

高速道路改築に伴う合流部の合流車線長について

ON THE MERGING LANE LENGTH FOR THE EXPRESSWAY IMPROVEMENT

巻上安爾*・安達靖夫**・末田元二***

By Yasuji MAKIGAMI, Yasuo ADACHI and Motoji SUEDA

Expressway networks in great urban areas are often tied-up with increasing traffic demands with many larger commercial vehicles. The traffic conditions are preventing the expressway networks to keep their function of rapid and steady transport. Investigations are now being given to bottleneck sections on expressway to improve the situation. This report describes an analytical method and traffic survey to determine the necessary merging section length which appears on an improvement project for the Meishin Expressway near the Tennozan and Kajiwara Tunnel.

1. ま え が き

大都市周辺的高速道路では、予想を上回る交通量の増加に加え、車両の大型化により交通渋滞が多発し、本来の機能である高速性、定時性を確保することが困難となってきている。このために、特に交通渋滞等の著しい区間では各種の改築計画が検討されている。本調査研究では、名神高速道路の天王山・梶原両トンネルを含む、京都南～吹田間の改築に伴って出現する車線数変更のための本線合流区間に注目し、合理的な合流車線長を定めていくための算定方式を検討し、各種の交通実態調査を実施して、その結果に基づいて合流車線長の試算を行ったものである。調査研究のフロー図を図一1に示す。

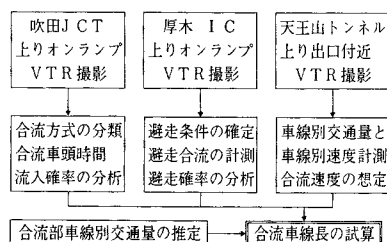
京都南～吹田間の改築は上下両方向ともに各1車線を付加し、往復6車線的高速道路としていくことを基本とはしているものの、天王山・梶原の両トンネルを含む延長8.3kmの区間は、トンネルの施工性、交通容量の整合性および交通運用の観点から、新たに2車線断面のト

ンネルを2本増設し、同一方向二車・二車分離の上下8車線として計画されている。ここに三車線から二車線と二車線へと分合流部を設けていく必要性が生じてきた。

このような条件のもとでの分合流部は、通常のインターチェンジやジャンクションの分合流部とは異なり、行先が同じで、しかも走行速度が高く、分合流両者の間の速度差も少ないものと予想される。

本調査研究はこのように特徴のある接続部において、適切な合流区間長を定めるための基礎資料を求め、試算値を求めていくことを目的としたものである。

一方、合流部における走行車両の挙動と幾何構造との関係については、D. R. Drew等による Gap Acceptanceの調査結果に基づいた研究を始め多くの研究がなされており、わが国でも首都・阪神の両都市高速道路や、



図一1 調査研究の手順

* 正会員 工博 立命館大学教授 理工学部土木工学科
(〒603 京都市北区等持院北町)

** 日本道路公団広島建設局岡山工事事務所
(〒700 岡山市津島西坂2-4-34)

*** 日本道路公団大阪建設局茨木工事事務所
(〒567 茨木市小川町3-29)

名神・東名等の都市間高速道路において種々調査が行われ、理論的追究やシミュレーションが実施されている。しかし、ここで対象とする合流部は非常に特殊な構造となっており、上記の研究成果を参考にしながらも、図-1に示すように、関連する合流挙動の諸特性を状況がある程度類似し特徴を顕著に示す既存の合流部から別個に計測し、その結果を組み合わせていかざるを得なかった。

2. 交通実態調査の概要

改築区間合流部の幾何構造についての指針を定めていくためには、道路の構造と交通の状況が類似した既存の合流部で交通の実態を把握し、その実態に基づいて考察を進めていく必要がある。このため本調査研究においては、図-1の「調査研究の手順」に示す交通実態調査を実施した。調査は大別して本線走行実態調査と合流部走行実態調査に分けられる。両調査の目的、調査地点と調査時間帯の選定理由および両調査地点の概要を示すと以下のとおりである。

(1) 本線走行実態調査

本調査研究で問題としている本線相互の合流地点における走行速度の実態と車頭時間の分布状況を把握するために、本改築計画の上り線側合流部予定地点である名神高速道路上り線、円明寺高架橋上およびそれより約600m上流の天王山トンネル出口付近の2地点が調査地点に選ばれた。以下、両調査地点を大山崎調査地点および天王山調査地点とよぶ。調査の実施は、交通量の立ち上りから午前のピークをカバーできる午前7時から11時までの4時間にわたってビデオ録画を実施することによって行われた。

大山崎調査地点では調査区間を高所から見渡せる大山崎消防所無線塔のプラットフォームにカメラを設定し録画した。天王山調査地点については、出口ポータル付近に設置したテレビカメラを用いて録画を行った。録画時間は大山崎観測地点がバッテリーの有効時間の制約があ

り、各時間帯とも定時から50分の撮影となったが、天王山調査地点では、ほぼ完全に4時間連続の録画が行われた。図-2に両調査地点の位置図を示す。

(2) 合流部交通実態調査

合流車線長を定め合流部の幾何構造を検討していくための基礎資料を得るため、吹田ジャンクション上りオンランプおよび厚木インターチェンジ上りオンランプにおいて、ビデオ撮影を行った。両調査地点の調査の目的と方法のあらまきは次のとおりである。

吹田ジャンクションは、重交通の本線相互の合流挙動、特に合流可能な限界ギャップの推定を行うための基礎資料を得るために選ばれた調査地点である。録画時間は天王山・大山崎の両調査地点の調査時間帯に合わせて、調査当日の午前7時から11時までの4時間である。調査地点の位置図を図-3(a)に示す。

厚木インターチェンジの調査目的は合流に伴って見受けられる本線走行車両の選走の実態把握である。これは、本改築計画で想定されるような、かなりの延長をもつ合流部においては、単純な合流車線からの合流現象のみを

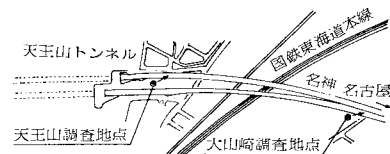


図-2 本線走行調査位置図

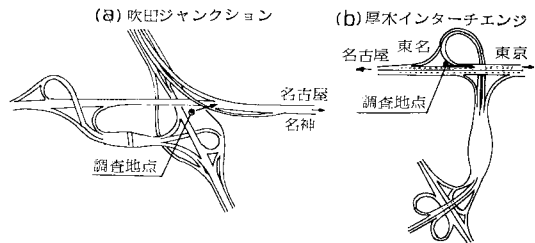


図-3 合流部交通実態調査位置図

表-1 調査地点の概要

調査地点名		大山崎	天王山	吹田	厚木	
設計速度 (km/h)		80	80	100	120	
車線数		2	2	ランプ2→2本線 本線2→2本線	ランプ2→3本線 本線2→3本線	
合流車線長 (m)		—	—	520	360	
交通量 (台/時)	本線	走行車線	978	1 032	1 060	438
		追越車線	1 911	1 859	1 772	588
	ランプ	走行車線	—	—	—	671
		追越車線	—	—	404	726
走行速度 (km/h)	本線	走行車線	78.1	73.1	71.5	82.6
		追越車線	89.3	80.1	—	95.2
	ランプ	走行車線	—	—	—	58.6
		追越車線	—	—	76.5	63.2

追跡していただくだけでは、合理的な合流車線長を定めていくことに無理があると考えられるからである。合流車と併進して高速道路の本線を走行している車両が、さらに右側の車線へ避走していく実態を把握しておくことが不可欠である。このため本線とランプの合流ではあるが二車線と二車線が合流し、360 m もの合流車線が設置され、しかも交通量が多い東名高速道路厚木インターチェンジ上り線合流部でビデオ撮影を実施したものである。調査時間は夕刻のピークをカバーできるよう、午前11時45分から午後3時45分までの4時間である。調査地点の位置を図-3 (b) に示す。

以上で示した各調査地点の設計速度、調査時の平均交通量等調査地点の特徴を表-1 に示す。

3. 本線走行実態調査の結果

(1) 交通量の時間変動

再生ビデオ画面から、車線別・車種別に交通量を目視計測した。計測結果のうち、天王山観測地点における5分間交通量の時間変動図を図-4 に示す。変動の状況は比較的安定な状態にあるが、観測開始から1時間の間に最大の時間交通量3075台/時を記録している。これはこれまでの観測結果からみて、交通容量に近い値となっている。車線利用率は観測時間帯中はほぼ安定した値を示し4時間の平均値は、追越車線利用率で64.2%となっている。大型車の混入率の平均値は、走行車線で23.5%、追越車線で20.6%となっており、走行車線の値が多少、大きくなっている。

(2) 速度の特性

再生ビデオ画面上で路肩にはり付けたマーキングシールを基準にして、ビデオ画面上に上下流2つのチェックラインを描き、このチェックラインを走行車両が通過するタイミングをマイクロコンピュータのキーボードから

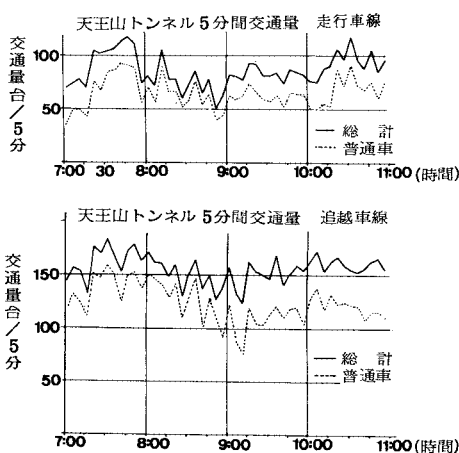


図-4 天王山観測地点における5分間交通量変動図

直接入力し、上下流チェックライン間の走行時間と距離から速度を同時に演算させ、5分間ごとに集計出力させて走行速度の5分間平均値と標準偏差を得た。この速度計測の対象となった車両は、両端のチェックライン上の通過状況が確実に視認できるものに限られ、サンプリング率は70%程度である。この5分間平均走行速度を図-4 に示される5分間交通量と対応させて車線ごとにプロットし、両者間の回帰直線と併せて図示したのが図-5 (a) および (b) である。後述する合流車線長の算定にあたって走行・追越両車線の走行速度は図中の回帰式を用いて求めたものである。

さて、観測時間帯の平均値をみると、天王山トンネル出口では走行車線の平均走行速度が73.1 km/h、追越車線が80.1 km/h であるのに対して、大山崎観測点では、走行車線が78.1 km/h、追越車線が89.3 km/h と、この間で両車線とも走行速度が増加している。トンネル区間から明るい下り勾配の区間へと向かっており、速度の増加は当然であるが、追越車線の増加が著しく、合流部での交通運用上注目すべき点である。

(3) 車頭時間の分布

合流車の挙動を追跡して合理的な合流車線長を求めるためには、合流車が流入していく本線交通流における車頭時間の分布状況を把握しておく必要がある。そのため将来の合流地点に予定されている大山崎観測地点の再生ビデオ画面から車頭時間の計測を行った。計測は画面上に設定した計測ライン上の通過時刻を車線ごとにすべての車両についてマイクロコンピュータと連動させて1/100秒の単位で計測し、さらに5分ごとに0.5秒ピッチのクラス別発生頻度を求め、作図プリントアウトさせた。図-6 に示す車頭時間分布図のうち、棒グラフで示したものがこの実測頻度である。この計測集計作業は観

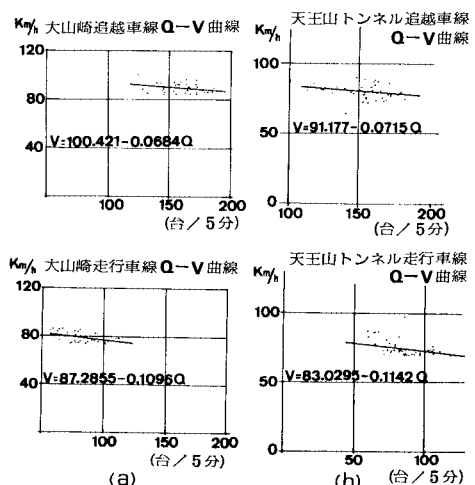


図-5 5分間交通量と平均走行速度との関係

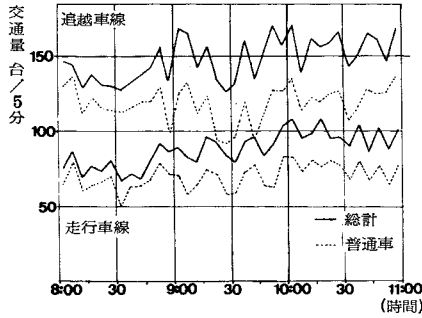


図-7 吹田ジャンクション上り線合流部における5分間交通量の時間変動

合流交通となっている。この合流部の特徴は、本線がやや上り勾配のため走行速度が、71.5 km/hと低い値となっているのに対して、ランプからの合流車がランプの下り勾配を反映して、合流ノーズ付近の測点観測地点で計測された走行速度が、本線のそれよりも高く、平均値で76.5 km/hとなっていることである。このためさまざまな形態の合流挙動が観測され、合流可能限界ギャップを求めるために十分な資料が得られた。

(2) 合流可能限界ギャップの計測

ここでは、高速で合流していく車両が、どのようなギャップで合流し、どのようなギャップで合流を拒否しているかを見きわめ、合流車の流入確率を求めていくための基礎となる合流可能限界ギャップを求めることにする。まず、合流車の挙動を追跡するにあたって、その挙動を4つのパターンに分類して、流入車両の合流したギャップと合流しなかったギャップを計測した。合流挙動の4つのパターンは次のとおりである。

- 自由合流……走行車線上、長いギャップに恵まれ、合流車、本線走行車ともに相互に何の影響も与えずに合流する場合。
- 拘束合流……合流車あるいは本線走行車、またはそれらの双方が、加減速して合流部の流れに何らかの影響を与えた場合とし、以下の3つに分類する。

- 高速合流；合流車が走行車線上の速度よりも高速で合流部へ入り、追い抜きながら合流する。
- 等速合流；速度は等速で併進し、本線車両に影響を与えながら合流する。
- 低速合流；合流車は走行車線上の速度よりも低速で合流部へ入り、本線上の短いギャップを見送りながら合流する。

合流ギャップの計測法は以下のとおりである。まず合流部を100mずつの計測区間に分け、再生ビデオ画面上で各区内で起こる合流現象を上記のパターンに分類するとともに、合流したギャップと合流しなかった

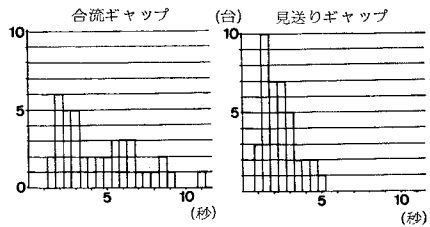
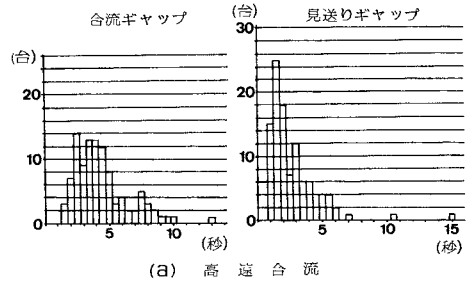


図-8 合流・見送りギャップの分布状況

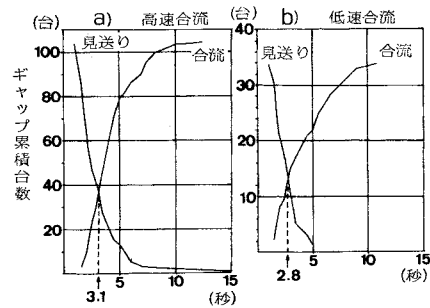


図-9 合流可能限界ギャップの決定

ギャップを各計測区間の上流端で計測した。なお、合流を見送ったギャップは、当然高速あるいは、低速合流においてのみ起こり得るのであるが、この場合は見送ったギャップのうち最大と判定されるギャップを『見送りギャップ』として、これのみについてギャップ長を計測した。

集計結果のうち、合流ギャップと見送りギャップの対応がつく高速合流と低速合流について、頻度分布を図-8の(a)、(b)に示す。計測対象時間帯の午前8時~11時の3時間に高速合流は108、低速合流は34計測されている。この計測結果から合流可能限界ギャップを定めるためには、一定の判断基準を採用する必要がある。ここでは、『これ以上のギャップで合流する車両の発生確率』と『これ以下のギャップで合流を拒否する車両の発生確率』が等しくなるギャップを合流可能限界ギャップとして定めることとし、図-9に示すように、高速合流で、2.8秒、低速合流で3.1秒の値を得た。なお、高速、等速および低速の拘束合流と自由合流の全パターンを集計すると、合流車の80%は2.8秒以上のギャップ

で流入していることが確かめられた。

5. 厚木インターチェンジ交通実態調査の結果

(1) 調査時の交通状況

本合流部での特徴的なことは、図-10 (a) および (b) で示されるようにランプからの合流車の方が、本線を走行してきた車両よりも多いことである。次に車線別の交通量の時間変動状況が非常に異なっていることが注目される。本線ランプともに追越車線の交通量が調査の開始時点から増加し始め、最終的には時間交通量で当初の交通量の2倍以上にも達している。これに対し本線・ランプともに左側の車線である走行車線では、これほどの増大傾向はみられない。また大型車混入率は、本線走行車線のみ突出して高く58%になっている。他の車線は15%~25%程度である。これは流入車両の多い厚木インターチェンジの上流で、加速性のよい乗用車が追越車線の方へ移行するためと考えられる。速度は、本線の方は平坦部で平面線形にも恵まれ、走行車線で82.6 km/h、追越車線で、95.2 km/hと高速道路にふさわしい値を示している。一方ランプノーズで計測されたランプ走行車の走行速度も63 km/h程度の比較的高い速度となっている。

(2) 避走率の計測

合流部の区間長を求めていく際には、合流車が本線交通流のギャップに流入していくには、短すぎると判断されたが、ランプ追越車線を併進していた車両が避走したために合流が可能となった場合も想定する必要がある。このため、合流部の車線構成が現在計画中の拡幅に伴う合流部と同一の厚木インターチェンジ上り線合流部の計測結果から避走率の経験値を求めるために実施したものである。調査地点の車線構成を図-11に示す。

観測時間帯における厚木インターチェンジでは、ラン

プ追越車線（第1走行車線）を走行中の車の約半分が第2走行車線もしくは、追越車線に車線変更を行っている。中でも避走による車線変更だと判定するにあたっては、まずランプ走行車線を走行するすべての車両に注目し、そのときランプ追越車線上をこれと併進している車両があるかどうかを確かめ、以下のチェックをして併進車両かどうかの判定を行った。すなわち図-11に示すように、ランプ走行車線走行車がゼブラノーズに到ったとき、合流車の車長と運転者の側方への確認範囲を考慮して当該走行車が小型車の場合は10m、大型車の場合は、15m後方までの位置に、ランプの追越車線上に走行している車両があり、しかもその車両がダイレクトに本線の方へ移行せずランプ追越車線を走行し続ける状態にあるとき、当該車両を併進合流車とした。

このような併進合流車が避走を伴う合流を行ったかどうかは以下のパターンに従って分類計測した。

- i) ランプ追越車線走行車が、第2走行車線へ避走を行い、そのギャップにただちに、あるいはしばらく走行を続けてから合流した場合
- ii) 合流車が、避走によって作られたギャップに合流せずに他のギャップに合流した場合でも、避走に伴って合流しようとしたギャップが広がり合流できたと判断された場合
- iii) 1台の合流車に対し、2台が避走した場合

避走合流の計測は上記のケースに従って避走に伴う合流車と判断される車両の台数を、図-11に示される4つの区間ごとに計測した。結果を集計してとりまとめ表-3に示す。

図-10に示されるとおり、厚木インターチェンジ上り線合流部付近では、本線の第2走行車線を走行する車両は比較的少なく、調査時間帯の平均で440台/時程度であり、またその変動範囲も限られている。このためランプ追越車線を走行してきた車両は、そのまま車線を

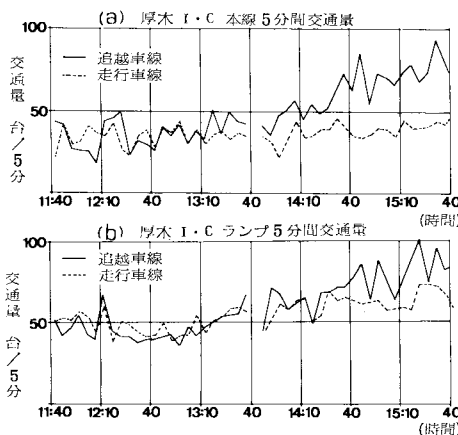


図-10 厚木インターチェンジ上り合流部における5分間交通量の時間変動状況

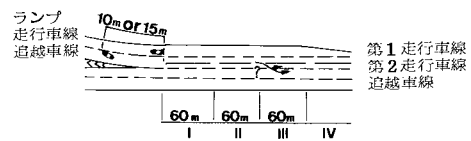


図-11 避走調査概念図

表-3 避走調査の結果

時間帯	ランプ併進交通量 A (台)	避走合流台数 B (台)	避走率 (%) B/A
11: 40~12: 40	112	63	56.2
12: 40~13: 40	105	61	58.1
13: 45~14: 45	127	86	66.7
14: 45~15: 45	251	168	66.9
総計	595	378	63.5

キープしても、本線の第1走行車線へ走り続けることができるにもかかわらず、その半数近くの49.1%の車両が、第2走行車線へと車線変更していることが確かめられた。このことから、合流車線をみて避走してやろうと思った第1走行車線上の併進走行車は、そのほとんどが第2走行車線へ車線変更していると判断しても、それほど無理のないものと考えられる。すなわち表-3に示される避走率は、合流車線をみて避走してやろうと思う運転者の割合と考えてもそれほど無理のない値と考えてよいものであろう。

6. 合流車線長の試算

(1) 車線別計画交通量

合流車線長を検討するための車線別交通量は、名神高速道路改築のための計画日交通量に、名神高速道路 K 値および d 値、さらに東名高速道路等における6車線区間の車線分布率を参考に別途推定が行われている。その結果を表-4のケース1および2に示す。表中の趣旨の欄に示すように、ケース1は3車線区間からトンネルのための同一方向分離4車線区間への移行において、左側の2車線に最大配分されたケースであり、ケース2ではその逆に右側の2車線へ最大に配分されたケースである。本研究の合流車線長の試算にあたっては、この2ケースに加えて、文献3)に示されている天王山トンネルの実測交通容量に相当する車線交通量を左右の2車線に同様に与えたケースを想定し、これをケース3とした。このケース3の4車線合計の時間交通量は5900台/時になり、トンネル分離区間の前後に接続する6車線区間の交通容量よりも大きな値で、通常は想定できないようなレベルである。しかし合流時の挙動のように非常に短時間で終わってしまう現象を取り上げている場合には、左右両トンネルから容量一杯の排出交通量も想定しておくことが妥当と考えたのである。

このような趣旨から、表-4の車線交通量に基づいて合流車線長の算定を行っていくに際しては、5分間交通量を基本とすることにした。これはまた、前述の交通実態調査においても、5分間計測値が多く使われており、合流部の交通実態を適切に反映していくためにも妥当と

考えられるからである。

5分間交通量としては、平均値と、その20%増しである時間交通量の1/10の値の2つについて検討を行うこととした。ただしケース3では、その設定の趣旨から、平均値のみを想定している。

(2) 流入確率の算定と合流車線長算定の基本式

流入確率を定め、合流車線長を算定していくための基本式を求めていくにあたって想定した合流の状況は次のとおりである。すなわち、合流車は合流開始の地点で、合流可能なギャップに会えなかった場合は、その走行速度を保ちながら逐次上流側から到来する車両間のギャップを判定し、合流可能限界ギャップ以上のギャップに出会ったとき合流していくものとし、流入確率が85%に達するまでに要する走行距離をもって合流車線長とする。この85%の値は、名神高速道路の加速車線長の確率計算を行った際の上限值と同じ値を用いたのであるが、これまでの運用実績からみて妥当と考えたことによる。

さて、車頭時間 t がアーラン分布に従うときの確率密度関数 $f(t)$ は式(1)で示されるとおりである。問題としている合流部の上流側で、左走行車線を走行してきた車が、合流部上流端に到達し、隣接する追越車線上そのときに会ったギャップに流入していいのかどうかは、その車頭時間 t が流入可能な限界ギャップ (τ_0) よりも大きいかどうかで決まる。したがって流入できるかどうかの確率は次式によって求めることができる。

$$P = \int_{\tau_0}^{\infty} f_i(t) dt = 1 - \int_0^{\tau_0} f_i(t) dt \dots \dots \dots (2)$$

一般に合流現象の解析では、初めて出会ったギャップの分布には、車頭時間の確率密度関数そのものではなく、その初期密度 (Starting Density) が用いられる。しかしながらここで想定している合流部は図-12に示されるように、合流車とそれを受け入れる側の車群は二車・二車合流ノーズの上流から相隣接する二車線を走行してきており、その速度差も大きくない。したがって合流車はノーズ端に到着した時点で、合流していく左追越車線上に合流可能なギャップを見出しておれば、その全ギャップを利用して合流できる状態にしていくと考えても無理はなく、このような仮定のもとに式(2)では $f_i(t)$ をそのまま適用している。

表-4 合流車線長を検討するための車線別交通量 (台/時)

ケース	1	2	3
趣旨	左2車線に最大限配分された場合	右2車線に最大限配分された場合	最大交通量
車線種別			
右追越車線	1 122	1 507	1 740
右走行車線	981	1 091	1 210
左追越車線	1 463	1 130	1 740
左走行車線	1 150	925	1 210

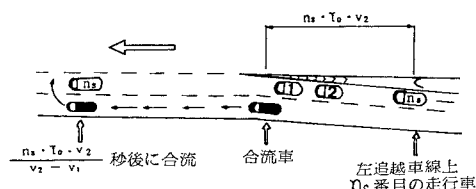


図-12 合流挙動のモデル化

さて、流入可能限界ギャップより小さい車頭時間の平均 \bar{t}_0 は、

$$\bar{t}_0 = \frac{\int_0^{t_0} t \cdot f(t) dt}{\int_0^{t_0} f(t) dt} \dots\dots\dots (3)$$

によって求めることができる。また前提条件に従って、初めて出会ったギャップが合流可能なギャップであれば合流するが、そうでない場合は追越車線上のギャップを次々と見送り、合流可能なギャップに出会うまで合流車線上を走行していくことになる。この場合、追越車線上で n_s 番目のギャップで初めて流入確率が 85% を越えるものとすれば、

$$n_s = \min \cdot n \left[\sum_{i=0}^n P(1-P)^i \geq 0.85 \right] \dots\dots\dots (4)$$

で n_s を求めることができる。ここで n は合流車が初めて出会ったギャップから上流側へ向かって数えたギャップ数である。

さて、合流車線長については以下のように考える。まず走行車線および追越車線上の走行速度をそれぞれ秒速 v_1 および v_2 とする。合流部のノーズ端から追越車線の上流側、 n_s 番目を走行している車両までの距離の平均値は $n_s \cdot \bar{t}_0 \cdot v_2$ で与えられるから、いま走行車線上でノーズ端にいる車に追越車線上 n_s 番目の車が追いつく時間は、 $n_s \cdot \bar{t}_0 \cdot v_2 / (v_2 - v_1)$ となる。したがって合流車線長としては合流挙動の直前まで v_1 の速度を保って走行できる長さを考えておけば、無理のない合流をもたらすものと考えられる。したがって合流車線長 L は、

$$L = \frac{n_s \cdot \bar{t}_0 \cdot v_1 \cdot v_2}{v_2 - v_1} \dots\dots\dots (5)$$

で求めることができる。

(3) 避走を考慮した場合の車頭時間の分布

式(5)においては、合流される側の左追越車線を走行する車両は、すべて車線変更せずにその車線上を走行し続けるものとして求められている。しかし、本調査研究が対象となるようなかなり長区間の合流部で、合流車線上をウィンカーを出しながら右側へ合流したい意向を示している合流車が併走している場合に、すべての左追越車線上の車両が全く道をゆずらず、その車線上を走り続けると考えることに無理がある。当然、ある程度の割合でもって、右側の右走行車線へ避走する車を想定して式(5)を適用していくべきであろう。この場合は、避走してくれた結果左追越車線上に新しく出てくるギャップ長の分布形がまず問題となる。式(1)で示されるアーラン分布は、ランダムに発生する事象を k 番目ごとに取り出したときの発生時間の時間間隔分布である。したがって避走してくれたことによって1台、中抜きになったときのギャップに相当する分布形は、 k 番目に取り出

した現象を、さらに1つ飛ばしに注目していくことを考えれば $2k$ 番目に取り出したときの時間間隔を想定すればよいことになる。いま、併進走行車が避走したことによって生ずる車頭時間を t' とすれば、その分布 $f_2(t')$ は次式で示される。

$$f_2(t') = \frac{\lambda}{(2k-1)!} \cdot (\lambda t')^{2k-1} \cdot e^{-\lambda t'} \dots\dots\dots (6)$$

式(6)は式(1)の k に $2k$ を代入した形となっているが、式(1)から式(6)への理論的な誘導は、同一のパラメーター λ と k をもつ2つのアーラン分布をする確率変数を“たたみ込みの法則”によって和の形に結合させることによって示すことができる。

(4) 避走合流の流入確率

左追越車線の走行車の避走を考慮に入れた流入確率は式(1)中の $f_1(t)$ に $f_2(t')$ を代入するのみでは不十分で、以下の各事象の発生確率を乗じて求める必要がある。

i) 走行車線上の合流車が、左追越車線上で出会ったギャップでは合流できない確率。この確率 P_0 は式(1)より、

$$P_0 = \int_0^{t_0} f_1(t) dt = 1 - \int_{t_0}^{\infty} f_1(t) dt = 1 - P$$

ii) 左追越車線上を併進して走行している車両が避走してくれる車両である確率。併進走行車両が合流車を認め、実際に避走挙動をとるかどうかは、その併進走行車両の右側車線の交通の状況にもよるが、まず併進走行車が避走してやろうと思うかどうか前提となる。これは運転者の性格・習性・そのときの気分・車両の性能等に関係しており、理論的演繹にたよるには無理がある。ここでは合流部での車線構成が現在計画中の拡幅に伴う合流部と同一で、交通の状況が、今問題としている避走が無理なくできる状況にあった厚木インターチェンジの合流部における観測結果に基づいた経験値を用いることにする。この経験は確率を P_e とする。

iii) 避走しようとした車両が、避走できる確率。右走行車線上の交通量と、与えられた交通量に最適の分布形をもたらすパラメーターを式(1)に適用して求める。いま、右走行車線上の車頭時間を t_s 、パラメーターを K_s および λ_s とすれば、右走行車線上の車頭時間の分布を示す確率密度関数 $f_1(t_s)$ は、

$$f_1(t_s) = \frac{\lambda_s}{(k_s-1)!} \cdot (\lambda_s \cdot t_s)^{k_s-1} \cdot e^{-\lambda_s \cdot t_s}$$

で与えられる。したがって、左追越車線上の避走してやろうとした車両が、右走行車線へ車線変更していける確率を P_s とすると、式(2)を準用して

$$P_s = 1 - \int_0^{t_0} f_1(t_s) dt_s$$

iv) 避走してもらった左追越車線上のギャップが、

流入可能なギャップである確率 (P_2). 式 (6) より,

$$P_2 = 1 - \int_0^{\tau_0} f_2(t) dt$$

以上をまとめると、避走を考慮した流入確率は、これを P で表わせば、

$$\begin{aligned}
 P &= [\text{避走してもらわなくても流入できる確率}] \\
 &+ [\text{避走してもらえば流入できる確率}] \\
 &= [\text{避走してもらわなくても流入できる確率}] \\
 &+ [\text{避走してもらわなければ流入できない確率}] \\
 &\times [\text{併進走行車が避走してくれる車である確率}] \\
 &\times [\text{併進走行車が右走行車線へ避走できる確率}] \\
 &\times \left[\begin{array}{l} \text{避走してもらったら、左追越車線上のギャップ} \\ \text{は流入可能なギャップとなる確率} \end{array} \right] \\
 &= P + P_0 \cdot P_e \cdot P_s \cdot P_2 \\
 &= P + (1 - P) \cdot P_e \cdot P_s \cdot P_2 \dots \dots \dots (7)
 \end{aligned}$$

(5) 合流車線長の試算

上記式 (7) と、合流車線長算出の基本式である式 (5) を用いて、合流車線長の計算を行うにあたっては、平均走行速度、アーラン分布のパラメーター等の諸数値を具体的に定めていく必要がある。ここで、表-4 で示された計画交通量に対応した諸数値とこれらを定めていった過程について以下に示すと次のとおりである。

ⅰ) 車線別交通量 (Q). 表-4 で定められたケースごとの車線交通量に対し、5分間平均交通量の20%増しの値について計算を行う。ただし最大交通量に対応するケース3については5分間平均交通量としている。

ⅱ) ポアソン項の数 (k). 表-2 で車線ごとに与えられた5分間交通量に対応する値を用いる。

ⅲ) 流入可能限界車頭時間 (τ_0). 流入可能限界車頭時間は、基本的には、低速合流の値である2.8秒とする。ただし本線車両が避走を行うために右走行車線へ車線変更する場合は、高速合流の結果の3.1秒とする。

ⅳ) 併進走行車が避走車である確率 (P_e). 調査結

果の平均値、63.5% をすべてのケースに適用する。

ⅴ) 走行・追越両車線上の平均走行速度 (v_1 および v_2). 図-5 (a) および (b) から与えられる車線交通量に対応する平均走行速度を適用する。

以上の考え方に従って各ケースごとに用いた q, k, v_1, v_2, τ_0 ならびに計算の結果得られた合流車線長 L を表-5 に示す。計算結果から合流車線長としては700mとしておくことが望ましいことが示される。

7. 結論と今後の課題

高速道路の改築に伴って生じる車線数の摺り付け部分に設定すべき合流車線長について、名神高速道路のトンネル分離方式の場合は、700mが望ましいと結論づけられた。これは合流区間付近の本線上の走行実態ならびに合流確率と避走実態については構造の類似した合流部の交通実態の調査結果に基づいて試算を行って得られた結果である。しかしながら本調査研究の対象となった合流部とは異なった道路の構造と交通実態をもつ合流部でも、本調査研究で用いた基本式と入力データを直ちに適用できるものとは考えられない。

今後ともこの種の改築を多くの路線で実施していく必要が生じ、本調査研究の対象としたような合流部の合流車線長の算定方式の一般適用を試みるためには、さらに多くの調査を積み重ねていくとともに、大型車の混入率や、流入車の加減速度ならびに避走の実態等の要素も加味していく必要があるものと考えられる。

最後に本調査研究を実施するうえで多大のご協力を得た日本道路公団の大阪建設局と、東京第一、名古屋ならびに大阪の各管理局の皆様にも、またデータの解析にあたった林 昌親君を始めとする立命館大学の計画研究室の諸君に深く感謝する次第である。さらに調査の実施にあたって岩間 滋氏から多くの示唆を得た。併せて深甚の謝意を表したい。

表-5 合流車線長計算のための基礎データと計算結果

ケース	車線別交通量 (Q) (台/時/車線) [表-上り]	5分間 交通量 [q]	ポアソン 項 数 [k]	走行速度 (km/h) [v_1, v_2]	限 界 ギャップ (秒) [τ_0]	合 流 車線長 (m)
(1) 左2車線 に最大限 配分した ケース	右二車線 追越 走行	1122 918	112 92	— 4	— 77.2	614
	左二車線 追越 走行	1463 1150	146 150	5 5	90.4 74.7	
(2) 右2車線 に最大限 配分した ケース	右二車線 追越 走行	1507 1091	151 109	— 5	— 75.3	482
	左二車線 追越 走行	1130 925	113 93	5 4	92.7 77.1	
(3) 最 大 交 通 量 の ケ ー ス	右二車線 追越 走行	1740 1210	174 121	— 5	— 74.0	691
	左二車線 追越 走行	1740 1210	174 121	5 5	88.5 74.0	

参 考 文 献

- 1) Donald R. Drew : Traffic Flow Theory and Control, McGraw-Hill, pp.173~222, 1968.
 - 2) Martin Wohl, Brian V. Martin (加藤・山根訳) : 計画者と技術者のための交通工学 (下), 鹿島出版会, pp.31~41, 1973.
 - 3) 日本道路公団大阪管理局 : 名神高速道路トンネル部交通現象調査解析報告書 (その2), pp.39~49, 1983年2月. (1985.12.16・受付)
-