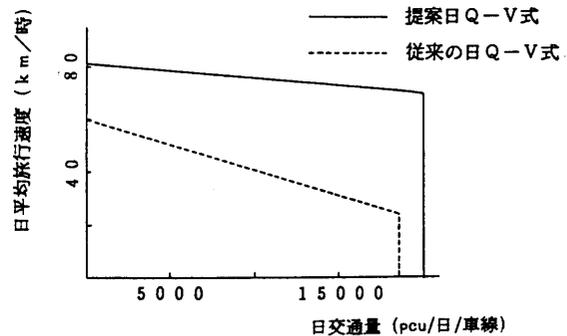


図2. 20 高速道路(多車線)における日Q-V式の設定例

2.5 交通量配分による適合度分析と考察

本研究で提案した日Q-V式を実際の道路網に適用し、その実績再現性を検討する。配分は豊田市の道路網で行い、28セントロイド、88ノード、278リンクの中規模のネットワークを用いる(図2.21)。配分に用いたOD交通量データは、昭和56年度パーソントリップ調査より集計し、従来の日容量および日Q-V式もまた同調査で使われたものを用いる。配分手法は10分割の分割配分法を採用する。以下ではQ-V式の形状のそれぞれの部分が、どの程度配分結果に影響しているかを明らかにするために、初速度と傾き、日容量および渋滞速度を順次変化させて、従来のQ-V式を用いた場合と比較する。

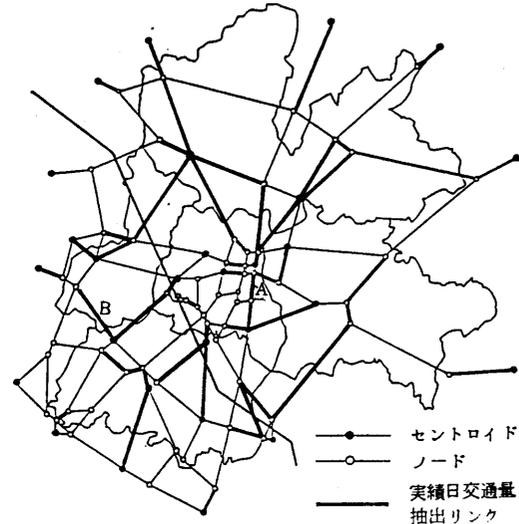


図2.21 分析に用いたネットワーク

分析に用いる実績日交通量は、昭和55年度道路交通センサスの報告書¹⁵⁾から日交通量として直接得られたもの(6個)、報告書の昼間12時間データに豊田市の昼夜率の平均値(1.356)を乗じて日交通量の実績値としたもの(44個)の計50個で、いずれも1車線当たりに換算した交通量である。なお、適合度分析には推定値と実測値の相関係数、RMS誤差を用いるが、そのうちRMS誤差は次式より求める。

$$\text{RMS 誤差} = \sqrt{\frac{\sum_i^n (X_i - \bar{X}_i)^2}{n}} \quad (2.22)$$

X_i : リンク i の推定値, \bar{X}_i : リンク i の実績値, n : データ数

2.5.1 初速度と傾き、および日容量を変化させた場合の適合度比較

ここでは、提案日Q-V式の初速度と傾きのみを2.4.3の手順2にしたがって変化させ、日容量は従来のものを用いた場合、初速度と傾きおよび日容量を手順1, 2に従って変化させた場合、及び従来の日Q-V式を用いた場合について配分し、その実績再現性を検討し、その分析結果を表2.7に示す。ただし、ここでは提案日Q-V式の渋滞速度は従来のもの(表2.8下の注参照)をそのまま用いている。検討の結果、以下の点が明らかになった。

①提案日Q-V式の初速度と傾きのみを変化したものと従来のものとの比較すると、RM

S 誤差、相関係数とも提案 Q-V 式によるものの方が良い値を示している。しかし、回帰式の傾きは両者とも 0.58~0.60 と低く、これは過去の研究例^{24) 25)}でも指摘している、実績交通量の低いところでは過大に、高いところでは過小に推計するというような、交通量分布が道路網全体にわたって平均化されるというバイアスがあることを示しており、提案日 Q-V 式の初速度と傾きのみを変化させただけでは、そのバイアスを消去できないことを示している。

②提案日 Q-V 式の初速度と傾きとともに、日容量も同時に変化させた場合には、RMS 誤差、相関係数ともかなり改善されている。その上、回帰式も図 2.22 に示すようにほぼ 45 度の直線に一致しており、先に述べた交通量分布の平均化のバイアスがほとんど消えていることがわかる。

以上の結果と 2.3.3 の図

2.8 の分析から、日単位の配分のバイアスが日容量の過小に推定されていたために生じていたことがわかり、また 2.3.3 で求めたピーク率推定モデルは、配分に用いる場合にも十分実用的であることがわかった。

2.5.2 渋滞速度を変化させた場合の各 Q-V 式の実績再現性

提案日 Q-V 式（初速度と傾き、日容量を変化させたもの）と従来の日 Q-V 式の渋滞速度を、それぞれ一律に 10km/h, 5km/h, 3km/h, 1km/h と変化させたときの適合度比較を表 2.8 に示す（従来の渋滞速度の概要は表下の注に示した）。それによると、提案日 Q-V 式の方は、RMS 誤差、相関係数とも渋滞速度の変化にかかわらずあまり変化しておらず、また回帰式の切片、傾きについてもそれぞれ 45 度の直線に近い値を示しており、渋滞

表 2.7 従来の日 Q-V 式と提案日 Q-V 式との
日交通量 (pcu/日/車線) の適合度比較

		提案日 Q-V 式		
		従来の日 Q-V 式	初速度と傾きのみ変化	初速度と傾き、日容量を変化
RMS 誤差		2059	1924	1875
回 帰 式	相関係数	0.612	0.644	0.764
	切片	1645 (2.64)	1714 (2.94)	69 (0.10*)
	傾き	0.58 (3.82)	0.60 (3.96)	0.96 (0.35**)

注) () 内は t 値, *, ** は有意水準 5% による検定結果

* 回帰直線の切片が 0 である、という仮説が棄却されない。

** 回帰直線の傾きが 1 である、という仮説が棄却されない。

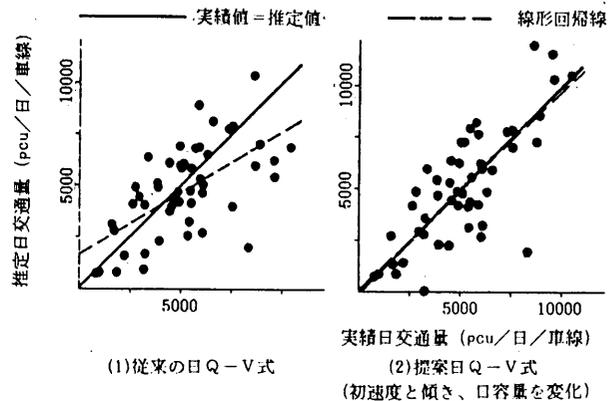


図 2.22 配分日交通量 (pcu/日/車線) による
従来の日 Q-V 式と提案日 Q-V 式の適合度比較

表2.8 従来の日Q-V式と提案日Q-V式(初速度と傾き、日容量を变化)の渋滞速度を变化させたときの日交通量(pcu/日/車線)の適合度比較

渋滞速度	従来の日Q-V式				提案日Q-V式			
	RMS 誤差	回帰式			RMS 誤差	回帰式		
		相関係数	切片	傾き		相関係数	切片	傾き
従来のもの	2059	0.612	1645	0.58	1875	0.764	69	0.96
10 km/h	1951	0.638	1691	0.58	1866	0.764	144	0.96
5 km/h	2007	0.574	2395	0.46	1695	0.786	399	0.93
3 km/h	2154	0.487	2924	0.38	1781	0.786	204	0.98
1 km/h	2330	0.441	3461	0.39	1989	0.766	432	1.00

注) 従来の渋滞速度の値とリンク数; 10km/h:74個, 15km/h:200個, 25km/h:4個

速度 1km/h においても他の場合と同様に大きな変化は認められない。しかし、従来の日Q-V式については、渋滞速度が小さくなるにつれて相関係数がかなり悪くなってきており、回帰式の切片、傾きも2.5.1で述べた交通量分布の平均化の傾向がますます強くなっている方向へと変化している。これは2.5.1での考察とあわせて考えると、日容量が正確に推定できれば、渋滞速度の変化による適合度への影響は、それほど大きくないことを示しており、これはすなわち、日単位の配分における渋滞速度がその本来の意味を持たず、単に容量以上の交通量を流さないようにするという意味しか持っていないということを示すものであると考えられる。よって、この点からも提案日Q-V式の妥当性が認められた。このように提案日Q-V式を用いた場合には、渋滞速度はさほど大きな意味を持たないが、今回の結果からは3~5km/h程度に設定するのが望ましいと考えられる。

2.6 まとめ

本章では、我が国で広く使われている分割配分法において、容量制約条件として用いられている日 $Q-V$ 式を、初速度と傾き、日容量、および渋滞速度の3つの部分に分け、そのそれぞれについて実用的な設定方法を提案し、その実績再現性を検討した。本章で得られた結論は以下のようになる。

2節では、日 $Q-V$ 式の切片と傾きの部分について考察した。すなわち、実測データに基づいて作成した時間 $q-r$ 式と交通量の時間変動特性を表す分散とから、分割配分法をはじめ一般的な交通量配分に適用できる日 $Q-V$ 式を理論的に導出することができた。この定式化により、日 $Q-V$ 式の構造と特質が明らかになり、また分割配分法と日 $Q-V$ 式の関係も明らかとなった。

3節では、日容量の合理的な設定方法について考察したが、ここでは主に日容量の重要な構成要素であり、交通量の時間変動の影響を強く受けている、ピーク率の、将来変化を見通したモデル作成を重点的に行った。まず、そのピーク率の将来変化を捉えるものとして、日交通量との関係を分析したが、それによるとピーク率は日交通量 10000台程度まで大きく減少し、それ以後緩やかに減少するという傾向が、経年的、地域的にほぼ一樣にあることが認められた。よってその日交通量との関係を考慮し、かつ、日容量を求める際のデータとして適当と考えられる、ピーク時混雑度 1.0 付近のものにデータを限定して、ピーク率推定モデルを重回帰分析によって作成した結果、比較的良好な精度のモデルを得られた。そのピーク率を用いて日容量を設定して従来のもものと比較した結果、ここで提案した日容量が妥当で、従来の日容量がむしろ過小に評価されていたことを明らかにした。

4節では、日 $Q-V$ 式を実際に設定する際に必要となる時間 $q-r$ 式と時間変動パターンの分散の推定モデルを作成した。時間 $q-r$ 式については、多くの指標から平均旅行速度に影響を与える要因を抽出し重回帰モデルを作成したが、比較的精度の良いモデルにすることができた。時間変動パターンの分散については、3節の日容量を求める際に推定するピーク率との間に高い相関があることが分かったため、実用性を考慮して、そのピーク率を変数とした単回帰モデルを作成した。さらにここでは、以上で求めた時間 $q-r$ 式と時間変動パターンの分散、および3節で求めた日容量を用いて実際に日 $Q-V$ 式を作成し、従来のもものと比較したが、それによると、ここで提案した日 $Q-V$ 式の方が従来のものに比べて、一般に初速度が低く、傾きが緩やかになることがわかった。また、上記の日 $Q-V$ 式の設定手順から、日容量を含めた日 $Q-V$ 式の精度向上には、まず第一に時間容量を正確に求めることが必要であることがわかった。

5節では、本研究で提案した日 $Q-V$ 式と従来の日 $Q-V$ 式を実際のネットワークでの交通量配分に適用し、それらの実績再現性を比較した。その結果、従来のももの推定値は実績値の低いところでは過大に、高いところでは過小に推定されるバイアスが見られたの

に対し、提案日Q-V式による推定値はそのようなバイアスが見られず、適合度も良好であった。またこのバイアスは、従来の日容量が全体的に小さいために生じていることも明らかとなった。次に、それら二つの日Q-V式において渋滞速度を一律に変化させて実績再現性を比較した結果、本研究で提案したように日容量を正確に求めることができれば、渋滞速度の変化による影響はそれほど大きくないことがわかり、本研究の結果からはほぼ3~5km/h程度が望ましいことがわかった。

しかしながら、以上の結論は豊田市の道路網への適用結果から得られたものであり、さらに信頼性を高めるには、他のネットワークへの適用が必要である。また、日Q-V式の設定で重要な変数となる時間容量についても、実際の配分に用いるネットワークの省略等の影響を加味して設定する必要がある。また時間容量は一般に断面交通量として与えられるが、道路区間の交通容量をどのように与えるかなど、さらに検討していく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) Bureau of Public Road: Traffic Assignment Manual, 1964
- 2) Smock R.: An Iterative Assignment Approach to Capacity Restraint on Arterial Networks, H.R.B.347, 1962
- 3) Irwin, Dodd and VanCube: Capacity Restraint in Assignment Programs, H.R.B., 297, 1961
- 4) Chicago Area Transportation Study Final Report, Vol.1, 1959
- 5) Pittsburgh Area Transportation Study, Vol.1, 1961
- 6) Davidson K.B.: A Flow-Travel Time Relationship for Use in Transportation Planning, Proc. Australian Road Research Board, 3, 1984
- 7) 北川久・太田勝敏: 配分手法で用いる $Q-V$ 式に関する考察, 交通工学, Vol.19, No.3, pp.4~13, 1984
- 8) 高速道路調査会: 旅行速度の設定方法に関する研究報告書(Ⅱ), 1979
- 9) 交通工学研究会編: 交通工学ハンドブック, 技法堂出版, 1983
- 10) 松井寛・藤田素弘: 交通量配分における $Q-V$ 式の設定方法に関する研究, 土木計画学研究・論文集, No.3, pp.153~160, 1986
- 11) 藤田素弘: 分割配分法に用いる $Q-V$ 曲線の設定方法に関する研究, 名工大卒論, 1985
- 12) 松井寛: 道路網における交通量配分理論について, 交通工学, Vol.6, No.5, 1971
- 13) 井上博司: 道路網における等時間原則による交通量配分に関する基礎的研究, 京大学位論文, 1975
- 14) 松井寛・藤田素弘: 交通量配分における日交通容量と $Q-V$ 式の合理的設定方法に関する研究, 土木計画学研究・論文集, No.6, pp.153~160, 1988
- 15) 建設省: 昭和55年度および60年度道路交通センサス報告書
- 16) 日本道路協会: 道路の交通容量, pp.82~83, 1984
- 17) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual, 1985
- 18) 日本道路協会: 道路構造令の運用と解説, 1984
- 19) 大蔵泉・北川久・森田緯之: 一般道路における区間速度の特性, 高速道路と自動車, Vol.24, No.7, pp.120~128, 1981
- 20) 岩瀬晃盛・浦野隆: 都市内道路における旅行速度(時間)の推定手法, 交通工学, Vol.18, No.1, pp.19~25, 1983
- 21) 上高家耕一・小山博之・中村修: 街路における旅行時間の推定手法に関する研究, 第5回交通工学研究発表会論文集, pp.36~38, 1980

- 22) 辻紘良・高橋理一・川島弘尚・山本芳嗣：街路誘導システムにおける旅行時間の予測，オペレーションズリサーチ，Vol.25，No.4，pp.228～234，1980
- 23) 野津原亨政・楠喜税・杉山博二：京葉地区広域交通管制計画における旅行時間予測システム，高速道路と自動車 Vol.25，No.5，pp.20～31，1982
- 24) 藤田素弘・松井寛・溝上章志：時間帯別交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究，土木学会論文集・Ⅳ，No.389，pp.111～119，1988
- 25) 佐佐木綱・朝倉康夫：OD需要の変動を内生化した最適道路網計画モデル，土木学会論文集・Ⅳ，No.383，pp.93～102，1987

第3章 時間帯別交通量配分モデル

3.1 概説

今日広く用いられている交通量配分モデルは、そのモデルの利用目的が主として道路網計画の策定のための需要予測にあることから、通常1日交通量を対象としており、またその配分手法も容量制約の下に需要交通量を与えられた道路網に合理的に割付るといった計画指向的色彩が強く、道路網上の実際の交通流をできるだけ忠実に再現するという観点から言えば、今なお多くの問題点を抱えていると言える。一方、最近では交通量配分を特定時間帯（たとえばピーク時間帯）を対象とした交通運用計画や沿道環境影響の事前評価に使用したいという社会的要請も強く、道路網上の交通流を時間を追ってできるだけ忠実に再現できるような交通量配分モデルの開発が期待されている。

そこで本章では1日の道路網交通流の時間変動を再現できる時間帯別交通量配分モデルを開発し、その実用性について検討を加えたものである。本章で提案する時間帯別配分モデルは、単に時間帯別の交通情報を与えるだけに止まらず、同時に日交通量配分の予測精度向上にも役立つものと考えられる。それは1.2節で述べたように、日単位の交通量配分では、経路選択規範や容量制約条件式が合理的に適用できないという問題点を抱えているためであり、時間帯別交通量配分では、そのような問題点を生じることなく、時間帯別交通量の和として日交通量が比較的精度よく推定されることが期待できる。

言うまでもなく交通量配分の予測精度向上という観点から言えば、ネットワークの表現方法、セントロイドの扱い方も重要な要因であるが、ここではこれらの問題については特に触れない。また、経路選択規範としては本論文では等時間原則を用いることにする。

ところで、1日を単位として終日の定常的なフローパターンを求める静的交通量配分手法に対して、単位時間を極めて短く設定し、状態方程式によって交通流の保存条件を満足させながら等時間原則に従う時々刻々の交通量を求める動的交通量配分手法が開発されている¹⁾²⁾。しかし、この動的手法では状態方程式をネットワーク上の各道路区間(リンク)ごとに与える必要がある上、設定した道路区間の平均通過時間以下に単位時間を設定する必要があるため、静的手法にくらべて計算容量および計算時間は膨大となり、大規模な道路網では実用的な配分手法とはいえない。一方河上・溝上³⁾は静的配分を基本にして15分から60分程度の時間帯幅で、一般の道路網上で交通量配分を行う手法を開発している。ここでは二つのモデルが提案されているが、両モデルとも静的配分によって各経路交通量を求めた後に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足させるために、その経路交通量をリンク交通量レベルで修正するという手順をとっている。しかし、この方法では修正計算を行った後に得られる解はもはや等時間原則が成立しているかどうか定かではなく、解も一意に決まる保障がない。また、このような静的配分を用いて経路交通量を求め

る場合には、分割時間帯幅を交通流の定常性が保障できると考えられる最長トリップ長程度に設定する方が有効であると考えられるが、この論文では入力データ（時間帯別のOD交通量など）が信頼できる範囲内でできるかぎり時間帯幅を短くすることが適切であるとされている。

本章では3つの時間帯別交通量配分モデルを提案する。2節では、交通流の保存条件のための修正をリンク交通量レベルで行うモデル（以下では、リンク修正法と呼ぶ）について考察するが、これは上記の河上らのモデルをさらに改良したものとなっている。このリンク修正法は交通流の定常性を保障すると考えられる、時間帯幅を明示することによって（3.2.1の仮定1）、静的配分を基本にした本モデルの意味を明確なものとし、またその仮定によって河上らのモデルよりも簡略化できることを示す。

3節では、交通流の保存条件のための修正をOD交通量レベルで行うモデル（以下では、OD修正法と呼ぶ）について考察する。上記のリンク修正法においては河上らのモデルと同様に、保存条件のための修正後の等時間原則および解の一意性の保障などの問題が解決されていないが、一方このOD修正法はBeckmann型最適化問題として定式化することができ、修正後の等時間原則および解の一意性を保障できる。また、ここではその計算アルゴリズムについても考察する。

4節では、従来から我が国で広く用いられてきた分割配分法においても、交通流の保存条件を考慮した時間帯別交通量を予測可能な、簡易OD修正法について考察する。簡易OD修正法での交通流の保存条件のための修正方法はOD修正法と同一であるが、この方法は、OD修正法のように均衡配分をすることによって、保存条件のために修正されたOD交通量を求めるのではなく、あらかじめ配分前に、保存条件のために修正されたOD交通量を求めてしまう方法である。

5節では、ここで提案したリンク修正法、OD修正法、および、簡易OD修正法を実際のネットワークでの交通量配分に適用し、その実績再現性について検証を行う。ここでは各時間単位および日単位で適合度分析を行い、計算時間等も考慮して実用的な配分モデルについて考察する。

3.2 リンク修正法

ここでは、通常の静的配分の後に、交通流の保存条件のための修正をリンク交通量レベルで行うリンク修正法について説明し、そのアルゴリズムを示す。

3.2.1 モデルの定式化

このモデルは以下の仮定を前提としている。

仮定1: 時間帯の幅(T) > 最長トリップ時間を満足する。

仮定2: 各OD交通量はセントロイドから同一時間帯中で一様に発生し、また経路上に一様に分布する。

仮定3: 内々交通量はゾーン内道路網に一様に分布する。

さて、まず内々交通量を先に道路網に配分しておく。最終的に得られる配分交通量は各リンクの断面交通量であるので、内々交通量もまた断面交通量で与えなければならない。よって、n時間帯におけるsゾーンの内々交通量を QN_s^n 、平均トリップ距離を AL_s^n 、1車線あたりに換算した道路総延長を L_s^n とおくと、n時間帯におけるsゾーンの1リンク1車線あたりの内々交通量 XN_s^n は、

$$XN_s^n = QN_s^n \times AL_s^n / L_s \quad (3.1)$$

で表わされる。

次に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足するための修正方法について説明する。今、通常の静的配分によってn時間帯のiODペア間経路kの経路交通量 u_{ik}^n が与えられているものとする。しかし、その時間帯nの終端時刻においては、仮定2よりその時間帯中に出発ノードから出発した車の一部はまだ経路上に存在しており、 u_{ik}^n の一部はまだ経路上のすべてのリンクを通過しているわけではない。時間帯の幅をT、n時間帯におけるiODペア間経路kの出発ノードからj番目のリンクの終端までの所要時間を $t_{ik}^n(j)$ とすると、経路交通量 u_{ik}^n のうちj番目のリンクの起点をまだ通過していない交通量 $Y1_{ik}^n(j)$ は、

$$Y1_{ik}^n(j) = u_{ik}^n t_{ik}^n(j-1) / T \quad (3.2)$$

となる。この $Y1_{ik}^n$ の経路上での分布は、経路の最後のリンク順位を m_{ik}^n とすると、経路の全所要時間は $t_{ik}^n(m_{ik}^n)$ となるから、図3.1で示すように、経路の終端において、 $u_{ik}^n t_{ik}^n(m_{ik}^n) / T$ の大きさをもつ三角形分布となる。よって、iODペア間経路kのj番目のリンクをn時間帯中に通過する断面交通量 $Y_{ik}^n(j)$ は、

$$Y_{ik}^n(j) = Y_{ik}^{n-1}(j) + u_{ik}^n - Y_{ik}^n(j) \quad (3.3)$$

となる。上式の右辺第1項は一つ前の $n-1$ 時間帯で j 番目のリンクを通過できなかった交通量を示し、右辺第2項と第3項の差は n 時間帯で通過できる交通量を示している。

実際の配分ではネットワーク上の個々のリンク a について、 $Y_{ik}^n(j)$ を OD ペア i ，経路 k ，およびその経路での各リンクの順位 j で総和してリンク a の総断面交通量を求める。リンク a において n 時間帯に通過できない交通量の総和 $X1_a^n$ は、

$$X1_a^n = \sum_i \sum_k \sum_j \theta_{ikja}^n Y_{ik}^n(j) \quad (3.4)$$

ここで、

$$\theta_{ikja}^n = \begin{cases} 1: i \text{ OD ペア間経路 } k \text{ の } j \text{ 番目のリンクがリンク } a \text{ であるとき} \\ 0: \text{ そうでないとき} \end{cases}$$

となる。ここで、初めに行う静的配分でリンク a に配分された交通量を U_a^n とすると、交通流の保存条件のための修正後のリンク a の断面交通量 X_a^n は式(3.3)と同様に、

$$X_a^n = X1_a^{n-1} + U_a^n - X1_a^n \quad (3.5)$$

となる。この X_a^n をあらかじめ配分されている内々交通量に加えたものが、 n 時間帯におけるリンク a の総断面交通量となる。

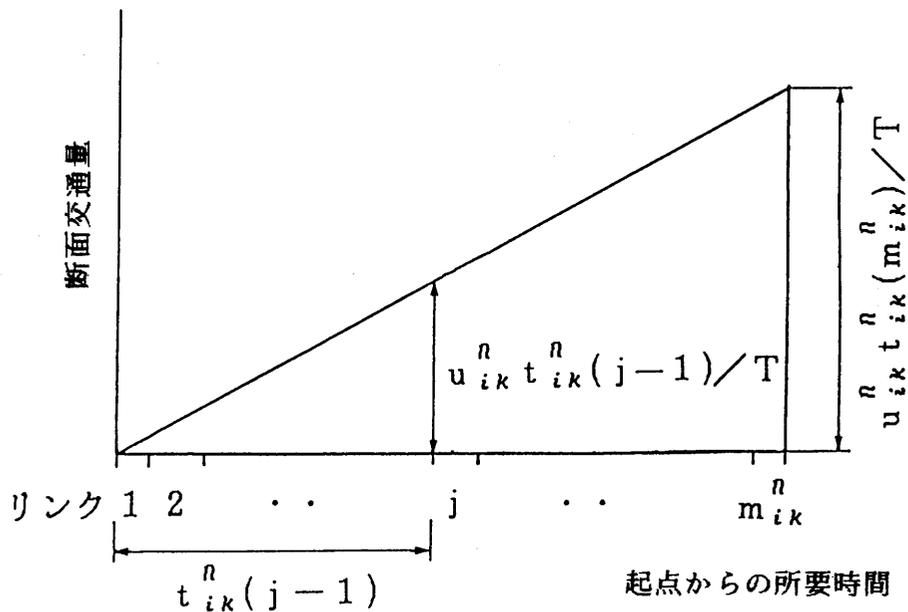


図3.1 n 時間帯において各リンクを通過していない交通量

3.2.2 計算手順

リンク修正法の計算手順は以下のようになる。

- Step 1 ネットワーク上の交通量の最も少ない時間帯を時刻の原点に選び $n = 1$ とし、 $X1_a^{n-1} = 0$ とおく。
- Step 2 n 時間帯の内々交通量を式(3.1)より計算し、その内々交通量と $X1_a^{n-1}$ をあらかじめ各リンクのリンクパフォーマンス関数に負荷しておく。
- Step 3 通常の静的配分を行い、 n 時間帯のすべてのOD交通量を配分する。この際すべての経路とその経路交通量、およびその経路上の各リンクまでの所要時間を記憶する。
- Step 4 式(3.2)より、各 i ODペア間経路 k の $Y1_{ik}^n$ を計算しながら、それを式(3.4)より各リンク a について累加することによって $X1_a^n$ を求める。そして式(3.5)より X_a^n を求め、内々交通量を加えて各リンク交通量を求める。
- Step 5 対象とするすべての時間帯で各リンク交通量を計算できたら終了し、そうでなければ $n = n + 1$ としてStep 2へ戻る。

このモデルは動的配分において状態方程式が行っている交通流の保存条件のための役割を近似的にとり入れたものといえるが、動的配分のように状態方程式を明示的に組込んで最適化問題を解くモデルとは異なり、修正を行った後に得られる解が等時間原則を満足しているか、また、解が一意に定まるのかという問題点を残している。しかしながらこの点を除いて、このモデルの修正方法は現実に最も即していると言える。

3.3 OD修正法

ここでは通常の静的配分の後に、交通流の保存条件のための修正をOD交通量レベルで行うOD修正法について説明する。まず3.3.1では、OD修正法をBeckmann型最適化問題として定式化し、その均衡解が交通流の保存条件と等時間原則を同時に満たしていることを示す。3.3.2ではその計算手順について考察する。

3.3.1 Beckmann型最適化問題としての定式化

この配分モデルの前提となる仮定および内々交通量の扱いは、リンク修正法と同一である。3.2.1で定式化したようにn時間帯のiODペア間経路kの経路交通量 u_{ik}^n のうちn時間帯の終端時刻に経路上の各リンクを通過していない交通量の分布は、図3.2の実線で示すような三角形分布となる。しかし、ここで提案するOD修正法ではその分布を図3.2の破線で示すように経路上の各リンクで一定とし、その値を $u_{ik}^n t_{ik}^n (m_{ik}^n) / T$ の1/2とする。つまりOD修正法では経路上の各リンクを通過していない交通量を経路上で平均化する。この平均化による三角形分布との誤差は、図3.2からもわかるように、経路中央部ではほとんどなく、その前部で正、後部で負となる。しかもこの傾向はどの時間帯でも成り立つため、式(3.3)からも明らかなように、n-1時間帯の修正交通量 $Y_{ik}^{n-1}(j)$ を加え、n時間帯の修正交通量 $Y_{ik}^n(j)$ を減ずるという関係はこの誤差を常に小さくする

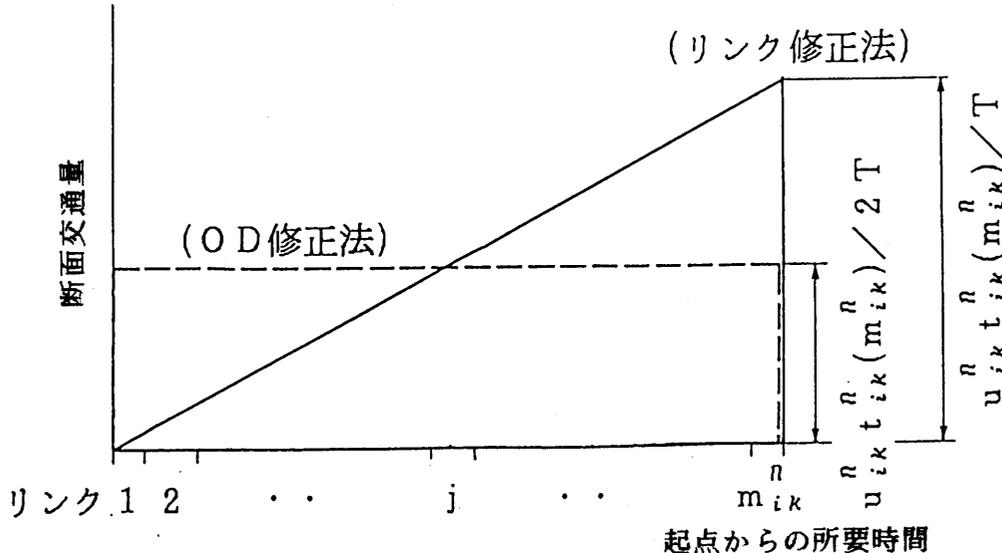


図3.2 OD修正法における交通流の保存条件のための修正方法

方向に働くから、各時間帯の平均的なリンク交通量を得るという目的においては、この平均化の仮定は許容できるものと考えた。ただし、この仮定の妥当性については最終的には配分結果の精度検証によって判断しなければならない。

さて、リンク修正法の $Y_{ik}^n(j)$ に相当する修正交通量を v_{ik}^n とおくと、OD修正法ではその経路上でのリンク順位 j に無関係に、

$$v_{ik}^n = u_{ik}^n t_{ik}^n(m_{ik}^n) / 2T \quad (3.6)$$

となる。よってOD修正法は修正交通量が経路上の各リンクで一定であるため、交通流の保存条件を満足するためにリンク修正法のように個々のリンク交通量を修正する必要はなく、経路交通量を修正して配分すればよい。さらに、等時間原則を配分原則としているため各経路の所要時間 $t_{ik}^n(m_{ik}^n)$ はOD間の最短経路所要時間に等しくなる。この最短経路所要時間を C_i^n 、 n 時間帯の i ODペア間のOD交通量を Q_i^n とし、 i ODペア間の各経路の修正交通量 v_{ik}^n の総和を q_i^n とすると次式が成立する。

$$\begin{aligned} q_i^n &= \sum_k v_{ik}^n = \sum_k u_{ik}^n C_i^n / 2T \\ &= Q_i^n C_i^n / 2T \end{aligned} \quad (3.7)$$

上式より結局、OD修正法における交通流の保存条件を満足するためにはOD交通量を修正すればよいことがわかり、たとえば n 時間帯について言えばOD交通量 Q_i^n に前時間帯の修正交通量 q_i^{n-1} を加え、現時間帯の修正交通量 q_i^n を除いて配分すればよいことになる。

ところで、以上のように等時間原則を配分規範とするOD修正法は以下に示すBeckmann型最適化問題の解として定式化できる⁴⁾。

$$\text{Min: } F_1 = \sum_a \int_0^{x_a^n} C_a(y) dy - \sum_i \int_0^{g_i^n} \frac{2T}{Q_i^n} (q_i^{n-1} + Q_i^n - z) dz \quad (3.8)$$

$$\text{s. t. } \begin{cases} \sum_k f_{ik}^n - g_i^n = 0 \\ x_a^n = \sum_i \sum_k \delta_{ika}^n f_{ik}^n \\ f_{ik}^n \geq 0, \quad g_i^n \geq 0 \end{cases} \quad (3.9)$$

ここで、

x_a^n : n 時間帯におけるリンク a のリンク交通量

$C_a(\cdot)$: リンク a のリンクパフォーマンス関数

Q_i^n : n 時間帯における i O D ペア間の O D 交通量

g_i^n : n 時間帯における i O D ペア間の交通流の保存条件のための修正後の O D 交通量

f_{ik}^n : n 時間帯における i O D ペア間経路 k の経路交通量

q_i^{n-1} : $n-1$ 時間帯における i O D ペア間の修正交通量 (式 (3.7) による) で、 n 時間帯では定数

δ_{ika}^n : $\begin{cases} 1: \text{リンク } a \text{ が } i \text{ O D ペア間経路 } k \text{ に含まれるとき} \\ 0: \text{そうでないとき} \end{cases}$

本問題を解くことによって、リンク修正法で問題となった修正後の等時間原則、および解の一意性が証明できることを以下に示す。

式 (3.8), (3.9) についてラグランジュ関数 F_2^n を導入する。

$$F_2^n(f, g, \lambda) = F_1^n(f, g) - \sum_i \lambda_i^n \left\{ \sum_k f_{ik}^n - g_i^n \right\} \quad (3.10)$$

ここに λ_i^n は n 時間帯の i O D ペアに特有のラグランジュ乗数である。式 (3.10) の最小化問題において f_{ik}^n と g_i^n を独立変数とするとこの問題の最適性の条件は次のようになる⁵⁾。

$$f_{ik}^n (C_{ik}^n - \lambda_i^n) = 0 \quad (3.11.a)$$

$$C_{ik}^n - \lambda_i^n \geq 0 \quad (3.11.b)$$

$$g_i^n \left[- \frac{2T}{Q_i^n} (q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) + \lambda_i^n \right] = 0 \quad (3.12.a)$$

$$- \frac{2T}{Q_i^n} (q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) + \lambda_i^n \geq 0 \quad (3.12.b)$$

$$\sum_k f_{ik}^n - g_i^n = 0 \quad (3.13)$$

$$f_{ik}^n \geq 0, \quad g_i^n \geq 0 \quad (3.14)$$

ここで C_{ik}^n は n 時間帯の i O D ペア間経路 k の経路所要時間 $\sum_a \delta_{ika}^n C_a(x_a^n)$ である。

λ_i^n は i O D ペア間の最短経路所要時間と考えてよいから、式 (3.11.a), (3.11.b) は等時間原則の定義そのものとなる。

また、

$$\frac{2T}{Q_i^n} (q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) = D_i^{-1}(g_i^n) \quad (3.15)$$

とすると、式(3.12.a), (3.12.b)より、 $g_i^n > 0$ のとき $\lambda_i^n = D_i^{-1}(g_i^n)$, $g_i^n = 0$ のとき $\lambda_i^n \geq D_i^{-1}(g_i^n)$ であり、 λ_i^n はODペア間最短経路所要時間であるから、式(3.15) は i ODペア間の逆需要関数と考えてよい。実際には、3.2.1の仮定1より対象とする時間帯内に一台も到着できないODペアはないから g_i^n は常に正である。よって g_i^n は、

$$g_i^n = q_i^{n-1} + Q_i^n - \frac{\lambda_i^n}{2T} Q_i^n \quad (3.16)$$

となる。上式の右辺第3項は式(3.7)より n 時間帯の最短経路所要時間 λ_i^n を用いた場合の交通流の保存条件のための修正交通量と一致する。式(3.16)は式(3.10)の最適解として得られる g_i^n が保存条件のための修正後のOD交通量となることを示しており、これはリンク修正法の式(3.5)に対応するものとなっている。すなわち、式(3.8), (3.9)を最適化すればOD修正法で仮定した交通流の保存条件を満足する修正後のOD交通量、および等時間原則を満足するリンク交通量の解 (g_i^n, x_a^n) を得ることができるのである。解の一意性は、式(3.8)の右辺第1項のリンクパフォーマンス関数と、第2項の逆需要関数がそれぞれ凸関数であれば保証される⁶⁾。リンクパフォーマンス関数は一般に凸関数であり、また逆需要関数は図3.3のような擬似凸関数である線形関数となるため、式(3.8), (3.9)の解は一意に決まる。

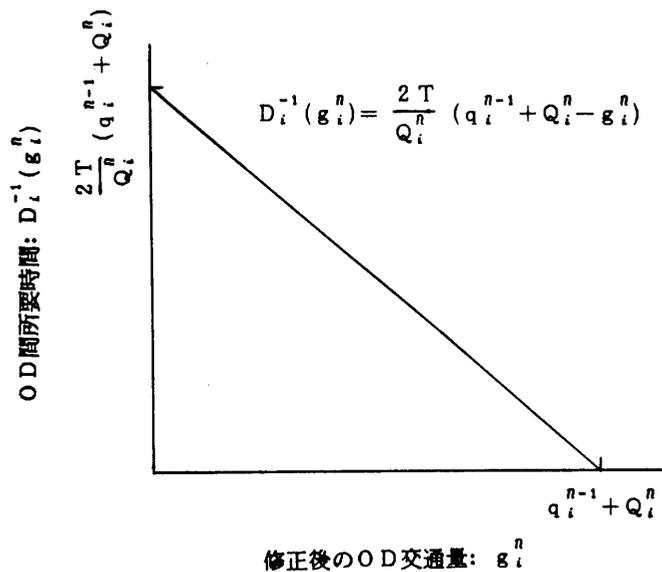


図3.3 OD修正法における逆需要関数 $\{D_i^{-1}(g_i^n)\}$

3.3.2 計算手順

問題 F_1 は一般によく知られている発生集中量制約のない需要変動型交通均衡問題と全く同形の最適化問題であるが、このような問題はF-W法によって最適解を得られることが過去の研究⁷⁾⁸⁾⁹⁾によって報告されている。本研究でもそれにならいF-W法によって解くことにすると、対象とするすべての時間帯 n で最適解を得るための計算手順は次のようになる。

Step 1 ネットワーク上の交通量の最も少ない時間帯を時刻の原点に選び $n=1$ とし、 $q_i^{n-1}=0$ とおく。

Step 2 n 時間帯の内々交通量を式(3.1)より計算し、あらかじめ各リンクのパフォーマンス関数に負荷しておく。

Step 3 $k=1$ として初期実行可能解 $g_i^{n(k)}$, $x_a^{n(k)}$ を与える。

Step 4 $x_a^{n(k)}$ に応じた所要時間を計算し、最短経路探索によって各OD間の所要時間 $C_i^{n(k)}$ を求める。

Step 5 Step 4で求められた $C_i^{n(k)}$ を式(3.16)の λ_i^n に代入することによってOD交通量 \bar{g}_i を求める。

Step 6 最短経路に \bar{g}_i をすべて負荷するAll-or-nothing法により \bar{x}_a を求める。

Step 7 あらかじめ設定した ϵ_1 , ϵ_2 に対して、

$$(a) \sum_a (\bar{x}_a - x_a^{n(k)}) C_a(x_a^{n(k)}) \leq \epsilon_1$$

$$(b) \text{Max}_a | (\bar{x}_a - x_a^{n(k)}) / x_a^{n(k)} | \leq \epsilon_2$$

$$(c) k > K \quad (K \text{は任意に与える})$$

のいずれかを満足するならば、 $x_a^{n(k)}$ に内々交通量を加えてリンク交通量を求めStep11へ行く。

Step 8

$$g_i^n = \alpha g_i^{n(k)} + (1-\alpha) \bar{g}_i$$

$$x_a^n = \alpha x_a^{n(k)} + (1-\alpha) \bar{x}_a$$

とおき、1次元探索によって目的関数式(3.8)を最小にする結合パラメータ $\alpha^{(k)}$ を求める。

Step 9

$$g_i^{n(k+1)} = \alpha^{(k)} g_i^{n(k)} + (1 - \alpha^{(k)}) \bar{g}_i$$

$$x_a^{n(k+1)} = \alpha^{(k)} x_a^{n(k)} + (1 - \alpha^{(k)}) \bar{x}_a$$

により、OD交通量、リンク交通量の修正を行う。

Step10 $k = k + 1$ において Step 4へ戻る。

Step11 対象とするすべての時間帯でリンク交通量を計算できたら終了する。そうでなければ式(3.7)より q_i^n を計算し、 $n = n + 1$ として Step 2へ戻る。

時間帯の幅 T は交通流の定常性を保証するため仮定 1 を満足するように設定する必要があるが、実際には計算の途中で T を越えるトリップ長が出現し仮定 1 が満たされなくなる可能性がある。しかし、図 3.3 の逆需要関数の縦軸の切片から、最短経路所要時間が T の 2 倍以上の $2T(Q_i^n + q_i^n)/Q_i^n$ 以下であれば g_i^n は必ず正であり、また 3.3.1 の定式化からそれ以上の最短経路所要時間になったとしても最適解が得られないわけではない。 T を越えるトリップが少なければ、再度 T を変えて計算しなおす手間を省き、その計算結果をそのまま用いてもさしつかえないと考えられる。

3.4 簡易OD修正法¹⁰⁾

ここで説明する簡易OD修正法の交通流の保存条件のための修正方法は、3.3.1で説明したOD修正法と全く同一である。しかし、OD修正法では需要変動型交通量配分の均衡解として、交通流の保存条件のための修正を行ったリンク交通量とOD交通量が同時に得られるのに対し、簡易OD修正法では交通量配分の前に、修正を行ったOD交通量のみをあらかじめ全時間帯で推計してしまう方法である。よって簡易OD修正法では、各時間帯で独立に交通量配分を行うことが可能となり、簡易OD修正法によって推定されたOD交通量を用いれば、我が国で広く用いられている分割配分法や時間比配分法などの需要固定型交通量配分モデルにおいても、隣り合う時間帯での交通流の保存条件を考慮した時間帯別交通量を求めることが可能となる。

3.4.1 モデルの定式化

(1) 現況分析で Q_i^n 、 $Q_{o_i}^n$ がともに既知な場合

今、 n 時間帯に出発するODペア i のOD交通量 Q_i^n のうちで、その時間帯内に吸収されるOD交通量を $Q_{o_i}^n$ とする。この $Q_{o_i}^n$ は現況分析の場合はパーソントリップ調査等のマスターテープから比較的容易に集計可能と思われるが、以下ではこの $Q_{o_i}^n$ が求められる場合について考察する。

このとき、ODペア i の集中側の終端（リンクナンバー m ）では、式(3.2)より次式が成り立つ。

$$Q_i^n \lambda_i^n / T = Q_i^n - Q_{o_i}^n \quad (3.17)$$

上式の両辺は n 時間帯に発生するODペア i のOD交通量のうち、その時間帯内に集中側のセントロイドに到着できないOD交通量を表す。 $Q_{o_i}^n$ が現況で与えられるデータであるとするれば、右辺の値はOD修正法の式(3.8)、式(3.9)の均衡配分によってあたえられる最適解 λ_i^n を含む左辺の計算式の値と一致するはずである。よって式(3.16)における第3項が式(3.17)を $1/2$ にしたものと同等となり、それは q_i^n に等しいことから、式(3.16)は式(3.17)を用いて次のように変形できる。

$$\begin{aligned} g_i^n &= (Q_i^{n-1} - Q_{o_i}^{n-1}) / 2 + Q_i^n - (Q_i^n - Q_{o_i}^n) / 2 \\ &= Q_i^n + ((Q_i^{n-1} - Q_{o_i}^{n-1}) - (Q_i^n - Q_{o_i}^n)) / 2 \end{aligned} \quad (3.18)$$

よって現況分析において Q_i^n 、 Q_i^{n-1} とともに $Q_{o_i}^n$ 、 $Q_{o_i}^{n-1}$ が得られる場合には、上式を用いて g_i^n を計算し配分すれば、分割配分法においても時間帯別交通量を求めることができる。

(2) 将来予測のため、 Q_i^n のみが既知の場合

簡易OD修正法を将来予測に用いる場合には、時間帯別OD交通量 Q_i^n は予測できても、 $Q_{o,i}^n$ はネットワークの形態および混雑状況の影響を受けているため、 Q_i^n ほど単純には予測できない。すなわち、その予測はOD修正法のように実際の交通量配分のなかでなされるものであるため、配分前に予測する場合は何等かのネットワーク情報を取入れることが必要である。そこで本研究では、この場合においては、 $Q_{o,i}^n$ ではなく直接 g_i^n を推計するものとし、その g_i^n の推計方法を次のように考察した。

式(3.18)の右辺第2項はOD修正法におけるn時間帯の全修正交通量を示すが、それを Y_i^n とおくと、

$$Y_i^n = ((Q_i^{n-1} - Q_{o,i}^{n-1}) - (Q_i^n - Q_{o,i}^n)) / 2 \quad (3.19)$$

となる。ここで交通量ゼロの状態のネットワークにおいて、最短経路探索を行ったときのOD間所要時間を $t_{min,i}^n$ とすると、n時間帯における所要時間 λ_i^n は以下のように分解できる。

$$\lambda_i^n = t_{min,i}^n + \lambda_i^{n'} \quad (3.20)$$

ここで $\lambda_i^{n'}$ は混雑の影響による所要時間の増加項である。すると、式(3.19)は式(3.17)と式(3.20)より、

$$Y_i^n = (Q_i^{n-1} - Q_i^n) t_{min,i}^n / T / 2 + (Q_i^{n-1} \lambda_i^{n-1'} - Q_i^n \lambda_i^{n'}) / T / 2 \quad (3.21)$$

となる。上式の右辺第1項を X_i^n とおくと、

$$X_i^n = (Q_i^{n-1} - Q_i^n) t_{min,i}^n / T / 2 \quad (3.22)$$

となる。現況で得られるデータを用いて式(3.19)の Y_i^n と式(3.22)の X_i^n との回帰分析を行った結果、図3.4のような強い正の相関があることがわかり、回帰式は次のようになった。

$$Y_i^n = 1.86 + 2.26 X_i^n \quad (i=1,2,\dots,s, n=1,2,\dots,24) \quad (3.23)$$

(r=0.88, データ数 232)

ここに r は上式の相関係数である。さて、データ数の多さからわかるように X_i^n と Y_i^n に用いたデータはあらゆる時間帯nおよびODペアのものを用いており、そこにおける個々の Q_i^n および $t_{min,i}^n$ の大きさは幅広く分布している。それにもかかわらず、 X_i^n と Y_i^n が上式のように強い相関があるということは、将来的に $Q_i^n, t_{min,i}^n$ の値が変化しても、式

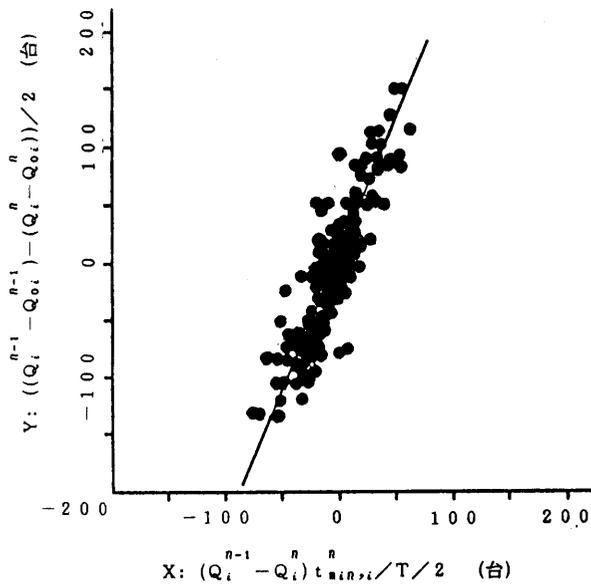


図3.4 簡易OD修正法における修正交通量の予測モデル

(3.23)の関係が成り立つことを示していると考えられ、この式を用いれば g_i^n の将来予測も可能である。ただ、将来において新規に高速道路が建設されるなど大きく道路網の形態が変化するような場合は式(3.23)が適用できるかについては、今後研究を行っていく必要がある。

3.4.2 計算手順

簡易OD修正法の計算手順をまとめると以下のようになる。

(a) 現況分析で Q_i^n 、 $Q_{o,i}^n$ がともに既知の場合

式(3.18)を使って各時間帯および各ODペアの g_i^n を求める。

(b) 将来予測のため、 Q_i^n のみが既知の場合

まず、ネットワークの交通量0の状態での最短経路探索を行い、 $t_{min,i}^n$ を求めておく。式(3.22)にデータを代入して、 X_i^n を求め、式(3.23)より各時間帯、各ODペアの Y_i^n を求める。よって、 g_i^n は次式より推計される。

$$g_i^n = Q_i^n + Y_i^n \quad (3.24)$$

以上のように g_i^n は、特に交通量配分を行わなくても設定可能であることがわかった。しかし、この方法は $Q_{o,i}^n$ のデータの精度に大きく影響を受けることを予想でき、この点においては5節の配分でその実用性を検討する必要がある。

3.5 配分結果と考察

本研究で提案したリンク修正法、OD修正法および簡易OD修正法を実際の道路網に適用し、それぞれの実績再現性を検証する。比較のため、交通流の保存条件のための修正を施さない通常の静的配分を各時間帯別に独立に行った場合も同様に検証する。まず、3.5.1(1)では、均衡理論に基づいた各種時間帯別配分モデルの適合度比較を行う。すなわち、F-W法に基づいた等時間原則均衡配分を初めの静的配分に用いるリンク修正法と、Beckmann型最適化問題としてのOD修正法、および、F-W法に基づいた等時間原則均衡配分をそのまま各時間帯に独立に用いる修正なしの静的配分の3つの時間帯別配分について、各時間帯（ピーク、オフピーク時）の適合度分析を行う。3.5.1(2)では、上記3つの時間帯別配分モデルを1日24時間の各時間帯に適用し累計して求めた日交通量と、F-W法に基づいた等時間原則均衡配分を1日を単位として適用する、日単位の配分による日交通量についての適合度比較を行う。次に3.5.2では、3.4.1で提案した簡易OD修正法と他の時間帯別配分との適合度比較を行い、計算時間等の分析も含めてその実用性について考察する。

上記の配分は豊田市の道路網で行い、28セントロイド、88ノード、278リンクの中規模のネットワークを用いるが、このネットワークはほぼ豊田市の補助幹線道路以上の道路網に対応している（図2.21）。配分に用いる時間帯別のOD交通量は昭和56年度パーソナルトリップ調査のマスターテープから出発時間をベースとして集計する。豊田市の最長トリップ長が52分であるので、3.2.1の仮定1を満たす時間帯の幅Tを60分とする。

3.5.1 リンク修正法、OD修正法および修正なしの配分の適合度分析

ここでは、均衡配分を初めの静的配分に用いるリンク修正法と、Beckmann型最適化問題としてのOD修正法、および、均衡配分を用いる修正なしの配分の3つの時間帯別配分について、各時間帯の適合度分析を行う。以下の分析では道路網上の交通量が最小となる午前3時から配分を始め24回の繰返しによって1日の時間帯別配分交通量を求めるが、たとえば特定時間帯（ピーク時間帯など）の交通状況のみを知りたい場合の実用性を考えて、対象とする時間帯の一つ前の時間帯から配分を始める場合についても後に触れる。本節の分析では、リンクパフォーマンス関数として以下に示す修正BPR関数を用いた¹¹⁾

$$C_a(x_a) = L_a \times C_a(0) \{1 + 2.62(x_a/D_a)^5\} \quad (3.25)$$

ここに、

$C_a(0)$: $x_a=0$ におけるリンク走行時間

D_a, L_a : リンクaの可能交通容量、区間延長

ここで、時間可能交通容量は「道路の交通容量」¹²⁾で定義されている算定方法によって

求め、日可能交通容量は昭和56年度パーソントリップ調査に使われたものを用いるが、この日可能交通容量は平均的なK値とD値を用いて求められている。なお、以下の分析では相関係数、および、RMS誤差を用いているが、そのRMS誤差は式(2.22)によって定義される。

(1) 各時間帯の適合度分析

上記の三つの時間帯別配分モデルについてピーク、オフピーク時の実績再現性を比較する。分析に用いる各時間帯別の実績交通量は昭和55年度道路交通センサスの原票より抽出したもので(データ数42個, そのリンクは図2.21の実績日交通量抽出リンクに含まれる)、各時間帯1時間の両方向合計の断面交通量である。得られた分析結果は次の通りである。

① ピーク時(午前7時台)の適合度比較(表3.1)では、修正後の等時間原則を保証できるOD修正法はRMS誤差, 相関係数ともに3つの配分の中で最も良い結果を示しているが、リン

表3.1 ピーク時(午前7時台)のリンク交通量(台/時)の適合度比較

		リンク修正法	OD修正法	修正なしの配分
RMS誤差		514	367	677
回 帰 式	相関係数	0.462	0.715	0.678
	切片	184 (1.08 [*])	85 (0.59 [*])	403 (2.16)
	傾き	0.56 (2.60)	0.94 (0.44 ^{**})	1.09 (0.46 ^{**})

注) ()内はt値, *, **は有意水準5%による検定結果
* 回帰直線の切片が0である, という仮説が棄却されない。
** 回帰直線の傾きが1である, という仮説が棄却されない。

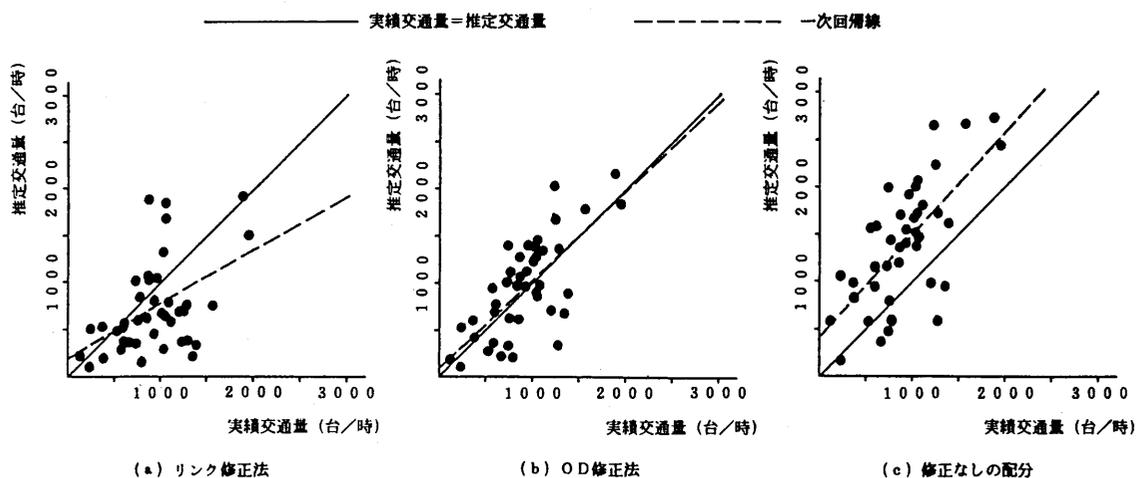


図3.5 ピーク時(午前7時台)のリンク交通量の実績値と推定値の散布図

ク修正法は相関係数が0.462 と悪く、修正なしの配分はRMS誤差が他の配分に比べてかなり悪くなっている。これを図3.5の実績値と推定値の散布図でみると、OD修正法は実績値に対してほぼ45度の直線の周りではばらついており、その大きさも比較的小さいが、リンク修正法はばらつきが大きく、しかもばらつきにバイアスがみられる。修正なしの配分は交通流の保存条件を考慮していないため、全体的に実測値よりもかなり過大な交通量を推定している。

② オフピーク時(13,14時台)における適合度比較(表3.2)では、三つの配分ともほとんど変わらない結果となっている。これはオフピーク時では前後の時間帯で交通流がほぼ定常的に流れている

るために、加えるべき前時間帯の修正交通量と減ずべき現時間帯の修正交通量が均衡し、交通流の保存条件の影響が見かけ上

表3.2 オフピーク時(13,14時台)のリンク交通量(台/時)の適合度比較(RMS誤差)

	リンク修正法	OD修正法	修正なしの配分
13時台	260	262	265
14時台	267	266	269

相殺されているためと考えられる。

③ リンク修正法、OD修正法によって推定した交通量の時間変動パターン(図3.6)では、全体的にはどちらの配分も比較的良く推定しているが、部分的にみるとリンク修正法で推定した朝夕のピーク交通量が大きくずれており、誤差が大きくなっている。このようにピーク時においてリンク修正法の誤差が大きくなるのは、リンク修正法が修正後の最適解としてえられる旅行時間ではなく修正前の実際と異なった旅行時間を用いて修正を行うためと考えられ、特にピーク時のように旅行時間の変動が大きい時間帯では修正前の旅行時間の実際との差が大きくなるため、誤差が大きくなると考えられる。

以上の結果から、オフピーク時では交通流の保存条件のための修正を行う必要性は高くないが、ピーク時での必要性はむしろ高く、またその場合には修正後の最適解が得られるOD修正法でないと誤差がかなり大きくなることがわかる。しかしオフピーク時においても局所的に混雑するリンクがあり、この場合にはピーク時と同様の扱いをする必要がある。結局三つの時間帯別配分の中では全時間帯を通じて解の安定度が高く、精度良く時間帯別交通量を推定できるOD修正法が最も実用的であると考えられる。また、以上の結果よりOD修正法において3.3.1で仮定した平均化の仮定はおおむね許容できるものであることがわかる。

さて、1日24時間の時間帯別交通量ではなく、特定時間帯のみの配分交通量が必要な場合の簡便法として、当該時間帯の一つ前の時間帯から配分を始めた場合の適合度について

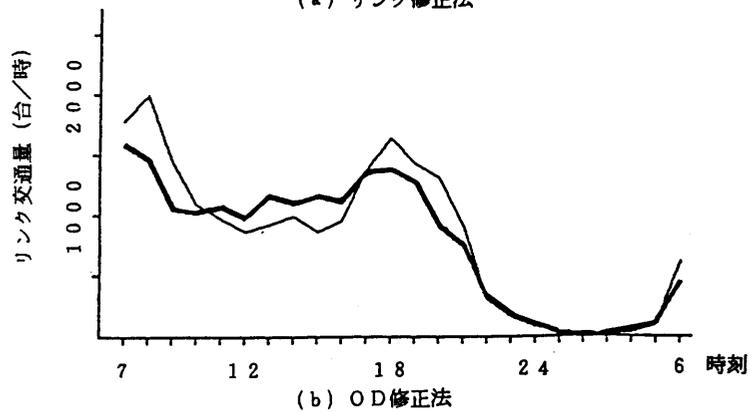
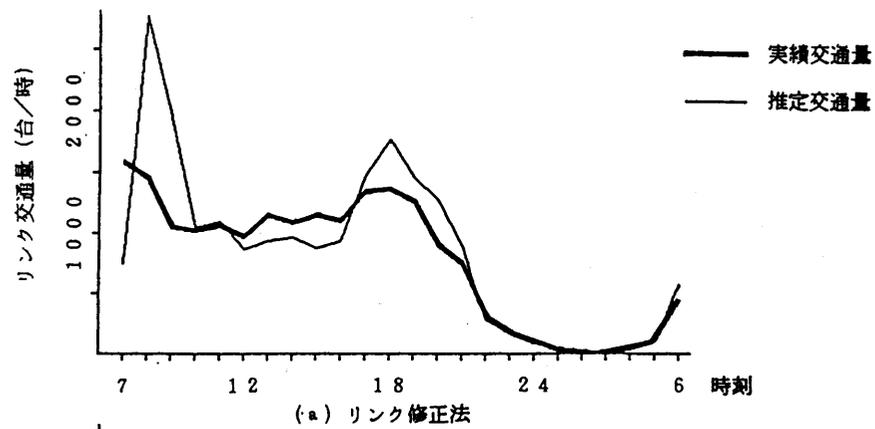


図 3. 6 (a) リンク A (図 2. 21 参照) の時間変動パターンの適合度比較

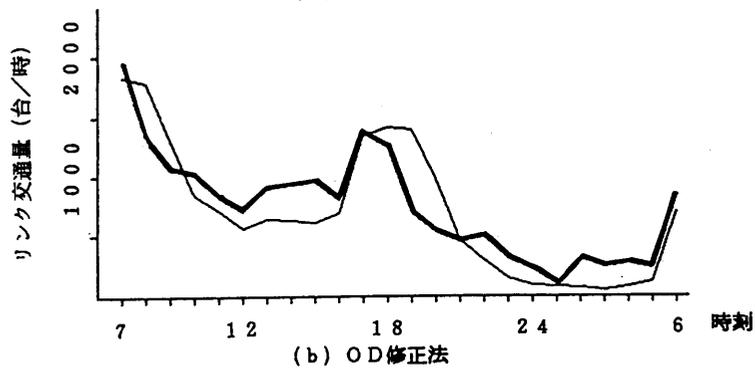
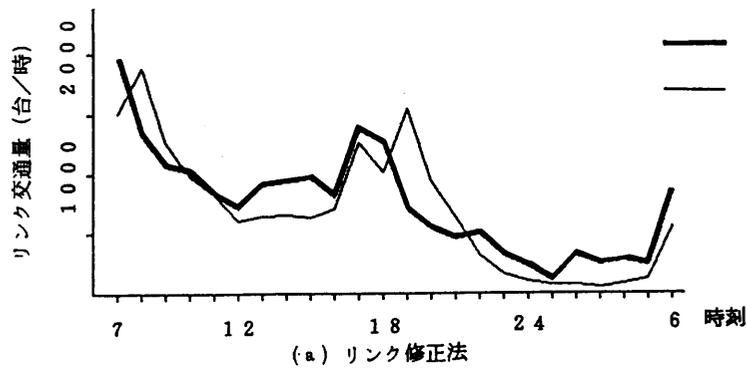


図 3. 6 (b) リンク B (図 2. 21 参照) の時間変動パターンの適合度比較

表 3. 3 OD修正法の配分開始時間帯の違いによる
適合度比較 (RMS誤差)

	ピーク時間帯		オフピーク時間帯	
	7時台	8時台	13時台	14時台
午前3時 からの配分	367	396	262	266
前時間帯 からの配分	369	399	263	266

考える。表 3. 3はOD修正法についてピーク時、オフピーク時の各時間帯で推定した交通量のRMS誤差で、配分を午前3時から始めた場合と当該時間帯の前時間帯から始めた場合のそれぞれについて示している。それによると、前時間帯から配分を始めた場合のRMS誤差は午前3時から始めたものほとんど変わらないことがわかり、実際の配分では前時間帯から配分を始めても精度面で問題はないと考えられる。

(2) 日単位の配分との比較

ここでは、三つの時間帯別配分モデルのそれぞれについて1日24時間の配分結果を累加して推定した日交通量と、日単位配分によって推定した日交通量を比較検討する。分析に用いる実績日交通量は、昭和55年度道路交通センサスの報告書¹³⁾から日交通量として直接得られたもの(6個)、報告書の昼間12時間交通量データに豊田市の昼夜率の平均値(1.356)を乗じて日交通量の実績値としたもの(44個)の計50個(図2.21参照)で、

表 3. 4 日単位の配分と各時間帯別配分の適合度比較

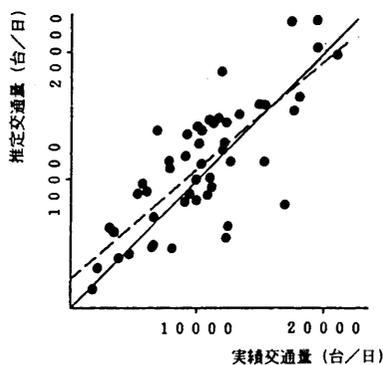
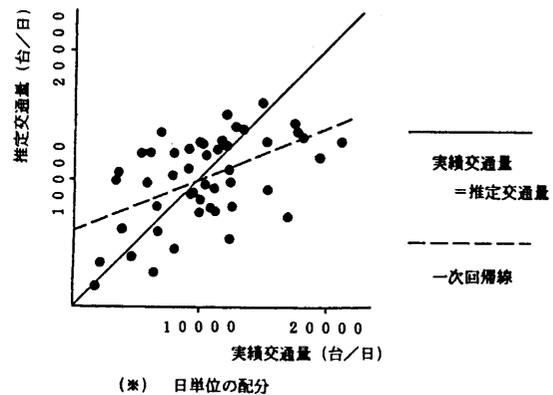
		日単位の配分	時間帯別配分		
			リンク修正法	OD修正法	修正なしの配分
RMS誤差		4119	3260	3362	3427
回 帰 式	相関係数	0.513	0.782	0.773	0.767
	切片	6042 (5.82)	2240 (2.01*)	1222 (1.03*)	1337 (1.11*)
	傾き	0.376 (6.88)	0.849 (1.55**)	0.874 (1.22**)	0.875 (1.18**)

注) ()内はt値, *, **は有意水準5%による検定結果
* 回帰直線の切片が0である、という仮説が棄却されない。
** 回帰直線の傾きが1である、という仮説が棄却されない。

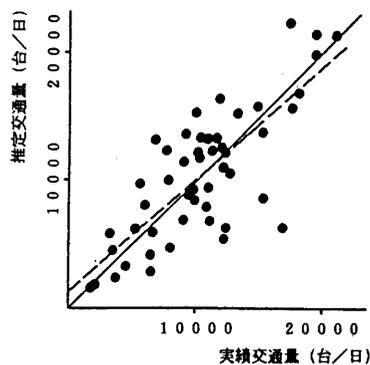
いずれも両方向合計の交通量である。

表3.4の日交通量の適合度比較によれば、相関係数、RMS誤差ともに、時間帯別配分モデルで推定した方が日単位の配分で推定するよりも良い結果を示している。これを、図3.7の実績値と推定値の相関図で判断すると、時間帯別配分モデルで推定した日交通量はどれもほぼ45度の直線の周りではばらついているが、日単位の配分で推定した日交通量は実績値の低い所では過大に、高い所では過小に推定されており、道路網全体にわたって交通量分布が平均化されている。この平均化の傾向は2.5.1で分割配分法を使い従来の日Q-V式を用いて配分した場合と同様となったが、ここでの時間帯別配分モデルと日単位の配分との直接の比較から、この傾向は第1章で述べた日単位の配分の問題点が無視できないことを示していることが明らかとなり、本研究で提案した時間帯別配分手法はこの点を改善しているという意味で有益な方法といえる。

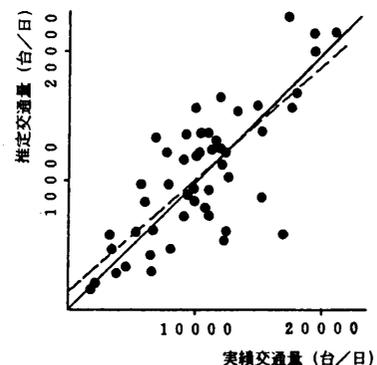
ところで本節の(1)では、ピーク時に大きく誤差を生じていたリンク修正法、交通流の保存条件のための修正をしない配分も、日交通量の予測ではOD修正法と同様の比較的良好な結果となっている。これは1日の総OD交通量は修正方法の違いによって変化せず保存されるため、各時間帯の1日の総和をとれば結局どの方法によってもほぼ同一の結果となったものと考えられる。これはまた保存条件のための修正にかかわる誤差は、1日の総和をとることによってそのほとんどを消去できるものであることを示していると考えられ、日交通量の予測のみを対象とする場合にはリンク修正法、修正なしの配分もOD修正法と同様に実用的と考えられる。



(a) リンク修正法



(b) OD修正法



(c) 修正なしの配分

図3.7 日交通量の実績値と推定値の散布図

3.5.2 簡易OD修正法と他のモデルとの総合評価

ここでは、3.4.1で提案した簡易OD修正法によって求められた時間帯別OD交通量を、10分割の分割配分法によって配分した結果についての適合度分析を行い、他の時間帯別交通量配分モデルと計算時間等も含め総合的に比較する。

表3.5は簡易OD修正法によって推定したピーク時交通量および日交通量の適合度を示している。ピーク時(7時台)の適合度ではRMS誤差が569となっており、3.5.1の表3.1における均衡配分の分析と比較すると、修正なしの配分のRMS誤差(677)よりも良いが、リンク修正法(514)、OD修正法(367)よりは悪くなっている。しかし、リンク修正法では、相関係数が0.462とかなり悪く、図3.5でもデータが大きくばらついているのに対し、簡易OD修正法では、図3.8で見られるように、それほど大きなばらつきはなく、相関係数も0.687とリンク修正法よりもかなり高くなっている。これは、3.5.1(1)の③でも指摘したように、リンク修正法が修正前の現実と異なる旅行時間を用いて、交通流の保存条件のための修正を行っているのに対し、簡易OD修正法ではその時間帯内に発生し、かつ、集中するOD交通量データから合理的にその修正を行っているためといえる。以上のことを考慮すると、簡易OD修正法がOD修正法の次に実用的な配分方法である

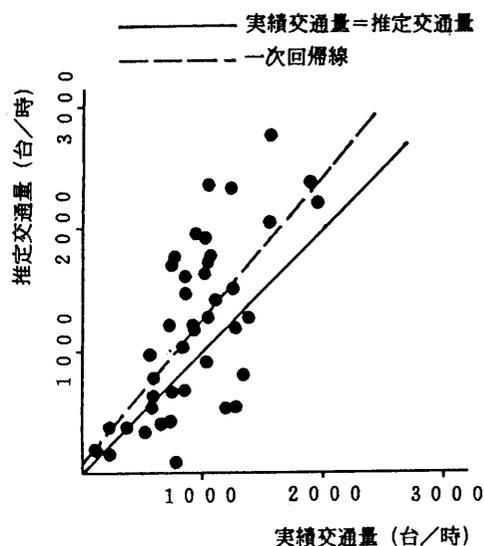


図3.8 簡易OD修正法における

ピーク時交通量の実績値と推定値の散布図

表3.5 簡易OD修正法における交通量の適合度分析

		ピーク時 交通量 (7時台)	日交通量
RMS誤差		569	4139
回	相関係数	0.687	0.750
帰	切片	78.4 (0.39*)	556 (0.46*)
式	傾き	1.18 (0.91)**	1.04 (0.30)**

注) ()内はt値, *, **は有意水準5%による検定結果
 * 回帰直線の切片が0である、という仮説が棄却されない。
 ** 回帰直線の傾きが1である、という仮説が棄却されない。
 ※上記の結果は、10分割の分割配分法によるもの

ことがわかる。

ところで、簡易OD修正法を現況データで用いる場合は、3.4.1の定式化から、OD修正法の配分結果とほぼ一致するはずであるが、ここでは簡易OD修正法の方がかなり悪くなっている。これは、簡易OD修正法の配分手法として分割配分法を用いていることが主な原因として考えられるが、他にも現況データより得られる Q_{oi} の精度などが考えられる。

この簡易OD修正法は、分割配分法ばかりでなく、需要固定型の配分モデルであれば、時間比配分法でも均衡配分法でも適用可能である。しかし、簡易OD修正法に需要固定型均衡配分法を適用し時間帯別交通量配分を行うよりは、そのプログラムを少し修正することによって需要変動型均衡配分であるOD修正法を時間帯別配分に用いた方が、精度よく時間帯別交通量を推計できるという点で妥当と考えられる。

日単位の分析では、簡易OD修正法がRMS誤差で最も悪くなっているが、相関係数、および、図3.9のデータのばらつきの様子から、日単位の配分のような道路網全体にわたって交通量分布が平均化される傾向は見られない。よって、日単位の分析においても、簡易OD修正法を他の時間帯別配分と同様に実用的と考えてよいと思われる。

最後に各種配分手法における計算容量および計算時間を表3.6にまとめておく。ピーク時の分析では、10分割の分割配分法を採用している簡易OD修正法の計算時間が最も少ないのに対し、OD修正法は需要

変動型均衡配分を行っているために最も時間が掛かっている。この点からも、簡易OD修正法は簡便な時間帯別交通量配分法として利用価値が高いことがわかる。1日の分析では、やはり日単位の配分の計算時間が他の時間帯別配分に比べてかなり少なく、2章で分析したように、時間帯別配分ばかりでなく、日単位の配分の精度向上に関する研究も重要であることがわかる。また、各時間帯別配分によって日交通量を求める場合の計算時間は単にピーク時の1時間当たりの計算時間を24倍したものになっていないが、これは夜間のように交通量の少ない時間帯ではOD交通量のほとんどが最短経路に流れるために、収束させ

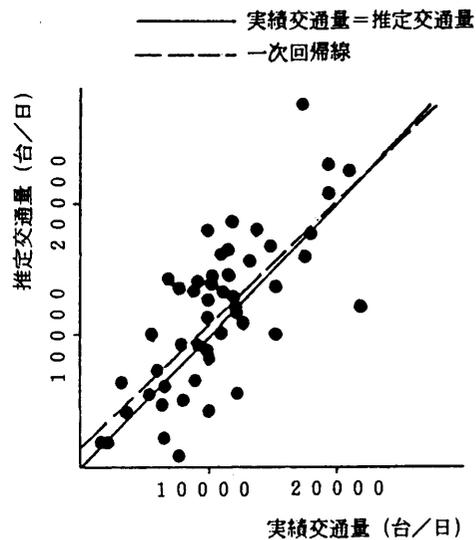


図3.9 簡易OD修正法における日交通量の実績値と推定値の散布図

るための計算回数がピーク時に比べて少なくすむからといえる。次に計算容量でみると、リンク修正法が他の手法よりもかなり大きくなっているが、これは、リンク修正法は配分の際に全経路を記憶しておく必要があるためといえる。

なお、本研究では内々交通量を考慮して計算を行ったが、それによると各リンクに配分される全交通量のうち内々交通量が占める割合は 5%程度であった。この程度の内々率の場合では内々交通量を無視しても解にほとんど影響を与えないことも明らかとなった。

表 3. 6 各種配分手法の計算容量 (REGION) および計算時間

		日単位 の配分	時間帯別配分			
			リンク修正法	OD修正法	修正なしの配分	簡易OD修正法
REGION (KB)		102	3363	182	111	30.0
計算 時間 (分)	1時間帯 (ピーク時)	—	5.05	5.67	4.96	2.2
	1日	5.18	74.75	85.97	56.48	36.0

注) *上記は28セントロイド, 88ノード, 278リンクのネットワークの場合で、
 計算機には MELCOM-COSMO 700 III / MPを使用した。
 *修正OD推計法は10分割の分割配分法によるもの

3.6 まとめ

本章においては交通運用計画や沿道環境影響の事前評価に用いるための時間帯別の交通状況を再現することと、日単位の交通量配分の予測精度向上を目的として、一般の道路網を対象とした1時間程度で適用することができる、実用的な時間帯別配分モデルの開発を行った。時間帯別配分モデルとして、3つの方法を提案したが、一つは通常の静的配分の後、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足させるために、リンク交通量レベルで修正を行うリンク修正法であり、他の二つはOD交通量レベルで修正を行うOD修正法、および簡易OD修正法である。本研究で得られた結論は次の通りである。

2節では、交通流の保存条件を満足させるための現実に最も即した修正方法としてリンク修正法を提案し、その計算アルゴリズムを示した。しかし、この方法は初めに仮定した等時間原則が最終的に満足される保障がないこと、および解の一意性が保障されないことが明らかとなった。

3節では、隣り合う時間帯での交通流の保存条件のための修正を経路上で平均的に行うOD修正法を提案した。このOD修正法はBeckmann型最適化問題として定式化でき、リンク修正法で問題となった、最終的な時間帯別交通量における等時間原則と解の一意性が保障されることを示した。また、従来の需要変動型交通均衡問題を解くためのF-W法に基づいた計算アルゴリズムがそのままOD修正法にも適用できることを示した。

ところで、このOD修正法はBeckmann型最適化問題の均衡配分として定式化されているため、我が国で広く利用されている分割配分法や時間比配分法等の需要固定型の配分モデルには利用できない。よって4節では、上記のOD修正法と修正方法は全く同じであるが、OD修正法のように配分の均衡解として交通流の保存条件のための修正を行ったOD交通量を求めるのではなく、交通量配分を行う前に、あらかじめその修正を加えたOD交通量を推計してしまう簡易OD修正法を開発した。そしてこの方法によって求められたOD交通量を用いれば、各時間帯で独立に配分が可能となり、分割配分法などにおいても、交通流の保存条件を考慮した時間帯別交通量を求めることができることを示した。

5節では、2、3、4節で提案したリンク修正法、OD修正法および簡易OD修正法の適合度分析を行った。まず、均衡配分に基づいたリンク修正法、OD修正法、および、交通流の保存条件のための修正を施さない通常の静的配分を時間帯別に用いた、修正なしの配分の3つの時間帯別配分の各時間帯別の適合度分析を行った。それによると、オフピーク時では交通流の保存条件のための修正の必要性は高くないが、ピーク時ではむしろ高く、またピーク時ではOD修正法のような修正後の最適解が得られる方法でないと誤差が非常に大きくなることがわかった。結局全時間帯を通じて精度良く時間帯別交通量を推定できるOD修正法が最も実用的であることがわかった。

次に上記3つの時間帯別配分モデルと日単位の配分のそれぞれによって推定した日交通

量を比較したところ、日単位の配分によって推定した推定値は、実績値の低いところで過大に、高いところで過小に推定されており、道路網全体にわたって交通量分布が平均化されていることがわかり、均衡配分を用いても、2.5.1の分割配分法によって従来の日Q-V式を用いて配分した場合と全く同じ結果となった。これに対して時間帯別配分モデルは三つのどの方法のよっても比較的良い結果を示しており、日交通量の予測のみを対象とする場合にはどの時間帯別配分モデルについても実用的であることがわかった。

最後に簡易OD修正法の適合度分析を行った。簡易OD修正法はOD修正法に比べると若干精度が落ちるものの、その次に良好な結果を示しており、十分実用的であることがわかった。また、簡易OD修正法は、その計算時間がOD修正法の1/2程度と少なく、各時間帯で独立して配分できるため、簡便な時間帯別配分モデルとして利用価値が高いことがわかった。

以上の結論は豊田市の道路網への適用結果から得られたものであるが、さらに信頼性を高めるには、他のネットワークへの適用が必要である。また本時間帯別配分モデルを長期予測に適用するとき、配分の対象とする時間帯別OD交通量をいかに予測するかの問題が残されており、これは今後の課題である。

参考文献

- 1) 松井寛: 総走行時間最小化配分と等時間配分の動的化, 土木学会論文報告集, No.339, pp.239~242, 1983
- 2) 松井寛・丹羽知紀: 道路網上の経路誘導に関する基礎的研究, 土木計画学研究・論文集, No.4, pp.85~92, 1986
- 3) 河上省吾・溝上章志・鈴木稔幸: 交通量の時間的変動を考慮した道路交通量配分手法に関する研究, 交通工学, Vol.20, No.6, pp.17~25, 1985
- 4) 藤田素弘・松井寛・溝上章志: 時間帯別交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究, 土木学会論文集・IV, No.389, pp.111~119, 1988
- 5) 今野浩・山下浩: 非線形計画法, 日科技連, 1978
- 6) Beckmann, M.J., C.B. McGuire and C.B. Winston: Studies in the Economics of Transportation. Yale University Press, 1956
- 7) 溝上章志: 需要変動を考慮したバス輸送計画策定法に関する基礎的研究, 名古屋大学学位論文, 1985
- 8) 宮城俊彦: 交通ネットワークの理論と計算法, 京都大学学位論文, 1982
- 9) 加藤 晃・宮城俊彦・吉田俊和: 交通分布・配分結合モデルとその実用性に関する研究, 交通工学, Vol.7, pp.287~294, 1985
- 10) 藤田素弘・松井寛・溝上章志: 時間帯別交通量配分に関する一考察: 土木学会中部支部研究発表会講演概要集, 1986
- 11) Steenbrink, P.A.: Optimization of Transport Networks, John Willey & Sons, 1974
- 12) 日本道路協会: 道路の交通容量, 1984
- 13) 建設省中部地方建設局: 昭和55年度道路交通センサス報告書 一般交通量調査編 (3の1) 箇所別基本表, 1981

第4章 渋滞を考慮した時間帯別交通量配分モデル

4.1 概説

近年都市部で日常化しつつある道路交通渋滞は経済及び社会的活動の大きな阻害要因となっており、渋滞の解消あるいは緩和が大きな課題となってきた。交通渋滞は道路網におけるボトルネック箇所およびその程度を端的に示すものといえ、それを分析することは、将来の適正な道路網計画作成の有力な資料となるばかりでなく、最近の情報化時代にもなう渋滞情報の提供等の交通運用計画などにも十分役立つものと考えられる。しかし、渋滞現象は時々刻々と変化する極めて動的なものであるため、その把握には従来の1日を単位とした静的交通量配分では不適切といえ、動的交通量配分や少なくとも1時間程度の時間間隔で交通量配分が可能なモデルの開発が必要となる。

ところで、本研究ではすでに3章において、1時間程度の時間間隔で、等時間原則の交通均衡配分が行える2つの時間帯別交通量配分モデルを開発している¹⁾。一つは、通常の静的配分の後に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件のための修正をリンク交通量レベルで行うリンク修正法であり、他の一つは、その修正をOD交通量レベルで行うOD修正法である。しかし、以下でも述べるように、両者とも渋滞を明示的に表現するという意味ではまだ不十分であるため、本章ではリンク修正法をさらに改良することによって、第3章で明らかとなったリンク修正法の欠点を改善するとともに、リンクレベルで渋滞現象をもより忠実に再現できる時間帯別交通量配分モデルを新たに開発し、その実績再現性を検討するものである。

さて始めにも述べたように、渋滞を扱うのに適した手法としてまず動的交通量配分²⁾³⁾を挙げることができる。動的配分では各リンクの交通密度あるいは存在台数を状態量にとり、時間間隔を細かく設定し、各リンクごとに状態方程式、すなわち、存在台数の変化率 = 流入交通量 - 流出交通量を導入して、現象に忠実な配分を行う。また、交通流の動きは密度 - 速度関数を用いて表現されるが、この密度 - 速度関数は容量制約条件の役割も果たしており、この関数を用いて求められる各リンクからの流出交通量は容量を越えることはない。すなわち動的配分では、「流出するには時間が掛かりすぎるために、結果的に容量以上の交通量が流出できない」という、渋滞現象を通して自然な形で容量制約を表現しているといえる。しかし、動的配分は計算時間、計算容量が非常に大きく、大規模ネットワークには適さない。

一方、一般的なネットワークで主に適用されている静的交通量配分では、常に各リンクにおいて流入交通量 = 流出交通量とその前提条件となっているため、直接渋滞の程度を知ことは不可能である。よって従来の静的配分では、交通量が容量以上になると旅行時間が無限大となるようなBPR関数等のリンクパフォーマンス関数を用いることによって、渋

滞を表現することよりも、容量制約を行うことにのみに重点が置かれてきた。最近になって井上⁴⁾は、従来の静的な交通均衡問題に明示的に容量制限式を付加した凸計画問題を解くことによって、渋滞遅れ時間を交通均衡条件から求める方法を提案した。しかし、このように交通均衡条件から求められる渋滞遅れ時間が、現実の渋滞遅れ時間をどの程度表現しているかは明らかでない。また文献(1)では、渋滞が生じるようなピーク時間帯では、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を考慮する必要性が高いことを明らかにしているが、この論文ではその点について考慮されていない。

次に、3章で提案した時間帯別配分モデルのうちのリンク修正法は、その修正方法が動的配分の状態方程式に対応する、 $\text{残留交通量} = \text{流入交通量} - \text{流出交通量}$ を表現できるものとなっており、渋滞を扱うにも有効と考えられるが、等時間原則を満たしておらず、適合度もかなり悪くなっている。また、OD修正法は交通流の保存条件のための修正を経路上で平均的に行うために、従来の静的配分のような $\text{流入交通量} = \text{流出交通量}$ となっており、BPR関数等を用いて容量制限を行わざるをえないため、渋滞遅れ時間を明示的に表現できない。このような理由から、本研究では以下の2, 3節で述べる点を同時に考慮することによって、渋滞を表現できる整合性のとれた時間帯別配分モデルを開発することを目的とする。

2節では、まずリンクパフォーマンス関数を二つの部分に分け、渋滞領域の部分を理論的に、非渋滞領域の部分を統計的に求める。そしてそれを、以下の3節で説明する $\text{残留交通量} = \text{流入交通量} - \text{流出交通量}$ が表現できる配分モデルに適用すれば、動的配分のようにモデルの中で自然な形で容量制約を表現できることを示す。

3節では、3章で提案したリンク修正法をさらに改良すると、Smith⁵⁾が示した変分不等式条件で表される等時間原則配分問題となることを示すことによって、 $\text{残留交通量} = \text{流入交通量} - \text{流出交通量}$ を表現できる、より現象に忠実な時間帯別配分モデルを開発する。すなわちこれは、3章のリンク修正法の現実的な修正方法を用いて、かつ、OD修正法のように等時間原則の均衡解を得られるモデルとなっており、本研究ではこの新しいリンク修正法を均衡リンク修正法と呼ぶことにする。また、ここでは変分不等式条件で表された問題の直接解法について考察し、均衡リンク修正法のための計算アルゴリズムを示す。

4節では、この均衡リンク修正法を実際のネットワークに適用し、所要時間等の実績再現性を検討し、また時間を追ってネットワーク上の交通渋滞が移動する様子を再現するものである。

4.2 渋滞を考慮したリンクパフォーマンス関数の設定

ここでは渋滞したリンクの走行時間を非渋滞領域での走行時間とリンク終端での渋滞遅れ時間とに区別して考え、非渋滞領域の走行時間は実測データから重回帰分析によって求めるが、リンク終端での渋滞遅れ時間は、渋滞が極めて動的な現象であり、特定時間帯の平均値として実測データから直接求めることは困難であるため、理論的に設定する。

4.2.1 渋滞遅れ時間関数の設定

ここで提案する渋滞遅れ時間関数は4.3で説明する残留交通量=流入交通量-流出交通量が表現できる配分モデルに用いることを前提としている。

まず、リンク終端での渋滞遅れ時間関数を設定する。時間帯別配分は、対象とする時間帯の交通流をその時間帯で平均的に扱うから、このリンク終端での遅れ時間も平均的な値である必要がある。よって、以下ではその時間帯の平均渋滞遅れ時間と平均渋滞行列台数等を求める式を算出する。

以下に本研究で用いる仮定を示す。

仮定1: 時間帯の幅 (T) > 最長トリップ時間

仮定2: 各OD交通量は時間帯内で一様に発生し、また、各リンクの流入交通量は時間帯内で一様に流入する。

仮定3: 渋滞による行列は、設定した各リンクの進行方向における終端から生じるものとするが、その渋滞行列は明示的な長さを持たないものとして、その影響は無視する。

上記の仮定3は、ネットワーク上の各リンクの終端にそのリンクのボトルネック（最小容量となる交差点など）が存在することを想定しており、またそれ以前に存在する交差点による信号遅れは後で求める非渋滞領域の部分の設定の際に考慮するものとする。

主な変数は次のようになるが、本節での分析はどの時間帯でも共通に当てはまることから、簡単のため、時間帯を示す添字は省略する。

X_a : その時間帯におけるリンク a への流入交通量 (pcu/T/車線)

Z_a : リンク a の終端部における可能交通容量⁶⁾ (pcu/T/車線)

h_a : ($= X_a / T$) リンク a への1分間当たりの流入交通量 (pcu/分/車線)

d_a : ($= Z_a / T$) リンク a の1分間当たりの可能交通容量 (pcu/分/車線)

T_{w_a} : その時間帯中にリンク a に流入したドライバーの平均渋滞遅れ時間 (分)

W_a : その時間帯中にリンク a に流入したドライバーの平均渋滞行列台数 (台)

T_{x_a} : その時間帯中にリンク a に流入し、かつ、流出できるドライバーの平均渋滞遅れ時間 (分)

$t_{w_a}(t_x)$: その時間帯中にリンク a に流入し、かつ、流出できる最後のドライバーの渋滞遅れ時間 (分) で、 t_x はそのドライバーのリンク a への流入時刻

T_{z_a} : 容量制約を満足するための逆算渋滞遅れ時間 (分)

ここでは初めに、平均渋滞遅れ時間関数をリンクへの流入交通量と流出交通量の関係から求めた後に、この関数が配分モデルの中で自然な形で容量制約となっているかどうかについて検討する。渋滞は時々刻々と変化する現象であり、時間帯の幅を1時間程度としても、その現象を記述するにはまだ長いといえる。したがって、その解析にあたってはまず1分間単位で表現することを考え、それを1時間程度の時間帯で平均化する。

いま、対象とする時間帯において、渋滞を生じているリンク a (図4.1) を考える。

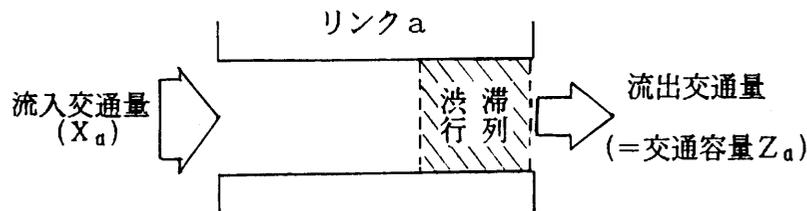


図4.1 リンク a の渋滞状況

このとき、そのリンクでは流入交通量 $X_a > \text{交通容量 } Z_a$ であるから、仮定2より、1分間当たりでも、 $h_a > d_a$ となる。よって、その時間帯の始めから t 分後に行列に加わったドライバーの待ち行列台数は、

$$h_a \cdot t - d_a \cdot t \tag{4.1}$$

で表される。すると、対象とする時間帯の初めから t 分後に行列に加わったドライバーの渋滞遅れ時間 $t_{w_a}(t)$ は、式(4.1) がすべて流出することに要する時間に等しいから、

$$t_{w_a}(t) = (h_a \cdot t - d_a \cdot t) / d_a \tag{4.2}$$

となる。 t 分後の微小時間 dt に流入するドライバーの総遅れ時間は $t_{w_a}(t) \cdot h_a \cdot dt$ であるので、結局、その時間帯に出発し、対象とするリンクに流入したドライバーの平均渋滞遅れ時間 T_{w_a} は、

$$\begin{aligned}
T w_a &= \int_0^T t w_a(t) \cdot h_a \cdot dt / X_a \\
&= (X_a - Z_a) T / (2 Z_a)
\end{aligned} \tag{4.3}$$

となる。また、その時間帯の平均渋滞行列台数 W_a は、

$$\begin{aligned}
W_a &= \int_0^T (h_a \cdot t - d_a \cdot t) dt / T \\
&= (X_a - Z_a) / 2
\end{aligned} \tag{4.4}$$

となる。

次に以下で必要となる、その時間帯に流入し、かつ、流出できる最後のドライバーの渋滞遅れ時間 $t w_a(t_x)$ 、および、その時間帯に流入し、かつ、流出できる全てのドライバーの平均渋滞遅れ時間 $T x_a$ を求める。まず、流出できる最後のドライバーの流入時刻を t_x とすると、 $t_x \cdot h_a = d_a \cdot T$ が成立し、 $t_x = d_a \cdot T / h_a$ となる。この t_x を式(4.2)に代入すると、 $t w_a(t_x)$ は、

$$t w_a(t_x) = (X_a - Z_a) T / X_a \tag{4.5}$$

となる。また式(4.3)の場合と同様に、 $t w_a(t) \cdot h_a \cdot dt$ を時刻 0 から t_x まで積分し、流出交通量となる交通容量 Z_a で割ると、 $T x_a$ は、

$$T x_a = (X_a - Z_a) T / (2 X_a) \tag{4.6}$$

を得る。

さて、時間帯別配分モデルではその時間帯中に流入するすべてのドライバーを配分の対象とするから、経路選択規範には式(4.3)の平均渋滞遅れ時間 $T w_a$ を用いるのが妥当といえる。しかし、その $T w_a$ を配分モデルに用いた場合には、どの程度流出交通量が交通容量に抑えられるかを検討する必要がある。すなわち、渋滞は動的な現象であるため、 $T w_a$ のように1時間程度ではあるにしても平均化して求めると、以下に示すように、完全には容量制約を満足しない。そこでここでは、本研究で対象とする配分モデルの残留交通量 = 流入交通量 - 流出交通量という流出入条件から、容量制約を満足するための渋滞遅れ時間 $T z_a$ を逆に算出することを考える。さて、その配分モデルにおいて、渋滞時には図4.1のように流出交通量は交通容量 Z_a となることから、次式が成立する必要があることがわかる。

$$X_a \cdot T_{z_a} / T = X_a - Z_a \quad (4.7)$$

上式の左辺は、リンク a に X_a 台流入しても流出するには T_{z_a} 分かかるために、リンク a を流出できない残留交通量を示しており、それが右辺の流入交通量と流出交通量となるべき交通容量 Z_a との差で表現されることを示している。式(4.7)を変形すると、

$$T_{z_a} = (X_a - Z_a) T / X_a \quad (4.8)$$

となる。すなわち、上式で表される渋滞遅れ時間 T_{z_a} は式(4.7)の関係を満たすための逆算渋滞遅れ時間といえ、よって、これを残留交通量 = 流入交通量 - 流出交通量が表現できる配分モデルに適用すれば、4.1で述べたようにモデルの中で自然な形で流出交通量が交通容量に抑えられることになる。しかし、式(4.8)で表される T_{z_a} は式(4.5)の $t_{w_a}(tx)$ と同一となっており、式(4.6)以下で説明したように、ドライバーの経路選択基準として妥当な平均渋滞遅れ時間とは全く異なった関数を表現しており、配分モデルに使用するには不適當といえる。

ここで、式(4.3), (4.8)を図にしたものが図4.2である。 T_{w_a} と T_{z_a} は流入交通量 $X_a = Z_a$ から、 $2Z_a$ まではよく一致しているが、 $2Z_a$ 以上になると両者は離れていく。しかし、① $2Z_a$ 以上の流入交通量になると相当の大渋滞を意味し、現実にはあり得ないこと、② T_{w_a} を用いた場合の下流へ流出する台数を計算したところ、 $X_a = Z_a$ から $2Z_a$ までは平均 $0.083Z_a$ 程度、交通容量よりも過大に流出させる程度であることなどの理由から、 T_{w_a} を用いてもほぼ容量制約条件を満たすものと考え、以下 T_{w_a} を用いてモデルを構築する。

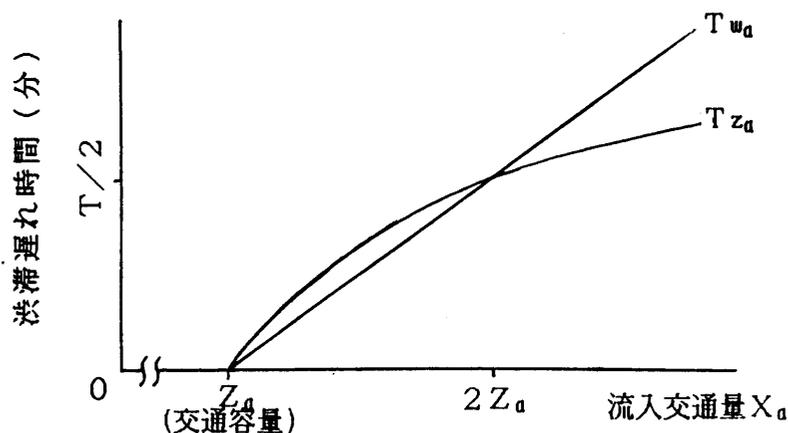


図4.2 平均渋滞遅れ時間 T_{w_a} と容量制約を満足するための逆算渋滞遅れ時間 T_{z_a}

4.2.2 リンクパフォーマンス関数の設定

ここではまず、非渋滞領域のリンクパフォーマンス関数を求めて、その後に渋滞領域も含めたリンクパフォーマンス関数の設定方法を示す。ところで本研究では、2章において交通量-速度関数(Q-V式)⁷⁾をすでに設定しているが、本研究ではそれと同様に重回帰分析によって交通量-走行時間関数を求めて、それを非渋滞領域のリンクパフォーマンス関数とすることにする。データは道路交通センサスの愛知県、岐阜、三重県分を用い、また説明変数には沿道要因(DID率、市街地比率等)、道路構造要因(信号密度、時間交通容量等)を用いた。分析では過去の研究例を考慮し、15Km/時以下のデータは渋滞領域にあるものとみなして除外し、また混雑度が1.1以上のデータは信頼性が欠けるとして除外した。適当な説明要因を組合わせてモデルを数種類作成し、比較検討した結果、最終的に表4.1のような線形重回帰式を得、相関係数0.7程度と比較的良好な結果を得られた。本研究では表4.1の混雑度と走行時間との関係については非線形な関数についてもモデルを作成したが、線形な関数が最も良好であったためそれを採用した。

さて、この非渋滞領域の関数と4.2.1で設定した渋滞領域の平均渋滞遅れ時間関数を組み合わせると、結局、渋滞を考慮したリンクパフォーマンス関数は次式のように設定でき、図4.3にその設定例を示した。

$$C_a(X_a) = \begin{cases} L_a \times (a + b X_a / Z_a) & (X_a \leq Z_a \text{ のとき}) \\ L_a \times (a + b) + (X_a - Z_a) T / (2 Z_a) & (X_a > Z_a \text{ のとき}) \end{cases} \quad (4.9)$$

表4.1 一般道路における非渋滞領域のリンクパフォーマンス関数の回帰分析結果

	定数項 [km/分]	信号密度 [箇所/km]	規制速度 [km/時]	単路部時間容量 (1車線当たり) [pcu/時/車線]	混雑度	F値	重相関係数	データ数
2車線	3.770	0.169 (10.3*)	-1.745×10 ⁻² (5.84*)	-1.679×10 ⁻³ (8.31*)	0.371 (5.22*)	141*	0.695	609
多車線	2.973	0.248 (12.2*)	-1.555×10 ⁻² (2.64*)	-6.791×10 ⁻⁴ (4.63*)	0.588 (4.15*)	99*	0.757	302

注) 上段は偏回帰係数、()内はt値を示す。*有意水準5.0%で有意、従属変数の単位(分)上記の時間(可能交通)容量は、「道路の交通容量」⁶⁾より求めた。

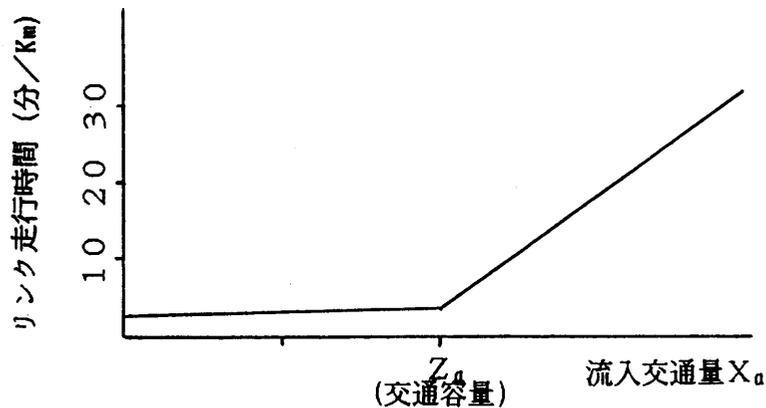


図4.3 渋滞を考慮したリンクパフォーマンス関数

$C_a(X_a)$: リンク a の走行時間(分)

L_a : リンク a の区間延長(Km)

a: 表4.1の混雑度以外の変数に値を代入して、それらを加算し、定数項を加えて求める。

b: 表4.1の混雑度に対する偏回帰係数の値

本研究で求めたリンクパフォーマンス関数はリンクの流入側で交通量と走行時間を捉えているため、図のように単調増加の1価関数となるが、これは、多くの交通量が流入すればするほど、渋滞遅れ時間等の走行時間は増加するという現実的な意味を持っているといえる。

なお、前時間帯の残留交通量が存在する場合には、次の時間帯の流入交通量にこれが含まれているものと解釈すればよい。

さて、本研究で設定した渋滞を考慮できるリンクパフォーマンス関数は、4.2.1で検討したように、残留交通量=流入交通量-流出交通量を表現できる配分モデルに適用する場合にかぎって、動的配分のように自然な形で容量制約を表現できる。よって、次節ではそのような関係を表現できる時間帯別配分モデルの開発を行う。

4.3 均衡リンク修正法

ここでは4.1で述べたように、リンク修正法を修正後の均衡解が得られるような形に改良した均衡リンク修正法について説明し、それを解くためのアルゴリズムを示す。

4.3.1 変分不等式条件としての定式化

このモデルの前提となる仮定は、4.2.1で用いたものと同一である。初めに、内々交通量を道路網に配分しておく。すなわち、 n 時間帯における s ゾーンの内々交通量を、 $Q N_s^n$ 、平均トリップ距離を $A L_s^n$ 、1車線あたりに換算した道路総延長を L_s^n とおくと、 n 時間帯における s ゾーンの1リンク1車線当たりの内々交通量 $X N_s^n$ は、

$$X N_s^n = Q N_s^n \times A L_s^n / L_s \quad (4.10)$$

で表される。

次に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足するための修正方法について説明する。この方法は基本的には、文献(1)のリンク修正法と同一である。いま、通常の静的配分によって n 時間帯の i ODペア経路 k の経路交通量 u_{ik}^n が与えられているものとする。しかし、その時間帯 n の終端時刻においては、仮定2より、 u_{ik}^n の一部はまだ経路上のすべてのリンクを通過していない。よって、各リンクでその通過していない交通量を削るという修正が必要となる。その修正は以下の式から分かるように、一度では行えず、収束計算を行って不動点を見付けるという手順が必要となる。従来のリンク修正法ではこの収束計算を行っていないため、その解は等時間原則を満たしていない。時間帯の幅を T 、 n 時間帯における i ODペア間経路 k の出発ノードから j 番目のリンクの終端までの所要時間で収束回数 $m-1$ 回目のもを $t_{ik}^{n,m-1}(j)$ とすると、収束回数 $m-1$ 回目において経路交通量 u_{ik}^n のうち j 番目のリンクの起点をまだ通過していない交通量は、

$$u_{ik}^n t_{ik}^{n,m-1}(j-1) / T \quad (4.11)$$

で表される。上式をネットワーク上の各リンク a について i ODペア、経路 k 、および、その経路の各リンクの順位 j で総和すると、リンク a を通過していない総交通量 $X 1_a^{n,m-1}$ を以下のように求めることができる。

$$X 1_a^{n,m-1} = \sum_i \sum_k \sum_j \theta_{ikja}^n u_{ik}^n t_{ik}^{n,m-1}(j-1) / T \quad (4.12)$$

ここで、

$$\theta_{ikja}^n = \begin{cases} 1: & i \text{ ODペア間経路 } k \text{ の } j \text{ 番目のリンクがリンク } a \text{ であるとき} \\ 0: & \text{そうでないとき} \end{cases}$$

よって、均衡リンク修正法における交通流の保存条件のための修正の収束計算は、各リンクごとに次式のように与えられることがわかる⁸⁾。

$$t_{ik}^{n,m-1} = \min \left\{ \sum_p \sum_a \theta_{ikpa}^n C_a(X_a^{n,m-1}), T \right\} \quad (4.13)$$

$$X_a^{n,m} = X1_a^{n-1,*} + \sum_i \sum_k \delta_{ika}^n u_{ik}^n - \sum_i \sum_k \sum_j \theta_{ikja}^n u_{ik}^n t_{ik}^{n,m-1} / T \quad (4.14)$$

ここで、

$X1_a^{n-1,*}$: $n-1$ 時間帯での均衡解として得られたリンク a を通過できない総交通量
 {式(4.12)} で、 n 時間帯では定数

δ_{ika}^n : $\begin{cases} 1: \text{リンク } a \text{ が } i \text{ O D ペア間経路 } k \text{ に含まれるとき} \\ 0: \text{そうでないとき} \end{cases}$

$C_a(X_a)$: リンク a の走行時間 {式(4.9)}

式(4.14)は、通常の静的配分によって得られるリンク交通量(第2項)に、一つ前の $n-1$ 時間帯でリンク a を通過できなかった交通量(第1項)を加え、 n 時間帯で通過できない交通量(第3項)を削るという修正を行っていることを示す。式(4.13)の $t_{ik}^{n,m-1}$ は、仮定1より T を越えてはならないが、均衡解を求める計算途中で T を越えることがありえる。また、この $t_{ik}^{n,m-1}$ は式(4.14)の第3項で通過できない交通量を求めるために用いるが、これが T を越えると、通過できない交通量が総交通量(第2項)よりも大きくなるという不都合が生じるため、上限値を T としておく必要がある。

ところで、式(4.13), (4.14) は以下のような不動点問題となっていることがわかる。

$$X_a^{n,m} = D(X_a^{n,m-1}) \quad (4.15)$$

本研究では、上式で示す収束計算を行って不動点を求めるが、その収束判定の指標には次式を用いた。この収束計算を以下ではリンク収束計算と呼ぶ。

$$\frac{\sum_a |X_a^{n,m} - X_a^{n,m-1}|}{M} \leq \epsilon_1 \quad (4.16)$$

M : リンク数

不動点の存在については、式(4.15)の関数 D が連続であることと、 $X_a^{n,m}$ が常に、区間 $[0, A]$ (A : 十分に大きな値) に含まれることから保証される⁹⁾。また、関数 D のリンク交通量 $X_a^{n,m}$ によるヤコビ行列のノルム $\|D\|_\infty = \max_i \sum_j |\partial D_i / \partial x_j|$ が1未満であ

れば式(4.15)は収束し解は唯一である¹⁰⁾が、関数Dは経路が指定されないと与えることができないなどの理由から、収束性の証明は困難なため、5章の実際の配分においてその収束性を確かめることにする。

さて不動点が一意に求まるとすれば、式(4.13)、(4.14)は次のように全経路交通量 u_{ik}^n に応じた各経路所要時間を与える一つのリンクパフォーマンス関数となっていることがわかる。すなわち、経路所要時間のベクトル表示を C_{ik}^n すれば、

$$C_{ik}^n = C_{ik}^n(u_{ik}^n) \quad (4.17)$$

となる。定式化から明らかなように、上式によって与えられる経路所要時間はその経路交通量ばかりでなく、他の経路交通量にも依存しているが、これはその時間帯に出発し、その時間帯内に到着できる車の割合はその経路交通量ばかりでなく、他の経路交通量にも依存しているという意味を示すものである。よって、このようなリンクパフォーマンス関数を持つ交通量配分問題では、これと等価な数理計画問題に置換えることができないため、Smith⁵⁾ が示した変分不等式条件、

$$C_{ik}^n(\bar{u}_{ik}^n)(\bar{u}_{ik}^n - u_{ik}^n) \leq 0 \quad (4.18)$$

を直接解くことによって、等時間原則を満たす配分交通量を求める必要がある。均衡解の存在は Brouwer の不動点原理によって保証されており、解の唯一性も式(4.17)のヤコビ行列 $[\partial C / \partial u]$ が正値行列ならば均衡解は一意である。しかし、先にものべたように、式(4.13)、(4.14)は経路が指定されないと関数形が決まらないことから、これを厳密に証明することは困難である。よって、本研究では実際のネットワークに適用し、その収束性を確かめるものとする。

4.3.2 変分不等式問題の直接解法

(1) 解法の概要

変分不等式条件で書かれた問題の直接解法は大きく外部収束と内部収束の二つの段階に区別され、それらを随時収束させる方法をとる。外部収束とは、経路を効率よく取り込んでいくための方法であり、内部収束とは外部収束で決定された経路の範囲内で等時間原則を満たす配分交通量、すなわち、変分不等式条件を満たす配分交通量を求めるものをいう。初めの外部収束についてはLawphongpanich と Hearn¹¹⁾が内部収束の収束の程度を考慮しながら、随時最短経路を取入れる効率的な方法を提案している。Smith¹²⁾, Pang と Yu¹³⁾についても外部収束について論じているが、それらはLawphongpanichらの方法に準ずる程度にとどまる。本研究ではLawphongpanichらの方法を外部収束に使っている。

内部収束については、Smith¹⁴⁾, Dafermas¹⁵⁾, Pang と Chan¹⁶⁾らが扱っている。そのうち、Dafermas, Pangらは、リンクパフォーマンス関数のヤコビ行列が非対称な問題を対称な問題に簡略化して得られる非線形最適化問題を解きながら元の問題の解を得る方法を提案している。この方法ではいずれも対称な問題に置換える際に、リンクパフォーマンス関数のヤコビ行列の情報を必要とする。これに対してSmithの方法は、変分不等式条件を2乗したものを目的関数としてそれを直接解いていくため、リンクパフォーマンス関数のヤコビ行列の情報を必要とせず、また以下で説明するようにSmithの方法は理解しやすい。よって本研究では、内部収束でSmithの方法を用いることにし、その収束性については、4.4.1で実際に種々のケースで配分を行い検討する。

(2) 解法の手順

以下で示す計算手順は上述したLawphongpanichらの方法を外部収束に用い、Smithの方法を内部収束に用いているが、それらの方法は以下のように計算できる各変数の値を随時求めながら、変分不等式条件を満たす解を求めている。

$$H_{ik}^{(Y)} = \max \{ 0, \sum_K C_{ik}^{n(Y)} u_{ik}^{n(Y)} - C_{ik}^{n(Y)} Q_i^n \} \quad (4.19)$$

$$DE_{ik}^{(Y)} = \{ H_{ik}^{(Y)} Q_i^n - (\sum_K H_{ik}^{(Y)}) u_{ik}^{n(Y)} \} / (\sum_K H_{ik}^{(Y)}) \quad (4.20)$$

$$VF^{(Y)} = \sum_i \sum_K (H_{ik}^{(Y)})^2 \quad (4.21)$$

$$WF^{(Y)} = \frac{\sum_i [\{ \sum_K (H_{ik}^{(Y)})^2 \} \times (\sum_K H_{ik}^{(Y)})]}{\sum_i \sum_K H_{ik}^{(Y)}} \quad (4.22)$$

$$VA^{(Y)} = \max_{i,k} \{ H_{ik}^{(Y)} / (\sum_i Q_i^n / s) \} \quad (4.23)$$

$$G(h) = \max_i (\sum_k C_{ik}^{n(Y)} u_{ik}^{n(Y)} - C_{ih}^{n(Y)} Q_i^n) / (C_{ih}^{n(Y)} Q_i^n) \quad (4.24)$$

または、

$$= \sum_i (\sum_k C_{ik}^{n(Y)} u_{ik}^{n(Y)} - C_{ih}^{n(Y)} Q_i^n) / \sum_i (C_{ih}^{n(Y)} Q_i^n) \quad (4.25)$$

ここで、 Q_i^n は n 時間帯における OD ペア i の OD 交通量、 s は OD ペア数を示す。また、添字の i は OD ペア ($i = 1 \cdots s$) を示し、 k は経路 ($k = 1 \cdots h$)、 r は内部収束の収束回数を示す。

- Step 1 ネットワーク上の交通量の少ない時間帯を時刻の原点に選び、 $n = 1$ とし、 $X1_a^{n-1,*} = 0$ とおく。そしてリンク収束計算の収束基準 ϵ_1 、外部収束計算の収束基準 ϵ_2 、 δ_1 をそれぞれ与え、内部収束計算の収束基準 $\epsilon_3(ne)$ (ne は繰返し回数) には単調減少関数を当てはめておく。
- Step 2 n 時間帯の内々交通量 {式(4.10)} と $X1_a^{n-1,*}$ {式(4.14)} をあらかじめ各リンクのリンクパフォーマンス関数に負荷しておく。
- Step 3 $r = 1$ 、 $h = 1$ 、 $\bar{G} = \infty$ 、 $ne = 0$ 、 $\delta_2 = 1$ とする。初期実行可能解として各 OD ペア i の第 1 経路とその経路交通量 $u_{i1}^{n(Y)} = Q_i^n$ を与え、式(4.13)~(4.16)を用いて、各リンク交通量及び、リンク走行時間を求める。
- Step 4 $h = h + 1$ とし、その h 番目の経路交通量の初期値を $u_{ih}^{n(Y)} = 0$ とする。また、 $ne = ne + 1$ とする。
- Step 5 最短経路探索を行い、それを h 番目の経路として記憶し、そのときの経路所要時間 $C_{ih}^{n(Y)}$ を求めておく。
- Step 6 $G(h)$ を式(4.24)または式(4.25)より計算する。 $G(h) \leq \epsilon_2$ ならば Step 9 へ。そうでなければ、(1) $\bar{G} - G(h) \leq \delta_1$ であるならば $h = h - 1$ 、 $ne = ne + 1$ として Step 7 へ、(2) $\bar{G} - G(h) > \delta_1$ ならば $\bar{G} = \min \{ \bar{G}, G(h) \}$ 、 $r = 1$ として、 $H_{ik}^{(Y)}$ 、 $VF^{(Y)}$ 、 $WF^{(Y)}$ 、 $VA^{(Y)}$ 、 $DE_{ik}^{(Y)}$ を式(4.19)~(4.23)より計算し、Step 7へ。
- Step 7 $u_{ik}^{n(Y+1)} = u_{ik}^{n(Y)} + \delta_2 \cdot DE_{ik}^{(Y)}$ ($i = 1 \cdots s, k = 1 \cdots h$) を計算し、 $u_{ik}^{n(Y+1)}$ を式(4.13)~(4.16)に代入して、各リンク交通量 $X_a^{n(Y+1)}$ 、リンク走行時間 $C_a^{n(Y+1)}$ 、

経路所要時間 $C_{ik}^{n^{(Y+1)}}$ を求める。そして $u_{ik}^{n^{(Y+1)}}$, $C_{ik}^{n^{(Y+1)}}$ より $H_{ik}^{(Y+1)}$, $VF^{(Y+1)}$, $WF^{(Y+1)}$, $VA^{(Y+1)}$, $DE_{ik}^{(Y+1)}$ を計算する。

Step 8 $VF^{(Y+1)} > VF^{(Y)} - \delta_2 \cdot WF^{(Y)}$ ならば、 $\delta_2 = \delta_2 / 2$ として Step 7 へ。
 そうでないならば、(1) $VA^{(Y+1)} \leq \epsilon_3(ne)$ のとき、 $r = r + 1$ として Step 4 へ、(2) $VA^{(Y+1)} > \epsilon_3(ne)$ のとき、 $r = r + 1$ として Step 7 へ。

Step 9 対象とするすべての時間帯で各リンク交通量等を計算できたら終了し、そうでなければ $n = n + 1$ として Step 2 へ戻る。

上記アルゴリズムの特徴を以下に示す。

① アルゴリズムの大きな流れは次のようになる。まず、Step 5 で経路を決定し、次に Step 7, 8 でその決定された経路の範囲内において、そのときの ne に対応する収束基準 $\epsilon_3(ne)$ を $VA^{(Y+1)}$ が満たすような経路交通量を求める。この $VA^{(Y+1)}$ は変分不等式条件そのものとなっており、 $VA^{(Y+1)}$ が 0 になれば等時間原則が満たされる。すなわち、Step 4 で ne を増加させることによって、経路が加えられるたびに $\epsilon_3(ne)$ を小さくしていけば、効率よく均衡解が得られることが証明されている。

この均衡解がネットワークで考える全経路で得られたかどうかを判定するのが Step 6 の $G(h)$ と ϵ_2 であり、この $G(h)$ は新たに加えた最短経路 (h) の所要時間が他の経路の所要時間とほぼ等しくなる、すなわち、等時間原則が全経路で成立していれば 0 となる。さらに効率よく均衡させるために、 δ_1 によって、前の $G(h)$ (すなわち、 \bar{G}) と今回の $G(h)$ の差を判定することによって、経路を新たに加えるよりも前のステップの経路で、さらに $VA^{(Y+1)}$ を収束させた方が効率がよいかを判定する。これら ϵ , δ の与え方については 4.4 で検討する。

② 経路が決定された後に、各経路所要時間を等時間に導く Smith の方法 (Step 7,8) について説明する。

まず、 $H_{ik}^{(Y)}$ は、各経路ごとの変分不等式条件といえるが、それが主要素となっている $DE_{ik}^{(Y)}$ の値は、他の経路に比べて、その経路の所要時間が小さいほど大きく、また、他の OD ペアに比べてその経路を含む OD ペアの OD 交通量大きいほど、大きな値をとる。よって、 $DE_{ik}^{(Y)}$ が大きな経路に多くの交通量を流した方が、 $VA^{(Y+1)}$ を小さくする効果が大きいため、Step 7 は $DE_{ik}^{(Y)}$ の大きさに比例して全経路交通量を修正している。そして、 $DE_{ik}^{(Y)}$ の係数 δ_2 を収束が進むに従って徐々に小さくすること (この小さくする判定基準として Step 8 で VF , WF が使われている。) によって、 $DE_{ik}^{(Y)}$ による修正を適度な割合に調整しながら、 $VA^{(Y+1)}$ を $\epsilon_3(ne)$ まで収束させる。この一回ごとの収束計算は

一種の時間比配分法ともいべきもので、最適化手法を使って解く Dafermosらの方法よりも理解しやすい。

③ Step 7 では式(4.13)~(4.16) のリンク収束計算を行っているが、効率よく計算を行うには、前のリンク収束計算で求めたリンク走行時間 $C_a^{n^{(Y-1)}}$ を初期値として次の収束計算を行えば、収束回数をかなり減らすことができる。ただし、この場合、収束基準 ϵ_1 の値によっては、前回のリンク収束の程度と次の収束の程度が異なることによって、Step 8 が収束しなくなることがある。その場合には、 $VF^{(Y+1)} > VF^{(Y)} - \delta_2 \cdot WF^{(Y)}$ となったら、もう一度リンク収束計算から $VF^{(Y)}$, $WF^{(Y)}$ を計算し直して、再度この不等式を確認する必要がある。このようにすれば確実に収束することが4.4の配分で確かめられている。

4.4 配分結果と考察

本研究で提案した均衡リンク修正法を実際の道路網に適用し、その実績再現性を検証する。比較のため、3.3で紹介したOD修正法も同様に検証する。配分は豊田市の道路網で行い、また渋滞現象をできるだけ現象に忠実に再現する理由から、528リンク、171ノードの比較的密なネットワークを用いる。配分に用いる時間帯別のOD交通量は、昭和56年度パーソントリップ調査のマスターテープから出発時間をベースとして集計する。豊田市の最長トリップ長が52分であるので、4.2.1の仮定1を満たす時間帯の幅Tを60分とする。以下の分析では、3.5.1で示したように、精度的に問題がないことから、対象とする時間帯の一つ前の時間帯から配分を始めることにする。OD修正法に用いるリンクパフォーマンス関数には以下に示す修正BPR関数を用いた。

$$C_a(x_a) = L_a \times C_a(0) \{1 + 2.62(x_a/Z_a)^5\} \quad (4.26)$$

ここに、

$C_a(0)$: $x_a=0$ におけるリンク走行時間で式(4.9)のaの値を用いる。

Z_a, L_a : 式(4.9)と同一のものを用いる。

4.4.1 各収束計算の収束状況

ここでは、式(4.13)～(4.16)のリンク収束、および内部収束、外部収束の各収束計算についての収束状況を分析する。

(1) リンク収束計算の収束状況

図4.4は、前記したネットワークへ実際に配分したときの各経路数のときのリンク収束計算の収束状況を示している。どの経路数の場合も一様に収束に向かっていくことがわかる。この図の場合のリンク交通量の初期値には通常静的配分による値を用いているが、

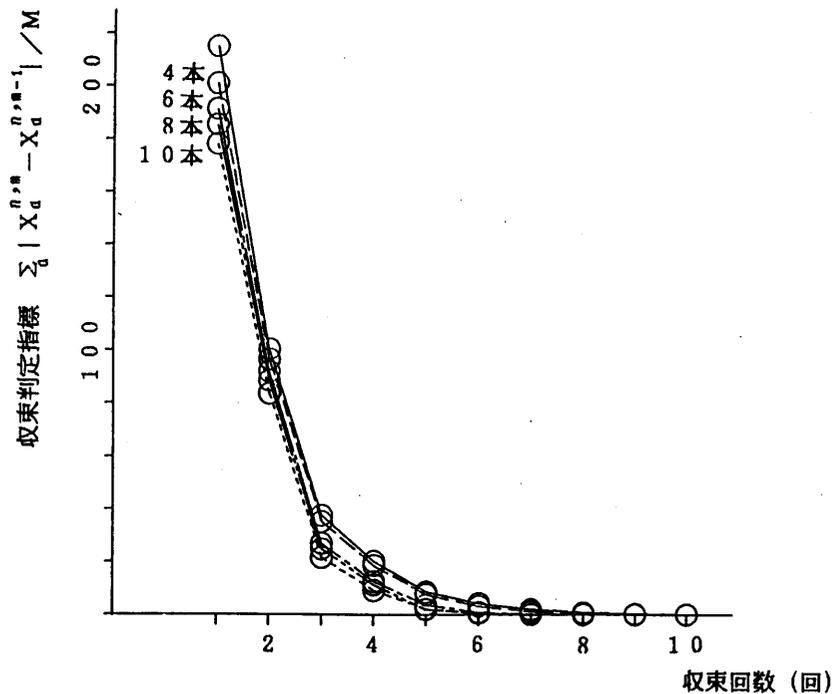


図4.4 リンク収束計算における各経路数ごとの収束状況

解の一意性を確めるために、本研究ではその初期値を一律に0台にするなど、適当に変えて配分を行ったがどれも同じ値に収束している。このリンク収束計算が収束しない可能性が強いのは、道路が混雑しているときであるので、OD交通量を2、5、10倍と変えて同様な計算を行ったが、そのどれもが収束している。さらに、上記のネットワークよりも粗い278リンク、88ノードの別のネットワークでも配分を行ったが、この場合も密なネットワークと同様に収束している。

(2) 全収束計算の収束状況

表4.2は、均衡リンク修正法の収束状況を示しており、比較のためにOD修正法も同様に示している。本研究で用いた ϵ 、 δ は表下に示した。まず、均衡リンク修正法は内部収束計算、外部収束計算とも確実に収束しており、 $\sigma_{c_{ik}}$ の値から、その収束が等時間原則を満たす方向にあることがわかる。経路を追加しながら等時間原則を満たす解を得るOD修正法と異なり、均衡リンク修正法は経路が決定されるごとに、その経路の範囲内で等時間原則を満たす解を求める内部収束を行うため、収束するまでに必要とする経路数はかなり少なくなっている。これは、 $\epsilon_3(ne)$ の与え方にも影響されるが、本研究では、 $\epsilon_3(ne)$ を指数関数にするなど適当に変えて検討したが、表下に示したように $\epsilon_3(ne)$ を設定した

表4.2 均衡リンク修正法とOD修正法との収束状況比較(7時台)

経路数	均衡リンク修正法				OD修正法			
	G(h)	VA(a,b)	$\sigma_{c_{ik}}$	CPU (min)	G(h)	VA	$\sigma_{c_{ik}}$	CPU (min)
2	0.176	96(31,3)	1.11	11	9.577	9301	88.02	3
3	0.077	50(40,1)	0.74	21	0.501	2141	11.00	4
4	0.038	33(54,1)	0.64	43	0.257	813	7.57	5
5	0.030	24(42,1)	0.63	62	0.169	492	6.40	6
6	0.016	20(97,1)	0.53	115	0.161	469	5.64	8
7	0.015	16(12,1)	0.53	128	0.116	406	4.02	9
8	0.013	11(22,1)	0.51	140	0.108	212	3.59	11
9	0.012	7(22,1)	0.49	170	0.076	202	3.53	15
10	0.010	5(23,1)	0.47	189	0.093	274	3.25	18
20					0.033	105	2.10	32
30					0.018	57	1.63	74
36					0.010	41	1.11	110

注) G(h):式(25), VA:式(23), a:Smithの内部収束計算の収束回数,

b:リンク収束計算の平均収束回数,

$\sigma_{c_{ik}}$: 全経路所要時間の標準偏差で次式より求める。

$$\sigma_{c_{ik}} = \left[\sum_i Q_i \times \sqrt{\left\{ \sum_k (C_{ik}^n)^2 / h - (\sum_k C_{ik}^n / h)^2 \right\}} \right] / \sum_i Q_i$$

CPU: FACOM M382 による計算時間

計算容量: 均衡リンク修正法 8192KB, OD修正法 590KB

上記の均衡リンク修正法に用いた ϵ 、 δ は次の通りである。

$$\epsilon_1=1.0, \epsilon_2=0.010, \delta_1=0.001, \epsilon_3(ne)=100.0/ne$$

ときが最も計算効率がよかった。リンク収束計算の平均収束回数は、この計算では一つ前に得られたリンク交通量を初期値としているため、表のように1回程度の収束計算ですんでいる。また、 $G(h)$ の値によって、均衡リンク修正法とOD修正法の計算時間を比較すると、均衡リンク修正法はOD修正法の約1.5~1.8倍程度の時間がかかることがわかる。ところで本研究では、ここでもOD交通量を2、5、10倍とした場合、または粗いネットワークの場合などについて計算したが、そのいずれもが収束することを確かめている。

4.4.2 各時間帯の適合度分析

均衡リンク修正法、OD修正法についてピーク、オフピーク時の実績再現性を比較する。分析に用いる各時間帯別の実績交通量は昭和55年度道路交通センサスの原票より抽出したもの(データ数56個)で各時間帯1時間の両方向合計の断面交通量である。また、OD間所要時間の実績値は昭和56年度P.T.調査のマスターテープより集計したもの(314個)、リンク走行時間は昭和56年度に豊田市で行われた走行調査より抽出したもの(134個)である。また、均衡リンク修正法によるリンク交通量の推定値には流入交通量と流出交通量の平均値を用い、リンク走行時間の渋滞遅れ時間は式(4.6)で計算したものをを用いた。これは、リンク交通量の実績値は流入と流出のどちら側で測定しているか明らかでないためであり、リンク走行時間はその時間帯中にそのリンクに流入し、かつ、流出したデータのみを使っているためである。得られた分析結果は次の通りである。

① まず、両配分方法による容量制約の違いについて分析する。図4.5は、各リンクへの流入交通量と流出交通量の散布図である。それによれば、OD修正法は、常に流入交通量=流出交通量となっており、BPR関数を用いても、完全には流出交通量を容量以内に抑えていないことが

わかる。それに対して均衡リンク修正法は、4.2.1で述べたように、交通容量以上の流入交通量があっても、流出交通量は容量程度に抑えられており、より現実的な配分を行っていることがわかる。ただ、容量付近でデータがばらついてい

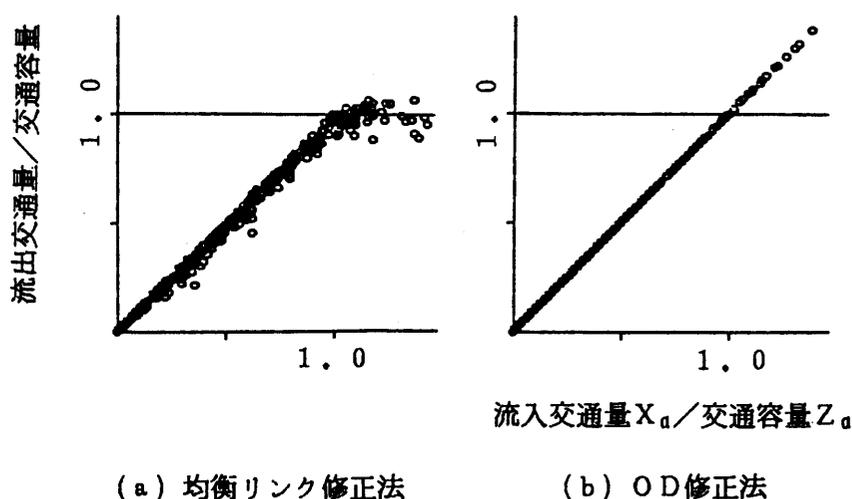


図4.5 均衡リンク修正法とOD修正法との容量制約の違い

るのは、均衡リンク修正法に用いた仮定2が完全には成立していないためと、図4.2で述べたように、平均渋滞遅れ時間関数式(4.3)が誤差を認めた関数であるためである。

② ピーク時(7,8,9時台)のOD間所要時間による適合度比較(表4.3)では、相関係数、RMS誤差ともに均衡リンク修正法が良い結果を示している。これを特に差の大きい8時台について実績値と推定値の散布図(図4.6)でみると、均衡リンク修正法に比べてOD修正法の方が全体的に実績値よりも過大に推定していることがわかる。両モデルでこのような違いが生じるのは、OD修正法が容量制約を考慮するために、交通量が容量以上になると急激に所要時間が増加する非現実的なBPR関数を用いざるをえないのに対し、均衡リンク修正法はモデルのなかで容量制約を自然に考慮できることから、現実的な渋滞待ち時間関数を用いることができるためと考えられる。また、表4.4のリンクごとの走行時間でみても、均衡リンク修正法に比べてOD修正法がかなり悪く、ここでもOD修正法では推定値が実績値よりも大きくなる傾向が見られた。

表4.3 ピーク時のOD間所要時間(分)による適合度比較

	均衡リンク修正法		OD修正法	
	RMS誤差	相関係数	RMS誤差	相関係数
7時台	8.04	0.752	8.85	0.719
8時台	7.91	0.674	11.47	0.581
9時台	8.84	0.607	8.88	0.589

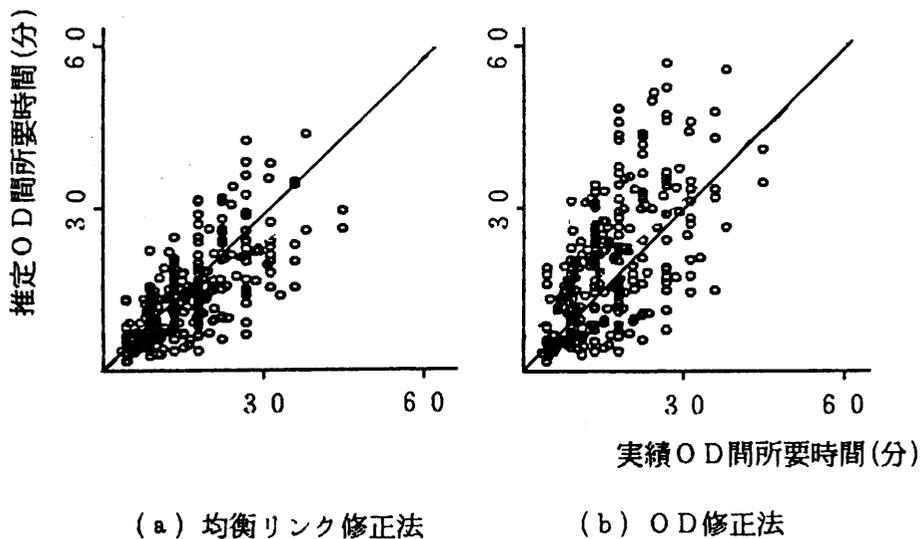


図4.6 ピーク時(午前8時台)のOD間所要時間による適合度比較

表4.4 ピーク時のリンク走行時間(分)による適合度比較

	均衡リンク修正法	OD修正法
RMS誤差	1.61	3.20
相関係数	0.714	0.475

③ ピーク時のリンク交通量の適合度比較(表4.5)では、7、8時台では均衡リンク修正法の方がRMS誤差、相関係数ともに勝っているが、9時台ではその逆となっている。ここでも、推定値と実績値との散布図をとって分析したが、それらに特に差異はみられなかった。

④ オフピーク時の適合度比較(表4.6)では、2つの方法とも変わらない結果となっている。これはBPR関数も非渋滞領域では、実際に近い所要時間を表現しているためと考えられる。

以上の結果から、リンク交通量のみを分析する場合、又は、オフピーク時等の分析をする場合には、均衡リンク修正法とOD修正法のどちらを使っても大きな差はないが、ピーク時のリンクまたはOD間の所要時間を分析する場合には、OD修正法では過大な値を推定する傾向があるため、均衡リンク修正法を用いる必要があることがわかる。結局、4.

4.1の計算時間等なども考慮して、目的にあった方法の場合に応じて選ぶことが望ましいといえる。

ただし、OD修正法においても、式(4.26)のBPR関数のパラメータを適当に決めることによって、より再現

性の高い結果を得る可能性はあると考えられるが、その場合容量制約を満足しつつ再現の高いパラメータを決める合理的な方法がなく、経験的な試行によるほかはないため、ここでは一般的に用いられている修正BPR関数を用いている。

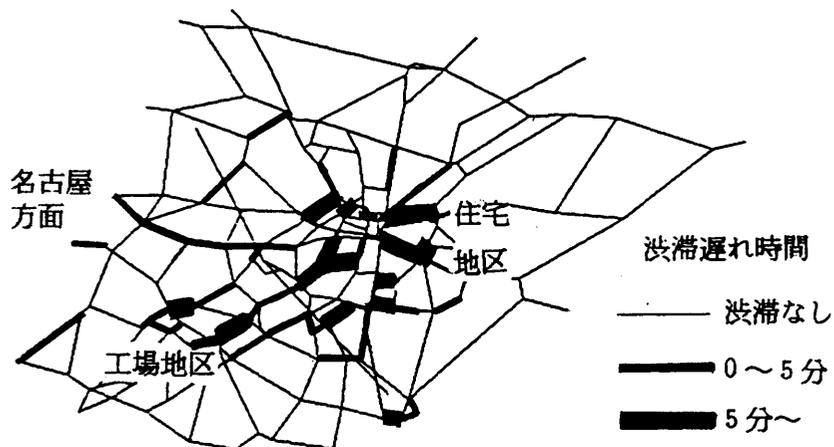
表4.5 ピーク時のリンク交通量(台/時)による適合度比較

	均衡リンク修正法		OD修正法	
	RMS誤差	相関係数	RMS誤差	相関係数
7時台	302	0.779	326	0.748
8時台	294	0.727	296	0.690
9時台	255	0.667	238	0.700

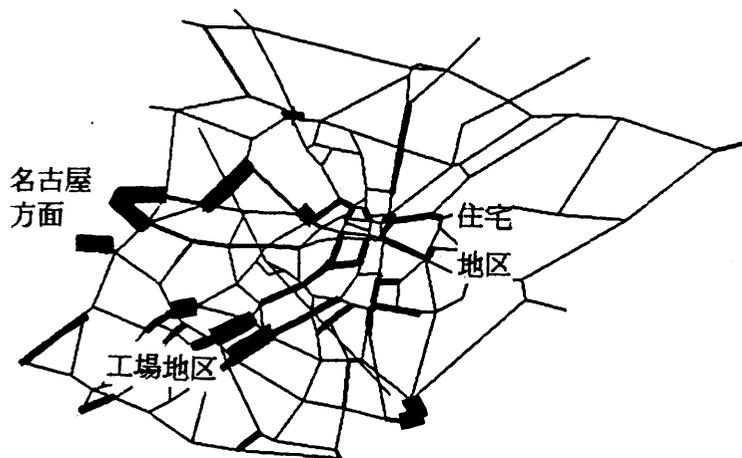
表4.6 オフピーク時のOD間所要時間(分)と

リンク交通量(台/時)による適合度比較(RMS誤差)

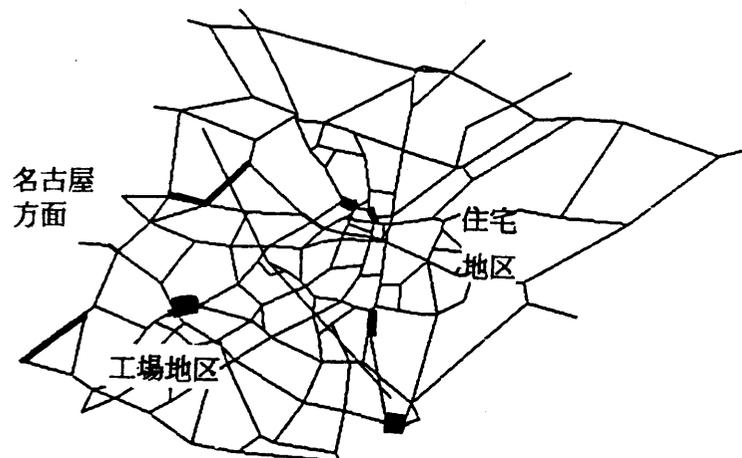
		均衡リンク修正法	OD修正法
OD間所要時間	13時台	9.58	9.57
	14時台	8.58	8.85
リンク交通量	13時台	300	312
	14時台	292	290



(a) 7時台



(b) 8時台



(c) 9時台

図4.7 均衡リンク修正法による各時間帯のネットワークの混雑状況

最後に、均衡リンク修正法より得た結果を用いて、今回使用したネットワークの渋滞状況を各時間帯について示したものが図4.7である。図より、時間帯7-9時の通勤時間帯には、渋滞が住宅地側から職場である工場地側または名古屋市側へと移動していることがわかる。ここでも、本研究で開発した均衡リンク修正法がより動的な配分を行っていることが確かめられた。

4.5 まとめ

本章では、道路交通渋滞の解消および緩和のための交通政策に役立つことを目的として、渋滞を考慮できるリンクパフォーマンス関数と時間帯別交通量配分モデルの開発を行った。本研究で得られた結論は以下に示す通りである。

2節では、まず1分間単位の解析から始めて、理論的に設定した渋滞遅れ時間関数と、統計的に求めた自由走行時間関数を組み合わせることによって、渋滞を考慮できるリンクパフォーマンス関数を設定した。そしてこれを次節で提案した残留交通量＝流入交通量－流出交通量の表現できる配分モデルに適用すれば、動的配分のように「流出するには時間が掛かりすぎるために、結果的に容量以上の交通量が流出できない」という、渋滞現象を通して自然な形で容量制約を表現できることを示した。

3節では、3.2で提案した互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件をリンク交通量レベルで行うリンク修正法をさらに改良した均衡リンク修正法について説明した。ここではこの均衡リンク修正法が、Smithの示した変分不等式条件で表される等時間原則配分となることを示し、これを用いれば残留交通量＝流入交通量－流出交通量を表現でき、渋滞を現象に忠実に表すことができることを明らかにした。また、そのモデルを解くためのアルゴリズムについて考察したが、現在開発されている変分不等式問題の直接解法のうちでは、LawphongpanichらとSmithの方法を併用することが、均衡リンク修正法を解く方法として最も適切であることがわかった。

4節では、均衡リンク修正法を実際のネットワークに適用して交通量配分を行った。ここではまず、均衡リンク修正法の各収束計算における収束状況について検討したが、その3つの収束計算である外部、内部、およびリンク収束計算は、いずれも一様に収束することがわかった。また初期値を変えて収束計算を行っても、全く同じ値に収束することがわかり、解の一意性について実証的に確かめられた。また本研究で提案したリンクパフォーマンス関数を均衡リンク修正法に組込んで配分を行うと、交通容量以上の流入交通量があっても、流出交通量はほぼ交通容量に抑えられることもまた、ここでの適用計算で明らかとなった。

次に、均衡リンク修正法と3.3で提案しているOD修正法を実際のネットワークで適用した結果、BPR関数を用いて容量制約を行うOD修正法で推定したOD間所要時間、およびリンク走行時間は実績値よりも過大に推定する傾向があるが、均衡リンク修正法による推定値はそのようなことはなく適合度も良好であった。しかし、リンク交通量の適合度を比較する場合には、両者に大きな違いは見られなかった。

さらに、均衡リンク修正法で実際のネットワーク上の渋滞状況を時間帯を追って再現したところ、渋滞区間が住宅地区から職場である工場地区等へ移動している様子を捉えることができ、均衡リンク修正法がより動的な交通量配分を行っていることがわかった。

以上の結論は豊田市の道路網への適用結果から得られたものであるが、さらに信頼性を高めるには、他のネットワークへの適用が必要である。本研究で提案したリンクパフォーマンス関数は交通容量の影響を受けやすいことが予想でき、精度良く渋滞の程度を知るためには、ネットワークやセントロイドの表現方法をできるかぎり現実に近いものにする必要があるといえる。さらに、均衡リンク修正法については計算時間が大きいことに対するより効率の良いアルゴリズムの開発や解の一意性についての数学的証明等も今後引き続き研究を行っていく必要があると考えられる。また本時間帯別配分モデルを長期予測に適用するとき、配分の対象とする時間帯別OD交通量をいかに予測するかの問題が残されており、これは今後の課題である。

参考文献

- 1) 藤田素弘・松井寛・溝上章志: 時間帯別交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究, 土木学会論文集・Ⅳ, No.389, pp.111~119, 1988
- 2) 松井寛: 総走行時間最小化配分と等時間配分の動的化, 土木学会論文報告集, No.339, pp.239~242, 1983
- 3) 松井寛・丹羽知紀: 道路網上の経路誘導に関する基礎的研究, 土木計画学研究・論文集, No.4, pp.85~92, 1986
- 4) 井上博司: 混雑した道路網における交通均衡およびその数値解法, 土木学会論文報告集, No.365, pp.125~133, 1986
- 5) Smith, M.J.: The existence, uniqueness and stability of traffic equilibria, *Transp. Res.*, Vol.13B, pp.295~304, 1979
- 6) 日本道路協会: 道路の交通容量, 1984
- 7) 松井寛・藤田素弘: 交通量配分における日交通容量と Q-V 式の合理的設定方法に関する研究, 土木計画学研究・論文集, No.6, pp.153-160, 1988
- 8) 藤田素弘・山本幸司・松井寛: 渋滞を考慮した時間帯別交通量配分モデルの開発, 土木学会論文集・Ⅳ, No.407, pp.129~138, 1989
- 9) 宮城俊彦: 交通均衡モデル: 理論と計算法, 土木計画学研究・論文集, No.2, pp.13~28, 1985
- 10) 小川枝郎: 数値解析概論, 近代科学社, pp.39~45, 1985
- 11) Lawphongpanich, S. and D.W. Hearn: Simplicial decomposition of the asymmetric assignment problem, *Transp. Res.*, Vol.18B, pp.123~133, 1984
- 12) Smith, M.J.: An algorithm for solving asymmetric equilibrium problems with a continuous cost-flow function, *Transp. Res.*, Vol.17B, pp.365~371, 1983
- 13) Pang, J.S. and C.S. Yu: Linearized simplicial decomposition methods for computing traffic equilibria, *Networks* 14, pp.427~438, 1984
- 14) Smith, M.J.: The existence and calculation of traffic equilibria, *Transp. Res.* Vol.17B, pp.291~303, 503, 1983
- 15) Dafermos, S.: Traffic equilibrium and variational inequalities, *Transp. Sci.*, Vol.14, pp.43~54, 1980
- 16) Pang, J.S. and D.Chan: Iterative methods for variational and complementarity problems, *Mathe. Prog.*, Vol.24, pp.284~313, 1981

第5章 時間変動を考慮した交通需要予測手法

5.1 概説

3, 4章で開発した時間帯別交通量配分を将来予測に用いるためには、時間帯別OD交通量予測モデルの開発が不可欠である。日単位のOD交通量予測モデルについては、現在パターン法、重力モデル、エントロピーモデル等、数種類のモデルが開発され¹⁾、すでに実用化されているが、時間帯別OD交通量予測モデルについては、時間という次元を増すことによるモデル作成の困難さやその利用目的が今までなかったことなどの理由から、ほとんど開発されていない。そこで本章では、実用的な時間帯別OD交通量予測モデルの開発を最終目標として分析を行うものであるが、精度よく時間帯別OD交通量予測を行うためには、現在4段階（または手段別分担を除いた3段階）推定法として確立している交通需要予測手法全体をもう一度見直し、各段階の精度向上を図りながら、かつ、1日の交通量の時間変動を表現するのに適した方法を考案する必要がある。

よって、本研究では図5.1のフローのように、各段階の交通需要予測を行うが、実用性を考慮し、できるかぎり従来の交通需要予測手法に順守するという立場から、まず発生（集中）交通量予測から始めて日OD交通量予測を行い、その後に、別に設定される時間変動パターンを日OD交通量に乗じて、時間帯別OD交通量を予測するという手順で行うこととした。ただし、本研究ではその将来予測を目的としているため、以下に示す理由から、従来から目的別でしか行われていなかった各交通需要予測を目的別産業別（本研究においては、目的別は、出勤、自由、業務、帰宅、登校の5分類とし、産業別は、一次産業、二次産業、三次産業、主婦無職、学生の5分類とした。）で行う。

図5.2は豊田市全域の生成交通量の時間変動パターンを目的別に示したものであるが、

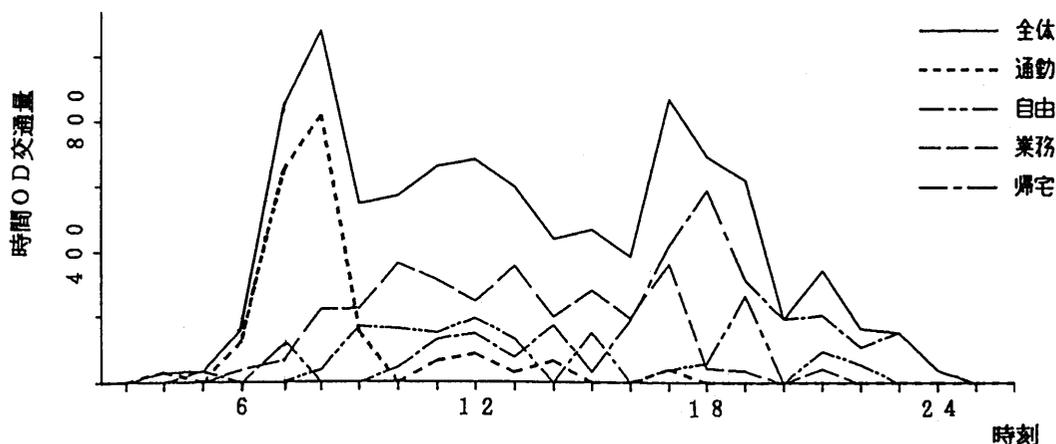


図5.2 各目的別の時間変動パターン

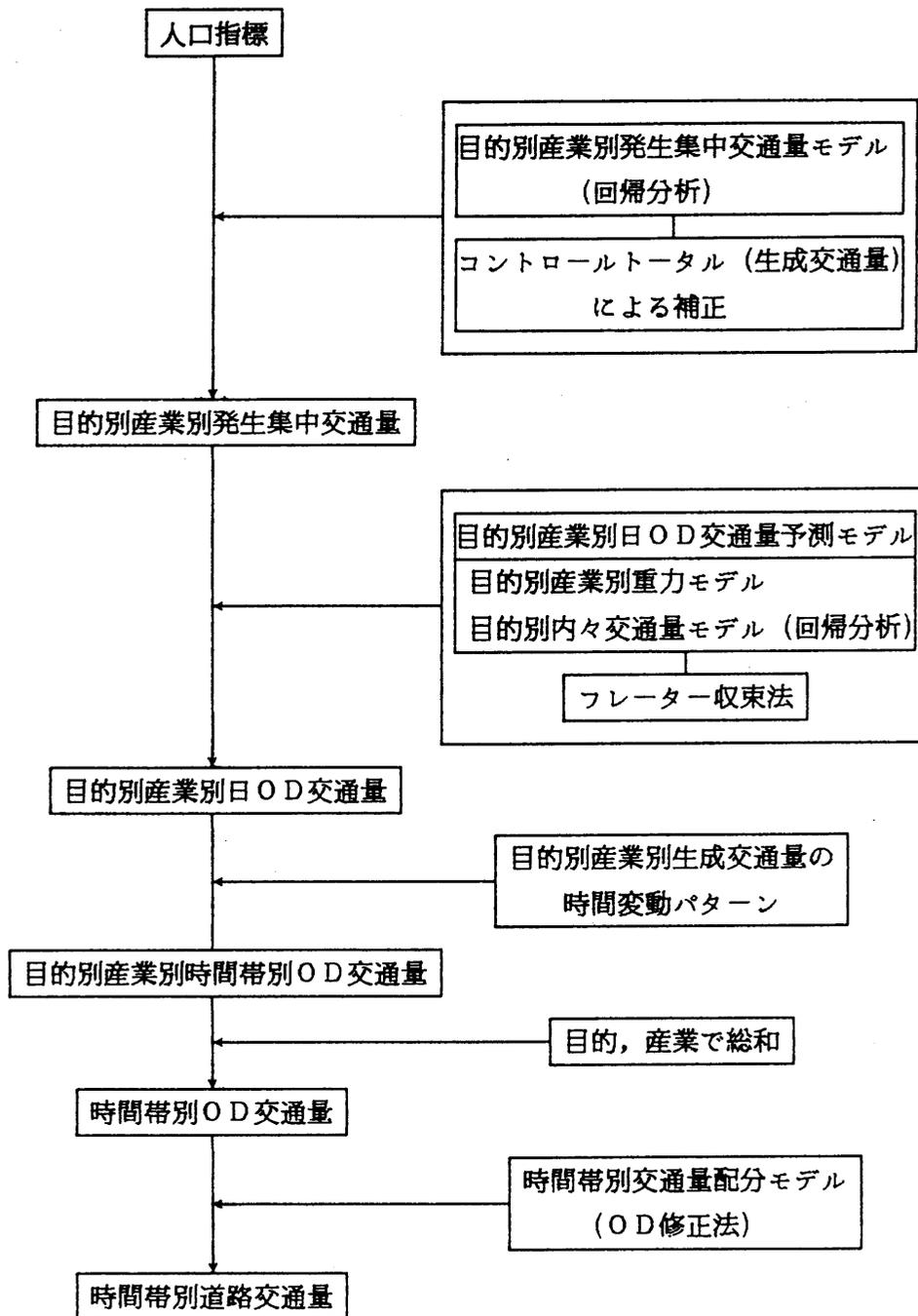


図5.1 時間変動を考慮した交通需要予測手法のフロー

それぞれの目的でかなり特徴を持った時間変動パターンを示している。図5.3はその通勤目的について、産業別にみたものであるが、2次産業に比べ3次産業はピーク時刻が遅くピーク自体も低いことがわかり、産業別にみても時間変動パターンがかなり異なっていることがわかる。このような理由から時間変動パターンは少なくとも目的別

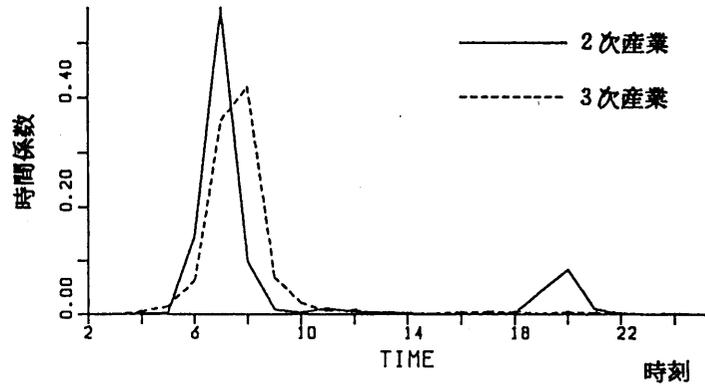


図5.3 通勤目的における産業別の時間変動パターン

産業別に作成し、その特徴を生かしながら、時間帯別OD交通量を予測する必要があるといえる。さらに表5.1の名古屋、岐阜、豊田市の産業別人口によれば、45年から55年にかけてそのいずれの都市においても3次産業人口の割合が上昇しており、今後ともその傾向は続くものと考えられることを考慮すれば、将来の産業構造の変化に対応できるようにするためにも、時間変動パターンを産業別に作成する必要性は高いといえる。また、時間帯別OD交通量予測を目的別産業別で行うことになれば、発生(集中)交通量予測、日OD交通量予測についても同様に目的別産業別に行うことが必要となるが、それらについても産業別で予測を行うことによって十分に精度向上が期待できる。

ところで、上記のような時間変動パターンの分析については、Supernak²⁾もまた発生(集中)交通量について行っているが、そこでは個人属性を8~15個のカテゴリーに分類し、それらカテゴリーについての交通量の時間変動パターンの違いを分析しているに過ぎず、実際の交通量予測までには至っていない。

表5.1 各都市における各産業別従業者人口の推移

		1次産業	2次産業	3次産業	主婦,無職	通学者
名古屋	46年	11072 (3.0)	479811 (18.9)	729123 (28.8)	884357 (34.9)	429346 (16.9)
	56年	6862 (0.2)	411027 (14.8)	861658 (31.1)	1006665 (36.4)	482986 (17.4)
岐阜	46年	15532 (3.8)	83156 (20.6)	117454 (29.1)	107123 (26.5)	80217 (18.9)
	56年	7300 (1.7)	74168 (17.2)	139822 (32.4)	121078 (28.1)	88952 (20.6)
豊田	46年	15582 (6.9)	85133 (37.8)	31764 (14.1)	59877 (26.6)	32806 (14.6)
	56年	6595 (2.0)	100198 (30.9)	55209 (17.0)	95571 (29.3)	66320 (20.5)

注) 表の数字は各産業別人口(人)を示し、()内は各年度の産業別人口割合(%)を示す。

そこで本研究では、図5.1のフローにそって目的別産業別で発生（集中）交通量予測（2節）、日OD交通量予測（3節）、時間帯別OD交通量予測（4節）を順に行い（以下、これらの産業別の予測モデルを一般に産業別モデルと呼ぶ）、そこで得られたOD交通量を時間帯別交通量配分に適用して、その最終的な予測精度の検証を行うものである。本研究ではまた、産業別ではなく全産業をまとめて予測する方法についても図5.1のフローと同様に行い（以下これを全産業モデルと呼ぶが、この場合、図5.1のフローでは各段階で産業別を省略すればよい）、旅行目的ごとに産業別モデルと比較することによって、より精度のよい時間変動を考慮した交通需要予測について考察するものである。

なお、ここでは発生（集中）交通量予測から交通量配分までの一貫した予測は自動車トリップに限定し、交通手段別分担のモデルには全く触れていない。よって、発生（集中）交通量予測の段階ですでに自動車トリップに限定して予測を行うものとするが、本研究で分析に用いるデータは自動車トリップが主体でマストラの割合がそれほど多くない豊田市のものであるため、このように始めから自動車トリップに限ってモデルを構築しても、大きく精度を損なうことはないものと考えられる。ここでは、図5.1のフローに沿い、豊田市46年のデータによって各モデルを作成し、それを用いて56年の時間帯別OD交通量を予測するが、ここで用いる人口指標、発生（集中）交通量、日OD交通量、時間変動パターン等の実績データはすべて昭和46年度、56年度の中京都市圏パーソントリップ調査³⁾⁴⁾のマスターテープより集計したものである。また、発生（集中）、日OD、および時間帯別ODの各交通量予測の対象とするのは、豊田市域内14ゾーンについてであるが、本研究の目的があくまでも時間帯別OD交通量の予測方法を提案し、その適合度検証によって実用性を検討するという点にあることから、最後の交通量配分で必要となる域内から域外、域外から域内、および域外から域外へのOD交通量については56年度の実績値を用い、それらによる適合度への影響については、ここでは取扱わないことにする。

5.2 産業別発生（集中）交通量予測モデル

5.2.1 モデルの概要

ここでは、図5.1のフローに基づき、豊田市の46年のデータを用いて全産業、および、産業別の発生（集中）交通量モデルを作成する。発生（集中）交通量モデルは原単位モデル、回帰モデル等が考えられるが、本研究では一般に広く用いられている回帰モデルを採用することにした。説明変数としては、表5.2に示す各種人口指標を用いた。ここで作成する発生集中モデルは、汎用性を考慮して域内から域外への発生交通量や域外から域内への集中交通量のデータも含めてモデルを作成するが、最終的には域内から域内への発生（集中）交通量に限る必要があるために、あらかじめ現況のデータより得られる全発生（集中）交通量における域内から域内（および域外から域内）への交通量の割合を求めておき、それを各モデルで推定される発生（集中）交通量に乗ずることによって補正する。さらに、コントロールトータルとして与えられている各目的別生成交通量に発生（集中）交通量の総和が一致するように補正し、これを次節の日OD交通量予測モデルのデータとして用いる。ここで各目的別産業別の生成交通量については、モデルによって推定される各ゾーンの目的別産業別の発生（集中）交通量を全ゾーンで総和し、豊田市域内全体のその目的別産業別の割合に比例して求めるものとした。

表5.2 分析で用いる人口指標

夜間人口
1, 2, 3次産業別就業者人口
主婦, 無職夜間人口
常住地通学者人口
昼間人口
1, 2, 3次産業別従業者人口
主婦, 無職昼間人口
通学地通学者人口

5.2.2 モデルの作成

本研究ではまず、各説明変数と発生（集中）交通量との相関分析を行い、相関の高い指標を取上げて分析したが、データが豊田市域内ゾーンの14個に限られることなどの理由から、本研究では単回帰モデルを作成することにした。表5.3, 4にそのモデルを示したが、それより以下のことがわかった。

① 通勤目的についてみると、発生モデルでは夜間人口および各産業に対応する就業者人口（たとえば2次産業のモデルでは2次産業就業者人口など）が強い相関を示し、集中モデルでは昼間人口および各産業に対応する従業者人口が強い相関を示した。発生モデルと集中モデルを比べると、集中モデルがどの産業においても0.95以上の相関を示しており、発生モデルの相関0.6~0.9に比べて精度が全体的に高くなっている。これは通勤目的であ

る勤務先が比較的特定のゾーンに集中しているためと考えられる。

② 自由目的についてみると、発生モデルは各産業に対応する従業者人口の指標の相関が高いのに対し、集中モデルでは第3次産業従業者人口の指標がほとんどのモデルで相関が高くなっている。これは、自由目的である買い物、レジャーおよび種々の文化的活動のほとんどが第3次産業と関係が深いと思われる。

表5.3 旅行目的別産業別の46年度発生交通量推定モデル

目的	全産業	1次産業	2次産業	3次産業	主婦, 無職	学生
通勤	$Y = -424 + 0.253X_{10}$ $r = 0.710$ $n = 45612$		$Y = 79 + 0.421X_{12}$ $r = 0.920$ $n = 32158$	$Y = 423 + 0.201X_{13}$ $r = 0.680$ $n = 12488$		
自由	$Y = 395 + 0.134X_{20}$ $r = 0.831$ $n = 32900$	$Y = -34 + 0.195X_{21}$ $r = 0.850$ $n = 1918$	$Y = 450 + 0.116X_{22}$ $r = 0.889$ $n = 15610$	$Y = 164 + 0.138X_{23}$ $r = 0.962$ $n = 6552$	$Y = -308 + 0.262X_{24}$ $r = 0.724$ $n = 6958$	$Y = -13 + 0.062X_{13}$ $r = 0.511$ $n = 1834$
業務	$Y = 444 + 0.282X_{20}$ $r = 0.818$ $n = 63966$	$Y = -213 + 0.692X_{21}$ $r = 0.896$ $n = 5558$	$Y = -330 + 0.163X_{20}$ $r = 0.938$ $n = 28812$	$Y = 479 + 0.677X_{23}$ $r = 0.964$ $n = 27636$		
帰宅	$Y = -1499 + 0.490X_{20}$ $r = 0.912$ $n = 79478$	$Y = -159 + 0.651X_{21}$ $r = 0.832$ $n = 5782$	$Y = 645 + 0.472X_{22}$ $r = 0.966$ $n = 46816$	$Y = 110 + 0.531X_{23}$ $r = 0.988$ $n = 17948$	$Y = 94 + 0.156X_{23}$ $r = 0.706$ $n = 6132$	$Y = -272 + 0.202X_{13}$ $r = 0.919$ $n = 2772$
登校	$Y = -66 + 0.071X_{14}$ $r = 0.592$ $n = 2114$					$Y = -72 + 0.067X_{14}$ $r = 0.596$ $n = 1862$

注) Y: 発生交通量, r: 相関係数, n: 総トリップ数,

X_{10} : 夜間人口, X_{11} : 1次産業従業者人口, X_{12} : 2次産業従業者人口, X_{13} : 3次産業従業者人口, X_{14} : 主婦, 無職夜間人口,

X_{15} : 常住地通学者人口,

X_{20} : 昼間人口, X_{21} : 1次産業従業者人口, X_{22} : 2次産業従業者人口, X_{23} : 3次産業従業者人口, X_{24} : 主婦, 無職昼間人口,

X_{25} : 通学地通学者人口

表5.4 旅行目的別産業別の46年度集中交通量推定モデル

目的	全産業	1次産業	2次産業	3次産業	主婦, 無職	学生
通勤	$Y = -3154 + 0.557X_{20}$ $r = 0.957$ $n = 49504$		$Y = -241 + 0.498X_{22}$ $r = 0.998$ $n = 36554$	$Y = -38 + 0.406X_{23}$ $r = 0.978$ $n = 12026$		
自由	$Y = 347 + 0.816X_{23}$ $r = 0.824$ $n = 30100$	$Y = -1 + 0.149X_{21}$ $r = 0.612$ $n = 1820$	$Y = 244 + 0.336X_{23}$ $r = 0.628$ $n = 13804$	$Y = 66 + 0.171X_{23}$ $r = 0.932$ $n = 6188$	$Y = 15 + 0.206X_{23}$ $r = 0.796$ $n = 6580$	$Y = -85 + 0.069X_{15}$ $r = 0.343$ $n = 1680$
業務	$Y = 1985 + 1.177X_{23}$ $r = 0.819$ $n = 64190$	$Y = -150 + 0.625X_{21}$ $r = 0.806$ $n = 5600$	$Y = -611 + 0.183X_{20}$ $r = 0.927$ $n = 29036$	$Y = 421 + 0.704X_{23}$ $r = 0.957$ $n = 27650$		
帰宅	$Y = -2470 + 0.556X_{10}$ $r = 0.919$ $n = 78428$	$Y = -241 + 0.749X_{11}$ $r = 0.903$ $n = 5852$	$Y = 432 + 0.516X_{12}$ $r = 0.954$ $n = 44128$	$Y = 327 + 0.439X_{13}$ $r = 0.875$ $n = 18914$	$Y = -387 + 0.279X_{14}$ $r = 0.769$ $n = 6580$	$Y = -87 + 0.096X_{14}$ $r = 0.701$ $n = 2912$
登校	$Y = -131 + 0.116X_{13}$ $r = 0.646$ $n = 1960$					$Y = -134 + 0.114X_{13}$ $r = 0.654$ $n = 1820$

注) Y: 集中交通量, r: 相関係数, n: 総トリップ数,

X_{10} : 夜間人口, X_{11} : 1次産業従業者人口, X_{12} : 2次産業従業者人口, X_{13} : 3次産業従業者人口, X_{14} : 主婦, 無職夜間人口,

X_{15} : 常住地通学者人口,

X_{20} : 昼間人口, X_{21} : 1次産業従業者人口, X_{22} : 2次産業従業者人口, X_{23} : 3次産業従業者人口, X_{24} : 主婦, 無職昼間人口,

X_{25} : 通学地通学者人口

③ 業務目的では、発生、集中モデルの両方で各産業に対応する従業者人口の指標の相関が高い。ただし、業務目的トリップの多くを占めている2次産業のモデルについては、昼間人口が発生、集中モデルとも最も相関が高くなっている。これは、2次産業は部品調達などで2次産業どうしの取引も多いうえに、商品の販売等の関係上3次産業との取引も多いためといえ、2次従業者人口ばかりでなく、3次従業者人口との関係も高いことがうかがえる。

④ 帰宅目的に採用された説明変数は、出勤目的とほぼ反対の傾向があり、発生モデルでは従業者人口の相関が高く、集中モデルでは就業者人口の相関が高くなっている。帰宅目的は勤務先からの帰宅、自由目的からの帰宅等種々のパターンが考えられるうえ、帰宅目的の目的地となる住居は域内全域に渡って分布していることから、出勤目的のように発生モデルと集中モデルの相関係数の差は出てきていない。

⑤ 登校目的については、その大部分は高校生以下の学生が占めておりそのほとんどがマストラを利用しているのに対し、本研究の対象とする自動車トリップを行うのは大学生や各種専門学校生に限られるため、データ数が少なく相関係数も低くなっている。また、常住地通学者、通学地通学者の指標よりも主婦、無職の夜間人口や第3次産業就業者人口の方が相関が高くなっているが、これは、大学や各種専門学校の存在箇所と学生のほとんどが通う小学校から高校との存在箇所とが異なった域内分布を示していることによるものと考えられる。

目的別に各モデルをみた場合、上記のようになったが、全産業モデルと産業別モデルを相関係数で比較すると、産業別モデルのおよそ平均が全産業モデルの相関係数となっている傾向があり、この発生集中モデルだけからは全産業モデルと産業別モデルとの良否は明らかではない。次節以降の日OD交通量予測等で総合的に判断する必要がある。

5.3 産業別日OD交通量予測モデル

ここでは、豊田市46年のデータによる全産業および産業別の日OD交通量予測モデルを作成する。5.1のフローのように日OD交通量予測は過去の研究例を考慮して、重力モデルによって内々交通量以外のOD交通量を予測し、内々交通量の予測には別に回帰モデルを作成する。そして重力モデル、内々交通量モデルを用いて得られる全OD交通量を、フレータ法によって発生（集中）交通量に一致するように収束計算を行う。

5.3.1 モデルの作成

本研究における重力モデルは前述したように、内々交通量は回帰計算に用いず、またデータにはゾーン間OD交通量が10トリップ以上のものに限って用いた。表5.5にその重回帰分析の結果を示す。表では重力モデルを対数変換し、重回帰分析して得られる回帰式

表5.5 旅行目的別産業別の46年度OD交通量推定モデル

目的	全産業	1次産業	2次産業	3次産業	主婦, 無職	学生
通勤	$Y = 0.459X_1 + 0.841X_2 - 1.107X_3 - 2.085$ $r = 0.814, F = 91.9$		$Y = 0.449X_1 + 0.739X_2 - 0.667X_3 - 2.348$ $r = 0.809, F = 74.5$	$Y = 0.719X_1 + 0.690X_2 - 0.751X_3 - 3.024$ $r = 0.708, F = 28.9$		
自由	$Y = 0.490X_1 + 0.730X_2 - 1.107X_3 - 1.363$ $r = 0.725, F = 38.4$	$Y = 0.160X_1 + 0.096X_2 - 0.339X_3 + 3.340$ $r = 0.491, F = 1.2$	$Y = 0.370X_1 + 0.591X_2 - 0.714X_3 - 0.178$ $r = 0.772, F = 39.7$	$Y = 0.368X_1 + 0.462X_2 - 0.467X_3 + 0.182$ $r = 0.681, F = 14.9$	$Y = 0.269X_1 + 0.459X_2 - 0.842X_3 + 1.924$ $r = 0.702, F = 13.6$	$Y = 0.287X_1 + 0.174X_2 - 0.191X_3 + 1.959$ $r = 0.575, F = 2.7$
業務	$Y = 0.636X_1 + 0.662X_2 - 1.293X_3 - 1.650$ $r = 0.697, F = 45.3$	$Y = 0.338X_1 + 0.090X_2 - 0.189X_3 + 1.843$ $r = 0.595, F = 4.7$	$Y = 0.689X_1 + 0.675X_2 - 0.556X_3 - 3.794$ $r = 0.724, F = 42.3$	$Y = 0.608X_1 + 0.635X_2 - 0.989X_3 - 1.581$ $r = 0.742, F = 43.7$		
帰宅	$Y = 0.967X_1 + 0.120X_2 - 1.478X_3 + 0.492$ $r = 0.792, F = 85.5$	$Y = 0.135X_1 + 0.090X_2 - 0.490X_3 + 3.880$ $r = 0.490, F = 3.2$	$Y = 0.814X_1 + 0.374X_2 - 1.037X_3 - 1.379$ $r = 0.800, F = 78.8$	$Y = 0.785X_1 + 0.883X_2 - 0.890X_3 - 4.711$ $r = 0.752, F = 41.6$	$Y = 0.439X_1 + 0.298X_2 - 0.828X_3 + 1.911$ $r = 0.694, F = 11.8$	$Y = 0.255X_1 + 0.286X_2 - 0.533X_3 + 2.398$ $r = 0.646, F = 4.7$
登校	$Y = 0.317X_1 + 0.244X_2 - 0.580X_3 + 2.516$ $r = 0.559, F = 1.4$					$Y = 0.822X_1 + 0.394X_2 - 0.137X_3 + 1.898$ $r = 0.835, F = 5.4$

注) Y: OD交通量を自然対数に変換した値。
 X_1 : 発生交通量を自然対数に変換した値, X_2 : 集中交通量を自然対数に変換した値, X_3 : 旅行時間を自然対数に変換した値
 r : 相関係数, n : 総トリップ数

をそのままのせている。表をみると、全体的には相関係数0.7~0.8前後の値となっており、比較的良好なモデルといえるが、1次産業モデルおよび学生のモデルでデータ数がもともと少ないために、F値が低くなっている。また、目的別でみると通勤目的の精度が最もよく、次に帰宅目的の精度がよくなっている。

次に内々交通量モデルについて説明する。内々交通量の大きさはそのゾーンの発生交通量と集中交通量の両方に依存し、個々の産業別トリップの大小よりも、そのゾーン全体の総トリップ数に依存するところが大きいと考えられる。よって、内々交通量については、産業別モデルは作成せず、全産業モデルのみ作成することにした。すなわち、内々交通量モデルも発生（集中）交通量モデルと同様にして、単回帰モデルを作成し、説明指標のデータについても表5.2の発生（集中）交通量モデルと同一のものを用いる。しかし、この場合の産業別の内々交通量は各ゾーンにおける各産業の発生交通量と集中交通量の平均に

表5.6 各旅行目的における全産業の46年度内々交通量推定モデル

通勤	自由	業務	帰宅	登校
$Y = -286 + 0.072X_{20}$ $r = 0.844$ $n = 10780$	$Y = 28 + 0.052X_{20}$ $r = 0.617$ $n = 10976$	$Y = -766 + 0.877X_{13}$ $r = 0.722$ $n = 17920$	$Y = -2207 + 0.273X_{10}$ $r = 0.649$ $n = 24528$	$Y = -52 + 0.037X_{14}$ $r = 0.703$ $n = 840$

注) Y: 内々交通量, r: 相関係数, n: 総トリップ数,
 X_{10} : 夜間人口, X_{13} : 3次産業就業者人口, X_{14} : 主婦, 無職夜間人口, X_{20} : 昼間人口

比例して割り当てることにした。表5.6の内々モデルの回帰分析結果では通勤目的の相関が0.844で最も高く、業務、登校目的でも0.7程度と比較的良好な値を示しているが、自由、帰宅目的では相関0.6程度とやや精度が悪いことがわかる。

5.3.2 日OD交通量の適合度比較

ここでは、豊田市の56年度の実績データを5.2と5.3.1で求めた豊田市46年度発生集中交通量モデル、重力モデル、内内交通量モデルに順次適用し、さらに、フレーター収束計算を行って求められる豊田市56年度推定日OD交通量の適合度分析を行うが、その結果を表5.7に示す。

表5.7 豊田市46年度モデルによる日OD交通量の適合度分析

表をみると、通勤、業務、帰宅目的では産業別モデルの方が相関係数が0.9以上で、RMS誤差についても全産業モデルよりもかなり良い結果を示しているのに対し、自由、登校目的では逆に全産業モデルの方がよい結果を示している。

目的		RMS誤差	回帰式			実測 平均値	推定 平均値
			相関係数	切片	傾き		
通勤	全産業	235.9	0.849	135.2	0.573	318.7	318.7
	産業別	149.1	0.937	47.8	0.847	318.7	318.7
自由	全産業	201.4	0.912	71.5	0.694	234.3	234.3
	産業別	259.8	0.878	114.5	0.511	234.3	234.3
業務	全産業	238.5	0.902	22.1	0.928	312.8	312.8
	産業別	199.1	0.927	42.4	0.864	312.8	312.8
帰宅	全産業	340.2	0.941	-42.1	1.076	549.6	549.6
	産業別	234.8	0.968	90.3	0.835	549.6	549.6
登校	全産業	50.6	0.770	14.4	0.194	18.0	18.0
	産業別	56.9	0.494	16.3	0.088	18.0	18.0

これは、自由目的はどの産業に従事している人でも、その目的地は買い物、レジャー等の集積している都心等に向かうことが予想でき、通勤目的のように産業別でその目的地にあまり差がなく、産業別で行う利点が少ないためと思われ、また、自由目的は、通勤、業務、帰宅目的に比べると産業別のデータ数はどれも半分程度のデータしかないため、データを分割して産業別で行うことで、逆にモデル自体の精度を落とす結果になったものと考えられる。同様に、登校目的においても、その主体が自動車通学が可能な大学生以上に限られており、データが少なく、産業別にしてもさらにデータ数を減らすことになるだけであまり利点がないものと思われる。

5.4 時間帯別OD交通量予測モデル

5.4.1 モデルの概要

ここでは、時間帯別OD交通量の予測方法について説明する。5.1でも説明したように、時間帯別OD交通量は、あらかじめ与えられる日OD交通量に現況の時間変動パターンを当てはめることによって推定する⁵⁾。すなわち、各ODゾーン目的別産業別の時間変動係数を以下のようにおく。

$$r_{lm}^n = \frac{\sum_i^S \sum_j^S q_{lmij}^n}{\sum_n^{24} \sum_i^S \sum_j^S q_{lmij}^n} \quad (5.1)$$

r_{lm}^n : n時間帯の目的l, 産業mにおける目的別産業別生成交通量の時間係数
 q_{lmij}^n : n時間帯の目的l, 産業m, ODペアijの実績時間帯別OD交通量

上式の右辺の分母は、対象地域の各目的別産業別の日生成交通量を示し、分子はn時間帯の生成交通量を示す。すなわち、この時間係数は域内全体の平均的な時間変動パターンを与えるものといえるが、本研究ではこの時間係数がどのODペアについても当てはまり、将来的にも変化しないものと仮定して、この時間係数をあらかじめ推定されている日OD交通量に乗ずることによって時間帯別OD交通量を求める。ここで、 Q_{lmij} をn時間帯の目的l, 産業m, ODペアijの日OD交通量とすると、推定時間帯別OD交通量 $q_{lmij}^{n'}$ は以下のようなになる。

$$q_{lmij}^{n'} = Q_{lmij} \times r_{lm}^n \quad (5.2)$$

上式は産業別モデルの場合の式であるが、全産業モデルでは添え字mが省略されるだけで、上式をそのまま使うことができる。上記のような方法を用いれば従来の日OD交通量予測方法から容易に時間帯別OD交通量を予想でき、実用的であるが、それを判断するにはまず、式(5.2)によって求められる時間変動パターンを各ODに適用した場合の適合度や他都市への移転可能性および将来的に変化しないかどうかについて分析する必要がある。また、式(5.2)の時間係数は q_{lmij}^n を各時間帯の発生ベースで集計するか集中ベースで集計するかで値が異なってくるため、どちらの集計方法が良いかについても同時に分析することが望ましい。次節以降でそれらについての分析を行うことにする。

5.4.2 時間変動パターンの地域移転可能性および経年分析

まず、5.4.1で説明した時間帯別OD交通量予測手法の実績再現性、地域移転可能性および経年分析を行う。表5.8は名古屋市の56年度実績日OD交通量に56年度の名古屋市、岐阜市、豊田市のそれぞれの全産業、産業別または発着ベース別に集計されたそ

それぞれの時間変動パターンを当てはめることによって、名古屋市56年の時間帯別OD交通量を予測し、その適合度分析を示している。

通勤目的でみると、豊田→名古屋の全産業モデルを除けばどの場合においても発生ベースよりも集中ベースの方がRMS誤差、相関係数とも良好な結果を示していることが分かる。これは、通勤目的での旅行者は会社で決められた仕事開始時刻に間に合うように出発時間を決定するが、その出発時刻が個人個人の出発地から会社までの所要時間の影響を強く受けるのに対し、到着時刻は仕事開始時間以外の影響はほとんどないためといえ、逆にいうと、発生ベースで予測する場合にはこの所要時間の影響を考慮する必要があることを示している。

次に同じ通勤目的の集中ベースで名古屋→名古屋、岐阜→名古屋、豊田→名古屋についてみていくと、やはり表5.1で示したように、産業構造の違いから、名古屋、岐阜、豊田の順に適合度が悪くなっている。特に名古屋と2次、3次産業人口の割合がかなり異なる豊田の全産業モデルで推定した場合には、RMS誤差が1082と飛びぬけて大きな値を示している。しかし、そ

の豊田においても産業別モデルで推定すれば、722と適合度が大きく改善されており、産業別モデルの地域移転可能性の高いことを示している。このことは同じ都市においても将来において産業構造が大きく変化した場合には、産業別モデルで推定する必要性が高いこともまた示すものといえる。

自由、業務、帰宅目的においては、ともに集中ベースよりも発生ベースの方が良い適合度を示している。これは、仕事開始時刻が基準となって、到着時刻

表5.8 時間帯別OD交通量予測の地域移転可能性分析

			発生ベース		集中ベース	
			RMS誤差	相関係数	RMS誤差	相関係数
通勤目的	名古屋→名古屋	全産業	687.9	0.955	670.8	0.959
		産業別	655.2	0.961	627.1	0.967
	岐阜→名古屋	全産業	729.4	0.951	717.7	0.954
		産業別	716.1	0.954	662.0	0.965
	豊田→名古屋	全産業	1038.7	0.890	1082.9	0.873
		産業別	743.3	0.955	722.7	0.960
自由目的	名古屋→名古屋	全産業	694.2	0.940	712.5	0.936
		産業別	673.6	0.944	695.1	0.940
	岐阜→名古屋	全産業	755.6	0.927	781.5	0.921
		産業別	746.9	0.929	771.3	0.923
	豊田→名古屋	全産業	802.6	0.916	805.7	0.916
		産業別	790.9	0.918	794.2	0.919
業務目的	名古屋→名古屋	全産業	1101.7	0.974	1121.1	0.972
		産業別	1079.1	0.975	1101.6	0.973
	岐阜→名古屋	全産業	1277.2	0.962	1278.5	0.960
		産業別	1233.4	0.965	1236.0	0.964
	豊田→名古屋	全産業	1338.8	0.956	1329.2	0.956
		産業別	1229.0	0.967	1230.5	0.966
帰宅目的	名古屋→名古屋	全産業	1214.2	0.951	1287.9	0.943
		産業別	1120.8	0.959	1194.9	0.952
	岐阜→名古屋	全産業	1275.0	0.944	1300.4	0.942
		産業別	1208.2	0.950	1235.8	0.948
	豊田→名古屋	全産業	1466.7	0.936	1466.7	0.924
		産業別	1305.3	0.947	1333.5	0.942
登校目的	名古屋→名古屋	全産業	110.7	0.789	111.0	0.785
		産業別	109.2	0.796	109.7	0.791
	岐阜→名古屋	全産業	118.9	0.751	117.6	0.767
		産業別	120.3	0.746	119.1	0.761
	豊田→名古屋	全産業	122.2	0.764	122.4	0.752
		産業別	122.9	0.765	123.9	0.750

から出発時刻が決められる通勤目的に対して自由、業務、帰宅目的では、むしろ休憩時刻、仕事終了時刻などの出発時刻がまず決められるためといえるが、その休憩時刻、仕事終了時刻も仕事開始時刻と同様に、個人個人の選択の幅が少なく地域全体でどのゾーンにおいても同じような分布形を示しているためと考えられる。次に、各モデル別にみるとやはり名古屋、岐阜、豊田の順に適合度は悪くなっているが、5.3.2でも述べたように業務、帰宅目的に比べて、自由目的は産業別にする利点が少ないことが分かる。また登校目的は、あまり時間的拘束を受けない大学生以上の学生に限られているため、これといった特徴を見付けることはできない。登校目的においても、産業別モデルの利点は少ないものと考えられる。

表5.9は豊田市46年の時間変動パターンを用いて56年実績OD交通量から56年時間帯別OD交通量を推定した場合(46→56)と、同市56年の変動パターンを用いて推定した場合(56→56)の適合度分析を示している。表から時間変動パターンを経年的に分析しても、表5.8の地域移転性分析の結果と全く同じ傾向を示しており、ここでも産業別モデルの通勤、業務、帰宅目的での有効性が示された。

表5.9 豊田市実績日OD交通量を用いた場合の時間OD予測の経年分析

			発生ベース		集中ベース	
			RMS誤差	相関係数	RMS誤差	相関係数
通勤目的	56→56	全産業	311.1	0.930	284.4	0.933
		産業別	273.6	0.950	232.8	0.962
46→56	全産業	357.6	0.918	319.7	0.924	
		産業別	328.1	0.936	277.4	0.950
自由目的	56→56	全産業	264.4	0.893	268.5	0.889
		産業別	256.2	0.900	260.1	0.896
46→56	全産業	313.8	0.846	322.0	0.840	
		産業別	309.6	0.874	314.6	0.869
業務目的	56→56	全産業	291.5	0.915	299.9	0.908
		産業別	277.5	0.925	281.1	0.922
46→56	全産業	302.1	0.911	306.9	0.907	
		産業別	292.3	0.917	295.8	0.914
帰宅目的	56→56	全産業	598.0	0.874	600.8	0.871
		産業別	491.8	0.915	492.6	0.915
46→56	全産業	627.7	0.862	615.9	0.872	
		産業別	530.7	0.905	547.2	0.894
登校目的	56→56	全産業	44.9	0.907	48.0	0.873
		産業別	42.6	0.909	45.8	0.876
46→56	全産業	60.5	0.809	56.2	0.832	
		産業別	60.5	0.802	56.3	0.830

注) 56→56 は豊田市56年変動パターンによって56年度の時間OD交通量を推定した場合の適合度を示し、46→56 は豊田市46年変動パターンによって56年度の時間OD交通量を推定した場合の適合度を示す。

5.4.3 46年度産業別モデルの適合度分析

ここでは、5.3.2で46年度モデルを用いて推定した豊田市56年の日OD交通量に、46年のデータを発生ベースで集計し式(5.2)から求めた時間変動パターンを当てはめることによって、豊田市56年の時間帯別OD交通量を予測し、その適合度を全産業モデル、産業別モデルで比較する。

5.3.2, 5.4.2でも述べたように、日OD交通量予測、ならびに各時間変動パターンの地域移転性および経年分析では、自由、登校目的は産業別モデルで推定しても、それほど変わらないか、逆に誤差が大きくなることが分かった。よって以下では、産業別モデルで有効な通勤、業務、帰宅目的について、まず各時間帯での全産業モデルと産業別モデルの適合度比較を行い、次に全目的をまとめた適合度比較を行う。

表5.10~12は、通勤、業務、帰宅目的の各時間帯の適合度分析の結果である。なお、各表に示した時間帯はそれぞれの各目的で、特にトリップの多い時間帯を選んで示している。

① 通勤目的(表5.10)では、6時から9時および1日合計のどの場合でも産業別モデルの適合度が全産業モデルよりもよい。特に7時台では、そのRMS誤差で40近い差があり、このようにピーク時間帯で分析しても産業別モデルが有効であることがわかる。しかし、7,8時台の平均値をみると両モデルでともに実測平均値よりも推定平均値が過大となっている。両モデルとも日OD交通量はコントロールトータルで補正することによって実測値と一致させているため、この過大な分だけ、6時台、9時台の平均値は過小となっている。これを図5.4の通勤目的トリップの95%を占める2次、3次産業の変動パターンでみると、2次、3次産業でともに46年から56年にかけて、7,8時台の交通量が6,9時台へと推移していることがわかる。この図は発生ベースで集計した場合のものであるが、集中ベースで集計した場合の変動パターンには発生ベース程の大きな差は出

表5.10 豊田市46年度モデルによる
56年度通勤目的の時間OD予測の適合度分析

		RMS誤差	回帰式			実測 平均値	推定 平均値
			相関係数	切片	傾き		
6 時	全産業	62.4	0.422	10.2	0.082	38.0	13.3
	産業別	58.9	0.581	7.1	0.157	38.0	13.1
7 時	全産業	132.5	0.818	87.3	0.600	159.8	183.3
	産業別	96.1	0.915	30.8	0.937	159.8	180.6
8 時	全産業	75.6	0.794	39.3	0.411	62.9	65.2
	産業別	70.9	0.801	36.7	0.497	62.9	68.0
9 時	全産業	14.8	0.570	4.8	0.191	8.7	6.4
	産業別	13.3	0.705	4.7	0.290	8.7	7.2
1 日	全産業	433.4	0.829	4.2	0.679	13.3	13.3
	産業別	384.5	0.891	1.7	0.870	13.3	13.3

注) 1日は各時間帯のRMS誤差の1日の合計

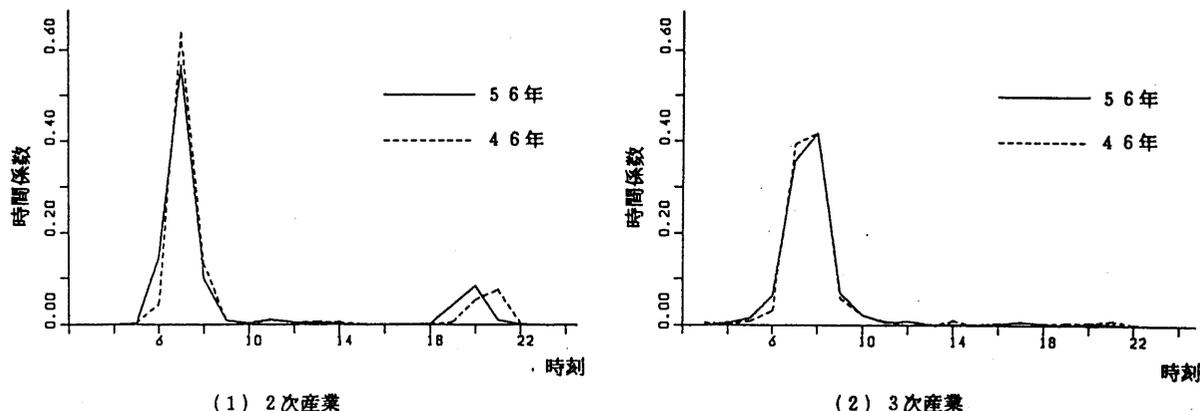


図5.4 通勤目的における各年度産業別の時間変動パターン

てこなかったことから、46年から56年にかけての発生ベースの変動パターンの変化は、産業構造の変化以外の道路混雑や遠距離通勤化などの影響による所要時間の増加のためと考えられ、産業別モデルにおいてもこのような影響を加味できていないことがわかる。

② 業務目的(表5.11)では、通勤目的ほどの違いはみられないものの、産業別モデルの方が全産業モデルよりも各時間帯で良好な値を示している。平均値でも実測値と推定値で大きく異なっておらず良好である。

表5.11 豊田市46年度モデルによる
56年度業務目的の時間OD予測の適合度分析

		RMS誤差	回帰式			実測 平均値	推定 平均値
			相関係数	切片	傾き		
9時	全産業	37.0	0.806	8.1	0.659	32.2	29.3
	産業別	34.2	0.845	8.5	0.624	32.2	28.6
10時	全産業	34.0	0.822	3.2	0.804	35.9	32.1
	産業別	29.9	0.856	4.5	0.775	35.9	32.3
13時	全産業	38.8	0.832	8.6	0.726	36.2	35.0
	産業別	33.6	0.887	9.0	0.672	36.2	33.3
14時	全産業	27.8	0.823	5.4	0.700	26.3	23.8
	産業別	24.7	0.870	5.5	0.672	26.3	23.2
1日	全産業	391.2	0.828	3.4	0.738	13.0	13.0
	産業別	365.4	0.854	3.9	0.698	13.0	13.0

注) 1日は各時間帯のRMS誤差の1日の合計

図5.5に全産業でみた46, 56年度の時間変動パターンを示しているが、両年度で大きな違いはみられない。

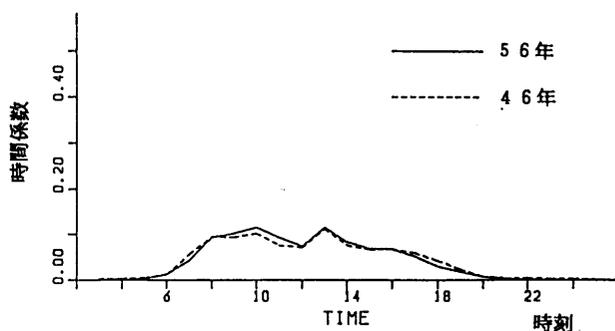


図5.5 業務目的における各年度全産業の時間変動パターン

③ 帰宅目的 (表5.12) では17時台の産業別モデルの適合度が全産業モデルよりもわずかに劣っているものの、他の時間帯では大きく産業別モデルの方が勝っている。1日合計のRMS誤差で見ると、通勤、業務目的に比べて全産業モデルと産業別モデルの差が最も開いており、帰宅目的において産業別モデルで予測する効果が大いことを示している。ただし、通勤目的と同様に、ここでも17, 18時台の推定平均値が実測平均値と±20以上異なっている。図

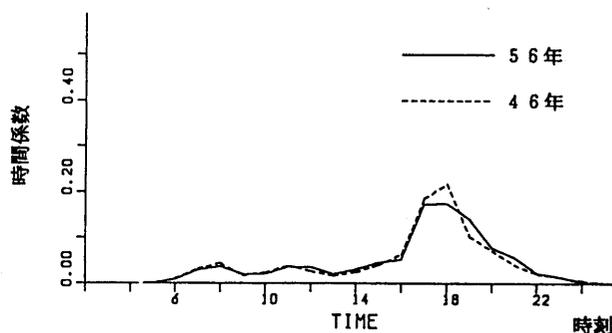


図5.6 帰宅目的における各年度全産業の時間変動パターン

5.6の全産業の変動パターンで見ると46年に比べて56年では17, 18時台の交通量がそれ以降の時間帯へ移行していることがわかる。この点については通勤目的のように道路混雑の影響や就労時間の延長等多く要因が考えられる。

表5.12 豊田市46年度モデルによる

56年度帰宅目的の時間OD予測の適合度分析

		RMS誤差	回帰式			実測 平均値	推定 平均値
			相関係数	切片	傾き		
17時	全産業	97.2	0.861	20.9	0.855	94.7	101.8
	産業別	99.4	0.850	42.9	0.630	94.7	102.5
18時	全産業	133.2	0.824	-12.3	1.377	95.8	119.7
	産業別	78.0	0.892	6.7	1.128	95.8	114.8
19時	全産業	76.6	0.732	-1.2	0.749	77.4	56.7
	産業別	56.2	0.849	5.4	0.683	77.4	58.2
20時	全産業	50.3	0.721	4.5	0.821	42.4	39.3
	産業別	36.2	0.814	10.5	0.703	42.4	40.3
1日	全産業	728.6	0.811	2.4	0.895	22.9	22.9
	産業別	638.8	0.844	5.8	0.746	22.9	22.9

注) 1日は各時間帯のRMS誤差の1日の合計

表5.13は、交通量配分に適用できるように、目的別産業別で推定してきた豊田市56年時間帯別OD交通量を全目的、全産業で集計したときの適合度分析を行った結果である。ここで産業別モデルとは産業別にして有効な通勤、業務、帰宅目的は産業別モデルで推定し、他の自由、登校目的は全産業モデルで推定し、それらを集計して求めたものである。表をみると、やはり全体として産業別モデルの方が全産業モデルの適合度よりも良好な値を示している。結局、本モデルが実用的かどうかについては、交通量配分による適合度分析で判断する必要がある。

表5.13 豊田市46年度モデルによる
56年度全目的の時間OD予測の適合度分析

			RMS誤差	回帰式			実測 平均値	推定 平均値
				相関係数	切片	傾き		
朝 方 ピ ーク	7 時	全産業	152.4	0.834	90.4	0.721	197.9	233.1
		産業別	118.8	0.915	37.1	0.968	197.9	228.7
	8 時	全産業	130.1	0.915	60.0	0.592	142.7	144.6
		産業別	121.1	0.943	56.6	0.603	142.7	142.7
	9 時	全産業	63.5	0.900	18.4	0.635	71.2	63.6
		産業別	61.7	0.904	16.5	0.656	71.2	63.2
オ フ ピ ーク	13 時	全産業	59.5	0.889	12.0	0.636	62.3	51.6
		産業別	59.3	0.898	13.9	0.616	62.3	52.2
	14 時	全産業	56.9	0.920	16.5	0.594	58.7	49.5
		産業別	54.3	0.924	12.6	0.630	58.7	51.3
夕 方 ピ ーク	16 時	全産業	45.6	0.936	12.2	0.902	69.6	75.0
		産業別	51.3	0.921	20.9	0.787	69.6	76.7
	17 時	全産業	122.3	0.889	27.8	0.927	139.2	156.9
		産業別	117.7	0.885	51.7	0.762	139.2	157.8
	18 時	全産業	150.9	0.882	-14.4	1.370	130.8	164.8
		産業別	98.3	0.919	8.2	1.160	130.8	160.0

5.5 時間帯別交通量配分による適合度比較と考察

ここでは5.4.2までに求めてきた46年度の時間帯別OD交通量予測モデルによって豊田市56年度の時間帯別OD交通量を推定し、それを用いて交通量配分を行う。交通量配分は46年度の全産業、および産業別のそれぞれのモデルによって得られた時間帯別OD交通量によって行うが、比較のため、56年度実績時間帯別OD交通量を用いた場合についても同様に交通量配分を行う。時間帯別の交通量配分としては計算時間等を考慮して現在のところ最も実用的であるとみられる、3章で開発したOD修正法を用い、午前6時から交通量配分を始めて実績リンク交通量データが存在する18時台まで行う。使用するネットワークは、268リンク、88ノードの2,3章の分析で用いた図2.21のネットワークを用いる。分析で用いたリンクパフォーマンス関数は3章で用いた修正BPR関数を使用し、実績データもまた3章で用いたものと同様である。

表5.14に交通量配分結果を示す。全産業および産業別モデルで比較すると、9時、16時台でやや全産業モデルの適合度が良くなっている他は、どの時間帯でも産業別モデルの方が良好な結果を示しており、特に7,8時台では産業別モデルのRMS誤差が全産業モデルのRMS誤差よりも70程度も良くなっている。

56年実績ODを用いた場合と各46年度モデルを比較すると、ピーク時では産業別モデルのRMS誤差は実績ODのRMS誤差の約2割程度、全産業モデルでも3割程度の誤差におさまっており、また、オフピーク時に至ってはその差はほとんどみられない。発生(集中)交通量からモデルを作成し、交通需要予測の各段階を追って推定してきたことを考慮すればこの程度の誤差におさまったことは成功といえ、本研究で開発した時間帯別OD交通量予測手法はほぼ妥当であると思われる。

ただし、46年度の各モデルでは、朝夕のピーク時では

表5.14 豊田市46年度モデルによる交通量配分結果

	時間帯	交通量配分	RMS誤差	回帰式			
				相関係数	切片	傾き	
朝 方 ピ ーク	7 時 台	56年実績OD	369.2	0.713	89.0	0.936	
		46→56	全産業	444.9	0.706	329.7	0.871
			産業別	404.8	0.714	176.5	0.935
	8 時 台	56年実績OD	399.4	0.694	189.9	0.998	
		46→56	全産業	530.0	0.674	248.6	1.156
			産業別	502.4	0.706	221.1	1.101
9 時 台	56年実績OD	287.5	0.728	133.9	0.934		
	46→56	全産業	331.8	0.769	79.7	1.184	
		産業別	349.5	0.764	76.0	1.232	
オ フ ピ ーク	13 時 台	56年実績OD	263.6	0.596	82.5	0.566	
		46→56	全産業	270.6	0.603	75.1	0.602
			産業別	269.6	0.602	76.4	0.607
	14 時 台	56年実績OD	266.8	0.614	92.9	0.639	
		46→56	全産業	264.7	0.597	100.3	0.589
			産業別	259.5	0.606	97.9	0.615
夕 方 ピ ーク	16 時 台	56年実績OD	213.0	0.673	112.6	0.790	
		46→56	全産業	219.6	0.700	125.3	0.834
			産業別	226.8	0.690	105.1	0.849
	17 時 台	56年実績OD	289.0	0.668	212.8	0.676	
		46→56	全産業	356.6	0.694	275.9	0.861
			産業別	351.6	0.704	229.8	0.886
18 時 台	56年実績OD	307.2	0.708	217.3	0.870		
	46→56	全産業	360.6	0.745	273.7	0.979	
		産業別	342.2	0.752	190.7	1.011	

注1) 56年実績ODは56年実績時間OD交通量を用いて交通量配分を行った時の適合度を示し、46→56は豊田市46年モデルによって56年度の時間帯別交通量配分を行った場合の適合度を示す。

回帰式の切片と傾きから判断して、全体的に交通量を過大に推定している傾向があるが、これは5.4.2でも説明したように、46年度モデルによって推定した時間帯別OD交通量のピーク時の平均値が実績値よりも過大に推定されているためと考えられる。また、オフピーク時では、56年実績ODを用いた場合を含めてすべてのモデルで推定値が実績値よりも過小に推定される傾向があり、これは、パーソントリップのマスターテープだけでは業務交通等の物流の動きを捉えることができていないためと思われる。

結局、以上の結果から、2, 3の問題はあるものの、産業別モデルで一貫して行った発生集中、日OD、時間帯別OD交通量予測は十分実用的であると考えられる。また、全産業モデルにおいても産業別モデルよりも精度が落ちるもののモデル作成に当たっての簡便さを考慮すれば産業別モデルとともに実用的と考えられる。

5.6 まとめ

本章では、時間帯別交通量配分を将来予測に用いる場合の入力データとして不可欠な時間帯別OD交通量の予測方法の提案を行った。ここでは実用性を重要視して従来の交通需要予測の枠組みを生かし、発生（集中）交通量予測と日OD交通量予測を行ったのちに、別に設定される時間変動パターンを日OD交通量に当てはめることによって、時間帯別OD交通量を予測する方法について分析した。その時間変動パターンは目的別はもとより産業別でもかなり異なったパターンを示していること、現在から将来にわたってどの都市圏においても2次産業人口が減少し、3次産業人口が増加するという傾向が認められ、今後ともその傾向が続くことが予想されることなどの理由から、本研究では時間帯別OD交通量予測を産業別で行うこととし、それに合わせて発生（集中）交通量予測や日OD交通量予測についても産業別で新たにモデルを作成した。また、産業別にせず、全産業でまとめてモデルを作成する全産業モデルにおいても、産業別モデルと同様にその実用性を検証した。本章では時間帯別OD交通量予測の将来予測が主目的であるため、一貫して豊田市46年モデルを用いてモデルを作成し、それを用いて同市56年時間帯別OD交通量を予測したうえで、それを実際の道路ネットワークでの交通量配分に適用し、適合度分析を行うことによって時間帯別OD交通量の予測精度を最終的に判断した。以下、各節で得られた結論は次のようになる。

2節では全産業および産業別で発生（集中）交通量モデルを単回帰分析によって作成し、そのモデルを各目的別に分析した。それによると通勤目的の発生モデルと帰宅目的の集中モデルでは夜間人口や各産業に対応する就業者人口が高い相関を示してしたが、他のモデルでは昼間人口や各産業に対応する従業者人口が高い相関を示した。登校目的においては、データが少ないことから、高い相関を持つ変数を得られなかった。しかし、全体としてみれば、相関係数0.7~0.9程度と全産業、産業別モデルともに比較的良好なモデルを作成できた。

3節では、日OD交通量予測について分析した。ここでは、内々交通量以外のOD交通量を予測する重力モデルと内々交通量モデルに分けて分析を行い、内々交通量モデルは発生（集中）交通量と同様に単回帰式を作成した。分析の結果、重力モデル、内々交通量モデルとも通勤目的の精度が最も良かった。次に、重力モデル、内々交通量モデルにデータを入力し、フレーター収束計算を行って豊田市56年日OD交通量を推定し、その適合度分析を行ったが、通勤、業務、帰宅目的では、産業別モデルの方が全産業モデルよりも良好な適合度を示したのに対し、自由、登校目的では両モデルともあまり変わらないか、全産業モデルの方が良い適合度を示し、自由、登校目的では産業別モデルを作成する利点が少ないことが分かった。

4節では、時間帯別OD交通量の予測方法について分析した。本研究では対象地域の目

的別産業別の生成交通量の時間変動パターンが全ODペアで当てはまるものと考え、その時間変動パターンを日OD交通量に当てはめることによって、時間帯別OD交通量を予測する方法を提案した。

ここではまず、その時間変動パターンの地域移転可能性等の分析を実績の日OD交通量を用いて行った。名古屋市の56年実績日OD交通量に56年の名古屋、岐阜、豊田の全産業および産業別の時間変動パターンを当てはめて、名古屋市の時間帯別OD交通量の予測を行った結果、通勤目的では発生ベースよりも集中ベースで集計した時間変動パターンを用いた方が適合度が良いが、他の目的では発ベースの方が良い適合度を示した。全産業と産業別モデルで比較すると、通勤、業務、帰宅目的ではどの都市の時間変動パターンを用いた場合でも産業別モデルが良い結果を示したが、自由、登校目的では全産業モデルの方がよく、3節の日OD交通量予測の場合と同様に自由、登校目的では産業別で予測する利点が少ないことが明らかとなった。

各都市別で比較すると、やはり名古屋市と2次、3次産業割合がかなり異なる豊田市の変動パターンを、名古屋市に当てはめた場合では、全産業モデルがかなり大きく誤差を生じたのに対し、産業別モデルではそれほどではなく、産業別モデルの地域移転可能性の高いことがわかった。またこのことは、同じ都市においても将来産業構造が大きく変化する場合には、産業別モデルを用いる必要性が高いことを示した。

次に、前節までに分析した豊田市46年モデルを用いて推定した、同市56年の日OD交通量に、同市46年の時間変動パターンを当てはめて、同市56年の時間帯別OD交通量予測を行った。各目的で時間帯別の適合度分析を行ったが、全体的にやはり産業別モデルの方が全産業モデルよりも良好であった。しかし、両モデルとも通勤、帰宅目的のピーク時において、推定平均値が実測平均値に対して±20ほど誤差が生じていることがわかり、産業別モデルで行っても、道路混雑等の影響までは考慮できないことがわかった。

5節では、4節までに求めてきた豊田市56年の時間帯別OD交通量を用いて実際のネットワークでの交通量配分を行った。ここでは、同市56年実績時間帯別OD交通量を用いて配分する場合においても同時に分析した。それによれば全産業、産業別モデルとも、ピーク時で過大に予測する傾向があるものの、実績ODを用いた場合のRMS誤差に対して、産業別モデルで2割、全産業モデルで3割程度のRMS誤差が増加する程度に留まっており、両モデルとも十分実用的であることがわかった。結局、精度もよく、将来的な信頼度も期待できる産業別モデルが最も実用的と考えられるが、全産業モデルにおいてもそのモデル作成の簡便さ等を考慮すれば実用的と考えられる。

以上のような結論を得たが、今後の課題としては、産業別モデルにおいても道路混雑等の影響による時間変動パターンの変化には対応できないことがわかったため、その点を考慮し、またフレックスタイム等も考慮できる予測手法の開発が必要である。今回は日OD

交通量に時間変動パターンを当てはめることによって、時間帯別OD交通量予測を行う方法について分析したが、各時間帯で別々に発生（集中）交通量から時間帯別OD交通量を予測する方法などについても分析し、時間帯別OD交通量予測の精度向上を図る必要があると思われる。

参考文献

- 1) 社団法人土木学会：交通需要予測ハンドブック，技報堂出版，1981
- 2) J.Supernak: A Method for Estimating Long-Term Changes in Time-of-Day Travel Demand, Transportation Research Record 1138, pp.18~26,
- 3) 中京都市圏総合都市交通計画協議会：中京都市群パーソントリップ調査報告書ー現況分析編 I，1973
- 4) 中京都市圏総合都市交通計画協議会：第2回中京都市圏パーソントリップ調査報告書1~3，1982~3
- 5) 石田剛之・松井寛・藤田素弘：時間帯別OD交通量の予測手法に関する研究，土木学会第44回年次学術講演会概要集第4部，pp74~75，1989

第6章 結 論

現在、4段階（または手段別分担を除いた3段階）推定法として確立されている交通需要予測手法は、1日単位でしか行われていないため、ピーク時等の交通渋滞の分析や交通運用計画等には適用することができないうえ、日単位の予測モデル特有の問題を生じており、精度的に好ましくない点も少なくない。そこでこのような背景から、本研究では、時間変動を考慮できる交通需要予測手法の開発を行った。本研究ではそれを次のように2つの側面から考察した。一つは、従来の1日単位の予測モデルの精度向上をめざすアプローチであり（2章）、これは、日単位の交通需要予測の中で、最も時間変動の影響を受ける交通量配分に用いられる日Q-V式の、合理的な設定方法を開発することによってなされた。他の一つは、直接1時間単位で、交通需要予測が可能なモデルを構築するというアプローチであり（3、4、5章）、これは、時間帯別のOD交通量予測モデルや交通量配分モデルを開発することによってなされた。以下、得られた結論について述べることにする。

第2章では、交通量配分に用いられる日Q-V式を、初速度と傾き、日容量、および渋滞速度の3つの部分に分け、そのそれぞれについて実用的な設定方法を提案し、その実績再現性を検討した。日Q-V式の切片と傾きの部分は、実測データに基づいた時間q-r式と時間変動パターンの分散とから、理論的に導出し定式化できた。日容量の設定は、まずその将来変化を見通すものとして、ピーク率と日交通量との関係を考慮し、かつ、ピーク時混雑度1.0付近のものにデータを限定してピーク率推定モデルを作成した。そのピーク率を用いて日容量を設定して、従来のものと比較した結果、ここで提案した日容量が妥当で、従来の日容量がむしろ過小に評価されていたことが明らかとなった。ここで提案した日Q-V式と従来の日Q-V式を実際のネットワークでの交通量配分に適用したが、その結果、従来のものの推定値は実績値の高いところで過小に推定されるバイアスが見られたのに対し、提案日Q-V式による推定値はそのようなバイアスが見られず、適合度も良好であった。またこのバイアスは、従来の日容量が全体的に小さいために生じていることも明らかとなった。次に、それら2つの日Q-V式において、渋滞速度を一律に変化させて実績再現性を比較した結果、本研究で提案したように日容量を正確に求めることができれば、渋滞速度の変化による影響はそれほど大きくないことがわかった。

第3章では、一般の道路網を対象として、1時間程度の時間間隔で適用することができる、時間帯別交通量配分モデルの開発を行った。ここでは、通常の静的配分の後に、互いに隣り合う時間帯での交通流の保存条件を満足させるための修正を行うリンク修正法、OD修正法、簡易OD修正法の3つのモデルを提案した。そして、リンク修正法は修正後の等時間原則と解の一意性が保障されないのに対し、OD修正法はBeckmann型最適化問題として定式化でき、等時間原則と解の一意性が保障されることを示した。また、簡易OD修正法では、その修正方法はOD修正法と全く同じであるが、分割配分法などにおいても、

交通流の保存条件を考慮した時間帯別交通量を求めることができることを示した。ここで提案した各時間帯別交通量配分モデルを実際の道路網に適用した結果、ピーク時では、OD修正法のような修正後の最適解が得られる方法でないと、誤差が非常に大きくなることがわかり、結局、全時間帯を通じて精度良く時間帯別交通量を推定できる、OD修正法が最も実用的であることがわかった。簡易OD修正法は、OD修正法に比べると精度が落ちるものの、その次に良好な結果を示しており、その計算時間等も考慮すれば、簡易OD修正法もまた、簡便な時間帯別配分モデルとして利用価値が高いことがわかった。次に上記の時間帯別配分モデルと日単位の配分の、それぞれによって推定した日交通量を比較した場合には、どの時間帯別配分モデルについても、日単位の配分よりも精度がよく、実用的であることがわかった。

第4章では、3章で開発したOD修正法などの時間帯別配分モデルが交通渋滞を明示的に表現できないことから、ここでは新たに、渋滞を考慮できるリンクパフォーマンス関数と時間帯別配分モデルを開発した。ここでは、3章で提案したリンク修正法を、さらに改良した均衡リンク修正法が、Smithの示した変分不等式条件で表される等時間原則配分となり、渋滞を現象に忠実に表すことができることを明らかにした。また、ここで提案したリンクパフォーマンス関数を均衡リンク修正法に組込んで配分を行うと、交通容量以上の流入交通量があっても、流出交通量はほぼ交通容量に抑えられることも実証的に明らかとなった。次に、均衡リンク修正法とOD修正法を実際のネットワークで適用した結果、OD修正法で推定したOD間所要時間、およびリンク走行時間は、実績値よりも過大に推定する傾向があるが、均衡リンク修正法による推定値はそのようなことはなく、適合度も良好であった。しかし、リンク交通量の適合度を比較する場合には、両者に大きな違いは見られなかった。さらに均衡リンク修正法で、実際のネットワーク上の渋滞状況を時間帯を追って再現したところ、渋滞区間が住宅地区から、職場である工場地区等へ移動している様子を捉えることができ、均衡リンク修正法がより動的な交通量配分を行っていることがわかった。

第5章では、時間帯別交通量配分を将来予測に用いる場合の入力データとして、不可欠な、時間帯別OD交通量の予測モデルを提案した。ここでは、発生（集中）交通量予測と日OD交通量予測を行ったのちに、対象地域の生成交通量によって設定される時間変動パターンを、日OD交通量に当てはめることによって、時間帯別OD交通量を予測した。その分析は、目的別産業別で行う産業別モデルと目的別の全産業で行う全産業モデルについて比較されたが、豊田市46年データを用いて作成した各モデルによって、豊田市56年の交通量予測を行い、そのそれぞれの適合度分析を行った。発生（集中）交通量モデル、日OD交通量モデルを順次作成し、時間帯別OD交通量予測を行った結果、通勤、業務、帰宅目的では、産業別モデルが全産業別モデルよりもかなり良い適合度を示し、産業別モ

デルの地域移転可能性および経年的な安定性が高いことがわかった。しかし、自由、登校目的では、両モデルであまり差はなく、産業別モデルを作成する必要性が少ないことが分かった。最後に、上記のモデルによって推定された、豊田市56年の時間帯別OD交通量を用いて、実際のネットワークでの交通量配分を行った結果、結局、精度もよく、将来的な信頼度も期待できる産業別モデルが最も実用的と考えられるが、全産業モデルにおいても、そのモデル作成の簡便さ等を考慮すれば実用的であることがわかった。

謝 辞

本論文は、著者が名古屋工業大学、同大学院の在学中におこなってきた研究成果をまとめたものである。本論文をまとめるにあたり、終始、御指導と御鞭達を賜りました名古屋工業大学松井寛教授、故名城大学池守昌幸教授、名古屋工業大学山本幸司助教授、九州東海大学溝上章志講師に深く感謝申し上げます。

特に、松井寛教授には、著者が学部4年に本テーマを与えて頂いて以来、今日までの6年間にわたって、著者が幾度となく研究の壁にぶつかって行きずまっているところを、その度ごとに適切なお助言を授けて頂きました。未熟な著者が途中で脱線することなく、本研究を遂行しえることができたのは、同教授のイメージ豊かな発想と研究に対する厳しい基本姿勢とに、公私にわたって常日頃から接することができたことによるものであるといえ、ここに深甚なる感謝の意を表するものであります。

また、故池守昌幸教授、山本幸司助教授には、土木計画全般にわたる幅広い知識を受けることができ、暖かく御指導をして頂いたことに対し、心より感謝申し上げます。また、著者が学部4年から大学院に至る間、本研究遂行においての基礎理論、数値解析やデータの集計方法までの高度かつ有益な知識を授けて頂いた、溝上章志講師に対しても心より感謝申し上げます。

学内の他の研究室の先生方や学外の先生方にも、研究会、学会を通じて貴重なご意見、激励を頂きました。特に、名古屋大学河上省吾教授を始めとする交通問題研究会の諸先生方には、著者自身の研究発表の折りに有益な示唆を頂いたことはもちろんのこと、先生方の研究会における様々な興味深いご発表や熱心なお討論は、著者にとって大変良い勉強となり刺激となりました。ここでその諸先生方に対して心より御礼申し上げます。

また同様に、本研究を進めるにあたって、データの収集等に大変ご助力頂き、またご助言して頂いた、豊田高専荻野弘教授、同野田宏治講師、(株)日建設計三輪哲夫氏、同伊豆原浩二氏を始めとする方々にも深く御礼申し上げます。

最後に、本研究の遂行において、共同の研究として計算の一部を担当して頂いたり、または図の作成やワープロ入力などにおいて、貴重な時間をさいて頂いた、名古屋工業大学都市交通研究室の学部、大学院の在校生、卒業生の方々にも深く感謝致すものであります。