

信号交差点における発進モデルに関する基礎的研究

広島大学 工学部 正員 工時 門田 博 知
日本道路 K.K. 山口 泰 久
広島大学 大学院 学員 O 福田 和 國

§1 よろこぎ

本研究は信号機により制御される道路網の交通流に関する一連の研究のうち、最も基礎的な研究の一つである。広域交通管理と行なうことは都市街路の交通混雑緩和策の一つとして有効であることは疑い余地はない。交通管理のために微視的(車と一台毎に表現する)モデル、巨視的(車数台をまとめたとして現れる)モデルが研究されてきたが、巨視的モデルがよく用いられている。道路を数メートルブロックに区切り、ブロックに入っている台数によって車と表示する。したがって距離はブロック長によって量子化され、各ブロック内で各々の車の平均速度を判定し、ブロック相互間で車を移動させる方法である。著者は微視的・巨視的モデルの適用性について検討を加え、これまでの巨視的モデルを更に一般と精度の高いものにする必要があると考えている。また都市街路の交差点処理は大きな課題であり、信号制御の最適化のための基準として、停止回数、停止のための遅延回数の最小、交差点容量の最大、待ち行列の最小化などが考えられている。これらの研究の基礎として交差点における交通流の特性を把握し、解析的な研究と行なうことは大切である。著者はまず赤・青信号によって交差点附近に停止し、待ち行列をなしている車の発進モデル(交差点流入モデル)について、観測結果をもとに簡単な仮定を設け、微視的モデルを考えて、これまでの研究・観測結果と対比させるところ、非常によく合致することを確認したので、ここに発表して批判や助言を仰ぐものである。

§2 交差点流入状態観測

(1) 地 点 広島市大平町広島バイパス大平町交差点。

交差点の平面図を図1に示す。

(2) 観測方法 95mm連続写真撮影(ニコンモータードライヴ下-250)を使用し、毎秒1コマ撮影

(3) 観測日時 44.12.17(木) 2.30~3.00 p.m., 12.19(金) 10.30~11.00 a.m.

12.20(土) 11.00~11.30 a.m., 12.29(木) 8.30~9.00 a.m.

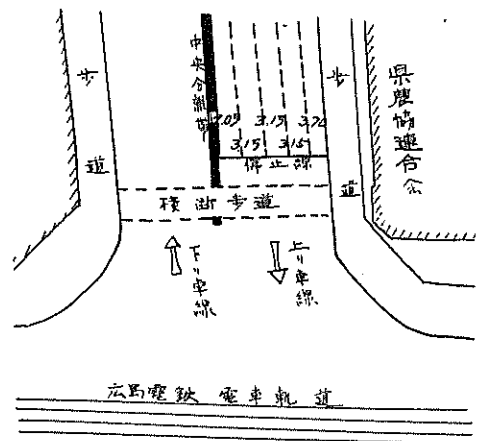
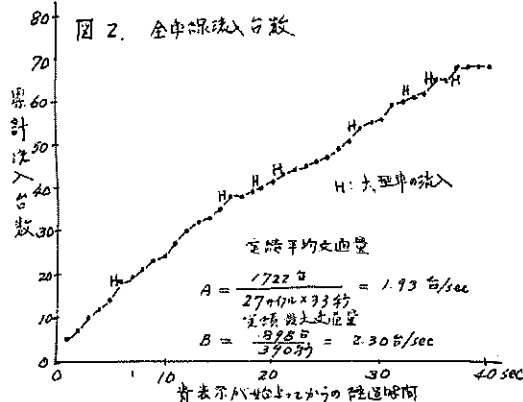


図1. 広島バイパス大平町交差点平面図

(4) 観測結果 図2に全車線流入台数(停止線と横切り交差点内に入る)と信号が青表示になってからの時間の関係を示している。H印は大型車の流入を示し、大型車の流入によって明らかに勾配の変化がみられる。

5.3. 発進流入モデル

いま一車線に対して検討を加える。n台目の車は青表示直前には $(a+b)(n-1)$ の距離に停止していて、前車が開始して、反応時間 t_0 だけ遅れて加速度 α で発進し、停止線と横切るまでは等加速度運動と続けるものと仮定すれば、青表示になってからn台目の車が停止線と通過するまでに要する時間 T_n は

$$T_n = nt_0 + \sqrt{\frac{2(a+b)(n-1)}{\alpha}} \quad \dots (1)$$

ここに t_0 は反応遅れ時間、 $a+b$ は停車時の車頭間隔、 α は発進加速度。1) 式の t_0 , $a+b$, α は乗用車、大型車(トラック・バス)によって異なる値をもつ。観測値を用いて最小二乗法により乗用車、大型車のみの場合について、それぞれ

$$T_{Fn}(\text{乗用車}) = 1.407n + 1.686\sqrt{n-1} \quad \dots (2) \quad \text{ここへ } a+b = 5^m, \alpha = 1.137^m/\text{sec}$$

$$T_{Fn}(\text{大型車}) = 3.468n + 2.113\sqrt{n-1} \quad \dots (3) \quad \text{ここへ } a+b = 9^m, \alpha = 1.008^m/\text{sec}$$

が与えられ、図4に観測値とよく一致することが示されている。また車頭時間間隔は(1)式から、n台と(n-1)台の間隔は

$$\Delta T_n = t_0 + \sqrt{\frac{2(a+b)}{\alpha}} \{ \sqrt{n-1} - \sqrt{n-2} \} \quad \dots (4)$$

$$\text{観測から } \Delta T_{Fn} = 1.407 + 1.686(\sqrt{n-1} - \sqrt{n-2}), \Delta T_{Fn} = 3.468 + 2.113(\sqrt{n-1} - \sqrt{n-2})$$

となり、図5に実線で示した。観測値とよく一致している。

また大型車の交差差流入の普通乗用車換算当量は(2)と(3)式から容易に求められ、図6の実線で示される。観測値とは多少異なっている。計算値は最大値を示すものであるにも拘らず0~19秒までは観測値が大きくなっているが、右折車線や混雑時には6車線(平面交差点では5車線)に利用されることなどの影響であろう。さらに図7に交差差流入部と交差差間の交通流特性の1つの例示として2変における10秒間の通過台数の頻度を示した。これからこのままで述べておき特性がうかがえる。

5.4. むすび

本発表では交差差区間への微視的流入モデルを提案し、これまで発表されている交差差流入特性がこのモデルによってよく説明ができること、大型車当量についても理論的に示すことのできる(直進車に對して)ことを明らかにしたが、今後はその後の車行動態に着目して微視的なモデルから信号制御に便利な巨視的モデルの提案に進む予定である。その後に入通化の評価基準についても検討してゆきたいと考えている。

参考文献・越正毅(組)：信号交差差交通流量。・米谷・渡田・天利：交通工学。・H.C.M. 1965年15号。
・米田・米本：道路交通における大型車の換算係数について。・計測制御学会合同研究部：都市交通の計測制御技術のシンポジウム

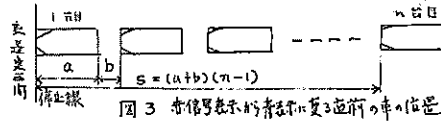


図3 青信号表示の直前にあるn台目の車の位置

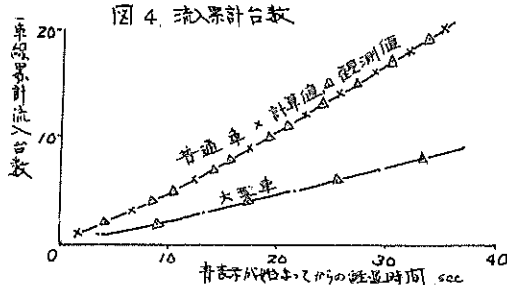


図4 流入累計台数

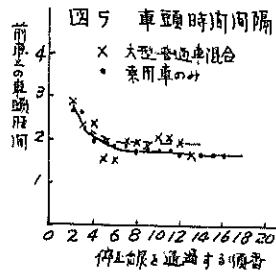


図5 車頭時間間隔

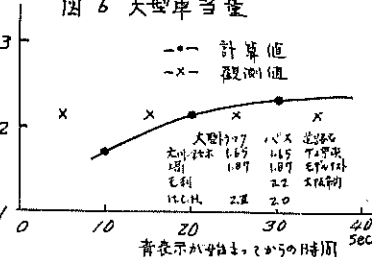


図6 大型車当量

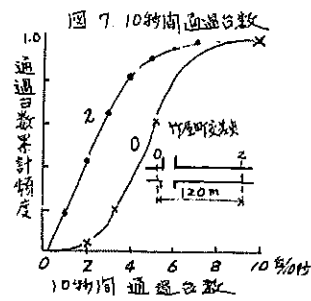


図7 10秒間通過台数