

# 信号遅れ推計に基づく幹線街路の旅行速度推定法<sup>\*1</sup>

A Travel Speed Evaluation Method for Urban Arterials Based on Delay Estimations at Signalized Intersections

内海 泰輔<sup>\*2</sup>・中村 英樹<sup>\*3</sup>・中井 麻衣子<sup>\*4</sup>

By Taisuke UTSUMI<sup>\*2</sup>, Hideki NAKAMURA<sup>\*3</sup> and Maiko NAKAI<sup>\*4</sup>

## 1. はじめに

### (1) 我が国における幹線街路の現状

都市部の一般道路は、求められる機能に応じていくつかの種類に分類される。たとえば都市計画法では、幹線街路(主要幹線道路、幹線道路、補助幹線道路)と区画街路、特殊街路の3つに分類されるし、最近の研究では、中村ら<sup>1)</sup>、大口ら<sup>2)</sup>が交通機能と連絡スケールの観点から幹線街路、住区街路など5つに分類することを提案している。このうち幹線街路は、ある程度のアクセス機能を考慮しながらも、最もトラフィック機能(以下、走行性能)が重視されるべき道路とされている。しかし、我が国の多くの幹線街路では、信号交差点で頻繁に止められたり、沿道施設からの出入り交通や路上駐停車車両により走行を阻害されたりし、十分な走行性能が確保されているとは言えない。これは道路の計画・設計段階で走行性能の照査が行われていないことに一つの原因があると考えられる。

### (2) 幹線街路の性能評価指標と性能照査

実際の道路の計画・設計段階では用いられていないが、「道路の交通容量」<sup>3)</sup>では利用者の関心の高さから旅行速度により走行性能を評価することが望ましいとしている。

また、米国のHCM<sup>4)</sup>では幹線街路(Urban Street)の性能評価指標(Performance measure)として、旅行速度、旅行時間、交差点遅れを挙げ、このうち特に旅行速度をサービス評価指標(MOE: Measure of Effectiveness)として用いている。

以上をふまえ、本研究では幹線街路の走行性能を評価する指標として旅行速度を採用し、次の式により推計することを考える。

$$V_{travel} = \frac{L}{\frac{L}{V_f} + \frac{d_{all}}{3600}} \quad \text{式-1}$$

ここに、 $V_{travel}$ : 区間の平均旅行速度(km/h),  $L$ : 区間長(km),  
 $V_f$ : 平均自由速度(km/h),  $d_{all}$ : 平均区間遅れ(s)

平均自由速度( $V_f$ )と平均区間遅れ( $d_{all}$ )が与えられれば、区間の平均旅行速度( $V_{travel}$ )が推計でき、幹線街路の走行性能を計画・設計段階で照査することが可能となる。そして、場合によっては走行性能の観点から接続方式(平面交差→立体交差)や道路ネットワークの再考の必要性を示

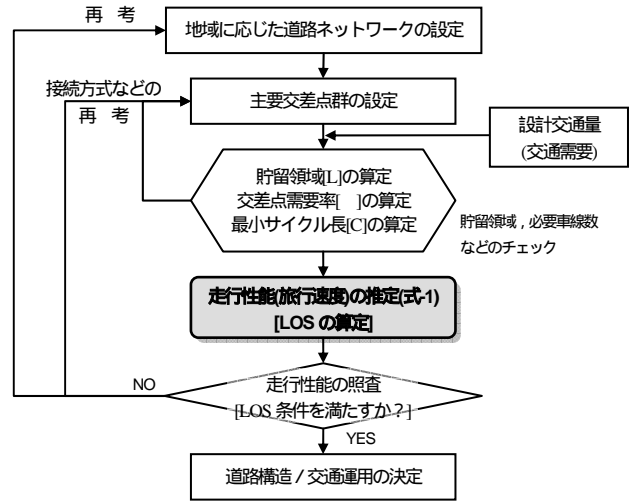


図-1 都市内幹線街路の性能照査フロー [簡略図]<sup>2)</sup>

唆することができるようになる(図-1)。

このとき重要となるのが平均区間遅れの推計である。区間遅れの原因としては、信号制御や沿道施設からの出入り交通、路上駐停車車両、車線変更など様々な要因が考えられる。後藤ら<sup>5)</sup>は、都市内街路でプローブカー走行調査を実施し、区間遅れの約8割以上が信号制御によるものであることを明らかにしている。このことから、平均区間遅れを推計する上で、信号制御による遅れ(以下、信号遅れとする)を正確に推計することは最も重要なことの一つと考える。

### (3) 研究の目的

本研究では、計画・設計段階の幹線街路の走行性能を照査するために必要となる区間の旅行速度を推計する手法を、信号遅れに基づき構築することを目的とする。なお、その際には、路線/エリア単位で系統制御されている、一般的にサイクル長が長い、といった我が国の幹線街路における信号制御の特徴を十分考慮する。また、道路は非飽和状態を前提に計画・設計されることから、ここでは非飽和状態を対象とする。

## 2. 既往の信号遅れ推計式

### (1) 既往研究

信号遅れを推計する最も代表的なものとして、Websterの遅れ式<sup>6)</sup>がある。しかし、これは孤立交差点への一様到着を仮定したもので、系統制御の影響を考慮することができない。これに対して越<sup>7)</sup>は、リンク両端の信号のサイクル・スプリット・飽和流量は等しい、直進交通のみであり、速度は一定で車群の拡散はない、スプリッ

\*1 キーワード: 走行性能, 旅行速度, 信号制御, 遅れ

\*2 正員, 修(工), 名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (名古屋市千種区不老町, E-Mail: utsumi@genv.nagoya-u.ac.jp)

\*3 正員, 工博, 名古屋大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻

\*4 正員, 修(工), 警察庁

トは系統方向に対して青50%、赤50%であり完全に飽和している、という仮定を設け、系統制御を行った場合のリンクの最小遅れを示している。しかし、本研究では非飽和状態を対象としており、この越の式をそのまま利用することは適当ではない。一方、HCM<sup>4)</sup>では、式-2により信号遅れを推計している。

$$d = d_1 \cdot PF + d_2 + d_3 \quad \text{式-2}$$

ここに、 $d$ ：平均信号遅れ(s)、 $d_1$ ：一様到着による平均遅れ(s)  
 $PF$ ：信号系統による影響係数： $(1-P) / f_{PA}(1-g)$ 、 $d_2$ ：ランダム到着と過飽和による遅れ(s)、 $d_3$ ：初期の待ち行列遅れ(s)、  
 $P$ ：全到着車両に対する有効青時間に到着する車両の割合、  
 $g$ ：青時間比、 $f_{PA}$ ：青時間に到着する車群の補正係数(0.93-1.15)

これは、信号系統による影響係数( $PF$ ：赤時間に到着する車両の割合 $(1-P)$ と赤時間比 $(1-g)$ の比率とほぼ同値)により、一様到着による平均遅れ( $d_1$ )を補正し、系統制御の影響を考慮するものである。

上記3つの既往の方法の中では、HCMの式が幹線街路の信号遅れを推計する上で最も適当であろう。

### (2) HCM信号遅れ推計式の精度検証

HCMの式の我が国への適用可能性について、名古屋市内の4交差点を対象に検証した(表-1)。観測値は交差点での車両の停止時間を計測したもので、停止/発進時の加減速による遅れは含まれていない[停止遅れ]。一方、HCMの式による推計値には、加減速による遅れも考慮されており[信号遅れ]、比較時にはこの点に注意が必要である。なお、一般的に信号遅れの大部分は停止遅れであり、それに比べて加減速による遅れは小さいものと考えられる。

停止遅れと信号遅れの違いはあるが、地点A~Cは推計精度が良好であることがわかる。しかし、地点Dでは推計値が観測値の2倍以上となっており、精度に問題がある。

この理由として、車群の到着タイミングの影響が考えられる。地点A、Bは車群の前頭が青時間の途中に到着(青0.38-0.52、青0.37-0.42)し、車群の後尾が赤で停止させられる。また、地点Cは車群の前頭が赤開始直後(赤0.04-0.06)に止められる。これらはいずれも止められた車両が赤時間とほぼ同じ時間の停止遅れを被る。一方、地点Dは赤時間の途中(赤0.43-0.56)に車群が到着するため、止められた車両の停止遅れは赤時間の約半分となる。

図-2は、赤時間の到着台数が同じであるが車群の到着タイミングが異なるケースの総遅れ時間のイメージである。この図から、たとえ赤時間に同じ台数( $Q_2$ )が到着したとしても、到着タイミングの違いにより総遅れ時間に大きな差( $d_X \gg d_Y$ )が生じることがわかる。そして、この差はサイクル長(赤時間)が長くなるほど大きくなる。

HCMの式では、赤時間に到着する車両の割合と赤時間比( $PF$ )により系統制御を考慮しているが、一般的にサイクル長が長い我が国の幹線街路の信号遅れを推計するた

表-1 実測値(停止遅れ)と推計値(信号遅れ)の比較

	A.植田西	B.今池	C.引山	D.西大須	
C: サイクル長(s)	140	140	150	160	
g: 青時間比[G/C]	0.39	0.36	0.35	0.34	
X: Degree of saturation[q/g]	0.64	0.68	0.58	0.65	
P: 青時間到着交通量の割合	0.63	0.75	0.00	0.30	
車群の到着タイミング*	青0.38-0.52	青0.37-0.42	赤0.04-0.06	赤0.43-0.56	
平均遅れ(s)	A. 観測値**	26.0	19.8	60.1	23.9
	B. 推計値*** [=d <sub>1</sub> PF+d <sub>2</sub> ]	25.8	20.0	64.6	53.0
	C. B / A	0.99	1.01	1.07	2.22

\*青赤開始からの総遅れ時間の青赤時間に対する比率。  
 \*\*観測値は15分間観測を4回実施したときの停止遅れの平均値。  
 \*\*\*非飽和状態を対象としているため $d_3$ は0となる。  
 G: 青時間(s)、q: 交通流量(veh/h)、s: 飽和交通流量(veh/h)

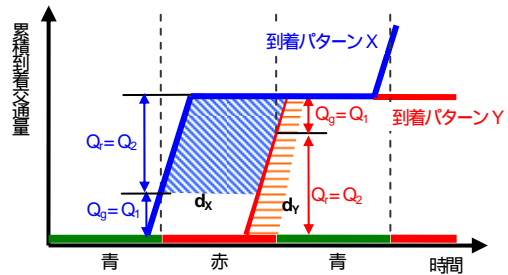


図-2 車群の到着タイミングと総遅れ

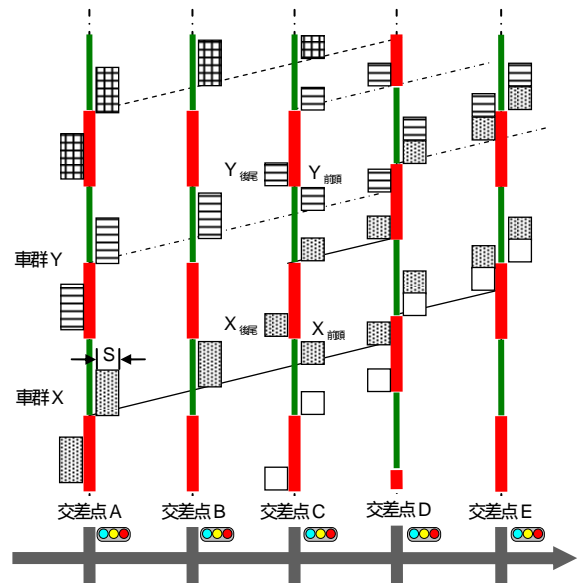


図-3 非飽和状態における車群の到着タイミング

めには、「赤時間のどのタイミングに車群が到着するのか」という点についての考慮も必要となる。

### 3. 信号遅れに基づく旅行速度推計手法

#### (1) 推計手法の考え方

図-3のように、信号制御により車群は集散を繰り返す。たとえば、交差点Cのように青時間の途中に車群が到着すると分割( $X_{前頭}$ ,  $X_{後尾}$ )されるし、交差点Dのように赤時間に複数の車群が到着すると統合( $X_{後尾}$ ,  $Y_{前頭}$ )される。

ここでは、まず青開始と同時に車群が発発する交差点を基準交差点とし、これよりも下流の交差点で発生する信号遅れを推計する式を構築する。そして、この式を用

表-3 到着パターンと矩形波遅れ推計式

パターン	A. 全車が赤で停められない [図-3 交差点B]	B. 車群の後尾が赤で停められる [図-3 交差点C]	C. 全車両が赤で停められる [図-3 交差点D]	D. 車群の前頭が赤で停められる [図-3 交差点E]
範囲条件	$T \geq \theta$ $0 \leq T - \theta < G(1-X)$ $T < \theta$ $0 \leq C - (\theta - T) < G(1-X)$	$T \geq \theta$ $G(1-X) \leq T - \theta < G$ $T < \theta$ $G(1-X) \leq C - (\theta - T) < G$	$T \geq \theta$ $G \leq T - \theta < C - XG$ $T < \theta$ $G \leq C - (\theta - T) < C - XG$	$T \geq \theta$ $C - XG \leq T - \theta < C$ $T < \theta$ $C - XG \leq C - (\theta - T) < C$
到着パターンのイメージ				
縦矩形波遅れ [D]				
	$D_r = 0$	$D_r = sG(C-G) \left[ X - 1 + \frac{T-\theta}{G} \right]$	$D_r = \bar{q}C[C - (T - \theta)]$	
平均矩形波遅れ [d]	$d_r = 0$	$d_r = \frac{C(1-g)}{X} \left[ X - 1 + \frac{T-\theta}{G} \right]$	$d_r = C - (T - \theta)$	

C: サイクル長, G: 有効青時間, R: C-G, g: 青時間比(G/C), s: 飽和交通流率, q: 交通流率, X: degree of saturation(q/s), T: 基準交差点からの旅行時間, : 基準交差点からの絶対オフセット

いて評価区間の平均区間遅れ, 平均旅行速度を算出する。これは, 評価区間の最上流交差点を基準交差点(図-3 交差点A)とし, それより下流の交差点(図-3 交差点B,C,D)での信号遅れを推計する, 仮に下流交差点の赤により車群が停められた場合は, その交差点を新たに基準交差点(図-3 交差点C,D)とし, さらに下流の交差点の信号遅れを推計する, といったものである。

(2) 車群の到着タイミングを考慮した信号遅れ推計式

1) 推計式構築する際の仮定

交差点では, 直進車両のほかにも右左折車両が存在する。また, 交差点発進時の交通流率は飽和交通流率であるが, 各車両の希望速度の違いにより車群は拡散し交通流率は徐々に低下する。しかし, ここでは簡単のため越<sup>7)</sup>の仮定を参考に次の2つの条件を設ける。そして, これにより推計された遅れを矩形波遅れとする。

仮定1: 直進する交通のみを対象とする。

仮定2: 速度は一定であり車群は拡散しない。つまり全車両が飽和交通流率のまま到着する[矩形波到着]。

2) 信号遅れ推計式

交差点への到着タイミングは, 大きく4つのパターンに分類でき, 基準交差点からの絶対オフセット( )と旅行時間(T), Degree of saturation(X)などの関係から出現する条件範囲を設定することができる。各パターンの縦矩形波遅れ(D<sub>r</sub>)と平均矩形波遅れ(d<sub>r</sub>)の推計式を表-2に, その結果得られるT- とd<sub>r</sub>の関係を図-4に示す。

本研究では, この系統制御の影響を考慮した平均矩形

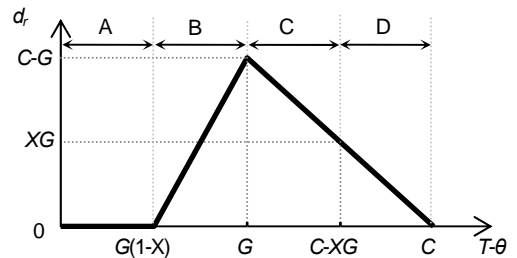


図-4 T-θとd<sub>r</sub>の関係

表-3 調査概要

	走行調査	外部観測調査
調査日時	2007.1.19(金)11:00~12:00	同左
調査区間/場所	県道名古屋長久手線 約1.6km [未盛通2~東山公園口西]	同左区間の中間にある歩道橋
調査方法	調査車両による実測(4往復)	ビデオによる観測
取得データ	・各交差点での停止線通過時刻 ・走行状況のビデオ撮影	・各交差点の信号現示時刻 ・方向別交通量, 飽和交通流率

波遅れ(d<sub>r</sub>)と, HCMの式の第2項により推計されるランダム到着の遅れ(d<sub>2</sub>)の合計を信号制御による平均区間遅れ(d<sub>3</sub>)とする(式-3)。

$$d_3 = d_r + d_2 \quad \text{式-3}$$

4. 精度検証

(1) 検証データの収集

3.で構築した旅行速度推計手法の推計精度について検証する。検証に用いるデータは, 走行調査と外部観測調査により収集した(表-3)。なお, 本推計手法では, 沿道施設からの出入り交通, 路上駐停車車両などによる遅れな

表4 調査交差点の概要

		西行き								東行き	
		1.未盛通2	2.城山八幡宮前(感心)	3.未盛通4	4.本山	5.本山東(感心)	6.唐山	7.東山通4(感心)	8.中京銀行前(感心)	9.東山公園口西	
東行き [1→9]	g:青時間比	0.39	0.61	0.61	0.44	0.65	0.64	0.59	0.62	0.59	
	q:交通流率*	X: Degree of saturation[q/g]	0.79	0.50	0.50	0.70	0.47	0.48	0.52	0.49	0.52
	551(veh/h)	:絶対オフセット(s)(基準:未盛通2)	0	-10	-10	0	0	0	2	7	7
	L:交差点間距離(m)		250	160	190	280	280	130	210	120	
西行き [9→1]	g:青時間比	0.39	0.61	0.61	0.44	0.65	0.64	0.59	0.62	0.59	
	q:交通流率*	X: Degree of saturation[q/g]	0.89	0.56	0.56	0.77	0.53	0.54	0.58	0.55	0.58
	615(veh/h)	:絶対オフセット(s)(基準:東山公園口西)	-7	-17	-17	-7	-7	-7	-5	0	0
	L:交差点間距離(m)		250	150	230	230	290	120	230	130	

その他: サイクル長[C]は全交差点共通で140(s)であった。飽和交通流率[s]は各交差点を調査した結果(ほぼ1,800(veh/h)であったため)全交差点1,800(veh/h)とした。

\*第二走行車線, 第三走行車線の平均値

どを対象としていない。このため、走行調査はこれらの影響が小さい車線(第1車線以外)を対象に実施した。

調査対象は、名古屋市内の片側3車線幹線街路の約1.6kmの区間で、区間内には9つの交差点が存在する。このうち未盛通2, 本山, 東山公園口西は比較的大きな交差点である。また感心制御の交差点が4つ存在するが、調査中は従道路側から車両流入(call)があり、定周期制御と同様の状態で機能していた。各交差点の概要を表-4に示す。

## (2) 検証結果

平均旅行速度の観測値と推計値を表-5に示す。西行き[9→1]よりも東行き[1→9]の方が旅行速度が約6km/h高い。この原因として、若干ではあるが信号制御が東行き優先であること、交通需要に違いがあること(東行き: 551[veh/h], 西行き615[veh/h])、が考えられる。観測値と推計値とを比較すると推計精度は良好であることがわかる。但し、今回検証に用いた観測値が、対象区間を通過した全車両の平均旅行速度ではなく、調査車両が4回走行した際の旅行速度の平均であることに注意が必要である。

## 5. 幹線街路における走行性能の照査(活用例)

表-6は、4.の調査区間の系統制御を同時式オフセット、各方向完全優先オフセットに変更した場合の平均旅行速度、平均停止回数の推計結果である。各方向の交通需要やサイクル長、青時間比などは現状の値を用いている。

本区間では、どちらかの方向を完全優先とすることにより、非優先方向の停止回数が約1.5~2.0倍となるものの、両方向の平均旅行速度は30~33km/h程度まで向上する。しかし、仮にこの区間の走行性能目標が旅行速度35km/h以上であるならば、系統制御を変更するだけでは目標を達成することができず、サイクル長や青時間比の変更、信号交差点の設置間隔の見直し、場合によっては接続方式や道路ネットワークの再考などが必要となる。

## 6. おわりに

本研究では、車群の到着タイミングに着目し系統制御の影響を考慮した信号遅れ推計式を構築した。そして、

表-5 旅行速度の観測値と推計値の比較

	東行き [1→9]	西行き [9→1]
A. 観測値*	30.3km/h	24.0 km/h
B. 推計値**	29.5 km/h	24.3 km/h
C. B/A	0.97	1.01

\*観測値は調査車両が各方向4回走行したときの平均値

\*\*信号制御の影響を受けなかった時の速度を参考に平均自由速度を50(km/h)と設定。

表-6 系統制御別の平均旅行速度/停止回数の推計値

系統制御方式	両方向	東行き [1→9]	西行き [9→1]
現状	26.5 / 1.52	29.5 / 1.20	24.3 / 1.80
同時式	25.5 / 1.60	28.2 / 1.36	23.5 / 1.80
東行き完全優先	30.7 / 1.38	47.6** / 0.00	23.3 / 2.61
西行き完全優先	32.6 / 1.14	24.3 / 2.40	47.0** / 0.00

\*左: 平均旅行速度(km/h), 右: 平均停止回数回)

\*\*信号遅れにはランダム到着による遅れも含まれているため、完全優先制御であっても推計上遅れが生じる。

これを用いた幹線街路の旅行速度推計手法を考え、調査車両の平均的な旅行速度ではあるが推計精度が良好であることを示した。

しかし、本推計手法には、信号遅れ以外の遅れの要因が考慮されていない、上流交差点からの右左折流入車両の遅れが推計できない、といった課題が残っており今後も改良が必要である。また、本推計手法は、信号交差点数や対象区間長などの条件によっては推計が煩わしく、必ずしも実務的・汎用的とはいえない。よって、簡易な推計ソフトや旅行速度と各要因(信号密度、サイクル長、オフセットなど)との関係を一般化したグラフ/表などを作成し、より利用し易くすることが今後必要と考える。

本研究は国土交通省「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」により実施したものの一部である。

## 参考文献

- 1) 中村英樹・大口 敬・森田純之・桑原雅夫・尾崎清男: 機能に対応した道路幾何構造設計のための道路管轄区分の試案, 土木学会学術研究・講演集No.31, 4ページ, CD-ROM, 2005.6.
- 2) 大口 敬・中村英樹・桑原雅夫: 交通需要の時空間変動を考慮した新たな道路ネットワーク計画臨証試験, 土木学会学術研究・講演集No.33, 4ページ, CD-ROM, 2006.6.
- 3) 日本道路協会: 道路の交通容量, 1984.
- 4) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual 2000, 2000.
- 5) 後藤 誠・中村英樹: 一般街路の走行性評価要因に関する研究, 土木学会中部支部研究発表会, 2004.3.
- 6) F.V.Webster: Traffic Signal Settings, Road Research Technical Paper, No.39, Her Majesty's Stationery Office, London, 1958.
- 7) 越 正毅: 系統交通信号におけるサイクル制御の研究, 土木学会論文報告集第241号, pp125-133, 1975.