

高速道路本線合流部の交通流シミュレーションモデル

ON A SIMULATION MODEL FOR THE TRAFFIC STREAM ON
FREEWAY MARGING AREA

巻上安爾*・中西恒彦**・上条彰八郎***・外山正人****

By Yasuji MAKIGAMI, Tsunehiko NAKANISHI, Shohachiro KAMIJO
and Masahito TOYAMA

1. はじめに

都市高速道路は放射線や環状線が組み合わされて複雑なネットワークを形成していることが多く、そのネットワークの結合点である分合流部は往々にして交通運用上の隘路となっている。特に東京や大阪の都市高速道路のように一つの中央環状線に多数の放射線が取り付いているネットワークにおいては、環状線と放射線の合流部で発生した渋滞が環状線に波及していけば、高速道路網全体の機能が失われかねないことになる。本研究は、このように交通運用上のキーポイントとなる高速道路の本線相互の合流部における交通現象に注目し、メモリーシオンカメラ等を用いて交通実態調査を行い、その結果から合流部への流入交通量の限界値の推定、あるいは流入制限や車線制御等の交通運用方法の検討に役立てるための合流交通シミュレーションモデルを作成することを主たる研究の目的としたものである。

2. 研究の経過と合流モデルの前提条件

(1) 研究経過とモデルの概要

高速道路の本線合流部の交通現象に関する本研究の始まりは、阪神高速道路渋滞対策委員会が発足し、その内部に合流制御部会が設けられた 1978 年にさかのぼる。同部会では本線合流部の制御方法を検討するために、維持管理作業のために実施された合流部での車線規制を利用した交通実態調査が実施された。調査の対象となったのは図-1 に示す阪神高速道路の環状線と放射線が合流する本線合流部のうち大阪池田線（通称空港線）および

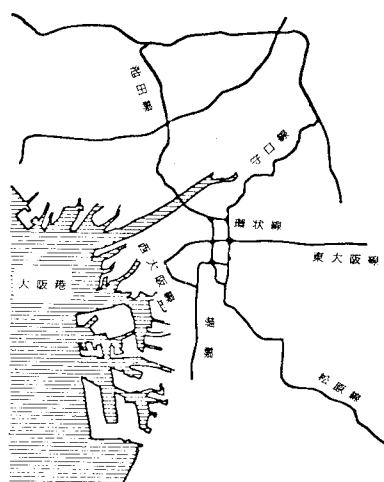


図-1 阪神高速道路網図

守口線の環状線合流部である。両合流部ともに局所的な渋滞が発生しており、また合流部全体が見渡せる良好な調査地点に恵まれていた。本研究はこの実態調査の結果に基づき、与えられた道路と交通の条件のもとで、高速道路本線合流部の走行速度や渋滞領域の変動をシミュレートする電算モデルの開発をめざし、さらに交通実態調査を積み重ねて進められたものである。

本モデルは定常モデルと渋滞モデルの2つのサブモデルからなっている。定常モデルは上流から合流部へ流入してくる交通量が与えられると、合流部各車線の車線交通量を地点ごとに算定し、さらに交通密度や走行速度を求めるものである。また、渋滞モデルは合流車線上で渋滞が発生した場合、与えられた交通量のレベルのもとで衝撃波の挙動と交通量、速度および密度を算出するものである。

(2) 道路と交通の条件の定式化および前提条件

合流部の交通現象とシミュレートするにあたって、道路と交通の条件を明確化し、さらに定式化しておく必要

* 正会員 工博 立命館大学教授 理工学部

** 立命館大学助教授 理工学部

*** 日本道路公団名古屋建設局建設部企画調査課長

**** 日本道路公団仙台建設局鹿角工事事務所

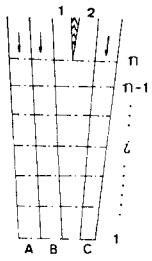


図-2 合流部幾何構造

がある。合流部の道路条件，すなわち幾何構造の条件をシミュレーションの演算過程に導入するため，合流部を図-2に示すように車線別，地点別に分割して記号を与える。すなわち合流部において，2車線分の幅員から1車線の幅員へと変化する合流車線には無印，その他の車線には，図に示すとおり A, B および C と記号を与える。また合流区間，す

なわち合流開始点のゼブラノーズ端から合流終了地点であるテーパー部下流端の間に 30 m から 40 m の間隔で測点を設け 図-2 に示すように 1, 2, …, n と測点番号を付ける。以上のような車線記号と測点番号に基づいて，交通流の特性を示す交通量，交通密度，平均走行速度および交通容量等の諸変数は車線別，測点ごとに下記のように定義づけをする。

- $q_X(i)$ ……車線 X の測点 i における交通容量 (台/時)
- $k_X(i)$ ……車線 X の測点 i における交通密度 (台/km)
- $q_X(i)$ ……車線 X の測点 i における交通量，時間当たりのフローレートとして与えられる (台/時)
- $v_X(i)$ ……車線 X の測点 i における平均走行速度 (km/時)

ここで添字 X は車線記号を示し，上記の各変数が合流車線についてのものである場合には無印，合流車線の上流側車線にあっては 1 または 2，また合流部の通常車線の A, B および C についてのものである場合にはそれぞれ A, B および C と示されるものとする。また任意の車線上の任意の測点において渋滞が発生している場合には，それぞれの変数に「r」をつけ $k'_{rX}(i)$, $q'_{rX}(i)$ および $v'_{rX}(i)$ のように示すものとする。

このようにして定式化された合流部について，シミュレーションの演算論理を展開していくにあたって設定した前提条件は次のとおりである。

- (i) 交通流は圧縮性流体として取り扱い，個々の車の動向は考えない。またこの圧縮性流体においては，平均走行速度と交通密度の間に線形関係が成立するものとする。
- (ii) ある設定された流入交通量のものとて演算を実施していく限り，流入交通量あるいは流入交通需要の変動は考えず，いわゆる静的なモデルを想定する。したがって合流部での交通需要の時間変動をシミュレーションに取り入れるためには，3分ないし5分程度の時間帯を設け，各時間帯の流入交通量を現実の変動パターンに合

わせていくことが必要になってくる。

- (iii) 合流区間における，合流車線を含めた各隣接車線相互の車線変更は，渋滞が発生しない限り各測点間で先験的に定められる遷移確率によって発生するものとする。すなわち合流部の定常時における車線変更にマルコフ性を仮定する。
- (iv) ある車線上で渋滞が発生した場合，渋滞車線とこれに隣接する車線間の車線変更は，両車線間の交通密度の差の関数として求められるものとする。

3. 演算論理

(1) 定常モデル

a) 車線交通量の計算

合流部上流端の測点 n における車線分布率が実測値等から先験的に与えられているものとすれば，これに流入需要交通量を乗じて，測点 n における車線交通量 $Q(n)$ は次式のように表わすことができる。

$$Q(n) = (q_A(n), q_B(n), q(n), q_C(n))$$

前提条件に従って測点 (i) から測点 (i-1) の間の遷移確率行列 $P(i)$ を 図-2 の記号に従って示すと，

$$P(i) = \begin{matrix} & \begin{matrix} \text{車線-A,} & \text{車線-B,} & \text{合流車線,} & \text{車線-C} \end{matrix} \\ \begin{matrix} \text{車線-A} \\ \text{車線-B} \\ \text{合流車線} \\ \text{車線-C} \end{matrix} & \begin{bmatrix} A P_A(i) & A P_B(i) & 0 & 0 \\ B P_A(i) & B P_B(i) & B P(i) & 0 \\ 0 & P_B(i) & P(i) & P_C(i) \\ 0 & 0 & c P(i) & c P_C(i) \end{bmatrix} \end{matrix} \dots\dots\dots (1)$$

ここで， ${}_X P_Y(i)$ ：車線 X を走行していた車両が，測点 i から測点 (i-1) の間で車線 Y へ移行する確率

と表わすことができる。したがって測点 (i-1) および i における車線交通量 $Q(i-1)$ および $Q(i)$ の間には，

$$Q(i-1) = (q_A(i-1), q_B(i-1), q(i-1), q_C(i-1)) = Q(i) \cdot P(i)$$

したがって

$$Q(i) = Q(n) \prod_{j=i+1}^n P(j) \dots\dots\dots (2)$$

によって合流区間の車線交通量を上流側の測点から逐次求めていくことができる。

b) 平均走行速度と交通密度の計算

通常車線 1 車線当たりの最大交通密度を k_j ，自由走行速度を v_f とすれば，速度・密度特性には前提条件に従って直線が適用できるので，通常車線および合流車線の各測点における速度と密度の関係式は次式によって表わされる。

$$\text{通常車線； } v_X(i) = v_f - \frac{v_f}{k_j} \cdot k_X(i)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{合流車線;} v(i) &= v_f - \frac{v_f}{k_j \left(1 + \frac{i-1}{n-1}\right)} \cdot k(i) \\ &\dots\dots\dots(3) \end{aligned} \right\}$$

ここで、上流端で2車線分の幅員が、下流端では1車線分の幅員に変化していく合流車線においては、各測点の最大交通密度が車線幅員に比例して変化していくものとしている。

したがってある時間帯において流入交通需要 $Q(n)$ が与えられたものとするれば、各車線の各測点における交通量 $q_X(i)$ は式(2)によって求められ、式(3)と連続方程式から交通密度と平均走行速度を算出することができる。通常車線および合流車線の各測点における交通密度は $q_X(i)$ の関数として次のように表わせる。

$$\left. \begin{aligned} k_X(i) &= \frac{k_j}{2v_f} \left\{ v_f \right. \\ &\quad \left. \mp \sqrt{v_f^2 - \frac{4q_X(i) \cdot v_f}{k_j}} \right\} = \left\{ \begin{aligned} &k_{freX}\{q_X(i)\} \\ &k_{jamX}\{q_X(i)\} \end{aligned} \right. \\ k(i) &= \frac{k_j \left(1 + \frac{i-1}{n-1}\right)}{2v_f} \left\{ v_f \right. \\ &\quad \left. \mp \sqrt{v_f^2 - \frac{4q(i) \cdot v_f}{k_j \left(1 + \frac{i-1}{n-1}\right)}} \right\} = \left\{ \begin{aligned} &k_{fre}\{q(i)\} \\ &k_{jam}\{q(i)\} \end{aligned} \right. \\ &\dots\dots\dots(4) \end{aligned} \right\}$$

ただし、式(4)の $k_{freX}\{q_X(i)\}$ および $k_{fre}\{q(i)\}$ は通常車線および合流車線がともに非渋滞領域にある場合の、また $k_{jamX}\{q_X(i)\}$ および $k_{jam}\{q(i)\}$ はともに渋滞領域にある場合の測点 i における各車線の交通密度を車線交通量の関数として、それぞれ示したものである。

(2) 渋滞モデル

a) 衝撃波の挙動の定式化

定常モデルは単に上流から本線合流部への流入需要が与えられたとき、遷移確率に従って車線変更台数が計算され、合流車線を含むすべての車線の任意の測点における車線交通量が算定されるにすぎず、計算された車線交通量がその地点の交通容量以下で渋滞を発生させることなく合流部を通過していけることを保証しているものではない。渋滞モデルにおいては、このような超過需要が発生しているかどうかを検査し、もし発生している場合には、渋滞領域がどのように伝播していくかを求めていくものである。

まず定常モデルからアウトプットされた車線交通量より厳密には車線交通需要を一各車線上の各測点において交通容量と比較し、需要超過地

点を求める。もし需要超過地点が複数の測点にわたっている場合には、その中で車線交通容量が一番小さい測点から渋滞が発生するものとする。この仮定に従えば、本線合流部においては車線需要が集中し、しかも容量が最小の合流車線下流端から渋滞が発生することになるが、これは現実によくみられる現象でもある。さて流入交通量のレベルとしては、合流車線への交通需要は少なくとも一つの測点以上の超過需要はあるが、他の車線の交通需要はすべて車線交通容量以下であるような状態を想定する。当然、渋滞は合流車線下流端の測点1を始点として発生し始める。このような状態から出発した渋滞領域の上流端、すなわち衝撃波が測点 i を通過する瞬間を想定すると、測点 i の下流側近傍、すなわち渋滞領域内での交通流量 $q'(i)$ は次式で示される。

$$q'(i) = c(1) + \sum_{j=1}^{i-1} \{d_B(j) + d_C(j)\} \dots\dots\dots(5)$$

ここで $d_B(j)$ および $d_C(j)$ は測点 j から $(j+1)$ の間で、渋滞中の合流車線から渋滞が発生していない隣接の車線 B および C へ移行する車線変更量で、合流車線と隣接車線間の交通密度差から次式のような形で定められるものとする。

$$\begin{aligned} d_X(j) &= \alpha \left\{ \frac{k'(j-1) + k'(j)}{2} \right. \\ &\quad \left. - \frac{k_X(j-1) + k_X(j)}{2} \right\}^\beta \dots\dots\dots(6) \\ &(X=B \text{ or } C) \end{aligned}$$

ただし式(6)において、合流車線において渋滞中の測点 j の交通密度 $k'(j)$ は、式(5)で得られた補正交通量を式(4)に代入して

$$k'(j) = k_{jam}\{q'(j)\}$$

のように求められる。一方隣接車線の交通密度は車線 B, C ともに渋滞の到達点である測点 i では定常モデルで求められた B, C 両車線の交通量を式(4)の $k_{freX}\{q_X(i)\}$ に代入して求められるが、測点 i よりも下流側においては、定常モデルの遷移確率に従った車線変更台数を、渋滞領域からの密度差による車線変更台数に置き換えて各車線交通量を修正しておく必要がある。そこで定常モデルから求められる測点 i の車線交通量を

$$Q^{(0)} = \{q_A^{(0)}(i), q_B^{(0)}(i), q^{(0)}(i), q_C^{(0)}(i)\}$$

とすれば、測点 i よりも下流側の測点 $j (j < i)$ に対しては、遷移確率行列は合流車線に関する非渋滞領域からの車線変更を打ち消すために次式のように改める。

$$P'(j) = \begin{bmatrix} \text{車線-A,} & \text{車線-B,} & \text{合流車線,} & \text{車線-C} \\ \begin{aligned} &{}_A P_A(j) & & & 0 \\ &{}_B P_A(j) & & & 0 \\ &0 & & & 0 \\ &0 & & & 0 \end{aligned} & \begin{aligned} &{}_A P_B(j) \\ &{}_B P_B(j) + {}_B P'(j) \\ &0 \\ &0 \end{aligned} & \begin{aligned} &0 \\ &0 \\ &P_B(j) + P(j) + P_C(j) \\ &0 \end{aligned} & \begin{aligned} &0 \\ &0 \\ &0 \\ &{}_C P(j) + {}_C P_C(j) \end{aligned} \end{bmatrix}$$

$$= \begin{bmatrix} AP_A(j) & AP_B(j) & 0 & 0 \\ BP_A(j) & 1-BP_A(j) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \dots\dots(7)$$

この補正遷移確率行列を用いて隣接車線の補正交通量と、これに対応する交通密度は次のように求められる。

$$Q^{(0)}(j) = Q^{(0)}(i) \cdot P'(i-1) \cdot P'(i-2) \dots P'(j) \\ = \{q_A^{(0)}(j), q_B^{(0)}(j), q^{(0)}(j), q_C^{(0)}(j)\}$$

として、さらに渋滞している合流車線からの車線変更量を考慮すれば

$$q_X(j) = q_X^{(0)} + \sum_{k=j}^{i-1} d_X(k) \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \dots\dots\dots(8) \\ \therefore k_X(j) = k_{free}\{q_X(j)\} \left. \begin{array}{l} \\ \\ (X=B \text{ or } C, j=1, 2, \dots, i-1) \end{array} \right\}$$

実際の演算では、合流車線と隣接車線の交通密度が求められなければ、渋滞領域からの車線変更量 $d_X(j)$ を算定することはできないのであるが、この $d_X(j)$ は式(5)および(8)で示されるように、交通密度を求めるために必要な車線交通量を算定するためにも必要となっている。このため式(5)および(8)において $d_X(j)$ の初期値を0とおいて車線交通量と交通密度を求め、この交通密度の第一次近似値を式(6)へ代入して $d_X(j)$ を得、これから車線交通量の第一次近似値を求める……といった反復計算により収束させる方法をとらざるを得ない。この結果、合流車線の測点 i における渋滞・非渋滞両領域の車線交通量と交通密度の収束値が求められ、衝撃波が合流車線の測点 i を通過する瞬間の衝撃波の速度 $S(i)$ が次式で求められる。

$$S(i) = \frac{q^{(0)}(i) - q'(i)}{k_{free}\{q^{(0)}(i)\} - k'(i)} \dots\dots\dots(9)$$

この式(9)を各測点に適用し、与えられた流入交通需要のもとで合流部下流端から発生した渋滞による挙動を追跡していくことが可能となる。また渋滞が上流側へ伝播するにつれ、渋滞領域から隣接車線への車線変更台数も増大し、この車線変更台数と隣接車線上流側からの流入交通量の和がその車線の交通容量を超過してしまう場合も当然起こり得るが、この場合もこれまでに述べた手法で隣接車線への渋滞の伝播状況を追跡していくこと

が可能である。

このようにして衝撃波の追跡は、衝撃波の測点通過時刻を逐次算定していくことにより行われる。一方、本モデルの流入需要は時間帯ごと与えられるので、衝撃波の追跡時刻が時間帯の終了時に至った時点で衝撃波の到達位置をその速度から求め、当該時間帯終了時の渋滞領域が算定される。次の時間帯の衝撃波の追跡は、前時間帯の渋滞後尾から、その時間帯の流入需要を用いて同様に進められる。したがって理論上からは、シミュレーション実施区間を上流側に伸ばしていくことによって、渋滞の上流側への波及をさらに追跡していくことが可能である。

4. 交通実態調査の概要と諸係数の決定

(1) 交通実態調査の概要

本合流モデル開発のために阪神高速道路の環状線と放射線との本線合流部で、これまでに2回の交通実態調査が行われているが、ここでは主としてモデルのための諸係数の実測が行われた第2回目の調査について、その概要を以下に示す。

調査は図-1に示すとおり、守口線および空港線と環状線の合流部を対象として、隣接する高層ビルの屋上から、8mm および 16mm のメモモーションカメラ各1台、ならびにビデオ撮影機2本を用い、これに計数器を用いて人力による交通量測定を併せて実施した。調査の実施日は1980年9月25日で守口線合流部を午前6時か

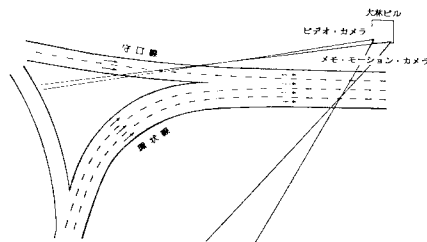


図-3 守口線合流部

表-1 調査内容

項目	使用器械	方法	目的	備考
人力カウント	計数器 (車線当たり1個)	合流部下流端における5分間交通量の人力計測	総流入交通量の時間変動の把握	合流部周辺のデテクターからのアウトプットを5分間ごとに集録
メモモーションカメラ	BOLEX H 16 REFLEX 1 FUJIKA SINGLE 8 MEMO MOTION CAMERA	カラーフィルムを用いて定時から50分まで毎秒1コマずつ撮影	1) 車線交通密度の測定 2) 車線変更台数の測定 3) 渋滞時の挙動特性の推定	2台は相互補佐的に使用
ビデオカメラ	Video Camera Type-Sony AVC 3500- Pulse Hight Analyzer E551 NAIG	黑白ビデオテープに毎時、20分~25分、30分~55分間の録画	1) 車線の平均走行速度の測定	合流部を上流側と下流側に2分して、各地域にそれぞれカメラ2台を当てた

ら 11 時の間に、また空港線合流部については午後 1 時 30 分から 4 時の間に行った。守口線の場合の合流部と調査地点との位置関係を 図-3 に示す。また 表-1 に各調査項目について、その実施方法と調査目的の概要を示す。

(2) 合流モデルの諸係数の決定

a) 速度・密度特性と車線交通容量

前提条件 (i) で記したように、本モデルでは速度と密度の間に直線関係を仮定している。合流部の各車線について、速度・密度特性を実測値から最小二乗法により推定したものが 図-4 の (a)、(b) および (c) である。同図を作成するにあたっては、密度はメモーションカメラで撮影した 16 mm フィルムから 10 秒間に 1 コマずつ取り出し、各車線上の存在台数をフィルム解析器を用いて人力により測定し 5 分間平均密度を求め、走行速度についてはビデオ再生画面に取り付けた光度測定器から 2 地点間の走行時間を自動計測させ、5 分間平均走行速度を求めたものである。図-4 の (a) に示す通常車線の速度密度特性直線と、(b) および (c) に示す合流車線下流部および上流部のそれとを比較すると、2. (1)、b) で示したように合流車線の速度密度特性直線は幅員の増大していくにつれ、勾配がフラットに、したがって

最大交通密度も合流車線の上流側に向かうにつれて増加していく傾向が観測結果からも認められることが示されている。

なお、シミュレーションの実施にあたって、モデル上で最終的に用いられた自由走行速度 (v_f) と最大交通密度 (k_j) の値は、 $v_f=75$ km/h, $k_j=146.7$ 台/km である。これは $c = \frac{1}{4} \cdot k_j \cdot v_f$ で算定される車線交通容量を、各車線の各測点上で観測された 3 分間当たりの最大車線交通量にほぼ等しく、しかもシミュレーションによる渋滞の伝播状況が実測結果に適合するよう、時間換算値で 2750 台/時 と定めたことによっている。本合流モデルにおいて渋滞の伝播状況をシミュレートしていく際、最も鋭敏に影響を与えるのは、この車線交通容量である。図-4 (a) に $v_f=75$ km/h, $k_j=146.7$ 台/km に対応する密度・速度のモデル式を破線で示す。

b) 定常時における車線変更率

メモーションフィルムから、合流部に流入してくる車両が各測点上でどの車線を利用して走行するか、またどのように車線変更を行うかを追跡することによって車線変更率および残存率を求めることができる。これは上流断面の各車線について流入してくる車両をサンプリングして追跡し、各断面を通過するたびに走行している車線をチェックしていくことにより行ったものである。結果を 図-5 に示す。図において車線分布率は各測点上の断面交通量に対する各車線交通量の比率を % で示したもので、車線変更率は測点間における車線間の車線変更台数をその上流側測点の車線交通量の比として求め % で表わしたもので遷移確率を示している。この遷移確率を行列表示としたもの、すなわち遷移確率行列を 図-5 の右に示している。なお追跡車両のサンプリング率は 52.8 % であった。

これらの車線分布率と遷移確率行列は当然流入交通量の大小や OD 内訳の変化、あるいは合流部の道路構造

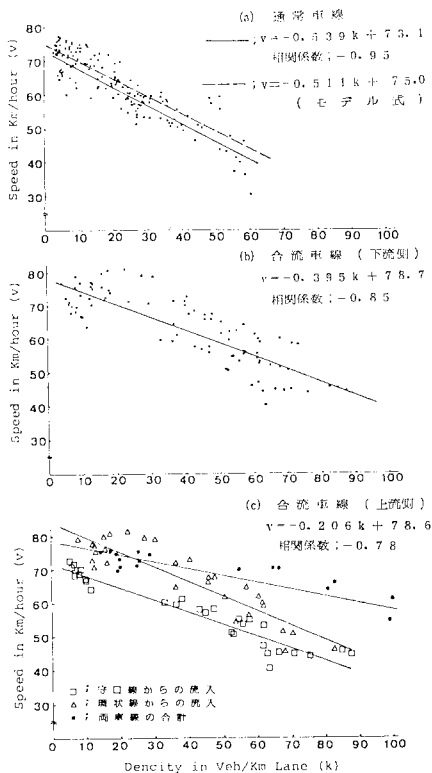


図-4 K-V 特性

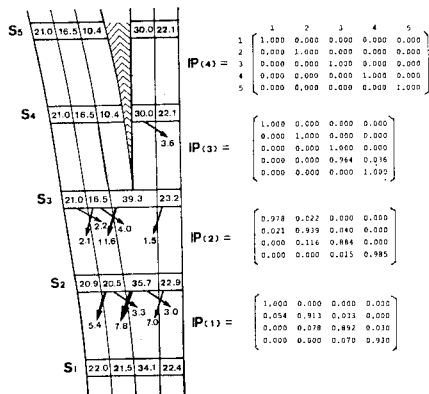


図-5 遷移確率行列

表-2 シミュレーション実施時間帯の実測車線分布

測点	A	B	合流車線		C
			1	2	
S ₅	351 (21.1)	283 (17.0)	157 (9.4)	508 (30.5)	364 (22.0)
S ₄	351 (21.1)	283 (17.0)	157 (9.4)	508 (30.5)	364 (22.0)
S ₃	355 (21.3)	310 (18.6)	662 (39.8)		336 (20.2)
S ₂	347 (20.9)	391 (23.5)	590 (35.5)		335 (20.1)
S ₁	380 (22.8)	382 (22.9)	557 (33.5)		344 (20.8)

注) 上段：8：09～8：22 の間の車線別測点通過車両台数
下段：同上の間の車線分布率

の変化等によって変動するものと考えられる。たとえば、交通量の変動による影響のみを考えても、流入交通量の少ない時間帯では合流車線の車線分布率が增大する傾向がみられる。しかしながら本合流モデルの適用を考えるような交通量の多い時間帯では、道路構造やOD内訳の変化がない限り比較的安定した値を示している。図-5 に示す車線分布率と遷移確率行列はピークを含む午前7時から9時までの観測結果であるが、この2時間を前後の1時間ずつに分けて集計した結果にそれほど差はみられない。車線分布率で3%以下の差異である。なおシミュレーションを実施した時間帯の各測点上の通過交通量と車線分布率の実測値を表-2 に示す。

c) 渋滞領域からの車線変更率

合流車線上の1分間平均走行速度を算出し、この値が極度に低下している時間帯について渋滞中の合流車線から隣接車線への30秒当たりの車線変更台数を測定し、この値と合流車線との密度差とを関連づけてプロットしたものが図-6 である。この観測結果から車線変更台数と密度差の回帰式を求めると、

$$d_B = 0.2207(k' - k_B)^{0.7312} \text{ 台/30秒/70m} \\ = 0.3783(k' - k_B)^{0.7312} \text{ 台/時/m} \dots\dots\dots (10)$$

なおC車線へ向かう車線変更台数については、サンプル数が少なく回帰式を求めることはできなかったが、車線-Bへの車線変更台数のほぼ1/4の車線変更が起こっており、式(10)と同様の関係式が成り立つものとして係数を1/4倍して求められる式を用いている。

5. 電算処理過程

入力データは大別して交通流特性や合流部の

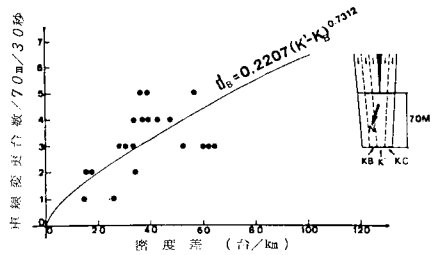


図-6 車線変更回数

断面数等演算実施条件に関するものと流入交通量に分けられる。演算実施条件に関するものとしては次のようなものがある。

- i) 自由走行速度 (v_f)、最大交通密度 (k_f) 等交通流特性に関するもの
- ii) 合流部上流端の車線分布率
- iii) 定常時の車線変更を定める遷移確率行列 $\{P(i)\}$
- iv) シミュレーションの実施断面数と1時間帯の幅

演算の流れは、図-7 に示すとおりである。始めにシミュレーションの実施条件についての入力データが、次に第1時間帯の流入交通量が読み取られ演算が開始される。まず定常モデルによって各車線、各測点上の車線交

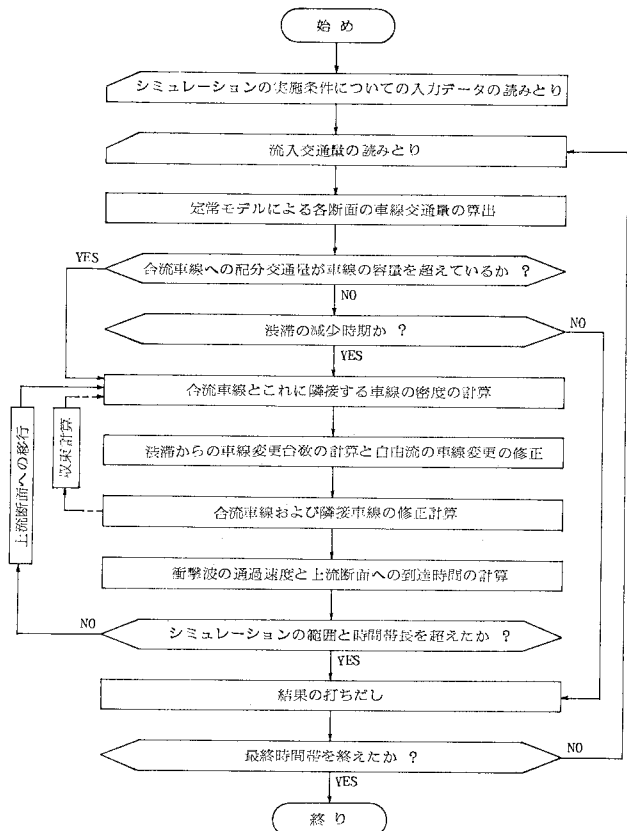


図-7 合流モデルのフローチャート

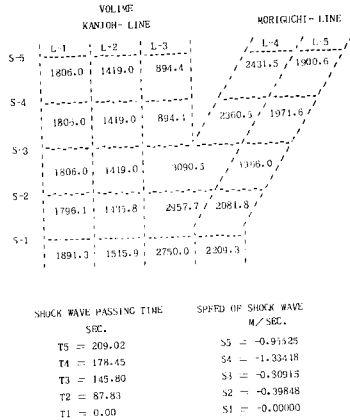


図-8 電算アウトプットの形式

通量が算定され、どの測点上にも渋滞の発生が認められない場合は、算定された車線交通量から交通密度と平均走行速度が求められていく。一方、渋滞の発生が認められるとき、すなわち車線交通量がいずれかの測点で交通容量を超過しているか、あるいは超過してなくても前時間帯からの渋滞領域が残されている場合には、渋滞モデルによって衝撃波の挙動を追跡する収束計算が実施され車線交通量が求められる。この場合は、渋滞・非渋滞の両領域に対応して、交通密度と平均走行速度が計算されることになる。このような演算過程は1時間帯分のシミュレーションが終了するか、または衝撃波がシミュレーション実施断面の範囲を超えて延伸するまで行われる。衝撃波がこの範囲を超えない限り、第2、第3の時間帯についての演算が実施されていくことになる。このような演算過程に従って打ち出されたアウトプットの形式は図-8に示すとおりで、合流部の形状をモデル化したフォーマットの中に各車線・各区間の交通量、交通密度および平均走行速度が打ち出され、これに加えて車線交通量の初期値、衝撃波の各測点通過時間、ならびに渋滞領域からの車線変更台数が打ち出される。

6. シミュレーション結果

(1) 現状のシミュレーション

図-9はメモーションカメラとビデオカメラの撮影画像から得られた交通密度と平均走行速度の測定結果のうち、守口線合流部の合流車線の結果を、時間・空間平面上にコンターラインとともに示したものである。本調査時には守口線合流部には大きな渋滞は発生しなかったが、午前8時から9時にかけて合流車線の先端からゼブラマークのノーズ付近にわたって断続的に渋滞の発生がみられた。図-9はこの1時間の間で渋滞発生が顕著に

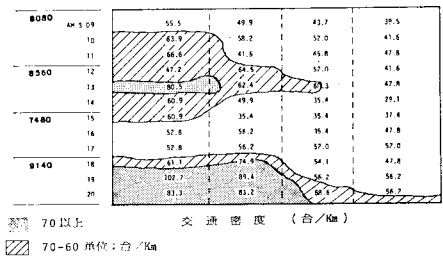
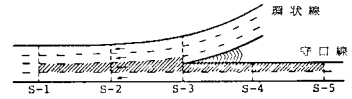
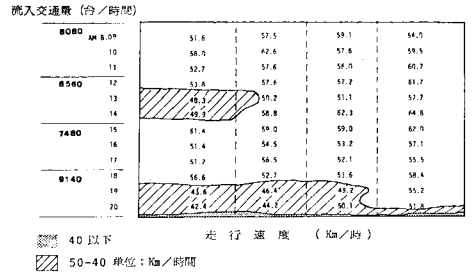


図-9 実測データコンター図

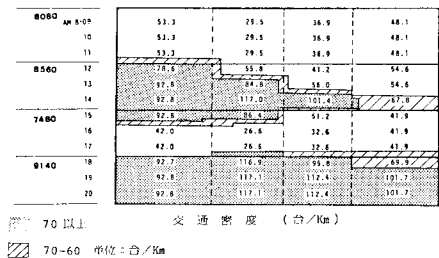
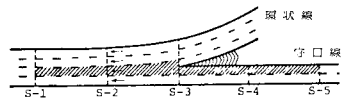
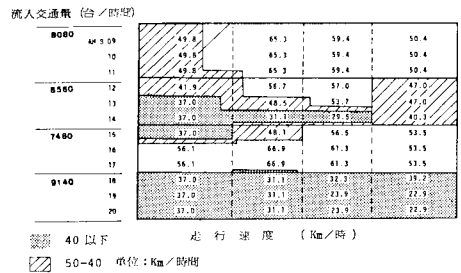


図-10 シミュレーション結果コンター図

認められる8時9分から20分までの12分間について示したものである。

この時間帯における3分間流入交通量は、速度および密度の両コンターダイヤグラムの左側に時間目盛に合わ

せ、時間交通量に換算して示されている。なお交通量の計測単位を3分としたのは、図-9に示される渋滞現象のシミュレーションをするには、3分間が妥当であると判断したことによる。この3分間流入交通量を本合流モデルに入力して得られた結果を示したものが図-10である。演算結果から作成した交通密度と速度のコンターラインは、図-9に示される実現現象のコンターラインに比べて微妙な変動は再現していないものの、この時間帯に発生した渋滞領域の変遷を追跡しているといえよう。またモデルの結果は合流車線先端から発生した渋滞が上流へ伝播していき、これに伴って交通密度は高まり、走行速度は低下していく状況を再現して、傾向的には無理のないシミュレーション結果となっている。ただしモデル結果は、現実の渋滞と比べて速度が低く、密度は高くなっており渋滞の程度が誇張されている。これは合流車線の各測点の最大交通密度を車線幅に比例させて増加させているため、渋滞領域では密度が大きく算定されるためと考えられる。これに対する補正方法は今後検討していく必要がある。

(2) 最大流入交通量の推定

現状交通のシミュレーションが可能となった守口線合流部について、本合流モデルを用いて流入交通量の限界値を求めるために行った演算結果を図-11に示す。これは流入交通量を6000台/時程度から始めて20台/時ずつ増加させ、各流入交通量に対して渋滞が発生するかどうか、また発生した場合には衝撃波の各測点通過時間

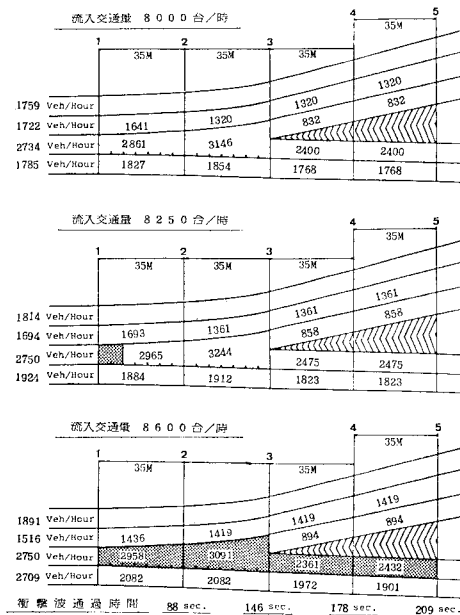


図-11 最大流入量の推定結果

と到達地点を求め、これに各測点上の車線交通量を併せて図示したものである。図-11によると、渋滞は流入交通量8250台/時で発生し始め、8600台/時ではほぼ200秒でシミュレーションの最終断面に到達する。このように最大流入交通量は合流部において渋滞を発生させないという条件のもとでは8250台/時がその限界であり、合流部での局所的な渋滞は認めるとしても上流側への延伸は防ぎたい場合の限界交通量は8600台/時と見てよいであろう。なおこの場合の限界交通量は、3分間交通量とその値を1時間続けて保ったとした場合の時間当たりの流量であり、現実の限界流入交通量は、1時間交通量の実測値とその時間帯における最大3分間交通量が1時間継続したとしたときの時間当たり流量との比、すなわちロードファクターを考慮して低減されるものである。

(3) 制御手法の評価

a) 流入制限の効果

本合流モデルを利用してランプの流入制限等の交通制御手法の有効性を評価できるかどうかを確かめるため、合流部の直近上流のランプ上で流入調整が実施されたものと仮定した場合の流入交通を現状シミュレーションの流入交通量と入れ換えて演算を試みた。流入調整のレベルとしては、当該ランプ流入交通量の1/5, 1/2, および全量を制限する3つのレベルを想定している。シミュレーションの結果から、衝撃波の軌跡を時空平面上に示したものが図-12である。図から流入制限量を増加していくと渋滞領域は徐々に減少していくことが示され、シミュレーション結果としては妥当なものと考えられる。ただしこの制御案では合流部先端に発生した極局部的渋滞を完全に解消することは無理であることも示されることになる。

b) 車線規制制御

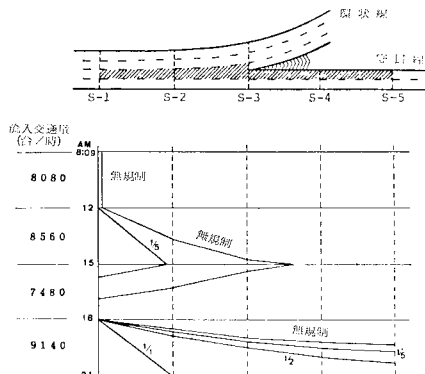


図-12 オンランプ制御結果

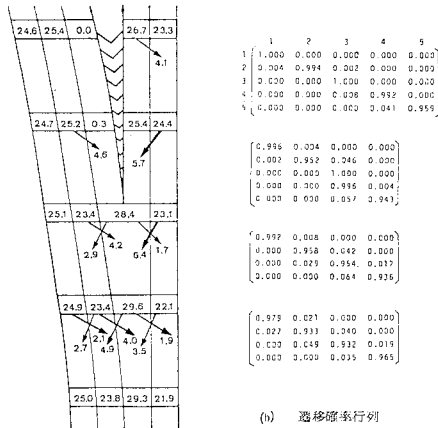
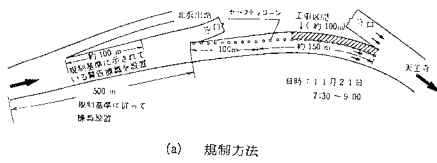


図-13 車線規制の方法と規制時の遷移確率

図-13(a) に示された方法で 1978 年 11 月に阪神高速道路守口線合流部付近の維持管理作業のために車線規制が実施され、5.(1) の交通実態調査の概要で述べたものとはほぼ同様の調査が行われている。ここでは車線規制時のデータを用いて車線規制制御の効果をシミュレーションによって検討を試みた。車線規制シミュレーションの入力データのうち、上流端の車線分布率および遷移確率行列は 図-13(b) に示される 上記実態調査の実測結果を用い、他のデータは現状シミュレーションに用いたものを用いている。

図-9 あるいは 10 に示されている流入交通量が与えられたとき、車線規制実施時にはすべての時間帯にわたって渋滞の発生はみられなかった。車線規制が実施されると、その車線を走行していた車両は他の車線へ移行するが、隣接車線でも渋滞の発生をアウトプットしなかったが、これは調査時の実現象と一致している。

次に 7.(2) と同様の手法で、車線規制実施時の流入交通量の限界値を求めると、合流車線に渋滞を発生させないという条件のもとでは 9 250 台/時、渋滞が生じても守口線の上流へ延伸していかないという条件では 10 000 台/時 まで流入可能という結果が得られている。ただし、後者の場合、守口線からの流入交通量自体が、車線交通容量に達しており、合流車線とは別に本線の上流側で渋滞が発生するものと考えられる。いずれにせよ本線合流部での車線規制の効果は大きいという結果が出たが、これは合流部への流入交通量の車線分布や合流部

の構造にも関係があり、合流部での車線規制がすべて効果をあげるとは限らない。これは、上記管理作業の際、守口線側のアプローチ部分でも車線規制が実施されているが、この場合には守口線の上流側へ急激な渋滞の伝播がみられたことから明らかである。

7. 結論および今後の課題

本研究は阪神高速道路環状線上の守口線および空港線の本線合流部で行われた交通実態調査の結果に基づいて、高速道路の合流交通シミュレーションモデルを開発することを目的に実施されたものである。研究の成果としては次の 2 点が挙げられる。

(1) 非渋滞時の車線変更にマルコフ性を仮定し、渋滞領域からの車線変更に密度差による関数を適用して、圧縮流体理論に基づいた本合流モデルは、渋滞がシミュレーション範囲内にとどまる限りにおいて、現状の合流交通をシミュレートしているといえる。

(2) モデルを用いて上流からの流入交通量を調整した場合の本線合流部の渋滞発生状況の求めた結果、モデルは一応期待どおりの挙動を示し、合流部での制御手法の評価に利用し得る可能性を確かめることができた。

今後本モデルの信頼性を高め、適用範囲を広めていくための課題としては次のような事項が考えられる。

- (1) 単に密度差のみでなく、OD パターンや測点位置も考慮した渋滞時車線変更関数の検討。
- (2) シミュレーション 1 時間帯幅の適切な選定方法の検討。
- (3) 上記課題を検討し、シミュレーション範囲を拡張していくための交通実態調査の積み重ね。

謝 辞：本研究を進めるにあたって実態調査の実施にご協力をいただき、各種の資料を提供していただいた阪神高速道路公団の皆様へ心からの謝意を表したい。また本研究の一部は日本道路公団の試験研究費からの援助をいただいたものである。

参 考 文 献

- 1) 交通工学研究会：シミュレーションによる合流交通容量の研究報告書，1968。
- 2) Warrall, R.D., A.G.R. Bullen, Y. Gur : An Elementary Stochastic Model of Lane Changing on a Multilane Highway, Highway Research Board, No. 308. pp. 1~12, 1970.
- 3) Makigami, Y. and W. L. Woodie : Freeway Travel Time Evaluation Technique, Highway Research Record, No. 321, pp. 33~45, 1970.
- 4) Munjal, P.K. and L.A. Pipes : Propagation of On-ramp Density Perturbation on Unidirectional Two- and Three-Lane Freeways, Vol. 5, Transpn. Res. pp. 241~255, 1971.

- 5) 交通工学研究会：阪神高速道路の合流交通現象調査研究報告書，1973年3月。
- 6) 菊屋公明・中西恒彦・南原英生：受像機と波高分析器を用いる車両特性の検出法，交通工学，Vol. 8, No. 3, pp. 16~27, 1973.
- 7) Munjal, P.K. and Y.S. Hsu : Experimental Validation of Lanechanging Hypotheses from Arial Data, Highway Research Record, No. 456, pp. 8~19, 1973.
- 8) 明神 証：Y型合流部の交通流モデル，交通工学，Vol. 10, No. 2, pp. 3~12, 1975.
- 9) 阪神高速道路公団，交通工学研究会：阪神高速道路の交通渋滞対策に関する調査研究報告書，1980年3月。
- 10) Makigami, Y. et al. : On a Simulation Model for the Traffic Stream on Freeway Merging Area, The Eighth International Symposium on Transportation and Traffic Theory, pp. 163~176, June 1981.

(1981.10.21・受付)
