

宮崎大学工学部 正員 藤本 廣

學生員 杉 山 博 二

同 0 中 測 康 幸

まえがき

一般に、街路の交通容量が主として信号交差点の容量に左右されるということは、周知の事実である。従って、街路交通容量の算定に当っては、信号交差点の容量の合理的な算定方法を確立する必要がある。ところで、この観点からこの種の問題に関する基礎的な従来の研究方法を見ても、(1)信号周期の決定方法に関する研究と、(2)信号周期は与えられているものとして、交差点交通容量を交通流の車頭間隔の面から解析的に求めんとする方法、の2種又は2段階に大別されるようである。(1)については、歩行者の横断時間、隣接相交差点間隔、曲進交通の影響などの問題がある。これに対する研究の代表的なものとして、曲進交通の影響は考慮されていないが、例えば、毛利、福田の研究がある。(2)については、理論的に交通現象を(a) Traffic dynamics, (b) Kinematic Wave, (c) Random flow のいずれかに基礎をおいて解析する方法があるが、交差点の交通現象は、無交差部交通流とは異なり、(1)で述べた諸要因の影響があり、交差点容量の合理的な算定方法は未だ確立されておらず、今のところ、交通流に連行性を生じた場合に複合ポアソン分布の適用性を考慮し、枝村、稲見の研究²⁾を利用して、その時の車頭間隔分布に基づいて交差点容量を解析に渡辺の研究³⁾が見られるくらいである。しかしながら、いづれにしても、系統的に(1)と(2)を通じて一貫して交通容量を求めんとした研究は見られず、現状では(1)と(2)の研究が各段階毎に個別に行なわれていて、その間の相関性は全く考慮されていない。

折、(1)と(2)の段階を個別的にみた場合でも、たとえば、(1)についての代表的な研究と思われる文献¹⁾の場合でも、信号周期の決定に当っての停止車輛の発進に要する出発時間の設定があまりに単純すぎるとい難点があり、一方、(2)については、曲進交通による容量低下が最終的に考慮しなければならないものの、容量算定の基礎となる限界車輛間隔に計算に必要な制動停止距離の定義にあいまい点があり、さらに、街路交通の特性として、隣接交差点間隔の影響が全く考慮されていないなどの問題点がある。

そこで著者は、街路交通量の解析に当って、上述のような問題点を指摘した上で個々の段階的な解析に見られる不合理な点を是正して、(1)と(2)の統一的な相関性を考慮に入れた解析方法の確立を意図した。即ち、本文で著者は、まず、歩行者優先と基本条件とした場合の合理的な信号周期の決定方法を考察提案し、次に、その周期に基づいて信号交差点間隔の影響を考慮して停止車輪長とその発進現象にTraffic dynamicsの理論を適用し、さらに、限界車頭間隔の定義を明確にして街路交通容量の算定の確立のための解析を試みた。その結果、曲交交通の影響による容量低下にまで論及出来るが、一応、実用的な容量の算定方法を提案しうるまでになったので、ここに、その解析過程と算定方法を説明し、さらに、富山市橋通りにおける実例データによる数値計算例を示すことにした。

1. 基本理論

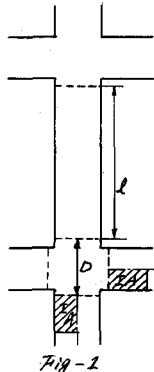
<1-1> 信号周期の決定

信号周期決定の原則として歩行者優先という考え方によって信号周期を決定するので、まず歩行者の横断時間により赤時間を決定。ここで次に、交差点の規模などによって適当な黄時間を定め、最後は一周期の信号時間から赤と黄の時間を引いたものを青時間とする。

(a) 赤時間[Red]の決定: 赤時間は、歩行者の横断時間とするので、次式を使用する。

$$R(t) = W_{1,2} + 2(K_5 - 1) \dots \textcircled{1} \quad \therefore W: \text{道路の幅員}, K: \text{一周期の平均横断車数}$$

(b) 黄時間 $\{Y(t)\}$ の決定: 交差点の長さ (D) が小さくなると黄信号時間も短くしなければならぬし、



また、車の制動距離や右折車の影響などを考慮して費時間と足るべきであるが、経験的に5秒以上は好しくない⁴⁾ので、ここでは、5秒とした。

(C) 青時間 $[G_w]$ の決定：上述のように信号一周期の時間から、黄と赤時間を引いたものを青時間とする。

<1-2> 交差点間隔による停止可能台数 (N)

交差点間隔を l とすると、赤時間内に停止出来る車輛長は、 l 以上になることは出来ない。今、換算平均車長を α (後述)、停止車輛平均間隔を a とすると、一台の車が停止するに必要な長さ Σ (Σ_0)は、 $\Sigma_0 = a + \alpha$ 、先頭車のみ a は必要ないから、 N は、 $N = (l + a) / (a + \alpha) \cdots \cdots \textcircled{2}$ となる。 a は文献¹⁾に求める方法をそのまま使用すると、 $\alpha = \sum f_i \cdot l_i \cdots \cdots \textcircled{3}$ で与えられる。

ここで、 l_i ：車種別の平均車長、 f_i ：車種別の混合率である。

<1-3> 赤時間 $[R_w]$ に停止する車輛数 (N)

今、限界車頭間隔 (Σ_0) を保つて速度 v で走行している車が、 R_w の時間に停止する車輛数を N_{w0} とすると、 N_{w0} は、次の式で示される。 $N_{w0} = \bar{u}_0 \cdot \eta \cdot (R_w - t_0) / \Sigma_0 \cdots \cdots \textcircled{4}$ 　　ここで、 $\bar{u}_0$ ：空間平均速度、 η ：正規化係数、 t_0 ：先頭車の反応時間である。なお、限界車頭間隔については後述する。先頭車が発進してから第 N_{w0} 番目の車が発進するまでに要する時間 (T_{w0}) は、 $T_{w0} = N_{w0} \cdot \Sigma_0 / \bar{u}_0 \cdots \cdots \textcircled{5}$ となる。

亦、先頭車が発進してから、第 N_{w0} 番目の車が発進するまでに、その後方に N_{w1} 台が停止しているとして、次の式が成立する。 $N_{w1} = \bar{u}_0 \cdot \eta \cdot N_{w0} / \bar{u}_0 \cdots \cdots \textcircled{6}$ 　　同様の2次の遅滞が生じて、総計 N 台の車が停止せられるとすると次の式が成立する。 $N = N_{w0} + N_{w1} \cdots \cdots \textcircled{7}$

式 $\textcircled{7}$ において、 $N_{w0} = N_{w1} = N_{w2} = \cdots = N_{wi} = \cdots = (\bar{u}_0 \cdot \eta / \Sigma_0) \cdot (T_{w0} + T_{w1} + \cdots + T_{wi} + \cdots) \cdot \bar{u}_0 \cdot \eta / \Sigma_0 \cdots \cdots \textcircled{8}$

ここで $0 < \eta \leq 1$ 。ここで、 $N_{wi} = \bar{u}_0 \cdot \eta \cdot T_{wi} / \Sigma_0$ 、 $T_{wi} = \Sigma_0 \cdot T_{wi} / \bar{u}_0$ 。これから、回の赤時間により停止する車の総数 (N) は、 $N = N_{w0} + N_{w1} = \bar{u}_0 \cdot \eta \cdot (R_w - t_0) / (1 - \eta) \cdot \Sigma_0 \cdots \cdots \textcircled{9}$ となる。ただし、 N は、<1-2>で求めた N に対して $N \leq N$ の関係が成立しなければならない。また、限界車頭時間 (Σ_0) については、 $\Sigma_0 = t_0 + v/\beta + L/v \cdots \cdots \textcircled{10}$ (ここで、 t_0 ：反応時間、 v ：速度、 β ：減速度、 L ：車長に若干の余裕長を加えたもの)と表わしているが、この式 $\textcircled{10}$ の右辺第2項については、制動停止時間 (t_A) を求める際に、制動停止距離 $\bar{L}$ として、 $\bar{L} = v \cdot t_A$ 、 $v = 2\beta \bar{L}$ の2式により、 t_A と $t_A = v/2\beta$ と求めている

が、これは、 $\bar{L} = v \cdot t_A$ と $\bar{L} = \frac{1}{2} \beta t_A^2$ として求めた方が合理的と思われる。したがって、本文では、 Σ_0 を $\Sigma_0 = t_0 + v/\beta + L/v \cdots \cdots \textcircled{10}$ で表わすことにした。以上は、単一車種の場合であるが、混合交通では、混合率 (f_i) より、次のように修正する必要がある。すなわち、 Σ_0 は、 $\Sigma_0 = \sum f_i \cdot \Sigma_{0i} \cdots \cdots \textcircled{11}$ とする。

<1-4> 青時間 $[G_w]$ に交差点へ流入する流入台数 (n)

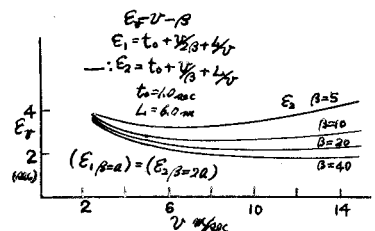
赤信号で停止した車輛 (n_1) 台が交差点に流入する場合は、 n_1 台目が交差 Fig-2

点に④定速で流入する場合、⑤加速しながら流入する場合、の2つの場合が考えられるので、この④、⑤の場合についてそれぞれ交差点に流入する台数を求めることにする。

④ n_1 台目が定速で流入する場合： n_1 台目が交差点に定速度 (v) で流入するに必要な時間 (G_{w1}) は、次の式で表わされる。

$G_{w1} = t_0 + (n_1 \cdot \Sigma_0) / \bar{u}_0 + [1/2 \cdot \alpha \cdot (n_1^2) / v] + v/\alpha = t_0 + n_1 \cdot \Sigma_0 / \bar{u}_0 + n_1 \cdot \Sigma_0 / v + v/2\alpha \cdots \cdots \textcircled{12}$ 　　ここで、 α ：制限速度、 α ：加速度であり、これは、<1-2>で示した換算平均車長を求める式と同じ式で求めることにした。上式の5項、1/2の式で求められる。 $n_1 = [G_{w1} - t_0 - v/2\alpha] \cdot \bar{u}_0 \cdot v / (\bar{u}_0 + v) \cdots \cdots \textcircled{13}$ 　　また、一回の赤時間により停止した車輛のうち n_1 台をさげくたぬには少なくとも G_{w1} の時間が必要であるとすると、実際の青時間 $[G_w]$ は、 $G_w \geq G_{w1}$ でなければならぬ。次に、 n_2 台目が流入してしまつた後、交差点に流入する車輛も限界車頭時間 (Σ_0) を保ち、定速度 v で走行しているものとすると、残りの $[G_w - G_{w1}]$ の時間内に流入する車輛 (n_2) は、次の式で示されることになる。 $n_2 = [G_w - G_{w1}] / \Sigma_0 \cdots \cdots \textcircled{14}$ 　　したがって、この場合の求めらる n は、次の式で示される。 $n = n_1 + n_2 = [G_w - G_{w1}] / \Sigma_0 + [G_{w1} - t_0 - v/2\alpha] \cdot \bar{u}_0 \cdot v / (\bar{u}_0 + v) \cdots \cdots \textcircled{15}$

⑤ 停止車輛 n_1 台目が加速しながら流入する場合：制限速度を v 、加速度を α 、そして、 $t_A = v/\alpha$ とすると、 $n_1 \cdot \Sigma_0 \leq \frac{1}{2} \alpha t_A^2$ 、

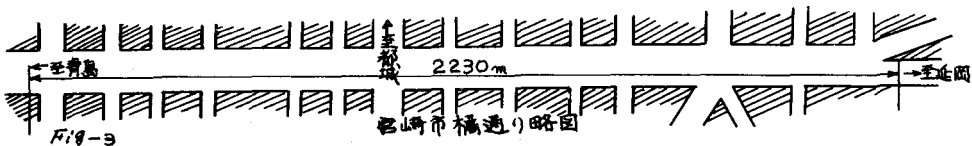


なる関係が成立しなくてはならない。また、 $G(t) \geq t_0 - t_1$ (後述) である必要から、停止車輛の N 台目の車が交差点に流入するに要する時間を t_0 とおくと、 $t_0 = t_0 + \tau_1 \varepsilon_0 / \varepsilon_0 + (2\tau_1 \varepsilon_0 / \alpha) \dots$ ⑦ であり、また、流入に際しての速度を v_1 、そのときの速度が $v = 0$ から $v = v_1$ となるまでの時間を t_1 、 $(t_0 - t_1)$ 時間に v_1 と v_1 の間の速度で加速し、この交差点に流入する台数を N_{01} とし、さらに v_1 と v_1 の間の速度の車は、 v_1 と v_1 の中間の速度で ($v_1, v > v_1 > v_1$) 流入すると仮定して、 v_1 の限界車頭時間を ε_{01} とおくと、 N_{01} は、 $N_{01} = (t_0 - t_1) / \varepsilon_{01} \dots$ ⑧ である。次に、 $(t_0 - t_0 - t_1) - t_1$ 時間以後の流入台数を N_{02} とおくと、 $N_{02} = (4\alpha - (t_0 - t_1) - t_1) / \varepsilon_0 \dots$ ⑨ である。したがって、求める N は、二つの場合は、 $N = N_{01} + N_{02} = N_1 + (t_0 - t_1) / \varepsilon_{01} + (4\alpha - t_0 - (t_0 - t_1) - t_1) / \varepsilon_0 \dots$ ⑩ となる。ただし、⑧、⑨ のどちらの場合でも、 N の最大値は $\bar{N}$ に等しく、 $N \leq \bar{N}$ である。よってこの N を基礎として交差点容量が計算されることになる。

以上の解析では、曲進車輛の影響を全く無視しているが、その影響については、現在、別途に考慮中である。

2. 実験による検討

上述の基礎理論を検討するために、宮崎市橋通りでの実験値を採用して数値計算を行なった。



(1) 計算に必要な信号周期は、宮崎市橋通り三丁目交差点の信号現示時間 ($84 = R(t) + Y(t) + G(t) = 37 + 4 + 43$) を用いることにした。この道路の幅員は、22.2m である。また、橋断歩行者については、近くにデパートが建っており、日曜日が最も多いため、日曜日 (午後1:30 ~ 4:30) に行った、330 回の実験値から平均値 (そこで $K=3.8$) を求めて採用した (Fig-4(a), Fig-4(b) 参照)。この K に対する $R(t)$ は、Fig-5 より 32 秒となり、 $Y(t)$ は 5 秒とすると、 $G(t)$ は 47 秒となる。

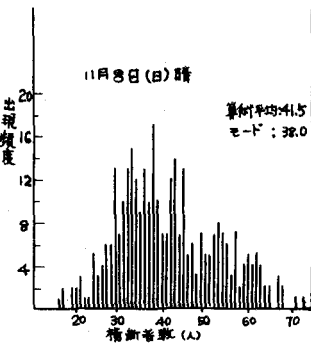


Fig-4(a)

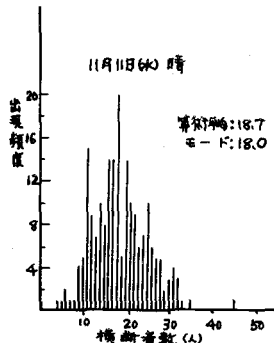


Fig-4(b)

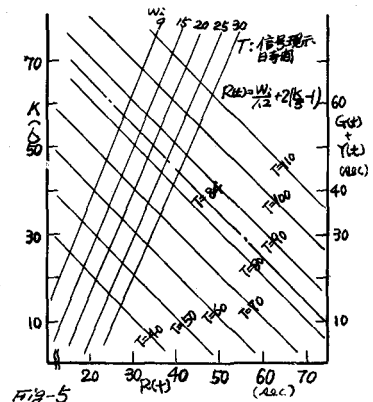


Fig-5

(2) 次に、交差点間隔による停止可能台数 ($\bar{N}$) を求める。換算平均車長を求めるために、四日間の実験による平均混合率 (Fig-6) を求めると、大型車が 4%、中型貨物車が 2%、バスが 16%、普通車が 56%、軽自動車と軽二輪車が 19% という結果が出た。また、車種別の平均車長は、交通量の換算係数の値を用い、普通車を 4.5m とした。そして、停止車輛平均間隔 (α) については、写真観測により求めた。その結果、 $\alpha = 5.31m$ 、 $\alpha = 1.77m$ となり、停止車輛車頭間隔は、 $\varepsilon_0 = 7.08m$ となる。故に、式⑩より、 $\bar{N} = (1 + 1.77) / 7.08$ となる。これに、交差点間隔 $L = 100m$ とすると、Fig-7 より $\bar{N}$ は 16 台となる。

(3) 3 番目に、未時間 $R(t) = 32$ 秒に停止する車輛数 (N) を求めるために、空間平均速度を整理し、 $6.5 km/h$ とし、速度 v は、制限速度 40 km/h とし、先頭車の交差時間 t_0 は、1.0 秒とすれば、正規化された密度 q は、 $q = \frac{\varepsilon_0}{L}$ となり、 $q = 0.25$ となる。したがって、 N は、Fig-8 より 10 台となる。求めた N 、 $N \leq \bar{N}$ を満足する。

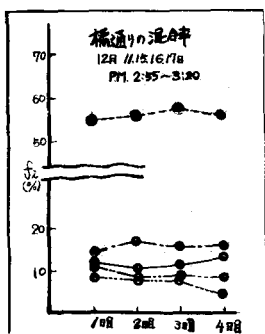


Fig-6

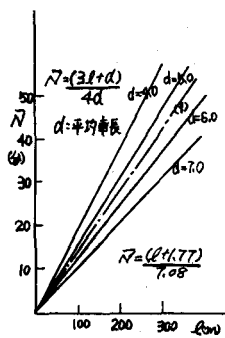


Fig-7

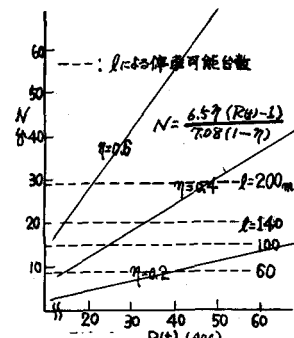


Fig-8

(4) 最後に、車が交差点に流入する時に停止車両の最後尾の車が加速であるが、加速して流入する時に、流入台数が異なるので何れの場合であるかを定める必要がある。そのために、停止車両台数を N とし、総停止車両長 (l_0) は、 $l_0 = N \cdot l_0$ で示されるので、(3)より N は心算であるから、 l_0 は、約 70 m とする。平均加速度については、換算平均車長を求め式を用い、各車種の加速度を、バスを 0.36 m/sec^2 、貨物車を 0.32 m/sec^2 、乗用車を 1.0 m/sec^2 とすると、 α は、式(3)より、 $\alpha = 0.94 \text{ sec}^{-2}$ とする。よって、Fig-9 より $t_0 = 11.8$ 秒、 l_0 は、約 66 m とする。この場合は、(2-4)の④の場合に相当する。(Rが2、 G_{00} は、 $0.4 - R(t) - Y(t) = 4.7$ 秒となるので) 流入台数 N を求めると、先づ $N_1 = N$ であるから、 G_{00} は、Fig-10 より、24秒が求められる。次に G_{00} から G_{00} を引いた残り時間 $(G_{00} - G_{00}) = 23$ 秒に流入する台数 N_{2a} は、限界車頭時間(%)が、式(2)より、2.59秒と求められるので Fig-11 より N_{2a} は、7台と求まる。以上で、結局、一車線、一サイクル当りの流入台数は、 $N = 17$ 台となる。(∵ $N = N_1 + N_{2a}$) 二れより、実際の車線数に依り一時間当りの交差点交通容量が計算されることになる。(以下計算省略)。

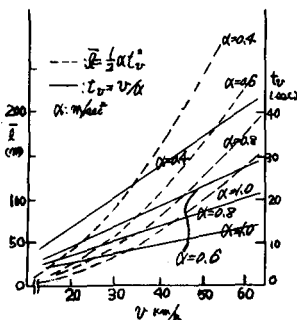


Fig-9

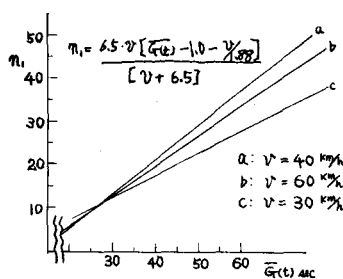


Fig-10

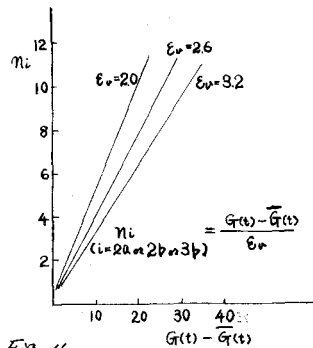


Fig-11

おわりに

以上、簡単に交差点交通容量の合理的な方法と、実験データに基づく計算例を示したが、この計算では、曲進車の影響を全く考慮していないので、この点について、今後、検討する必要がある。その結果については、次の機会に報告する予定である。

参考文献

- 1) 例え 毛村、福田：停止車両延長に制限のある場合の合理的な信号周期の決定方法について、第6回日本道路学会論文発表、昭和37年3月
- 2) 例え 渡辺新二：信号交差点の交通容量に関する基礎的研究、土木学会論文発表、第79号、昭和37年3月 (P.35~44)
- 3) 例え 相見：進行性を考慮した分布の交通流入への適用について、第3回日本道路学会論文発表
- 4) 信号機設置運用マニュアル、交通工学研究会編 (1974)
- 5) 交通工学：米谷、渡辺、毛利共著、オーム社。