

シミュレーションによる一車線流入部の交通容量解析

Capacity Analysis for Single Lane Approaches at
Signalized Intersections

鹿田成則*, 片倉正彦**, 瀧川光伸***

Single lane approaches at signalized intersections have various factors which affect the capacity. These typical factors are right turns, left turns, heavy vehicles and approach widths. These factors interact each other and reduce the capacity at single lane approaches. Authors develop the computer simulation model for analyzing the effect of these factors on the capacity of single lane approaches. The computed values of the capacity based on the simulation model are compared with the observed values. The results show the validity of the simulation model. This paper shows that the capacity for the single lane approaches is much influenced by the approach widths, opposed right turn vehicles, flow of opposing vehicles, and cycle lengths.

1. はじめに

近年の交通渋滞の激化に対応して、交通渋滞解消に向けての対策が建設省、警察庁をはじめとする関係各機関で積極的にとられてきている。一般道路における交通渋滞の大部分は信号交差点を隘路として発生しており、これらの交通渋滞対策の中心となる対象は信号交差点である。

交通渋滞は、交通容量を上回る交通需要量が交差点に到着することによって発生することから、交通渋滞対策の要点は、信号交差点の交通容量を低下させる要因を可能な限り除去して、交通容量をいかに増大させるかという点にある。

信号交差点の交通容量に着目した既往の調査研究のほとんどは、多車線の幹線道路が交差した比較的大きな信号交差点を対象に行われている。わが国では、2車線道路も幹線道路として使われており、2車線道路が交差した信号交差点を隘路とする交通渋滞が多く発生している。しかしながら、2車線道路の信号交差点、すなわち、一車線流入部を対象にした交通容量の研究は、わが国ではほとんどなされて

いないのが現状である。

一車線流入部の幾何構造は、その形態からみれば最も単純である。しかし、一車線流入部においては、直進、右折、左折の異なる方向の車両がすべて同一車線を利用し、これらの車両が相互に影響し合うため、一車線流入部の交通現象は単純ではない。

一車線流入部では、対向交通流と対面して停止する右折車、横断歩行者と交錯しようとして停止する左折車が存在すると、後続の直進車はこれらの停止車両の横をすり抜けて走行する。このすり抜けが可能か否かは、右折車または左折車が停止したときの残りの幅員の広さによって決るため、一車線流入部の幅員によってこのすり抜け挙動は大きく影響を受ける。すり抜け車両が大型車であると、この影響はさらに強く表れる。

上記のすり抜け挙動は、一車線流入部の幅員と、右折車と対向交通流、左折車と横断歩行者、車種（大型車）などの要因がすべて相互に関連し合った状態で生じる。それゆえ、一車線流入部の交通容量の解析は、これらの各影響要因が組み合わさった状態のもとで行わなければならない。

このように複数の影響要因が組み合わさった状態を解析するためには、各影響要因毎にその要因がとり得る値の組み合わせとして非常に多くの条件のデータを収集する必要がある。本研究では、一車線流入部における上記の交通現象を再現し得るシミュレ-

* 正員 工修 東京都立大学工学部助手
(〒192-03 東京都八王子市南大沢 1-1)

** 正員 工博 東京都立大学工学部教授

*** JR 東日本

ションモデルを作成し、シミュレーションによって一車線流入部の交通容量に及ぼす影響を解析することを目的に実施した。

本シミュレーションモデルは、交通容量解析を行う必要のある際に容易に利用できるように、パーソナルコンピュータ上で実行でき、実用上支障のないcpu timeで演算できることを目標にしてモデルを開発した。

2. 一車線流入部の交通容量の実測

本節では、一車線流入部の交通容量の値を実測し、交通容量の変動状況の実態を把握するために行った解析結果について述べる。

(1) 観測交差点の概要

観測は、東京都内及びその近県の11交差点で実施した。観測に際しては、一車線流入部の幅員の影響がとらえられるように、異なる流入部幅員をもつ交差点を選定し、対象とする流入部において飽和状態が発生することを条件に抽出した。観測した交差点のうち解析対象とした交差点は、4交差点7流入部であった。解析対象とした交差点の流入部幅員は、2.8～5.3mの範囲にあった。

観測は、ビデオカメラによって対象流入部を撮影して行った。

(2) 交通容量の算出方法

一車線流入部の交通容量の値は、飽和状態（赤信号で形成された待ち行列が青信号の間でさばけきれないほどに需要が十分あった状態）にあり、かつ先詰まりが生じていない信号サイクルを対象に、信号サイクル毎に次式によって算出した。

$$FR_i = (N_i - 1) / t_i \cdot 3600$$

ここで、 FR_i : i サイクルのフローレイト
(台/青1時間)
 N_i : i サイクルでさばけた台数 (台)
 t_i : N_i 台がさばけるのに要した時間 (秒)

流入部の交通容量（飽和交通流率）は、一般的には停止線通過車両のデータから損失時間（発進損失、クリアランス損失）の部分を除いて算出する。しかし、一車線流入部では、先頭車が右折あるいは左折となって最初から右、左折の影響が交通容量の値に表れることがあり、このような状態を含めて交通容量を求める必要がある。本研究では、上式によって算出される飽和状態にあった信号サイクルのフローレイトを交通容量の値とした。

(3) 一車線流入部の交通容量の実測結果

表-1は、一車線流入部の交通容量の実測結果を

表-1 一車線流入部の交通容量の実測結果

交差点名		フローレイト (台/青1時間)					流入部幅員(m)
		平均値	標準偏差	最大値	最小値	サイクル数	
用田	流入部A	1157	208	1640	550	223	3.0
	流入部B	1009	170	1310	540	56	3.2
桜ヶ丘	流入部A	903	252	1420	330	223	2.8
	流入部B	905	217	1440	290	212	3.0
柿木坂	流入部D	942	218	1510	360	232	3.3
	下り	1120	267	1560	480	107	3.3
不動前	下り	1219	295	1920	600	111	5.3

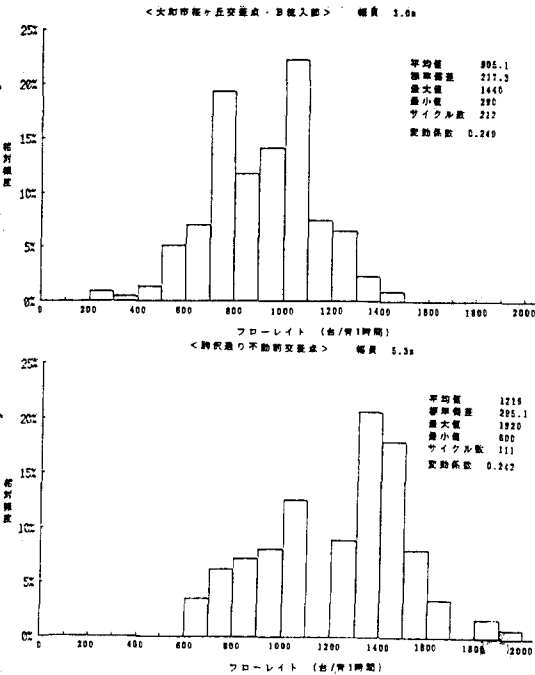


図-1 一車線流入部のフローレイトの頻度分布例

示したものである。表中の各値は、信号サイクル毎に算出したフローレイトの値に基づいて求めたものである。図-1には流入部幅員3.0mと5.3mの場合のフローレイトの頻度分布の例を示した。各流入部のフローレイトの平均値は、約900台/青1時間～1200台/青1時間の範囲に分布していた。これらの値は、多車線流入部の車線当りのフローレイトの頻度分布例を示した図-2にみられるように、多車線流入部で観測された車線当りのフローレイトの既往の実測値²⁾と比較してかなり低いものであった。

表-1に示したフローレイトの最大値と最小値の範囲を流入部別にみると、各流入部ともに非常に大きな範囲を示していた。図-1の頻度分布の例においても信号サイクル毎のフローレイトの値に大きなばらつきがみられた。

上記の実測結果は、対象流入部で出現した影響要

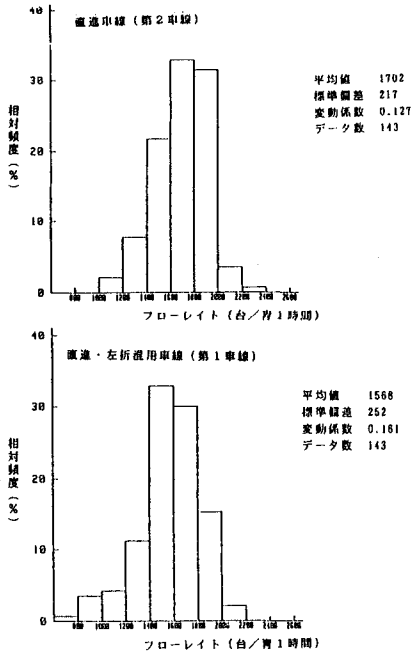


図-2 多車線流入部のフローレイトの頻度分布例

因のもとで得られたものである。一車線流入部のフローレイトの値は、一車線の中でこれらの複数の要因が相互に影響を及ぼしあうことで、多車線流入部の車線別のフローレイトの値と比べてかなり低く、ばらつきも大きいといえる。

(4) 流入部幅員の影響

一車線流入部においては、流入部幅員の広さが他の要因相互の影響の及ぼし方に強く関係することから、流入部幅員と停止線通過時の交通現象との基本的な関係について解析した。この停止線通過時の基本現象は、交差点内に停止した右折車または左折車、大型車などの影響をうけないで停止線を通る車両の現象である。この関係は、シミュレーションモデルを作成する上でも基本となるものである。

上記の関係を、右折車、左折車、大型車などの影響をうけずに停止線を通った直進車同士の車頭時間と流入部幅員との関係に基づいて解析した。解析に用いた車頭時間データは、待ち行列の車両が発進し、最初の右折車、左折車、大型車が到着するまでの間に停止線を連続して通過した直進小型車の車頭時間をビデオ画面から読み取って収集した。このとき発進遅れの影響を除くため待ち行列の先頭から3台目以降の車両を対象にした。解析には、流入部幅員毎に収集した車頭時間データの平均値を用いて行った。

図-3は、直進小型車の平均車頭時間と流入部幅員との関係を示したものである。一車線流入部の幅

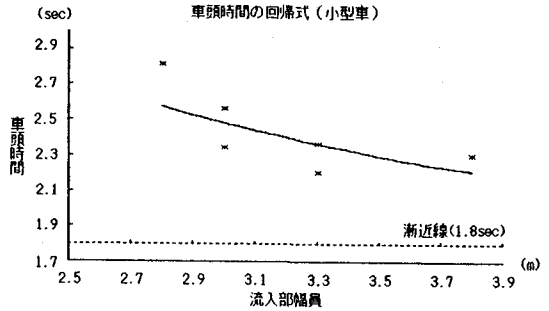


図-3 一車線流入部の流入部幅員と車頭時間の関係

員と平均車頭時間との間には負の相関がみられ、流入部幅員が広がるほど平均車頭時間の値が短くなる傾向にあった。この結果に基づいて、両者の関係を指数回帰モデルで表現した。この回帰モデルは、従来の直進車のみの平均車頭時間 1.8 秒の値が漸近線となるように回帰したものである。回帰式の結果は次のとおりである。

$$Y = 4.52 \exp(-0.631x) + 1.80$$

ここで、Y：平均車頭時間、x：流入部幅員

このようにして求めた平均車頭時間の逆数値は、一車線流入部における直進車のみの飽和交通流率（右折、左折、大型車の影響をうけていない）の値を表している。図-3から得られた平均車頭時間の値は、2.2～2.8秒の範囲に分布しており、飽和交通流率に換算すると1280～1630台/青1時間である。従来の調査研究で得られた多車線流入部における直進車線の飽和交通流率の値は約1700～2100台/青1時間であり¹⁾、これと比較すると一車線流入部の値は直進車だけの場合でもかなり低いといえる。

3. 一車線流入部の交通現象再現のためのシミュレーションモデル

(1) 一車線流入部における基本的な交通現象

一車線流入部において交差点通過時の交通現象は基本的に以下のように記述できると考えられる。

① 右折車が対向車両に対面すると、対向交通流側に右折車が通過できるだけのギャップが出現するまで右折車は交差点内に停止する。左折車の場合も右折車と同様に、左折車が横断歩行者と交錯し、横断歩行者の間に左折車が通過できるギャップが出現するまで左折車は交差点内に停止する。

② 交差点内に停止し青信号の間で流出できなかった右折車または左折車は、現示の切り変り時に流出する。

③ 右折車または左折車が交差点内に停止している間、後続の直進車は右折車または左折車の横をすり抜けて通過する。すり抜けが可能か否かは、右折車または左折車が停止したときに残された流入部幅員によって決るため、流入部幅員がすりぬけの可否に大きく影響する。

④ すり抜けの挙動は流入部幅員によって決るため、車幅、車長とも大きい大型車もすり抜けの可否に強く影響を及ぼす。

⑤ 交差点内に停止する右折車または左折車の影響が青信号のいつの時点で出現するかによって、信号サイクル毎の停止線でのさばけ台数は大きく変化する。青信号の最初の時点からこの影響が表れ、青時間の間中停止し続けると、さばけ台数は非常に低いものとなる。

一車線流入部の交通現象を再現するシミュレーションモデルは基本的に上記の現象を再現し得ることが必要である。これらの交通現象を要約すれば、次のとおりである。

- 1) 右折車と対向交通流との交錯現象
- 2) 左折車と横断歩行者との交錯現象
- 3) 右折車または左折車が交差点内に停止したときの後続車両のすり抜け現象
- 4) すり抜け時の大型車の挙動
- 5) 現示切り変り時の現象

(2) シミュレーションモデルの基本構成

本シミュレーションモデルは、一車線流入部の交通現象の大きな特徴である右折車あるいは左折車が交差点内に停止したときの後続車両のすり抜け現象を再現することを基本に作成した。本モデルでは、演算時間ができるだけ短くなるように、イベント・スタック方式によって作成した。本シミュレーションモデルの基本的な流れを図-4のフローチャートに示す。本モデルは、車両を発生させた後、各車両に方向（直進、右折、左折）と車種（小型車、大型車）の属性を与え、方向別の車両に応じて発生する現象（直進車はすり抜け現象、右折車は対向交通流との交錯現象、左折車は横断歩行者との交錯現象）を再現し、交差点流出台数を求めて交通容量を算出する構造になっている。

本モデルの基本部分の概略を以下に示す。

a. 停止線通過時の交通現象

交差点内に右折車と左折車が停止していない場合の停止線通過時の現象を、2. で記した実測結果（流入部幅員と平均車頭時間の関係）に基づいて次のように表現した。

① 直進車

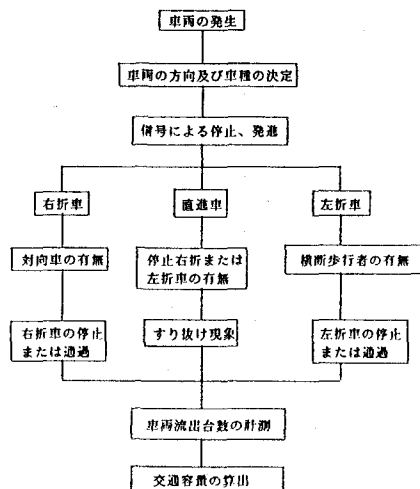


図-4 シミュレーションモデルの基本フロー

小型直進車同士の停止線通過時の車頭時間を2. で示した指数回帰モデルによって流入部幅員に応じて設定し、この車頭時間で停止線を通るようにした。回帰式は以下のとおりである。

$$Y = 4.52 \exp(-0.631x) + 1.80$$

大型車は、大型車の乗用車換算係数を1.4として、上式から求めた小型車同士の車頭時間にこの乗用車換算係数の値を乗じて大型車の車頭時間を設定した。

② 右折車および左折車

右折車または左折車が連続して停止線を通過するときの車頭時間データが今回の実測においてほとんど得られなかったため、右折車と左折車の直進車換算係数を1.1とし、上記①の直進車の車頭時間にこの値を乗じて右折車および左折車の車頭時間を設定した。

b. すり抜け現象

① 右折車が停止したときのすり抜け現象

図-5は、交差点内に右折車が停止したときの後続車両のすり抜け現象を再現するためのモデルを示したものである。後続車両のすり抜けは、流入部幅員（W）から停止した右折車の車幅（W_{car}）を差

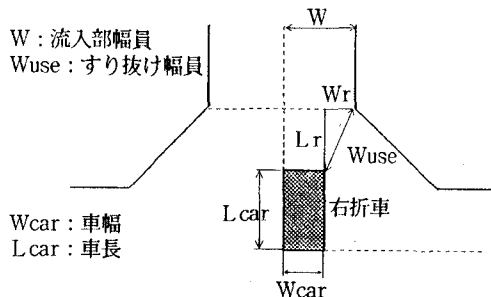


図-5 右折車が停止したときのすり抜け現象

し引いた残りの幅員で行われるが、実際には、すり抜け車両は右折車両をさけて蛇行する形で走行するため、すり抜け車両が利用できる幅員として図-5に示す W_{use} の幅員を設定した。すり抜けの可否は、この幅員とすり抜け車両の車幅との大小比較を行って判断することとした。

② 右折車と左折車がともに停止したときのすり抜け現象

図-6に、交差点内に右折車と左折車がともに停止したときの後続車両のすり抜け現象を再現するためのモデルを示す。この状態における後続車両のすり抜けは、対象とする一車線流入部の中央線から交差道路側の横断歩道の外側線までの距離(W_L)から、右折車の車幅(W_{car})と左折車の占める長さ(L'_{car})とを合計した長さを差し引いた残りの幅員(W_{use})によってすり抜けの可否の判断を行った。すなわち、この幅員より後続車両の車幅が小さければ、すり抜け可能であるとした。

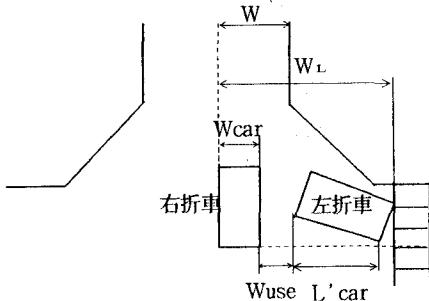


図-6 右、左折車がともに停止したときのすり抜け現象
c. 右折車と対向交通流の交錯現象

この現象は、対向交通流のギャップによって右折車が通過できるかどうかが決り、Gap Acceptanceの問題として表現できる。本モデルでは、ある値のギャップを基準にとり、右折車は、この値より大きいギャップが対向交通流に出現したとき通過でき、小さければ通過できないという形でこの交錯現象を簡略化して表現した。

上記したギャップの基準値を決めるため、右折車が通過できたギャップ(accepted gap)と通過できなかったギャップ(rejected gap)の累積分布を求めた。これらのギャップのデータは、信号サイクル毎に右折車が通過できたaccepted gapと、このギャップが出現するまでの間に生じた右折車が通過できなかったギャップとをビデオ画面から読み取り、通過できなかったギャップの中の最大値をrejected gapとして収集した。図-7にaccepted gapとrejected gapの累積分布を示した。このギャップの基準値として、accepted gapとrejected gapの累積分布曲線の交点をとって設定する場合がある。今回の実

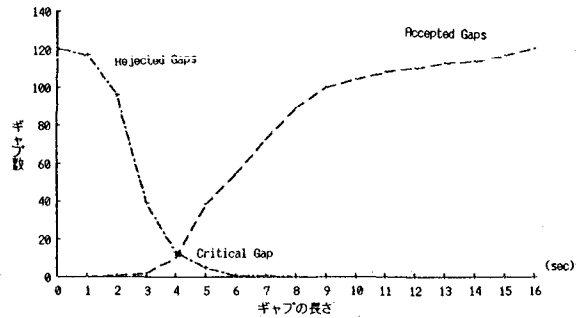


図-7 右折車のaccepted gapとrejected gapの分布

測結果では、この値以下のaccepted gapの全データに占める割合が約11%にすぎなかったため、本モデルでは、この基準の値としてaccepted gapの累積分布の50パーセンタイル値(6秒)をとった。

d. 左折車と横断歩行者の交錯現象

この現象は、右折車の場合と同様に横断歩行者に対するGap Acceptanceの問題として表現できるが、横断歩行者の場合、二方向の横断歩行者が同時に1つの横断歩道を利用することになるため、かなり複雑な取り扱いが必要となる。本モデルでは、ビデオ画面からの定性的な解析に基づいて、横断歩道の起点から4.5m(1.5車線相当の幅員)の範囲に横断歩行者がいなければ、左折車は横断歩道を通過できるという形でモデルを簡略化した。

(3) シミュレーション結果の検証

本シミュレーションモデルの一車線流入部の交通現象の再現性と交通容量の計算結果の精度を検証するために、実測データから算出した交通容量の値とシミュレーションに基づいた計算値とを比較検証した。交通容量の実測値は、飽和していた1時間帯を抽出し、この1時間帯で流出した総合計台数として算出した。したがって、この実測値は、実1時間あたりの最大さばけ台数としての交通容量値を表している。シミュレーションに基づいた交通容量の値は、実測データを収集した流入部と同一の条件(流入部幅員、交差道路の幅員、右折率、左折率、大型車混入率、対向交通量、横断歩行者交通量)を入力してシミュレーションを実行し、実測値の場合と同様に実1時間あたりの最大さばけ台数として算出した。実測値とシミュレーションの計算値とを比較した結果を図-8に示した。この図から1流入部を除いて実測値とシミュレーションの計算値とが非常によく一致していた。シミュレーション値に比べて実測値の方が高かった流入部は、交差道路が鋭角に交差し隅角部の半径が非常に大きい構造となっていた。本シミュレーションでは、幾何構造の条件を標準的な

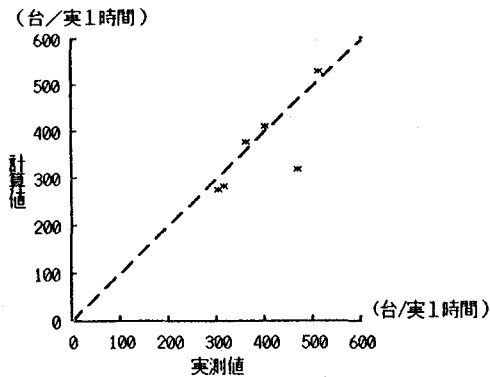


図-8 シミュレーションの計算値と実測値の比較

直角交差として実行したため、実測値と計算値に乖離が生じたものと考えられる。

上記の結果から、本シミュレーションモデルが一車線流入部の交通現象をかなりの程度再現できる構造をもっていることが明らかとなった。

4. シミュレーションによる一車線流入部の交通容量解析

(1) シミュレーションの演算条件

シミュレーションは、表-2に示す演算条件によって実施した(演算ケースの総数は972ケースである)。表-2の演算条件は、一車線流入部の影響

表-2 シミュレーションの演算条件

影響要因	演算条件	ケース数
右折率(%)	0.5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50	9
流入部幅員(m)	3.0, 3.5, 4.0, 4.5, 5.0, 5.5	6
サイクル長(秒)	60, 90, 120	3
対向交通量(台/時)	0, 200, 400, 600, 800, 1000	6

要因をすべて取り込む膨大な演算ケースとなること、通常の交差点では右折車の影響が発生することが多く、右折車に関連する要因を組み入れることが实际的であると判断して設定した。表-2以外の条件は以下に示す値に固定してシミュレーションを実施した。

①対象流入部

交通量=1000台/時、左折率=10%、大型車混入率=10%

(交通量は、常に対象流入部が飽和状態になるように設定した。)

②対向流入部

右折率=10%、左折率=10%、大型車混入率=10%

③車種

大型車と小型車の2車種

④車両の諸元

大型車：幅2.5m、長さ8m

小型車：幅1.7m、長さ4.7m

⑤信号制御条件

スプリット=50%、2現示制御(損失時間=10秒/サイクル)

⑥横断歩行者

歩行者交通量=400人/時、歩行速度=1m/秒

⑦その他

交差道路の幅員=6m、横断歩道の幅員=4m

本シミュレーションは、パーソナルコンピュータ NEC PC9801-RA上で実行し(用いた言語はFORTRAN)、実1時間を再現するのに約1分で演算することができた。

(2) シミュレーションによる解析結果

本研究では、表-2の演算条件で示したように、流入部幅員、右折率および対向交通量、サイクル長の4つの要因をそれぞれに変化させ(他の要因は固定)、これらの要因相互の影響がどのように交通容量の値を低下させるかという点に着目して解析を行った。その解析結果の例を以下に示す。

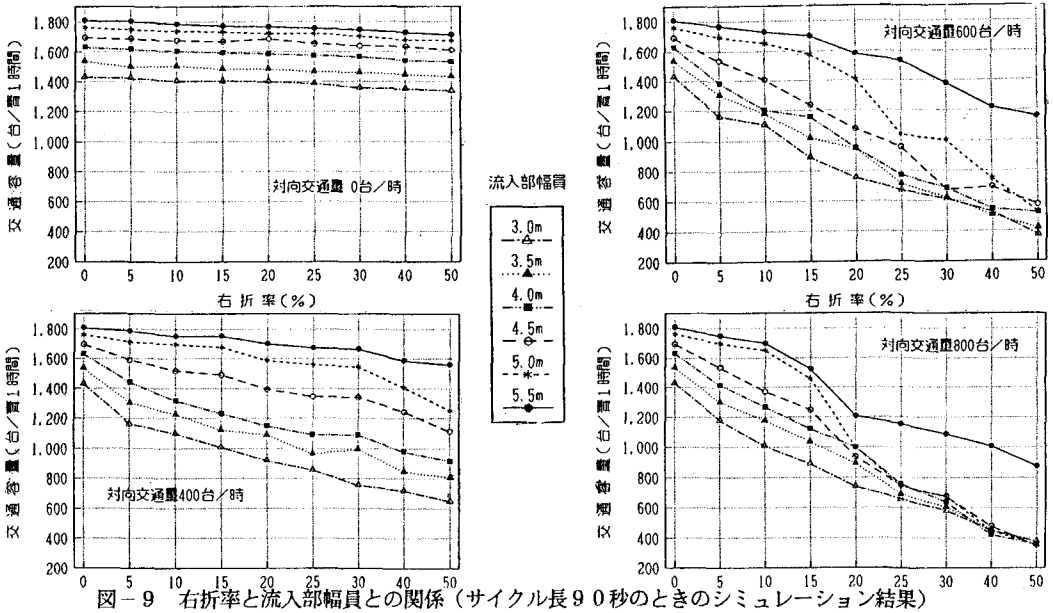
① 流入部幅員、右折率および対向交通量の関係

図-9は、右折率と交通容量との関係を流入部幅員別に示したものである。右折の影響は対向交通量に応じてその影響度が変化するため、対向交通量(0、400、600、800台/時)毎に示した。図-9はサイクル長を90秒にしたときの結果である。

対向交通量が0台/時のときは、右折率を増加させるにつれて、各流入部幅員ともにほぼ一定の勾配で交通容量は減少しているが、その減少は僅かである。交通容量の値の減少は、本モデルで設定した右折車の車頭時間の値が反映したものである。

対向交通量が400台/時のとき、右折率の増大にともなって交通容量の値が減少し、交差点内で停止した右折車による影響が表れている。この影響は、5m以上の流入部幅員ではあまりみられないが、4m以下の幅員の場合は5m以上の幅員と比べて、交通容量の値が減少する度合いが大きい。

対向交通量が600台/時になると、交通容量の減少傾向はかなり異なった様相を示す。右折率が20%までは、5m以上の流入部幅員の交通容量の値に大きな減少はみられないが、4.5m以下の幅員



ではかなり低下している。右折率が20%を超えると、流入部幅員5mでの交通容量の値が大きく低下し、5.5mの流入部幅員と5.0m以下の幅員との間に大きな差が生じている。また対向交通量400台/時のときと比べて、右折率が增大するときの交通容量の値が低下する度合いが大きい。

対向交通量が800台/時の場合は、対向交通量600台/時のときにみられた傾向がより顕著に表れてくる。右折率が20%を超えると、5m以下の流入部幅員の交通容量の値にほとんど差がなくなり、5.5mの流入部幅員との間によりいっそう明確な相違が生じている。

② 流入部幅員、サイクル長、対向交通量の関係

図-10は、流入部幅員とサイクル長（60、90、120秒）の関係を対向交通量別に示したものである。図-10は右折率を20%にしたときの結果である。

対向交通量が0台/時のときは、現示の切り変り時にさばける停止右折車が存在しないため、サイクル長毎の交通容量の値に差はほとんど表れない。

対向交通量が400台/時のとき、サイクル長が60秒と、90、120秒との間で交通容量の値に差が表れ、この差はいずれの流入部幅員でも生じている。流入部幅員が広くなるにつれて交通容量の値が増加する度合は、各サイクル長ともほぼ一定である。

対向交通量が600台/時になると、いずれの流入部幅員でも各サイクル長間の差が明確に表れてくる。流入部幅員が広くなるにつれて交通容量の値が

増加する度合は、対向交通量400台/時のときにみられたような一定の傾向を示さなくなる。サイクル長が90秒と120秒の場合、流入部幅員が4.5mまでは交通容量の値はあまり変化せず、4.5mを超えると大きく増大している。

対向交通量が800台/時になると、サイクル長が60秒のときは、流入部幅員が広くなるに応じて交通容量の値がほぼ一定の割合で増加していくが、90秒と120秒の場合は、流入部幅員5.0mまで交通容量の値がほとんど変化していない。またサイクル長60秒と、90、120秒との間で交通容量の値に大きな差が生じている。

上記のサイクル長間の相違は、サイクル長が短いほど1時間あたりのサイクル数が多くなり、現示の切り変り時にさばける右折車の台数はサイクル長が短いほど多いこと、またサイクル長が長く青時間が長くなるほど、停止右折車の後続車両に及ぼす影響が大きくなり、青時間が実質的に有効に使われなくなることの2点が相乗的に作用していると考えられる。

上記の結果から次のことを指摘することができる。

1) 対向交通量400台/時以下と600台/時以上の場合とで、交通容量の値に及ぼす右折の影響は、異なる。

2) 対向交通量が400台/時程度のレベルでは、右折の影響は4m以下の流入部幅員のとき大きく表れるが、5m以上の幅員の場合には小さい。対向交通量がこのレベルにあるとき、サイクル長間の交通容量の値の差は大きくない。

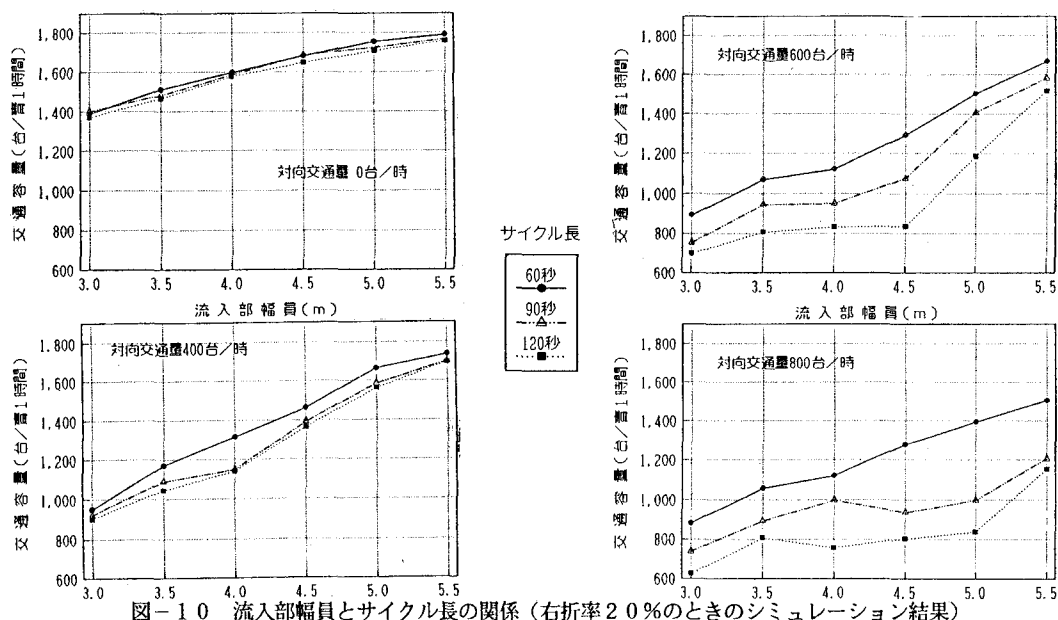


図-10 流入部幅員とサイクル長の関係 (右折率20%のときのシミュレーション結果)

3) 対向交通量が600台/時以上のレベルにある場合、右折率が20%を超えると、5mの流入部幅員と4.5m以下の流入部幅員との間に交通容量の値の差があまりみられなくなる。対向交通量がこのレベルにあるとき、サイクル長の長さによって交通容量の値が大きく異なり、サイクル長が短いほど交通容量の値は大きい。

5. おわりに

本研究で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

1) 一車線流入部の交通容量の値は多車線流入部に比べて低く、変動幅も大きい。このことから、一車線流入部の交通容量は、多車線流入部の交通容量とは別個に取り扱う必要がある。

2) 一車線流入部における直進小型車のみの交通容量(飽和交通流率)も多車線流入部の場合と比べて低く、この値は、流入部の幅員の影響を受ける。

3) 本研究で実測した交差点の範囲において一車線流入部の交通現象をかなりの程度再現できるシミュレーションモデルをパーソナルコンピュータ上で開発することができた。

4) シミュレーションによる交通容量解析の結果、対向交通量600台/時を境にして、右折の影響が異なることが知られた。

5) 対向交通量が600台/時を下回る場合の右折の影響は、4m以下の流入部幅員のとき大きく表れるが、5m以上の幅員があればその影響は小さい。

このとき、サイクル長毎の交通容量の値に大きな差は生じない。

6) 対向交通量が600台/時以上の場合、右折率が20%を超えると、5m以下の流入部幅員の間で交通容量の値に大きな差はみられなくなり、これらの流入部幅員と5.5mの流入部幅員との間に大きな差が生じる。対向交通量がこのレベルにあるとき、サイクル長による影響が大きく表れ、サイクル長が短いほど交通容量の値は大きい。

本研究をとおして、流入部幅員、右折車および対向交通量、サイクル長が一車線流入部の交通容量に及ぼす影響についてかなりの程度明らかにすることができたが、左折と横断歩行者の影響について十分な解析を行っていない。今後の課題として次の点があげられる。

本シミュレーションモデルでは左折車と横断歩行者の交錯現象を、十分な実測データに基づかないでかなり簡略化して取り扱った。この交錯現象を再現するモデルをより多くの実測データに基づいて改良し、より一般化したシミュレーションモデルにしておく必要がある。

<参考文献>

- 1) 交通工学研究会：道路交通容量検討資料集，昭和61年3月
- 2) 高橋利宗：信号交差点における一車線流入部の交通容量解析，昭和63年，東京都立大学修士論文
- 3) Highway Capacity Manual, Special Report 209, Transportation Research Board, 1985