

宮崎大学工学部 正員 藤木 廣

○ 学生員 出口 近士

まえがき

一般に街路の交通容量が信号交差点の容量及び各交差点間の関連性によって決定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たっては、信号交差点容量の合理的解析方法及び各交差点間の関連性を確立する必要がある。これらの従来の研究をみると、(1)信号周期決定方法に関する研究、(2)与えられた信号周期のもとで最適オフセットを求める方法の二種に大別される。これらの研究は与えられた交通量の処理効率の向上、すなわち信号交差点の機能および配置の最適化について解析、研究したものであるが、高田・栗本⁽¹⁾や藤本⁽²⁾の研究以外には、交差点間距離を考慮に入れたものは殆んどみられない。そこで本文では藤本⁽²⁾の考え方を一部修正して、与えられた信号周期の下で交差点容量に及ぼす交差点間隔の影響やその他の要因について考察・解析し、その結果をもとに宮崎市橋通り(市役所前交差点 $\leftrightarrow$ デパート前交差点)の各交差点についてケーススタディを試みた。

1. 基礎理論

1-1 信号現示時間の決定

本文では歩行者優先の原則にたち、赤時間 $R(t)$ を次式で求めた。 $R(t) = \frac{W}{1.23} + 1.74 \left(\frac{P}{S} - 1 \right) \dots\dots (1-1)$ この式の値で 1.23 は横断歩行者の平均歩行速度 (%sec) であり、1.74 は平均行時間間隔 (sec) である。また、平均列数 S と横断歩行者数 P 、および横断歩道幅員 W との関係については別に検討しているが、まだ結論を得るに到っていないので、本文では止むを得ず上式を採用することにした。

1-2 交差点間隔における車輛停止可能台数 N_k

いま混合車種の換算平均車長と d とし、停止車輛の平均間隔を a とすると停止可能台数は次式となる。 $N_k = \frac{a+l}{a+d} \dots\dots (1-2)$ ただし、 $d = \sum f_k \cdot m_k \dots\dots (1-3)$ 、ここで f_k は車種別混合率、 m_k は車種別平均車長、 l は交差点間隔である。

1-3 赤時間及び青信号への現示切換えに伴なう発進の速度伝播時間内に停止する車輛台数 N

交通流を圧縮性流体とみなした場合、平均走行速度 V (%sec) の車群の空間平均速度と U_0 (%sec)、その標準化された交通密度と η とすると、停止によって生じる交通流の衝撃波は $C = -U_0 \cdot \eta \dots\dots (1-4)$ なる速度で後方に伝わることになる。従って先頭車の反応時間を t_r とすると、 $[R(t) - t_r]$ 時間後には交差点より $U_0 \cdot \eta [R(t) - t_r]$ の距離だけ車輛が停止し、停止車輛台数 N_r は次式で示される。 $N_r = \frac{U_0 \cdot \eta [R(t) - t_r]}{a+d} \dots\dots (1-5)$ ただし、 $N_r \leq N_k$ でなければならない。

次に信号が青に変わり、停車中の先頭車が発進してから後方 N_r 台目の車が発進するまでに要する時間 T_r は次式で示される。 $T_r = \frac{N_r(a+d)}{U_0} \dots\dots (1-6)$ 又、この T_r 時間内に (N_r+1) 台以後の車が到着した場合、 N_r 台目がまだ停止している限りは (N_r+1) 台目以後の車は停止と余儀なくされ、次式が成立する。 $N_{r1} = \frac{U_0 \cdot \eta \cdot T_r}{a+d} \dots\dots (1-7)$

同様にそれ以後の停止台数 N_{r2} は $N_{r2} = \frac{U_0 \cdot \eta \cdot T_r(a+d)}{a+d} \dots\dots (1-8)$ 、 $T_{r2} = \frac{N_{r1}(a+d)}{U_0} \dots\dots (1-9)$ で求められ、その合計を N_0 とすると $N_0 = \sum N_{ri} = \frac{U_0 \cdot \eta \cdot T_r(1+\eta+\eta^2+\dots)}{a+d} \dots\dots (1-10)$ となり、ここで η は $0 \leq \eta \leq 1$ であるので、 N_0 は次式で示される。 $N_0 = -\frac{N_r \cdot \eta}{1-\eta} \dots\dots (1-11)$

以上を考慮すると信号一周期の赤時間及び青信号への現示切換えに伴なう発進の速度伝播時間内に停止する車の総台数 N は次式で求められる。 $N = N_r + N_0 = \frac{U_0 \cdot \eta [R(t) - t_r]}{(1-\eta)(a+d)} \dots\dots (1-12)$ ただし、 $N \leq N_k$ でなければならない。

1-4 青時間 $G(t)$ における交差点への流入車輛台数

いま、現示が赤から青に変わり発進を始め青現示時間が十分な場合、街路制限速度と U_c (%sec)、加速度と α (%sec²) とすると、交差点流入時に U_c に達する車 N_c 車が速度 $v=0$ から $v=U_c$ に達する時間 t_c は次式となる。

$t_c = \frac{U_c}{\alpha} \dots\dots (1-13)$ 一方、この車の交差点に流入するまでの走行距離は $\left[\frac{1}{2} \alpha t_c^2 \right]_{t=0}^{t=t_c}$ であり、これは $N_c(a+d)$ と

等しく、 N_c は次式で求められる。 $N_c = \frac{\alpha \cdot t_c^2}{2(a+d)} \dots\dots (1-14)$ 従って先頭車が発進して、 N_c 車が流入す

るまでの時間 T_c は次式で表わされる。 $T_c = t_0 + \frac{\alpha \cdot t_0^2}{2} + t_c \dots (1-15)$ ここで $G(t)$ と T_c との関係は次の二つの場合が考えられる。(a) $G(t) < T_c$ の場合: $G(t)$ 内に交差点に流入する車輦台数 N_{i1} は次式より求められる。 $G(t) = t_0 + \frac{N_{i1}(a+d)}{U_s} + \left\{ \frac{2N_{i1}(a+d)}{\alpha} \right\}^{\frac{1}{2}} \dots (1-16)$ ただし、 $N_{i1} \leq N_c$ 、従って N_{i1} は次式で求められる。

$$N_{i1} = \left[U_s \{ \alpha (G(t) - t_0) + U_s \} - U_s \sqrt{2\alpha U_s (G(t) - t_0) + U_s^2} \right] / [\alpha (a+d)] \dots (1-17) \text{ となる。}$$

(b) $G(t) \geq T_c$ の場合: (1) $G(t) = T_c$ のとき (1-14) 式より、流入車輦台数 N_{i2} は $N_{i2} = N_c = \frac{\alpha \cdot t_0^2}{2(a+d)} \dots (1-18)$ となる。

(2) $G(t) > T_c$ のとき、 N_c 台以後流入する台数 N_{i2}' は $N_{i2}' = \frac{G(t) - T_c}{\epsilon_c} \dots (1-19)$ となる。ただし、 ϵ_c は限界車頭時間である。従って $G(t) \geq T_c$ の場合の流入車輦台数 N_{i2} は次式で表わされる。

$$N_{i2} = N_{i2}' + N_{i2}'' = \frac{\alpha \cdot t_0^2}{2(a+d)} + \frac{G(t) - T_c}{\epsilon_c} \dots (1-20)$$

図-2

2. ケース スタディー

図-1

計算に利用したデータは文献²⁾において引用された値及び昭和50年5月27日(曜日晴天)に表-1の上部に示したミウキ前交差点において観測したものを利用した。ここにその値を列挙すると次の通りである。換算平均車長 $d = 5.31^m$ 、平均停止間隔 $a = 1.77^m$ 、平均加速度 $\alpha = 0.94^m/sec^2$ 、限界車頭時間 $\epsilon_c = 2.6^sec$

反応時間 $t_0 = 1.0^sec$ 、空間平均速度 $U_s = 6.5^m/sec$ 、交通密度 $\eta = 0.25$

これらの値を用いて青信号時間 $G(t)$ における流入車輦台数 N_{i2} を式 (1-20) より

求めた結果を図-1に示した。図-2は青信号スプリット比 g/c と停止車輦台数 N 及び流入車輦台数との関係と式 (1-12)、式 (1-17, 18, 19) より求め図示したものである。

図-3は停止可能台数 N_k より、それぞれ最大周期長及び最大赤信号時間と求めたものである。稀通り交差点については計算結果より求められた諸値を表-1に表わした。ここで交差点間隔及び交差点における混雑度を表わす指数として、 I_1 、 I_2 、 I_3 、 I_p 、 I_{p2} と次のように定義し、その値を求めてみた。すなわち、 I_1 は当該交差点の一方午前の交差点の流入車輦台数 $N_{i(m)}$ からその交差点の停止車輦台数 $N(m)$ と減じたものであり、 I_2 は区間停止可能台数 N_k から停止車輦台数 $N(m)$ と、また I_3 はその交差点の流入車輦台数 $N_{i(m)}$ から $N(m)$ とそれぞれ減じた値である。 I_p は N と N_k 、 I_{p2} は N と N_k との比と百分率で表わしたものである。

3. 考察および結論

稀通り交差点というブルブを一本の管と考えると、これと交差点可能容量の見地から見れば③及び④

交差点で最大値(1050VPH)、①及び⑦交差点で最小値(840VPH)をもつ、中央に太く流出入口で

断面が細くなっている管であると考えられる。又、交差点間においては上り方向では、 I_{p2} の値が

③-④区間で小さく、流出口⑦に近づくにつれて増加している。ここで注意

すべき点は④交差点で可能容量は最大であるが、 I_{p2} の差も+29.2%と正の最大で

ある。これは同値である③交差点では I_{p2} の差が-3.4%と負であり、同値をもつ

交差点でもその状況はより異なるものと思える。下りについては④では I_{p2}

の差が-22.5%と負に、③では+8%と正の値となり、同一交差点でも方向によつて

処理能力の程度が異なる。区間混雑度と I_{p2} の値の大きい④-⑥-⑦で

考えると上りで $I_{p2} = 200.6\%$ 、下りで168%と約30%の差異がある。これは上りで

混雑度が高く、下りは相対的ではあるが混雑度が低いと言える。

参考文献: 1) 高田 繁夫: 流注信号方式による御代田交通流制御に関する一考察 土木学会論文集 第124号 昭和40年12月
2) 藤本 隆夫: 交差点間隔と赤信号時間による交差点の交通容量に 関する研究 国土交通省 昭和40年9月

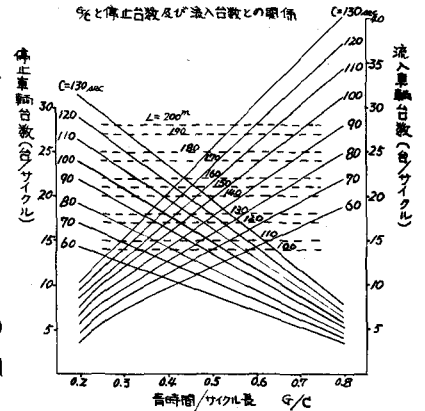
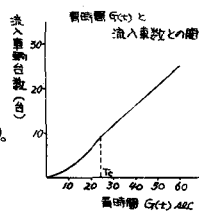


図-3

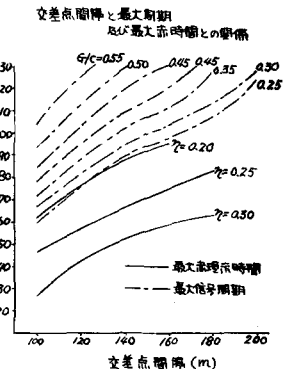


表-1

	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前	市橋前
交差点間隔 a (m)	540	190	160	170	110	120	160	180	190	190
停止可能台数 N_k (台)	76	27	22	24	25	27	22	22	22	22
青信号時間 G (sec)	120	120	120	120	120	120	120	120	120	120
青信号スプリット比 g/c	0.58	0.72	0.75	0.75	0.72	0.68	0.68	0.68	0.68	0.68
車頭時間 G_0 (sec)	69	86	90	90	86	81	81	81	81	81
車頭時間 G_0 (sec)	57	34	30	30	34	39	39	39	39	39
流入車輦台数 N_i (台/h)	840	990	1050	1050	990	930	840	840	840	840
停止台数 N	75	10	9	9	10	11	15	15	15	15
停止台数 N_k	76	33	35	35	35	35	35	35	35	35
上り車輦台数 I_1 = N_{i(m)} - N(m)	18	24	26	25	22	22	16	16	16	16
下り車輦台数 I_2 = N_{i(m)} - N(m)	17	13	15	15	5	6	7	7	7	7
上り車輦台数 I_3 = N_{i(m)} - N(m)	18	25	26	24	21	21	17	17	17	17
下り車輦台数 I_3 = N_{i(m)} - N(m)	9	12	15	6	7	7	11	11	11	11
区間混雑度 I_2 = N_{i(m)} - N(m)	13	23	26	25	23	20	15	15	15	15
区間混雑度 I_3 = N_{i(m)} - N(m)	53.6	50.3	55.7	55.7	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3	50.3
上り区間混雑度 (N_{i(m)} - N(m)) (%)	37.0	40.9	37.5	37.5	66.7	64.7	68.2	68.2	68.2	68.2
下り区間混雑度 (N_{i(m)} - N(m)) (%)	55.6	48.5	57.5	60.0	58.8	50.0	50.0	50.0	50.0	50.0