【土木学会論文集　第389号／Ⅳ-8　1988年1月】

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

MODELLING OF THE TIME-OF-DAY TRAFFIC ASSIGNMENT OVER A TRAFFIC NETWORK

藤田素弘*・松井　寛**・溝上章志***

By Motohiro FUJITA, Hiroshi MATSUI and Shoshi MIZOKAMI

The conventional traffic assignment models presented up to now aim at allocating a set of OD flows of an entire day to a traffic network. In this paper we propose two type of time-of-day traffic assignment models which can describe real traffic flows by hour of the day over a network. Both of the models require some modification of demand flows among the adjacent hours for the conservation law of flows. In the first model, which we call link-flow modification method, the modification is done based on link flows, and in the second model, which we call OD-flow modification method, the modification is done based on OD flows. It is shown that the latter method can be formulated as the Beckmann-type user equilibrium assignment problem. Two models presented here are also compared through the application to the real traffic network.

Keywords : *traffic assignment, temporal variations in traffic demand*

1. はじめに

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り付け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いえば，今なお多くの問題点を抱えているといえる．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．

そこで本論文では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．本論文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とどまらず，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．それは従来の日単位の交通量配分が次に挙げる問題点を抱えているためである．

（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いえる）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いいがたい．

（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よぶ）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[1),2)]．

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できる．

い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いえば，ネットワークの表現方法，セントロイドの

* 学生会員　工修　名古屋工業大学院生　社会開発工学科
（〒466　名古屋市昭和区御器所町）
** 正会員　工博　名古屋工業大学教授　社会開発工学科
（同上）
*** 正会員　工博　九州東海大学講師　工学部土木工学科
（〒862　熊本市大江町渡鹿223）

扱い方も重要な要因であるが，本研究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．

2. 従来の研究と本研究の概要

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，単位時間をきわめて短く設定し，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[3)~5)]．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うえ，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，静的手法に比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[6)]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2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している．

本研究においても2つのモデルを提案するが，1つ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，リンク修正法とよぶ）であり，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.（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．

他の1つは，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修正法とよぶ）である．前者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，一方後者の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．次章よりこれら2つのモデルについて説明する．

3. リンク修正法

（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に一様に発生し，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^n_s，平均トリップ距離をAL^n_s，1車線当たりに換算した道路総延長をL_s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XN^n_sは，

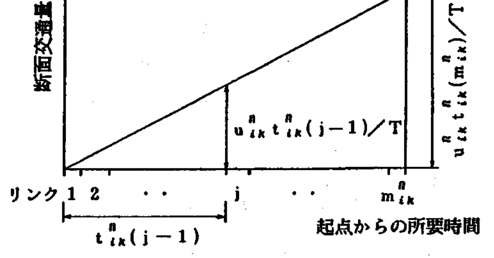
$$XN^n_s = QN^n_s \times AL^n_s / L_s \quad \cdots\cdots(1)$$

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．いま，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^n_{ik}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^n_{ik}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$t^n_{ik}(j)$とすると，経路交通量u^n_{ik}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$Y1^n_{ik}(j)$は，

$$Y1^n_{ik}(j) = u^n_{ik} t^n_{ik}(j-1)/T \quad \cdots\cdots(2)$$

となる．この$Y1^n_{ik}$の経路上での分布は，経路の最後の



図―1 n時間帯において各リンクを通過していない交通量

リンク順位を m^n_{ik} とすると，経路の全所要時間は $t^n_{ik}(m^n_{ik})$ となるから，図—1 で示すように経路の終端において $u^n_{ik}t^n_{ik}(m^n_{ik})/T$ の大きさをもつ三角形分布となる．よって，i OD 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 $Y^n_{ik}(j)$ は，

$$Y^n_{ik}(j)=Y1^{n-1}_{ik}(j)+u^n_{ik}-Y1^n_{ik}(j) \quad\cdots\cdots(3)$$

となる．上式の右辺第 1 項は 1 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．また，上式で $n-1$ 時間帯と n 時間帯で経路が異なる場合は $Y1^{n-1}_{ik}(j)=0$ とおけばよい．

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，$Y1^n_{ik}(j)$ 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 $X1^n_a$ は，

$$X1^n_a=\sum_i\sum_k\sum_j \theta^n_{ikja}Y1^n_{ik}(j) \quad\cdots\cdots(4)$$

ここで，

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

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^n_a 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^n_a は式（3）と同様に，

$$X^n_a=X1^{n-1}_a+U^n_a-X1^n_a \quad\cdots\cdots(5)$$

となる．この X^n_a 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．

（2）計算手順

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，$X1^{n-1}_a=0$ とおく．

Step 2　n 時間帯の内々交通量を式（1）より計算し，その内々交通量と $X1^{n-1}_a$ 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（2）より，各 i OD ペア間経路 k の $Y1^n_{ik}$ を計算しながら，それを式（4）より各リンク a について累加することによって $X1^n_a$ を求める．そして式（5）より X^n_a 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．

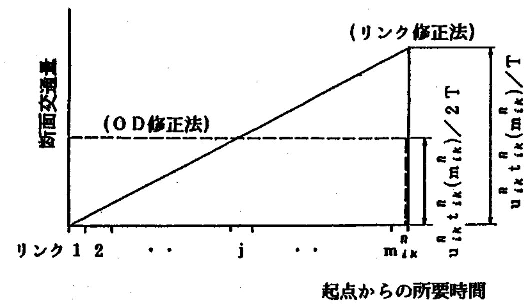
このモデルは動的配分において状態方程式が行っている交通流の保存条件のための役割を近似的に取り入れたものといえるが，動的配分のように状態方程式を明示的に組み込んで最適化問題を解くモデルとは異なり，修正を行った後に得られる解が等時間原則を満足しているか，また，解が一意に定まるのかという問題点を残している．しかしながらこの点を除いて，このモデルの修正方法は現実に最も即しているといえる．

4.　OD 修正法

（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方はリンク修正法と同一である．3.（1）で定式化したように n 時間帯の i OD ペア間経路 k の経路交通量 u^n_{ik} 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—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—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 $u^n_{ik}t^n_{ik}(m^n_{ik})/T$ 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—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，リンク修正法の式（3）からも明らかなように，$n-1$ 時間帯の修正交通量 $(Y1^{n-1}_{ik})$ を加え，n 時間帯の修正交通量 $(Y1^n_{ik})$ を減ずるという関係はこの誤差を常に小さくする方向に働くから，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 $Y1^n_{ik}(j)$ に相当する修正交通量



図—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

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，

$$v_{ik}^n = u_{ik}^n t_{ik}^n(m_{ik}^n)/2T \quad \cdots\cdots(6)$$

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．

$$q_i^n = \sum_k v_{ik}^n = \sum_k u_{ik}^n C_i^n/2T = Q_i^n C_i^n/2T \quad \cdots\cdots(7)$$

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 時間帯についていえば OD 交通量 Q_i^n に前時間帯の修正交通量 q^{n-1} を加え，現時間帯の修正交通量 q^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[7]．

$$\text{Min}: F_1 = \sum_a \int_0^{x_a^n} C_a(y)dy - \sum_i \int_0^{g_i^n} \frac{2T}{Q_i^n}(q_i^{n-1} + Q_i^n - z)dz \quad \cdots\cdots(8)$$

$$\text{s.t.} \begin{cases} \sum_k f_{ik}^n - g_i^n = 0 \\ x_a^n = \sum_i \sum_k \delta_{ika}^n f_{ik}^n \quad \cdots\cdots(9) \\ f_{ik}^n \geqq 0, \quad g_i^n \geqq 0 \end{cases}$$

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 OD ペア間の OD 交通量

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

f_{ik}^n：n 時間帯における i OD 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 OD ペア間の修正交通量（式（7）による）で，n 時間帯では定数

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

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（8），（9）についてラグランジュ関数 F_2^n を導入する．

$$F_2^n(f, g, \lambda) = F_1^n(f, g) - \sum_i \lambda_i^n \left\{ \sum_k f_{ik}^n - g_i^n \right\} \quad \cdots\cdots(10)$$

ここに λ_i^n は n 時間帯の i OD ペアに特有のラグランジュ乗数である．式（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[8]．

$$f_{ik}^n(C_{ik}^n - \lambda_i^n) = 0 \quad \cdots\cdots(11\cdot a)$$

$$C_{ik}^n - \lambda_i^n \geqq 0 \quad \cdots\cdots(11\cdot b)$$

$$g_i^n \left\{ -\frac{2T}{Q_i^n}(q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) + \lambda_i^n \right\} = 0 \quad \cdots\cdots(12\cdot a)$$

$$-\frac{2T}{Q_i^n}(q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) + \lambda_i^n \geqq 0 \quad \cdots\cdots(12\cdot b)$$

$$\sum_k f_{ik}^n - g_i^n = 0 \quad \cdots\cdots(13)$$

$$f_{ik}^n \geqq 0, \quad g_i^n \geqq 0 \quad \cdots\cdots(14)$$

ここで C_{ik}^n は n 時間帯の i OD 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 OD ペア間の最短経路所要時間と考えてよいから，式（11・a），（11・b）は等時間原則の定義そのものとなる．

また，

$$\frac{2T}{Q_i^n}(q_i^{n-1} + Q_i^n - g_i^n) = D_i^{-1}(g_i^n) \quad \cdots\cdots(15)$$

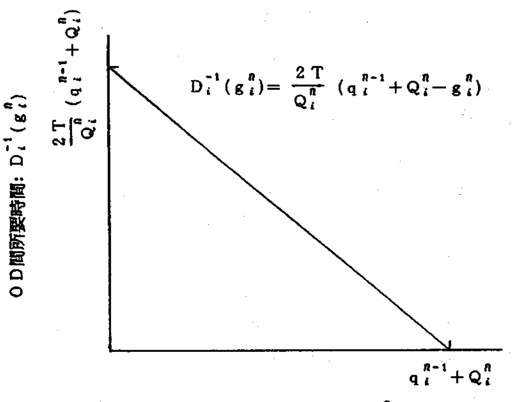
とすると，式（12・a），（12・b）より，$g_i^n > 0$ のとき $\lambda_i^n = D_i^{-1}(g_i^n)$，$g_i^n = 0$ のとき $\lambda_i^n \geqq D_i^{-1}(g_i^n)$ であり，λ_i^n は OD ペア間最短経路所要時間であるから，式（15）は i OD ペア間の逆需要関数と考えてよい．実際には，3.（1）の仮定 1 より対象とする時間帯内に 1 台も到着できない OD ペアはないから g_i^n は常に正である．よって g_i^n は，

$$g_i^n = q_i^{n-1} + Q_i^n - \frac{\lambda_i^n}{2T} Q_i^n \quad \cdots\cdots(16)$$

となる．上式の右辺第 3 項は式（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（16）は式（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（5）に対応するものとなっている．すなわち，式（8），（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（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[9]．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 のような疑似凸関数である線形関数となるため，式（8），（9）の解は一意に決まる．

（2） 計算手順

問題 F_1 は一般的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



図—3 OD 修正法における逆需要関数 $\{D_i^{-1}(g_i^n)\}$

を得られることが過去の研究[10)~12)]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（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 (16) の λ_i^n に代入することによって OD 交通量 $\overline{g}_i$ を求める．

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

Step 7 あらかじめ設定した ε_1, ε_2 に対して，

（a） $\sum_a(\overline{x}_a-x_a^{n(k)})C_a(x_a^{n(k)})\leqq\varepsilon_1$

（b） $\operatorname*{Max}_a|(\overline{x}_a-x_a^{n(k)})/x_a^{n(k)}|\leqq\varepsilon_2$

（c） $k>K$（K 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 Step 11 へ行く．

Step 8 $g_i^n=\alpha g_i^{n(k)}+(1-\alpha)\overline{g}_i$

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

とおき，一次元探索によって目的関数式（8）を最小にする結合パラメーター $\alpha^{(k)}$ を求める．

Step 9 $g_i^{n(k+1)}=\alpha^{(k)}g_i^{n(k)}+(1-\alpha^{(k)})\overline{g}_i$

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

により，OD 交通量，リンク交通量の修正を行う．

Step 10 $k=k+1$ とおいて Step 4 へ戻る．

Step 11 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（7）より q_i^n を計算し，$n=n+1$ として Step 2 へ戻る．

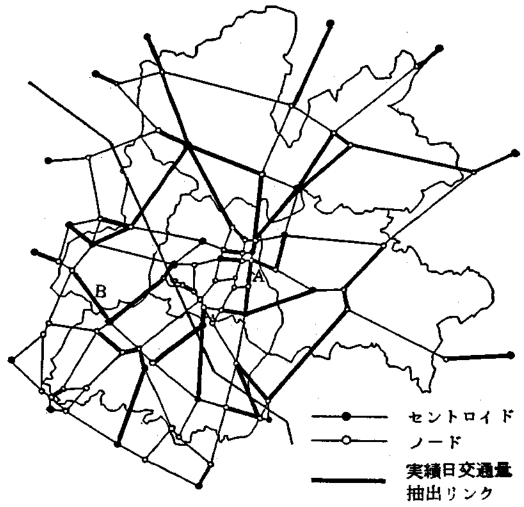
時間帯の幅 T は交通流の定常性を保証するため仮定1を満足するように設定する必要があるが，実際には計算の途中で T を越えるトリップ長が出現し仮定1が満たされなくなる可能性がある．しかし，図—3の逆需要関数の縦軸の切片から，最短経路所要時間が T の2倍以上の $2T(Q_i^n+q_i^n)/Q_i^n$ 以下であれば g_i^n は必ず正であり，また4.（1）の定式化からそれ以上の最短経路所要時間になったとしても最適解が得られないわけではない．T を越えるトリップが少なければ，再度 T を変えて計算しなおす手間を省き，その計算結果をそのまま用いてもさしつかえないと考えられる．

5. 配分結果と考察

本研究で提案したリンク修正法，および 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．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—4）．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，3.（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1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．リンク修正法で初めに行う静的配分，交通流の保存条件のための修正を施さない時間帯別配分，および日単位の配分には *F-W* 法による等時間原則配分を適用し，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[13)]．

$$C_a(x_a)=C_a(0)\{1+2.62(x_a/D_a)^5\}\cdots\cdots(17)$$

ここに，$C_a(0)$：$x_a=0$ におけるリンク走行時間



図—4 分析に用いたネットワーク図

D_a：リンク a の可能交通容量
ここで，時間可能交通容量は「道路の交通容量」[14]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，これは平均的な K 値と D 値を用いて求められている．

なお，適合度分析には推定値と実績値の RMS 誤差および相関係数を用いるが，そのうち RMS 誤差は次式より求める．

$$\text{RMS 誤差}=\sqrt{\sum_i^n (X_i-\overline{X}_i)^2/n} \cdots\cdots(18)$$

X_i：リンク i の推定交通量
$\overline{X}_i$：リンク i の実績交通量
n：データ数

（1） 各時間帯の適合度分析

上記の 3 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—4 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とおりである．

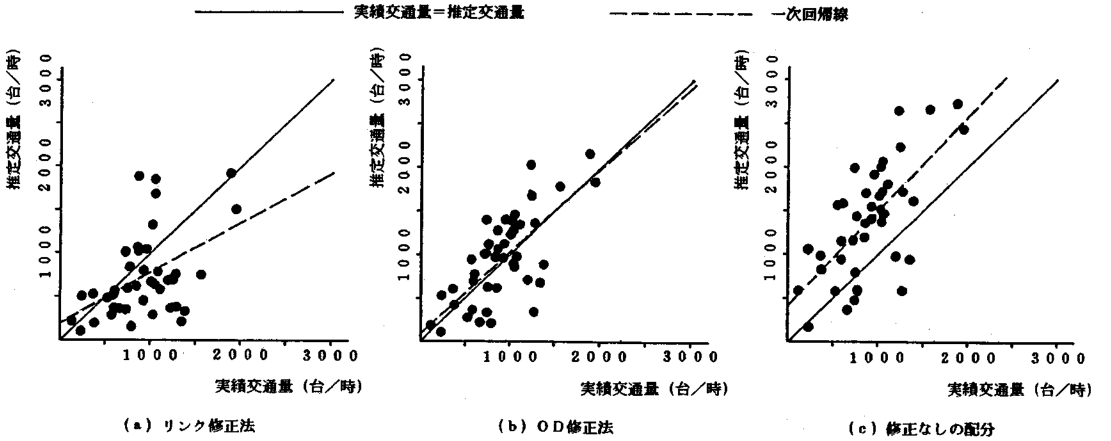
① ピーク時（午前 7 時台）の適合度比較（表—1）では，修正後の等時間原則を保証できる OD 修正法は RMS 誤差，相関係数とも 3 つの配分の中で最も良い結果を示しているが，リンク修正法は相関係数が 0.462 と悪く，修正なしの配分は RMS 誤差が他の配分に比べてかなり悪くなっている．これを図—5 の実績値と推定値の散布図でみると，OD 修正法は実績値に対してほぼ 45 度の直線の周りでばらついており，その大きさも比較的小さいが，リンク修正法はばらつきが大きく，しかもばらつきにバイアスがみられる．修正なしの配分は交通流の保存条件を考慮していないため，全体的に実測値よりもかなり過大な交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—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。



（a）リンク修正法　（b）ＯＤ修正法　（c）修正なしの配分

図—5 ピーク時（午前 7 時台）のリンク交通量（台／時）の実績値と推定値の散布図

表—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）

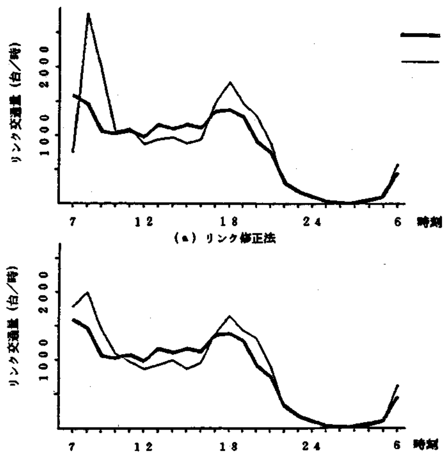
	リンク修正法	ＯＤ修正法	修正なしの配分
１３時台	260	262	265
１４時台	267	266	269

（表—2）では，３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ために，加えるべき前時間帯の修正交通量と減ずる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掛け上相殺されているためと考えられる．

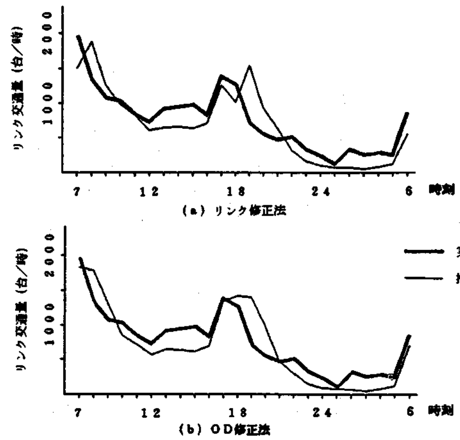
③　リンク修正法，OD 修正法によって推定した交通量の時間変動パターン（図—6(a), (b)）では，全体的にどちらの配分も比較的よく推定しているが，部分的にみるとリンク修正法で推定した朝夕のピーク交通量が大きくずれており，誤差が大きくなっている．このようにピーク時においてリンク修正法の誤差が大きくなるのは，リンク修正法が修正後の最適解として得られる旅行時間ではなく修正前の実際と異なった旅行時間を用いて修正を行うためと考えられ，特にピーク時のように旅行時間の変動が大きい時間帯では修正前の旅行時間の実際との差が大きくなるため，誤差が大きくなると考えられる．

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３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 4.（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１つ前の時間帯から配分を始めた場合（計算手順は 4.（２）と同様）の適合度について考える．表—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 時から始めたものと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．



図—6(ａ)　リンクＡ（図—4 参照）の時間変動パターンの適合度比較



図—6(ｂ)　リンクＢ（図—4 参照）の時間変動パターンの適合度比較

表—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

（２）　日単位の配分との比較

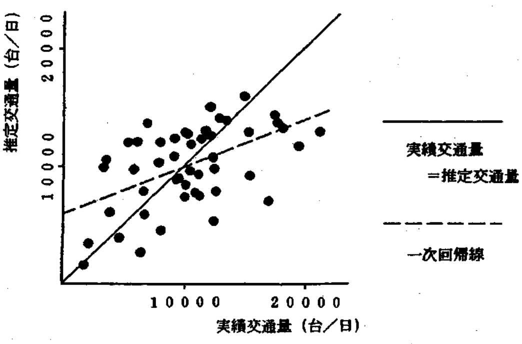
ここでは，３つの時間帯別配分モデルのそれぞれについて 1 日 24 時間の配分結果を累加して推定した日交通量と，日単位配分によって推定した日交通量を比較検討する．分析に用いる実績日交通量は，昭和 55 年度道路

交通センサスの報告書[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—4参照）で，いずれも両方向合計の交通量である．表—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—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．これは過去の研究例[16]でも報告されているが，時間帯別配分モデルの結果と比較するとこの平均化の傾向は，1. 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すものと考えられ，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．

表—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。



（※）　日単位の配分

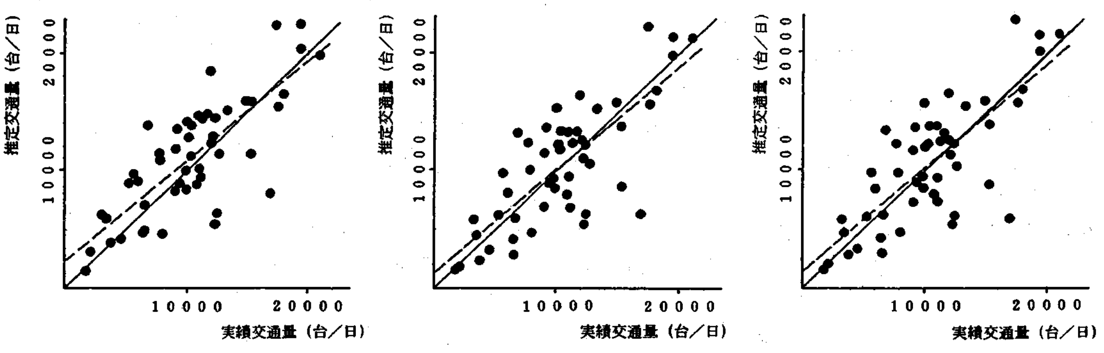
ところで5.(1)ではピーク時に大きく誤差を生じていたリンク修正法，交通流の保存条件のための修正をしない配分も，日交通量の予測ではOD修正法と同様の比較的良い結果となっている．これは1日の総OD交通量は修正方法の違いによって変化せず保存されるため，各時間帯の1日の総和をとれば結局どの方法によってもほぼ同一の結果となったものと考えられる．これはまた保存条件のための修正にかかわる誤差は，1日の総和をとることによってそのほとんどを消去できるものであることを示していると考えられ，日交通量の予測のみを対象とする場合ではリンク修正法，修正なしの配分もOD修正法と同様に実用的と考えられる．

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—5にまとめておく．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他の手法と比べて計算容量がかなり大きくなっている．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．これは夜間のように交通量の少ない時間帯で

表—5　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
ＲＥＧＩＯＮ（KB）		102	3363	182	111
計算時間（分）	1時間帯（ピーク時）	——	5.05	5.67	4.96
	1　日	5.18	74.75	85.97	56.48

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 700Ⅲ／MPを使用した。



（a）リンク修正法　　（b）ＯＤ修正法　　（c）修正なしの配分

図—7　日交通量（台／日）の実績値と推定値の散布図

はOD交通量のほとんどが最短経路に流れるために，収束させるための計算回数がピーク時に比べて少なくてすむからである．

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．

6. 結論と今後の検討課題

本研究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2つの方法を提案したが，1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1つはOD交通量レベルで修正を行うOD修正法である．本研究で得られた結論は次のとおりである．

（1） 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たが，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．

（2） 等時間原則を用いたときのOD修正法がBeckmann型最適化問題として定式化できることを明らかにし，この方法においては最終的な時間帯別交通量において等時間原則と解の一意性が保障されることを示した．

（3） リンク修正法，OD修正法および修正なしの時間帯別配分の適合度比較から，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．

（4） 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った．これに対して時間帯別配分モデルは3つのどの方法に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．

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．最後に本研究の適用計算にあたって，中部都市圏総合都市交通計画協議会よりパーソントリップ調査のマスターテープの提供を受け，建設省中部地方建設局道路計画第二課より実測データの提供を受けた．ここに感謝を申し上げます．

参考文献

1) 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.
2) 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.
3) 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.
4) 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.
5) 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.
6) 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.
7) 藤田素弘：時間変動を考慮した交通量配分手法とその評価に関する研究，名古屋工業大学修士論文.
8) 今野　浩・山下　浩：非線形計画法，日科技連，1978.
9) Beckmann, M.J., MeGuire, C.B. and Winston, C.B.：Studies in the Economics of Transportation, Yale University Press, 1956.
10) 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.
11) 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.
12) 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.
13) Steenbrink, P.A.：Optimization of Transport Networks, John Willey & Sons, 1974.
14) 日本道路協会：道路の交通容量，1984.
15) 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.
16) 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.

（1987.6.8・受付）