

福井大学
工学部 研究報告
第22巻 第1号
昭和49年3月

右折専用信号の効果に関する研究

本 多 義 明*・荻 野 弘**

On Effects of Exclusive Right-Turn Phasing

Yoshiaki HONDA, Hiroshi OGINO

(Received Oct. 11, 1973)

Within the last few years exclusive right-turn phasing has been installed in some signalized intersections. This paper deals with effects of exclusive right-turn phasing. At first, traffic flow measurements are carried about the intersection which is composed of two eight-lanes roads. Secondly for the model intersection which is composed of two four-lanes roads traffic volumes and right turns in which right-turn phasing takes effect are investigated by a simulation technique.

The principal findings are: (1) from traffic flow measurement dangerous right-turn are prevented by using right-turn phasing, (2) from simulation stopped time decrease, but stopped frequencies increase even for right turn vehicles, (3) when right turns is 40% exclusive right-turn phasing takes effect.

1. まえがき

交通事故、交通渋滞の多くは信号交差点で生じている。一般に狭幅員街路の交差する信号交差点では、右折車の右折待ちにより、交差点交通容量は著しく低下している。しかしながら、この種の信号交差点では右折車が流入路を閉塞するため右折専用信号の採用は好ましいとはいえず、右折禁止等の規制がとられる。一方、4車線以上の道路が交差する信号交差点では、交通条件によっては右折専用信号の採用により交通事故を減少し、交通容量を増加できる可能性がある。

信号交差点の交通流に関しては、これまでに交差点交通容量を算定する必要から多くの研究が行なわれた。しかし、それらは信号交差点における交通容量の算定

を目的として3現示の標準信号を対象としている。しかし、交通量の激増、交通渋滞の慢性化などを背景として、とくに右折率の高い交差点において、右折専用車線、右折専用信号などによる交通処理が最近実施されている。これに関して、わが国の研究は少ないが、右折専用車線に関しては Ray¹⁾ による右折専用車線の設置効果を交通容量の増加とみなした研究がある。May, Hom²⁾ らは右折専用車線を設けた場合の信号処理法を提案した。また、Kaltnow³⁾ は右折専用車線を有効に設置するための実際的设计例を発表している。右折専用信号に関しては、Mckay^{4) 5)} らが横断歩行者と車の関係、交差点交通容量などを分析して、右折専用信号を青現示の前後に現示する場合の比較を行なっている。この研究では、交通容量以外に安全性とし

*建設工学科**豊田高専

て走行軌跡の改良，横断歩行者を分析の対象としていることが特徴である。また，Gurnett⁶⁾は右折専用信号の設置について総合的な測定を行ない，右折専用信号の利点として右折車事故の減少，右折車容量の増加，走行軌跡の改良をあげている。Dickey⁷⁾は右折専用信号を用いた場合に対して，右折車および対向直進車の遅れを最小にする最適信号周期を求めるためのシミュレーションモデルを開発した。

以上のように右折専用信号に関する研究は右折専用車線の研究と関連して1964年より欧米では行なわれている。そして，右折専用現示の効果は，①右折車のために生じる同方向および対向直進車の走行軌跡が改善できる，②交差点交通容量が増加する，③右折車と横断歩行者，あるいは対向直進車との間に起る事故が減少する，ことである。これらの点は，わが国の事例はないが上述の諸研究の一般的結論といえよう。しかしながら，これらの研究はある与えられた交通条件および道路条件を前提としたものである。そのため，右折専用信号の効果が生じる交通条件（交通量，右折率，大型車混入率など），および道路条件（流入口的車線数など）については十分究明されていないのが実状である。

本報文では，まず，8車線道路の交差する名古屋市中心部の信号交差点において交通流測定を実施し，右折専用信号の有無における比較を行なう。つぎに，交通量，右折率をそれぞれ変化させることにより，シミュレーションを行ない右折専用現示の効果が生じる交通条件について考察する。なお，このシミュレーションで対象としたモデルは4車線道路の交差する交差点である。

2. 右折専用信号の効果について測定

2.1 測定の概要

この測定の目的は8車線道路の交差する信号交差点を例にとり，右折専用信号の効果を調べることである。効果としては交差点における待台数を中心的な指標とする。まず，全測定結果による概括的比較を行ない，つぎに，各サイクルごとに，右折率，交通量などの要素を入れて考察する。

測定の対象とした交差点は名古屋市中必部の栄北交差点である。交差点位置概況図は図-1に示す。このうち，効果測定の対象となる交通流は錦通りの東側流入口からのものである。また，各流入口とも隣接交差点が近いので交通流は車群を形成することが多い。

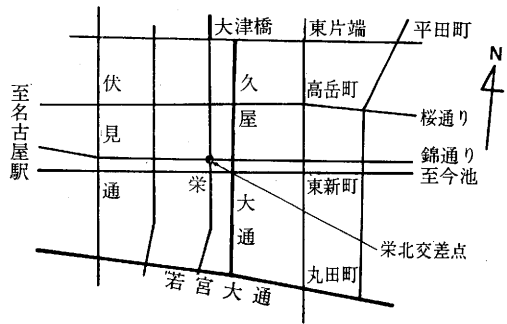


図-1 調査地点図

測定は測定点南50mの栄交差点南東角にある高さ約35mのビルの屋上から，16mmメモモーションカメラにより撮影する方法をとった。測定に使用した器材は16mmカメラ（ボレックス），メモモーション装置，バッテリー，インバーターである。測定は右折専用信号（青矢）のある場合と，右折専用信号のない通常の場合の2回にわけて行なった。前者（測定-1）を昭和47年4月11日（火），後者（測定-2）を4月18日（火）に，いずれも午前中に実施した。測定時間，信号現示時間は表-1に示す。

表-1 測定条件

		測定-1 (右折専用信号の ある場合)	測定-2 (右折専用信号の ない場合)
日	時	昭和47年4月11日(火) 10:20a.m.~11:00a.m.	昭和47年4月18日(火) 10:20a.m.~11:00a.m.
天	候	晴	晴
信号 現示 時間 (秒)	東	青:37, 黄矢:3, 赤矢:3	青:37, 黄:3, 赤:54
	西	赤:51 周期:94	周期:94
	南	青:45, 黄矢:3, 赤矢:3	青:45, 黄:3, 赤:46
	北	赤:43 周期:94	周期:94

2.2 測定の結果

a) 交差点交通量

測定-1および測定-2における交差点交通量は表-2，表-3に示す。測定-1は20サイクル，測定-2は19サイクル分のデータが得られた。いずれの測定においても大型車混入率は2%ときわめて低くなっているのので，表-2，表-3では大型車当量を2として，乗用車換算交通量として表わしている。1サイクル平均交通量は測定-1で東西流入口でそれぞれ45.5台，44.8台であるが，測定-2では49.6台，46.3台と若干増加している。なお，

表-2 交差点交通量 (測定-1)

	東 流 入 口 (台)				西 流 入 口 (台)				歩 行 者 (人)		
	左折	直進	右折	合 計	左折	直進	右折	合 計	左折	直進	合 計
合 計	73	701	136	910	134	664	98	896	30	34	64
率 (%)	8.1	77.4	14.5	100	15.0	74.1	10.9	100	46.9	53.1	100
1サイクル平均	3.7	35.1	6.8	45.5	6.7	33.2	4.9	44.8	1.5	1.7	3.2
標準偏差	2.0	7.4	1.9	7.9	1.8	7.9	2.0	9.7	1.1	1.6	2.3

注) 本表および表-3の歩行者は北流入口の横断歩行者である。

表-3 交差点交通量 (測定-2)

	東 流 入 口 (台)				西 流 入 口 (台)				歩 行 者 (人)		
	左折	直進	右折	合 計	左折	直進	右折	合 計	左折	直進	合 計
合 計	86	730	127	943	133	659	87	879	37	66	103
率 (%)	9.0	78.2	12.8	100	15.0	75.0	10.0	100	35.9	64.1	100
1サイクル平均	4.5	38.4	6.7	49.6	7.0	34.7	4.6	46.3	2.0	3.5	5.4
標準偏差	2.2	6.9	1.7	7.4	2.2	6.8	1.9	6.4	1.6	2.1	2.8

横断歩行者数は1サイクル平均3.2人, 5.4人と少なく, 右折車に対する影響は比較的少ないといえる。

b) 交差点待台数

東側流入口において信号待ちする台数を交差点待台

表-4 交差点待台数 (測定-1) (台)

	左 折	直 進	右 折	計
合 計	11	105	37	153
平 均	0.40	4.20	1.48	6.08

表-5 交差点待台数 (測定-2) (台)

	左 折	直 進	右 折	計
合 計	18	115	59	190
平 均	0.72	4.60	2.36	7.60

数とする。表-4, 表-5のように待台数については25サイクル分のデータが得られた。1サイクル平均待台数は全方向合計では測定-1が6.08台, 測定-2が7.60台であった。また, 右折待台数は1.48台から2.28台と右折専用現示の無い場合が多い。

2.3 測定結果の考察

a) 待台数比による比較

測定で得られた諸元を分析に便利のように比較したものを表-6, 表-7に示す。これらの値に基づいて, 1

表-8 1サイクル平均待台数 (東流入口)

	測定-1	測定-2
左 折	0.40	0.72
直 進	4.20	4.60
右 折	1.48	2.28
計	6.08	7.60

表-9 1サイクル平均交通量 (東流入口)

	測定-1	測定-2
左 折	3.7	4.5
直 進	35.1	38.4
右 折	6.8	6.7
計	45.5	49.6

表-10 1サイクル平均待台数比 (東流入口)

	測定-1	測定-2
左 折	0.10	0.14
直 進	0.11	0.11
右 折	0.18	0.25
計	0.12	0.13

サイクルの平均待台数を計算したのが表-8である。また1サイクルあたりの平均交通量は表-9で示されるか

表-6 測定-1 諸元

サイクル	右折台数	右折待台数	右折(注)待台数比	右折率(%)	全待台数	全待台数比	対向交通量	全流入交通量
1	4	0	0	18	2	0.08	11	22
2	5	1	0.17	9	6	0.10	27	54
3	9	0	0	16	10	0.15	36	56
4	4	0	0	9	0	0	31	46
5	7	0	0	15	3	0.06	47	47
6	5	0	0	11	4	0.08	34	44
7	5	1	0.17	12	7	0.15	36	41
8	6	1	0.14	17	5	0.13	27	34
9	9	2	0.18	19	2	0.04	38	49
10	5	3	0.38	10	11	0.19	30	48
11	9	5	0.36	19	13	0.21	34	48
12	10	5	0.33	17	17	0.22	27	59
13	7	3	0.30	16	10	0.18	44	46
14	9	0	0	21	4	0.09	35	41
15	8	1	0.11	17	6	0.12	32	46
16	8	1	0.11	16	6	0.11	44	51
17	6	2	0.25	16	7	0.16	29	38
18	7	3	0.30	14	8	0.14	29	50
19	6	3	0.33	12	4	0.08	43	49
20	7	0	0	19	1	0.03	30	37
合計	132	31	0.19	15	126	0.12	664	906

(注) 右折待台数比 = $\frac{\text{右折待台数}}{\text{右折台数} + \text{右折待台数}}$

表-7 測定-2 諸元

サイクル	右折台数	右折待台数	右折待台数比	右折率(%)	全待台数	全待台数比	対向交通量	全流入交通量
1	5	1	0.17	15	7	0.18	39	32
2	6	2	0.25	12	1	0.02	30	49
3	5	1	0.17	12	7	0.15	41	41
4	4	4	0.50	9	9	0.16	41	47
5	7	5	0.42	15	9	0.17	27	45
6	7	4	0.36	15	6	0.11	47	47
7	9	3	0.25	18	11	0.18	34	49
8	8	1	0.11	13	2	0.03	27	63
9	6	1	0.14	13	7	0.13	24	47
10	10	2	0.17	19	6	0.10	38	54
11	6	1	0.14	12	9	0.15	27	50
12	6	0	0	12	1	0.02	40	51
13	6	4	0.40	13	5	0.09	31	48
14	5	4	0.44	9	10	0.15	42	58
15	7	6	0.46	12	19	0.24	39	60
16	10	2	0.17	21	10	0.18	37	46
17	5	2	0.29	13	3	0.07	40	38
18	8	1	0.11	17	11	0.19	23	48
19	7	4	0.36	11	14	0.19	32	61
合計	118	48	0.29	13	147	0.16	659	934

ら、表-8、表-9から表-10の平均待台数比が求められる。なお、平均待台数比とは平均待台数を平均交通量と平均待台数の和で除したものである。平均待台数比は全体では0.12と0.13でほとんど相異はみられない。しかし、方向別にみると、右折専用信号の無い場合には左折で0.10から0.14と、右折で0.18から0.25と増加している。直進は0.11と変わらない。すなわち、右折

専用信号を用いた場合、それは直進車にはほとんど影響がないばかりか左折車、右折車にとっては待ち台数の減少という効果がみられる。

b) フェーズ内右折台数と右折待台数の関係

各サイクルでのフェーズ内右折台数(右折専用フェーズ、黄フェーズ中に右折した台数)、右折待ち台数、右折希望台数(右折しようとする台数)、交差点内残

表-11 右折関係データ

サイクル	測定 - 1				測定 - 2			
	フェーズ内 右折台数	右折 待台数	右折希望 台数	交差点内 残留 右折台数	フェーズ内 右折台数	右折 待台数	右折希望 台数	交差点内 残留 右折台数
1	3	0	3	0	4	1	5	0
2	5	1	6	0	5	2	7	2
3	9	0	9	0	4	1	5	0
4	4	0	4	0	4	4	8	1
5	7	0	7	0	5	5	10	2
6	4	0	4	0	7	4	11	1
7	5	1	6	0	8	3	11	1
8	6	1	5	0	8	1	9	1
9	9	2	12	0	6	1	7	0
10	5	3	7	0	10	2	12	2
11	9	5	14	0	4	1	5	0
12	8	5	13	0	6	0	6	0
13	7	3	10	0	5	4	9	0
14	9	0	7	0	6	4	10	1
15	6	1	7	0	6	6	12	0
16	8	1	9	0	8	2	10	0
17	6	2	8	0	5	2	7	2
18	4	3	7	0	8	1	9	0
19	6	3	9	0	6	4	10	1
20	7	0	7	0	—	—	—	—
計	127	31	154	0	115	48	163	14

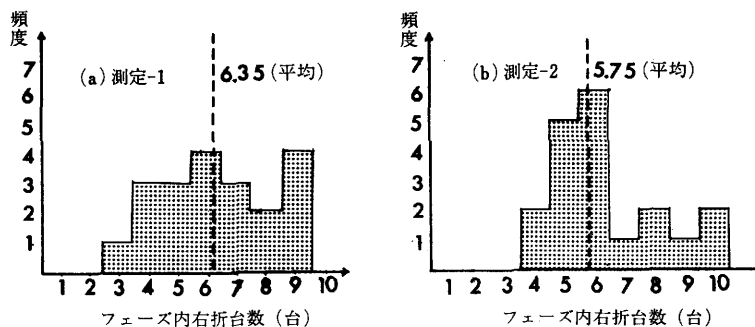


図-2 フェーズ内右折台数の頻度

留右折台数（赤フェーズのため右折できずに交差点内に停止した台数）は表-11に示すとおりである。表-11にもとずき、フェーズ内右折台数の頻度分布を示したのが図-2(a), (b)である。(a), (b)を比較すると、(a)の場合は9台まで捌け台数がほぼ一定であるのに対して、(b)の場合は7台より急に減少している。さらに、表-11の交差点内残留右折台数をみると、右折専用信号のない場合に数台ある。これらのことから、(b)の場合7台以上のフェーズ内右折台数の場合には、

右折車は無理な状況で右折しているとも考えられよう。

このことは、図-3に示す右折待台数と右折希望台数の関係によっても示される。ここでいま右折専用信号の有無に対して、フェーズ内右折台数の可能値をそれぞれ9台、6台として45°の直線を引いてみる。(a)ではこの直線より下の点が1個所であるのに対して、(b)では8個所もある。すなわち、現実の交通状態においては右折専用信号のない場合、右折車はかなり無理な右折をしていると推察できよう。

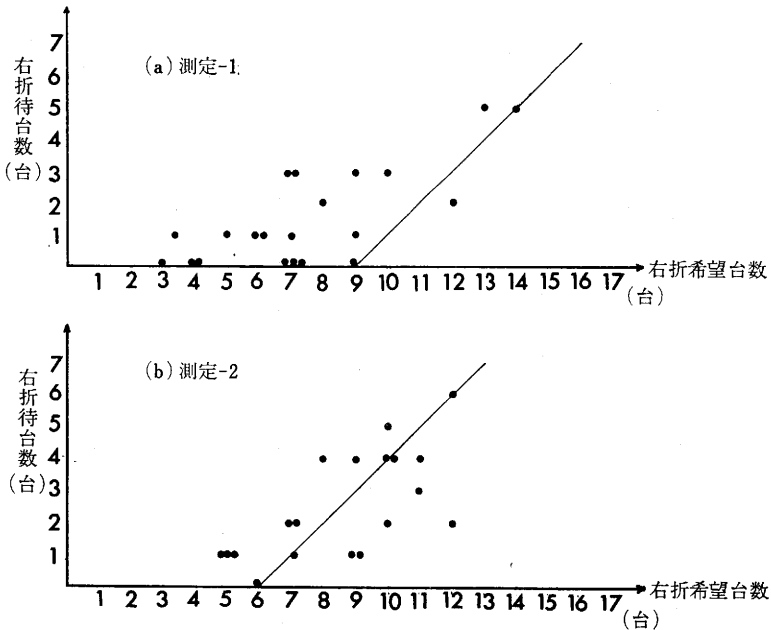


図-3 右折待台数と右折希望台数

3. 右折流に関するシミュレーション

3.1 シミュレーションの方法

右折専用信号の効果を判定するため、横断歩行者のある平面交差点で右折専用車線のない場合についてシミュレーションを実施する。用いたシミュレーションモデルはつぎの4種のモデルにより構成されている。

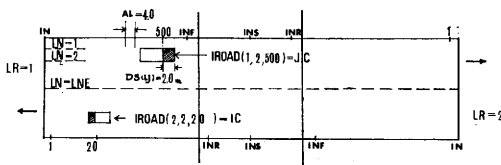


図-4 路線モデル

なお、以下で使用する記号は表-12に示すとおりである。

a) 路線モデル

路線は図-4に示すように片側LNE車線で往復を表現する。路線長は $IN \times AL$ で、交差点の停止線までは、 $AL(IN - INF + 1)$ であり、交差点内距離は $AL(INF - INR)$ である。道路は網目に区切ってあり、それぞれに番号がつけてある。たとえば、図-4に示す大型車J Cの位置は基準点より $500AL + DS(TC)$ の距離にあり、 $IRoad(1, 2, 500)$ にはJ Cが記憶されている。普通車I Cの位置は基準点より $20AL + DS(IC)$ の距離にあり、 $IRoad(2, 2, 20)$ にはI Cが記憶されている。なお、以下の計算では大型車混入率を0としている。

表-12 シミュレーションに用いた主な記号

	記号	説明	入力条件
路線	LR	路線名	1,2
	LN	車線名	1,2
	K	車の位置	
	IN	流入地点の座標	600
	INF	交差点手前の座標	100
	INS	交差点中央の座標	98
	INR	交差点終の座標	96
	RAO(i,j)	i方向j車線の大型車混入率	0
	RRT(i,j)	i方向j車線の右折率	0.2, 0.4
	Q(i,j)	i方向j車線の交通量(台/時,車線)	200,400,600,800
信号	S(i)	i現示の現示率	
	MSIG	信号判定時刻における信号現示マーク	表-13
	WT	横断歩行者のための無条件右折待ち時間(秒)	20
	CT	青現示のはじめから,右折判定時刻までの時間(秒)	
	GT	青時間(秒)	
走行状態	ANZF(V)	速度V[m/sec]の時の安全車頭間隔(m) $ANZF=0.019959V^2+0.6696V+(MRTY(I)+1)AL+SD^*$	
	AL	図-4に示す網目の長さ(m)	4
	SD	停止車間距離(m)	1
	FL	走行中の車間距離(m)	
	ANZTD	安全右折距離(m)	75
	ANZD	$ANZD=0.019958V^2+0.696V+SD^*$ 最小右折可能距離(m)	
	MR(I) =2	追従走行状態	
	=1	加速 "	
	=0	自由 "	
	=-1	減速 "	
=-2	停止状態		
車両	MRTY(I) =1	普通車	
	=2	大型車	
	MRTU(I) =0	直進車	
	1	右折車	
	2	左折車	
	VD(I)	希望速度(m/sec)	
	VR(I)	走行速度(")	
	A(J)	加速度(m/sec ²)	2.0(普通車)
VM	最高速度(m/sec)	18.05	
VL	最低速度(m/sec)	12.50	
その他	HT(I)	流入車頭時間(sec)	
	TIN(I)	流入時刻	

*米谷栄二, 渡辺新三, 毛利正光: 交通工学, オーム社 p.120

b) 信号現示モデル

このシミュレーションは右折専用信号現示の効果を検討することが目的であるので, 現示モデルについては図-5に示す5現示を考えた。時刻Tにおける現示の判定は表-13のとおりである。いま, 第5現示の青矢は用いないとすれば, そのときには $S(5)=0.0$ とすればよい。同様に赤, 青の2現示の場合には $S(2)=S(3)$

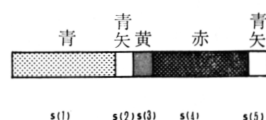


図-5 信号現示モデル

表-13 時刻と現示の関係

条 件	現 示	現示マーク
$0 < x \leq S(1)$	青	MSIG = 1
$S(1) < x \leq \sum_1^2 S(i)$	青矢	2
$\sum_1^2 S(i) < x \leq \sum_1^3 S(i)$	黄	3
$\sum_1^3 S(i) < x \leq \sum_1^4 S(i)$	赤	4
$\sum_1^4 S(i) < x \leq \sum_1^5 S(i)$	青矢	5

= S(5) = 0 とすれば、MSIG は 1 か 4 しか現われず、MSIG = 1 のときが青現示、MSIG = 4 の時が赤現示となる。

c) 流入モデル

自動車の路線モデルへの流入は基準線よりポアソン分布に従って行なう。車は流入と同時に車種（大型車、普通車）、自由走行速度および右折車マークが決定される。さて、i 番目の流入車の車頭時間は次式による。

$$HT_i = TM - (TL - TM) \log R \quad \dots\dots(1)$$

ここに、HT_i : i 車の流入車頭時間(sec)

TM : 3,600/Q_{ij} (sec)

Q_{ij} : i 方向 j 車線の交通量 (台/h)

TL : 限界車頭時間(1.5sec)

R : 0 から 1 の一様乱数

車種の決定は、たとえば i 方向 j 車線の大型車混入率を RA_{Oij} としたとき、乱数処理により $R \leq RA_{Oij}$ の時、大型車マーク MRTY(IC) = 2 とする。自由走行速度は最高速度 VM と最低速度 VL との間の分布が放物線分布となるように乱数処理により決定する。また、右折車の決定はたとえば i 方向 j 車線の右折率が RR_{Tij} である場合、乱数処理により $R \leq RR_{Tij}$ の時右折車マーク MRTU(IC) = 1 とする。

d) 走行モデル

走行状態としては自由走行、追従走行、減速走行、加速走行、車線変更および右折走行について考えることとする。まず自由走行は前車の影響をうけずに希望速度で走行する場合で、第一は前車の走行速度が自車の希望速度より高く車頭間隔が限界車頭間隔以上の場合、第二は車頭間隔が安全車頭間隔以上の場合である。

減速走行は停止あるいは追従走行に移る過程である。すなわち、前車との車間距離 FL が DT 時間後に、安全車頭間隔以下になる場合に式(2)を満足する V まで減速する。

$$0.01958 V^2 + 0.6696 V = FL - (VRi + V) \frac{DT}{2} \dots\dots(2)$$

信号待ちあるいは前車が停止車の場合も FL を与えて V を求めるが、V が 5km/h 未満になったら停止車とする。

加速走行は発進時あるいは追従走行から自由走行に移る過程で加速度は車種によって変化させる。

車線変更は右折のためあるいは追越時に生じる。右折車であるため内側車線に移らねばならないとき、あるいは追越しのときに車線変更し希望速度で走行する場合で、移動先車線に自車の位置より安全車頭間隔だけ前後に他車が離れているとき車線変更可能とする。

右折走行に関しては、右折車は原則として内側車線に流入させるが右折車が多くなり内側車線に流入の余裕がない場合には他の車線からも流入させる。交差点内では対向車の有無と横断歩行者による右折の可否を判断して走行する。もし、右折が不可能の場合には右折可能となるまで右折待ちすることになるがその方法は以下に示すとおりである。

①対向車についての右折可否判断

対向車の位置と交差点中心との距離を GL、(0, 1) の一様乱数を R とすると、

- ・対向車 IO が信号待ちによる停止車の場合 (右折可能)

- ・ $GL < ANZD$ (右折不可能)

- ・ $ANZD \leq GL < ANZTD$ の場合には乱数処理により、 $(GL - ANZD) / (ANZTD - ANZD) \geq R$ (右折可能)

- ・ $GL \geq ANZTD$ (右折可能)

②横断歩行者についての右折可否判断

対向車について右折可能となったものについてのみ、横断歩行者についての右折可否判断を行なう。

- ・ $GT \geq CT$ かつ $CT \leq WT$ (右折不可能)

- ・ $GT \geq CT$ かつ $CT > WT$ の場合は乱数処理により、 $(CT - WT) / (GT - WT) \geq R$ (右折可能)

3.2 シミュレーションの結果

4 種類の車線交通量と、2 種類の右折率を用いて行なったシミュレーションにより平均停止時間、平均停止回数を求めた結果は表-14 に示すとおりである。各交通量ともランタイムは 1,200 秒で計算時間はそれぞれ 303 秒、515 秒、1,067 秒、および 1,200 秒であった。また、その他の入力条件は表-12 に示すとおりである。表-14 より概括的にみると、右折車の方が停止時間、停止回数ともに大きくなっていることがわかる。

表-14 シミュレーションの結果

(秒)(台)

交通量 (台/時)	右折率 (%)	信号	全 車		直 進 車		右 折 車	
			平均待時間	平均停止回数	平均待時間	平均停止回数	平均待時間	平均停止回数
200	20	A	6.867	1.207	5.376	1.026	14.282	2.487
		B	9.782	1.676	9.114	1.386	12.056	2.667
	40	A	16.232	2.689	13.401	1.880	20.907	4.023
		B	13.559	2.543	12.062	1.856	16.310	3.782
400	20	A	14.973	2.418	10.511	1.949	37.355	4.774
		B	21.026	4.511	18.052	3.547	34.571	8.905
	40	A	23.091	3.226	14.559	2.078	41.806	5.871
		B	24.558	5.302	19.780	3.702	34.226	8.553
600	20	A	20.640	3.276	14.514	2.438	53.176	7.730
		B	22.366	5.040	18.232	4.080	43.468	9.909
	40	A	26.278	4.884	18.036	3.587	43.731	7.630
		B	24.280	5.960	20.082	4.285	33.311	9.563
800	20	A	22.827	3.695	16.588	2.976	57.434	7.679
		B	25.341	5.146	22.402	4.541	43.576	8.898
	40	A	35.740	3.896	26.729	3.130	53.076	5.370
		B	33.993	6.742	30.160	6.155	42.348	8.022

注) 信号Aは普通の制御で青50秒, 黄3秒, 赤47秒で周期100秒である。

信号Bは右折専用信号のある場合で, 青40秒, 青矢10秒, 黄3秒, 赤47秒で周期100秒である。

さて, ここでの主要な目的は果してどのような交通条件の場合に右折専用信号の設置効果があるのかについて考察することであった。しかしながら, 右折専用信号設置の効果測定の尺度として何を用いるのがよいかは制御目的によって変わるのが一般的であろう。それゆえ, ここでは効果測定の尺度としては制御目的とともに変化しうような指標として示すことにする。そのため, 以下のような評価係数を定義して, 右折専用信号設置の効果判定を試みることにする。

$$M_{i,Q} = \sum_j \frac{X_{ijQ} - \alpha_j}{X_j - \alpha_j} W_j \quad \dots\dots(3)$$

ただし,

$M_{i,Q}$: i の制御で Q 交通量のときの評価係数

X_{ijQ} : i の制御で j の指標について Q 交通量のときの計算値 (表-14)

α_j : j の指標の基準値

X_j : j の指標の計算値のうちでの最大値

W_j : j の指標の重み係数 ($\sum W_j = 1$)

なお, ここでは交通容量の増加のための要因として, 平均停止時間および平均停止回数の2つの指標を用いて評価を行なうが, この考えは評価指標が多い場合にも用いることができよう。さて, 式(3)で i は右折専用信号の有無でBとAを, j は平均停止時間と平均停止回数で1と2を, また W_j は0, 0.5, 1.0をとると考えた。これらの値を用いて計算した結果は図-6に示すとおりである。

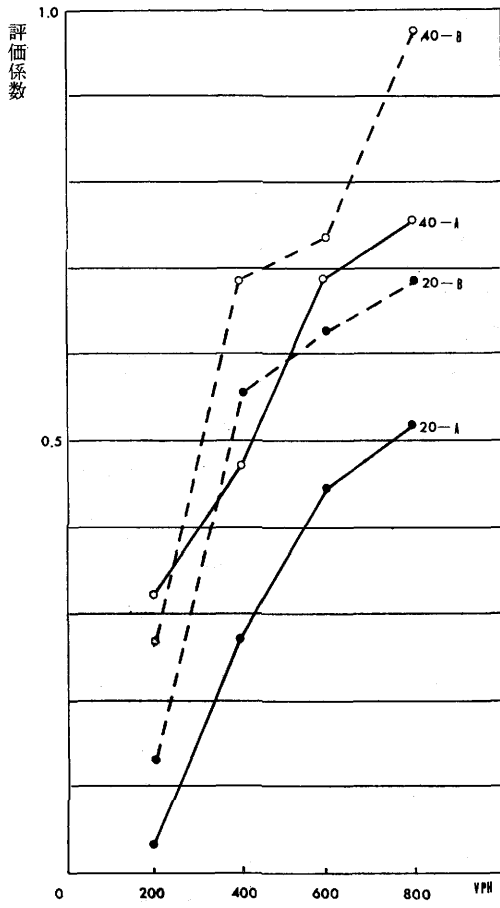


図-6(a) 全車 $W_1=W_2=0.5$

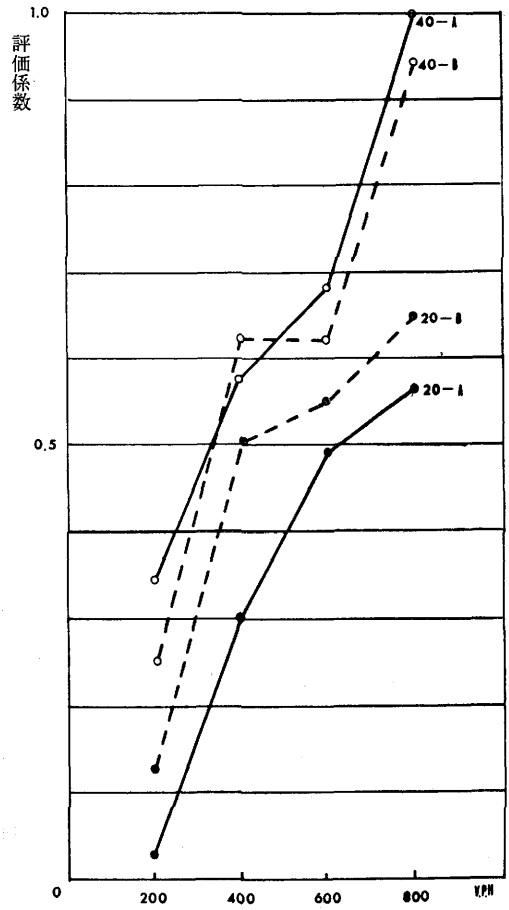


図-6(b) 全車 $W_1=1.0, W_2=0$

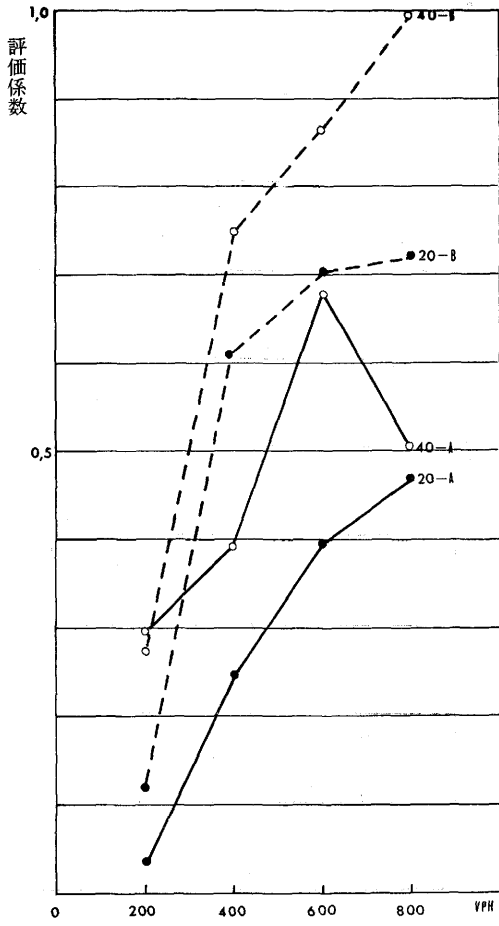


図-6 (c) 全車 $W_1=0, W_2=1.0$

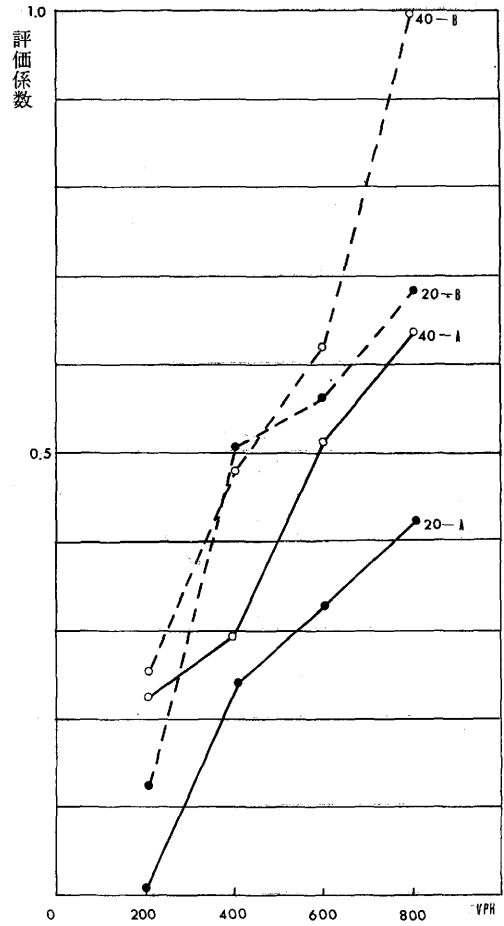


図-6 (d) 直進車 $W_1=W_2=0.5$

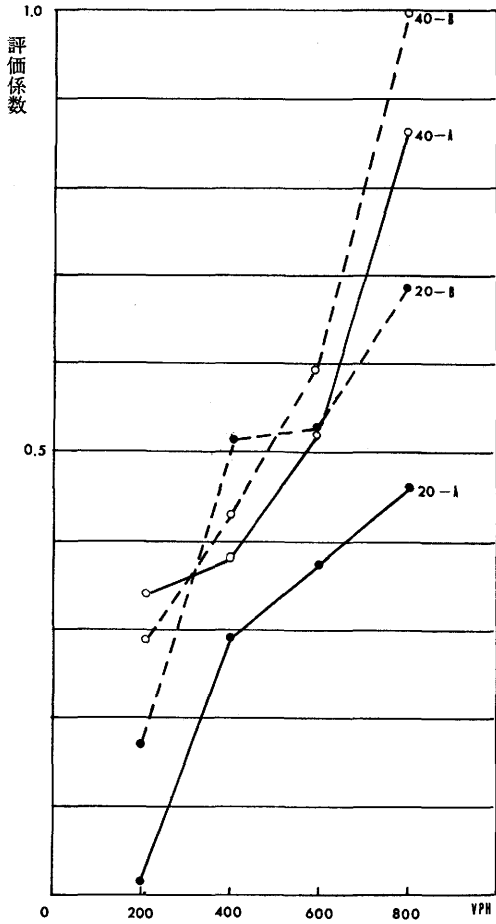


図-6 (e)直進車 $W_1=1.0, W_2=0$

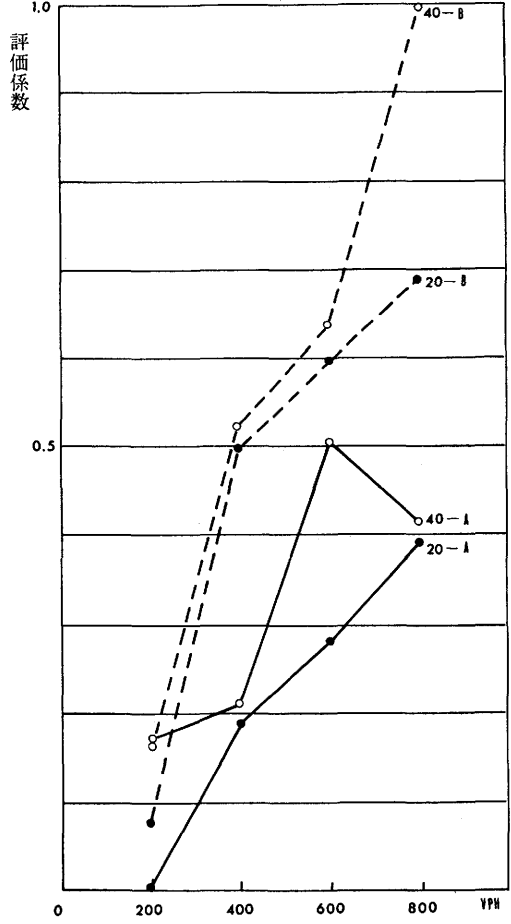


図-6 (f)直進車 $W_1=0, W_2=1.0$

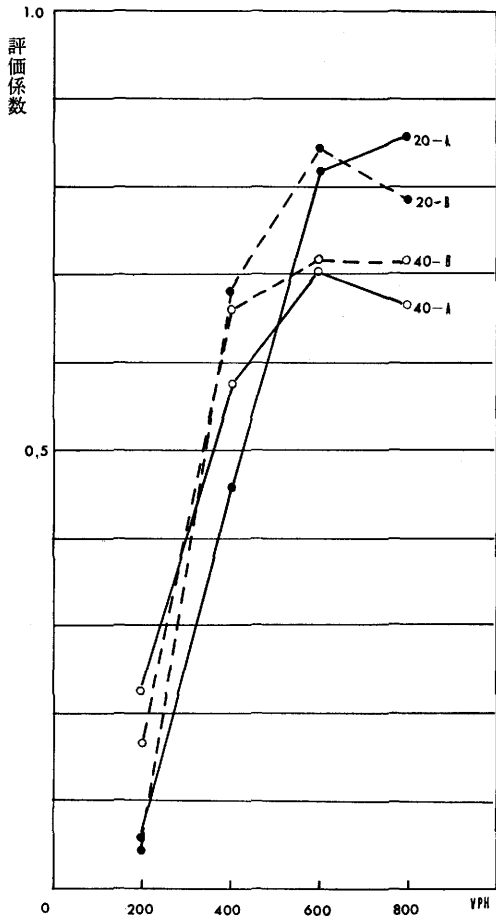


図-6 (g) 右折車 $W_1=W_2=0.5$

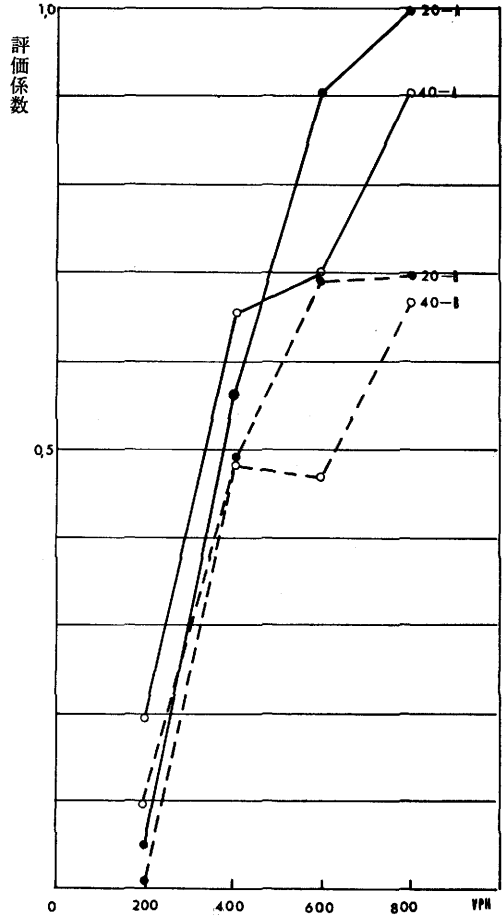


図-6 (h) 右折車 $W_1=1.0, W_2=0$

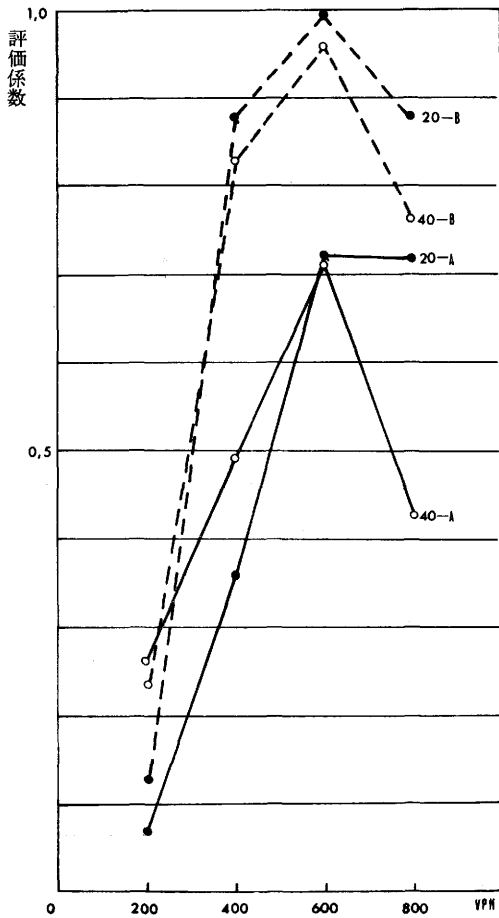


図-6 (i)右折車 $W_1=0, W_2=1.0$

図-6 交通量一評価係数図
(40-Aは右折率40%, 右折専用信号のない場合である)

3.3 結果の分析

上述した評価係数によって右折専用信号の効果が判定できるわけであるが、つぎのような効果値を定義することによって判断が容易となる。すなわち、

効果値 = 標準的制御の場合の評価係数 - 右折専用信号を用いたときの評価係数

したがって、この効果値が正となれば右折専用信号の効果があると判断できるわけである。結果は図-7に示すとおりである。

(a) 2つの指標間の比較

図-7(b)(c)を比較すると、平均停止時間、平均停

止回数(両指標)の効果値に及ぼす影響が考察できる。すなわち、全車では平均停止時間を指標とした場合に効果値が大きくなっている。このことは直進車についても(e)(f)のように同様の傾向がうかがえる。また、右折車のみについて計算した(h)(i)によれば、平均停止時間においては大きな効果があるのに対して平均停止回数ではほとんどその効果がみられない。これらの点から、重み係数 $W_1=1, W_2=0$ すなわち、平均停止時間を指標とした場合の方が全車、直進車、右折車のいずれをとっても効果値が大きく、特に右折車についてその傾向が大きいことがわかる。また、平均停止回数を指標とすると、たとえ右折車のみについて考えてもその効果はみられない。なお、個々の車についてみると、右折専用信号を用いた場合停止回数は増加するものの、停止一回あたりの停止時間は減少している。

(b)右折率による比較

本シミュレーションでは右折率を20%, 40%とした。一般的には図-7(a)にみられるように、全車では右折率40%の方が効果が高いといえる。ここで、各交通量における効果値を、重み係数、右折率別に合計してみ

表-15 右折率による効果値の比較

右折率 (%)	重み係数		
	$W_1=W_2=0.5$	$W_1=1.0, W_2=0$	$W_1=0, W_2=1.0$
20	-0.726	-0.445	-1.007
40	-0.445	+0.174	-0.895

ると表-15が得られる。表からあきらかなように、 $W_1=1.0, W_2=0$ すなわち、平均停止時間で考えたときの右折率40%の場合のみが効果値は正となり、右折専用信号設置の効果がみられる。逆に、平均停止回数で考えたときの右折率20%の場合最も効果がみられない。

(c)交通量による比較

全車について図-7(a)から考えると、 $Q=200$ 台/時、 600 台/時で効果値が大きく、 $Q=400$ 台/時の効果値が小さい。これは図-6(a)からもわかるように、標準的制御では交通量の増加にともなって評価係数が直線的に増加するのに対して、右折専用信号を用いた場合にはいずれの場合にも $Q=400$ 台/時で評価係数が急上昇するためであるが、その原因をつかむのは今後の課題である。しかし、図-7(b)のごとく平均停止時間を指標とすると、 400 台/時を除けば右折率40%で効果がみとめられる。

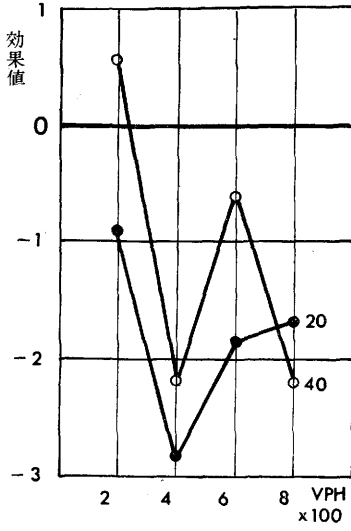


図-7(a) 全車 $W_1=W_2=0.5$

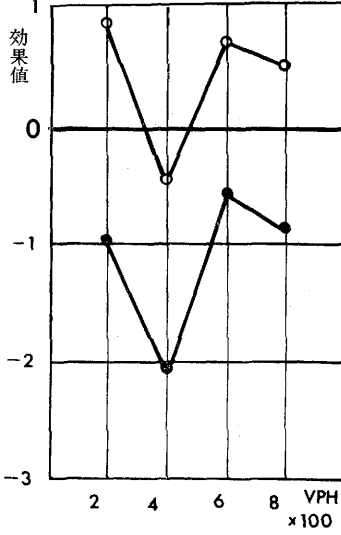


図-7(b) 全車 $W_1=1.0, W_2=0$

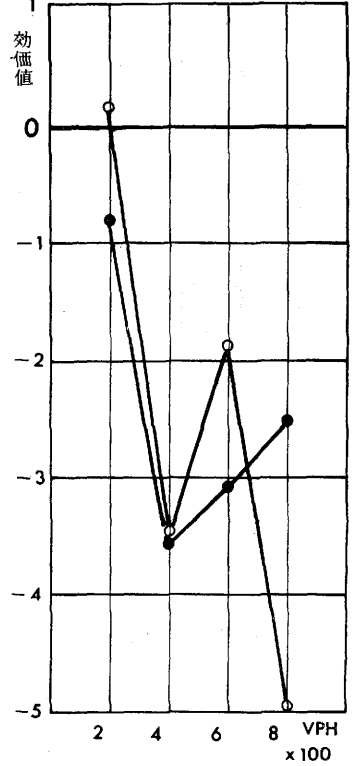


図-7(c) 全車 $W_1=0, W_2=1.0$

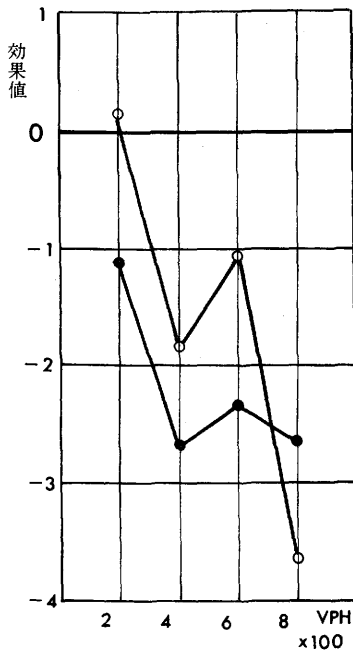


図-7(d) 直進車 $W_1=W_2=0.5$

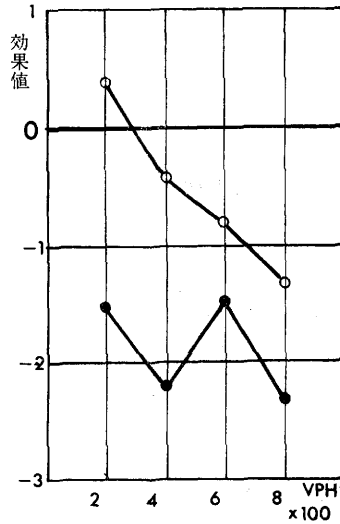


図-7(e) 直進車 $W_1=1.0, W_2=0$

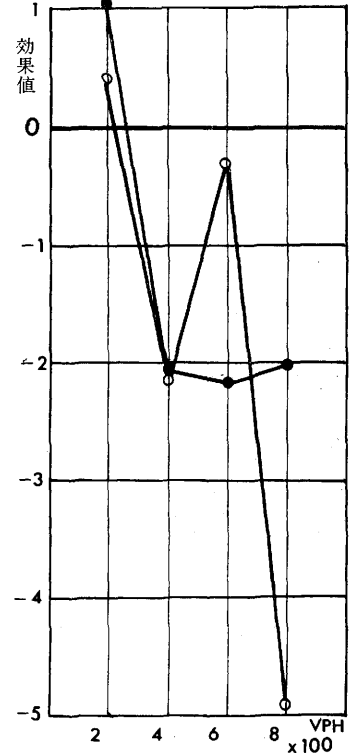


図-7(f) 直進車 $W_1=0, W_2=1.0$

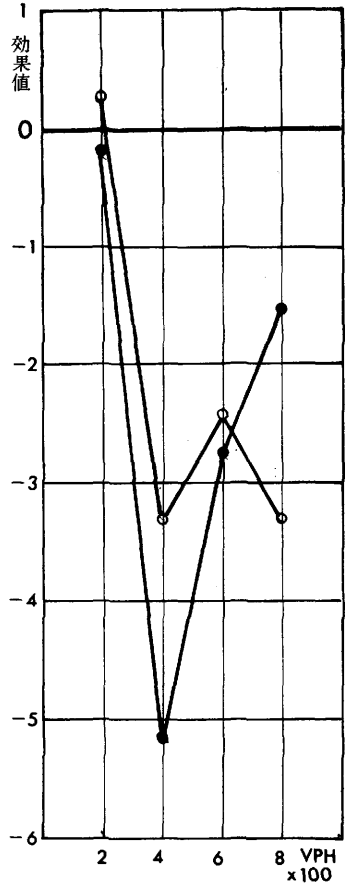
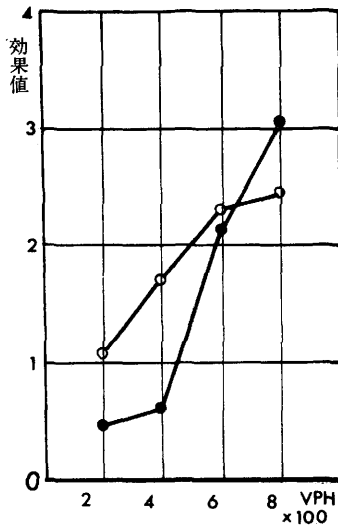
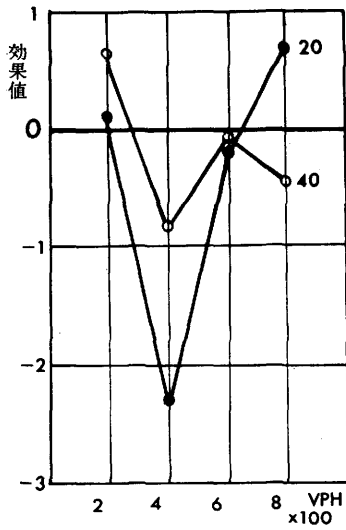


図-7(g) 右折車 $W_1=W_2=0.5$

図-7(h) 右折車 $W_1=1.0, W_2=0$

図-7(i) 右折車 $W_1=0, W_2=1.0$

図-7 交通量—効果値図

4. 結論

以上、右折専用信号の効果に関して交通流測定および電子計算機によるシミュレーションを実施したが得られた成果を要約すればつぎのとおりである。

(1)右折専用信号の効果を調べるため、名古屋市中心部の栄北交差点で交通測定を行なった。その結果、待ち合数比、フェーズ内右折合数および右折待ち合数等の分析により、右折専用信号は右折車の無理な右折を防ぐことがわかった。

(2)右折専用信号設置によって、平均停止時間は減少効果がみられるのに対して平均停止回数は逆に増加傾向を示すことがわかった。これは右折専用信号を用いることにより、各車の停止1回あたりの待ち時間が減少するというシミュレーション結果から理解できる。

(3)右折率20%と40%では $Q=800$ 台/時を除けば40%

の方が効果値は大きい。40%の場合全車についてみると、平均停止時間を指標とすれば $Q=400$ 台/時を除けば、その他の交通量では右折専用信号の効果がみられる。また、右折車のみについてみれば、右折率20%、40%の場合ともすべての交通量について効果値は正であり、しかも効果値は交通量の増加とともに大きくなる。

以上が本研究により得られた一般的結論であるが研究を進めるにつれて今後以下の点について検討する必要がある。

(4)交通量の変動にともなって効果値も大きく変動する。それゆえ、右折専用信号の効果が生じる交通条件を正確に求めるためには、流入車分布として **Poisson** 分布以外の分布も用いた多くの計算結果により、効果値と右折率、交通量の関数関係を把握する必要がある。

(5)このシミュレーションでは4車線道路の交差する

信号交差点について考えたが、今後、6車線、8車線道路についても検討することにより右折専用信号の効果が生じる道路条件について考察する必要がある。

5. あとがき

最近、随所に用いられるようになってきた右折専用信号について、その効果を把握するため交通流測定、シミュレーションによる分析を行なった。今後はさらに分析を進めるとともに右折専用信号による処理基準を交通条件、道路条件との関連で明らかにする必要がある。なお、この計算には名古屋大学大型計算機センターの FACM230-60 を用いた。

最後に、交通流測定等でご協力いただいた名古屋市、住田等氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) C. Ray: Two Lane Left Turn Studies at Signalized Intersection, Traffic Engineering, May, 1965, pp. 17-20
- 2) Adolf D. May Jr. and Rodert E. Hom: Intersection Capacity of Exclusive Turning Lanes, Traffic Engineering, March, 1968, pp. 48-53
- 3) Peter G. Kaltnow: Two-way Left Turn Lanes are proving successful, Traffic Engineering, October, 1964, pp. 40-42
- 4) Benjamin W. Mckay: Lead and Lag Left Turn Signals, Traffic Engineering, April, 1968, pp. 50-57
- 5) Harvey E. Hawkins et al: Leading & Lagging Greens in Traffic Control Signal, Traffic Engineering, April, 1966, pp. 21-30
- 6) George Gurnet: Intersection Delay and Left Turn phasing, Traffic Engineering, June, 1969, pp. 50-53
- 7) J. W. Dickey: A Simulation-search Technique; An Example Application for Left-turn Phasing, Transpn. Res. vol. 4, pp. 339-347, 1970