

飽和交通流率の低下が 交通社会に与える影響に関する考察

青山 恵里¹・下川 澄雄²・吉岡 慶祐³・森田 綽之⁴

¹正会員 日本大学助手 理工学部交通システム工学科 (〒274-8501千葉県船橋市習志野台7-24-1)

E-mail: cser17001@g.nihon-u.ac.jp

²正会員 日本大学教授 理工学部交通システム工学科 (同上)

E-mail: shimokawa.sumio@nihon-u.ac.jp

³正会員 日本大学助教 理工学部交通システム工学科 (同上)

E-mail: yoshioka.keisuke@nihon-u.ac.jp

⁴フェロー会員 日本大学客員教授 理工学部交通システム工学科 (同上)

E-mail: hi-morita@i-transportlab.jp

わが国において飽和交通流率の低下が明らかになっている。そこで、飽和交通流率の低下が交通社会に与える影響を検討した。まず、飽和交通流率の低下によりサイクル長を伸ばす必要があり、交差点幾何構造の設計に影響を及ぼすこと、また、遅れ時間が増加することを指摘した。さらに、交通シミュレーションを用いて過去と現在の交通流の状況を再現し、単独信号交差点とネットワークにおいて影響を検討した。その結果、飽和交通流率が低下している現状では過飽和になりやすく過去と比べると過飽和の際の遅れ時間が非常に大きな値となること、ネットワークでは信号交差点での遅れ時間が増え、短い旅行距離でも非常に長い旅行時間のトリップが発生することを示した。以上の検討結果から交差点の計画・設計において留意すべき点を挙げた。

Key Words : saturation flow rate, cycle time, delay, intersection designs, road network planning

1. はじめに

飽和交通流率は原則として観測に基づき設定されるものであるが、実測が困難な場合には飽和交通流率の基本値に各種影響要因の補正率を乗じることによって算出する。基本値はわが国における1970年代の実観測結果をもとに直進車線では2,000 pcu/青1時間という値が示されており、現在も使用されているが、設定された当時と比べて車両の大きさや走行スタイルが変化していることなどを踏まえると、飽和交通流率の基本値が変化している可能性が考えられる。筆者らは既存文献で飽和交通流率が観測されている地点と同地点において観測を行った。その結果、観測を行った全ての地点で飽和交通流率が低下しており、過去の観測値と比べると15~20%減少した地点も多くあることを明らかにした。これより、わが国における飽和交通流率は全体的に低下していることがうかがえる。

信号交差点の新設や改良等の計画・設計において、飽和交通流率の観測が困難な場合には基本値を用いることが少なくない。そのため、多くの信号交差点では飽和交

通流率が過大に見積もられ、交通実態を反映した適切な交通処理が行われていない可能性がある。これにより遅れ時間の増加や、これに伴うサービス速度の低下など、交通社会に影響を及ぼしていることが考えられる。

そこで本研究では、飽和交通流率の基本値の低下、すなわち飽和交通流率が過大に見積もられていることがどのような影響を与え、それがどの程度なのかを試算することを通じ、現在の交通社会が受ける潜在的な影響について考察する。

2. 既往研究の整理と本研究の位置づけ

(1) 既往研究の整理

1978年の鹿田ら³⁾の研究では、東京地区、福岡地区、北九州地区において飽和交通流率の基本値に相当する値を観測した結果、1,800~2,100台/青1時間の値が得られ、全交差点の平均は1,940台/青1時間となった。また、1979年の鹿田ら⁴⁾の研究では、1,900~2,100台/青1時間となり、平均値は約2,000台/青1時間であるとしている。これらの

結果からは、飽和交通流率の基本値である2,000 pcu/青1時間と同等な値が得られていることがわかる。しかし、2002年の鹿田ら⁵⁾の研究では、基本値に相当する飽和交通流率が1,400~2,200 pcu/青1時間の間で変動する結果を示している。そして筆者ら⁶⁾は、これらの既存研究で調査された地点と同じ地点において飽和交通流率を観測したところ、観測した全ての交差点で飽和交通流率の低下を確認し、過去の観測値と比べると15~20%減少した地点も多くあることを示した。また、筆者ら⁶⁾は、飽和交通流率の低下には車尾時間を構成する占有時間と車間時間のうち、車間時間の影響が大きく寄与していることを明らかにした。

(2) 飽和交通流率の低下が交通社会にもたらす影響の整理と本研究の位置づけ

飽和交通流率の低下や、飽和交通流率の低下につながる車尾時間、車間時間（車間距離）の増加⁶⁾が交通社会にもたらす影響として以下のようなものが考えられる。

- ① 安全性・・・車間距離を保持することにより追突事故等のリスクが低下する。
- ② 信号設計と交差点設計・・・飽和交通流率が低下することにより需要率が大きくなるため、サイクル長をはじめとした信号設計に影響が生じる。また、これによって滞留長が延伸するため、飽和交通流率の低下が交差点設計にも影響を及ぼす。
- ③ 円滑性・・・飽和交通流率の低下により遅れ時間が増加する。これをネットワーク全体で捉えると旅行時間の増加につながり、時間損失をもたらす。
- ④ 環境負荷・・・飽和交通流率の低下がもたらす渋滞長の増加や渋滞によってCO₂排出量が増加する。

以上のように、飽和交通流率の低下は現在の交通社会に様々な影響を及ぼしていることが考えられる。

信号のサイクル長は交差点の需要率と損失時間に基づいて計算され、需要率は設計時間交通量を飽和交通流率で除した値であるため、飽和交通流率の変化はサイクル長の変化につながる。図-1は、1サイクルあたりの損失時間を8秒としてWebsterの実験式⁷⁾を用いて需要率0.1以上0.9未満の間でサイクル長を算出し、需要率とサイクル長の関係のみたものである。これより、需要率が上昇するとサイクル長は加速度的に増加することがわかる。また、円滑性指標MOEの中で重要な評価指標である遅れ時間はサイクル長や需要率に基づくものであるため、こちらも飽和交通流率の低下によって変化が生じる。本研究では②と③に着目し、交通社会に与える影響として信号設計や交差点設計、これらによる円滑性に及ぼす影響を試算する。その際、筆者ら⁶⁾が取得した過去と現在の観測結果を用い、飽和交通流率の低下による影響を、交差点設計やネットワーク計画に着目して考察する。最

後にこれらの検討結果から交差点やネットワークの計画設計における留意点を考察する。なお、本研究で想定する交差点は車線幅員や縦断勾配等の影響がなく、補正がかからない飽和交通流率の基本値に相当する状況とする。

3. 信号設計と交差点設計への影響の考察

現在、飽和交通流率の基本値は2,000pcu/青1時間が示され、多くの場合はこの値を用いて信号設計が行われている。そのため、適切なサイクル長が設定されていない可能性がある。そこで、飽和交通流率の変化に伴うサイクル長の変化を試算する。

想定する交差点は、往復2車線道路が交差する正十字交差点で、右左折車両と歩行者は存在しないものとし、図-2に示すように主方向と従方向の2現示制御とする。黄3秒、全赤2秒を設定し、1サイクルあたりの損失時間 L は(黄時間+全赤時間-1)×2で8秒としている。交通流は自由流でランダム到着を想定し、1流入部あたりの交通量 q は、主方向は900台/時、従方向は200~800台/時の間で100台/時ずつ変動させたケースを考える。以上の条件で飽和交通流率を2,000~1,600台/青1時間まで100台/青1時間ごとに設定し、それぞれのサイクル長を計算する。

(1) 需要率の計算

まず主方向と従方向の流入部別の需要率を、交通量を飽和交通流率で除すことで求める。また、図-2に示すように2現示制御を想定しているため、主方向の需要率は 1ϕ 、従方向の需要率は 2ϕ の現示の需要率となる。

次に交差点の需要率 λ を求める。交差点の需要率は各

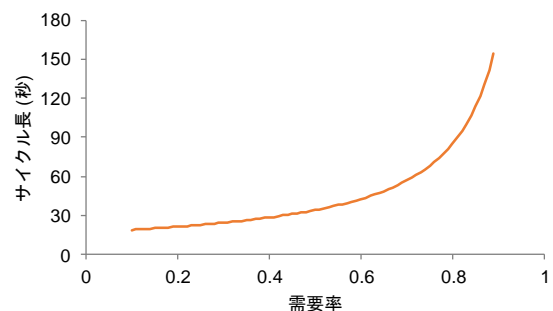


図-1 サイクル長と需要率の関係

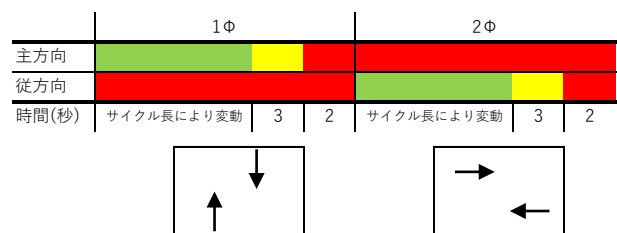


図-2 想定する信号制御

現示の需要率の合計であり、表-1の通りとなる。赤く示している部分は需要率0.9を超えており、この場合は交通処理が困難であると考えられる。飽和交通流率が低下することにより需要率が高くなり需要を捌ききれないケースが増えている。

(2) サイクル長の計算

算出された交差点の需要率を用いて、式(1)の Webster の実験式により交通流のランダム到着を仮定した場合に総遅れを最小にするサイクル長 C_p を計算する。なお、交差点の需要率が 0.9 を超えた場合は交通処理が困難であると考え、その時点でそのケースは計算対象外とする。

$$C_p = \frac{1.5L+5}{1-\lambda} \quad (1)$$

ここで、 C_p : サイクル長(秒), L : 損失時間(8秒), λ : 交差点の需要率とする。

算出されたサイクル長を従方向交通量別に図-3に示す。これより、飽和交通流率が低下するにしたがってサイクル長は伸びており、従方向交通量が増加するにつれてその差は大きくなっている。筆者らが観測した直進車線における現在の飽和交通流率の平均値が約 1,700 台/青 1 時間となったことを受け、基本値 (2,000 台/青 1 時間) で計算したサイクル長と、1,700 台/青 1 時間で計算したものとを比較する。従方向交通量が 600 台/時のとき、2,000 台/青 1 時間で 68 秒、1,700 台/青 1 時間で 144.5 秒となり、サイクル長は約 2.1 倍となった。そのため、飽和交通流率の低下にあわせるとサイクル長を伸ばす必要があり、現在の基本値で設計したサイクル長では、現在の交通流を捌ききれない可能性が指摘できる。

表-1 交差点の需要率

交差点の需要率 λ	飽和交通流率(台/青1時間)					
	2,000	1,900	1,800	1,700	1,600	
200	0.55	0.58	0.61	0.65	0.69	
300	0.60	0.63	0.67	0.71	0.75	
従方向 交通量 (台/時)	400	0.65	0.68	0.72	0.76	0.81
500	0.70	0.74	0.78	0.82	0.88	
600	0.75	0.79	0.83	0.88	0.94	
700	0.80	0.84	0.89	0.94	1.00	
800	0.85	0.89	0.94	1.00	1.06	

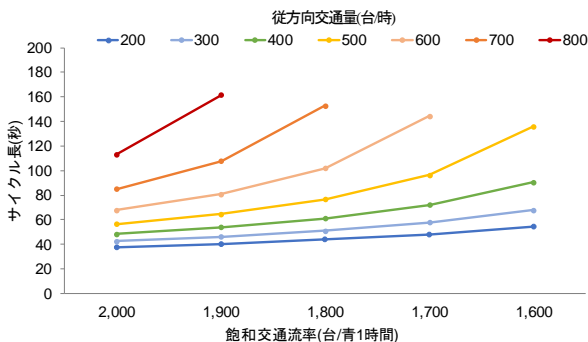


図-3 飽和交通流率の低下とサイクル長の変化

(3) 交差点設計への影響に関する考察

飽和交通流率の低下によりサイクル長が伸びることを示したが、これにより滞留長が伸びる。交通量を主方向 900台/時、従方向600台/時のときのサイクル長で、従方向を対象に赤時間中に一樣到着する台数を求め、車頭間隔を7mとしたときの滞留長を算出したものを図-4に示す。このとき、飽和交通流率2,000台/青1時間と1,700台/青1時間を比較すると増加量は約2倍である。信号交差点間隔によっては信号待ちをしている車両が隣接交差点に到達してしまい、先詰まりを引き起こす原因となるため、信号交差点間隔の検討に影響を及ぼす。そのため、交差点の計画・設計の際には当該交差点の飽和交通流率を正しく把握し、先詰まりを生じさせないか確認する必要がある。

さらに、サイクル長の変化は右左折車線長の設計にも影響を及ぼす。右左折車線長の設計の際に滞留に必要な長さを求めるが、その際にサイクルあたりの到着台数を用いる。そのため、右左折車線長にサイクル長が影響することになり、すなわち飽和交通流率の低下が右左折車線長の検討に影響を及ぼすことになる。

4. 円滑性への影響に関する考察

飽和交通流率が低下することにより、サイクル長が長くなることがわかった。信号交差点における遅れ時間はサイクル長をもとに計算されるため、飽和交通流率の変化に伴って変化したサイクル長における遅れ時間を Websterの実験式を用いて算出する。

さらに、Websterの実験式では非飽和の状況を想定したものであるため、交通シミュレーションを用いて1988年と2019年の交通流の状況を再現したうえで、非飽和と過飽和の状況における遅れ時間を算出する。

(1) Websterの実験式を用いた単一交差点における遅れ時間の試算

まず、Websterの実験式を用いて遅れ時間を算出する。ここでは以下の2つの視点で遅れ時間を算出する。

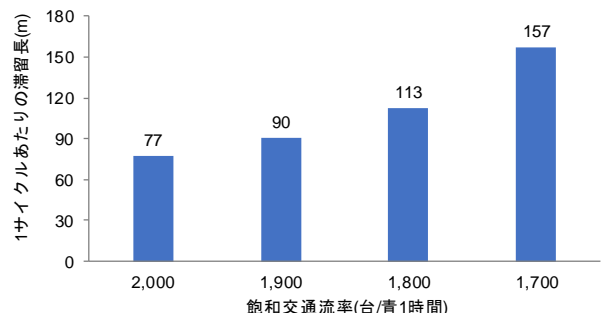


図-4 飽和交通流率と滞留長の関係

1つ目は、サイクル長の変化を伴う場合の遅れ時間である。3.(2)の試算に示すように、総遅れを最小にするサイクル長は飽和交通流率の低下に伴って長くなる。そのサイクル長を用いた場合の遅れ時間を検討する。

2つ目は、サイクル長の変化を伴わない場合の遅れ時間であり、飽和交通流率の変化によらずサイクル長を変えない場合の遅れ時間を検討する。これはすなわち、実態に合っていない飽和交通流率で信号設計をした場合の影響の検討である。

この2つの視点で遅れ時間を算出し、さらに、これら2つの結果を比較する。

a) サイクル長の変化を伴う場合の遅れ時間

1 流入部 1 台あたりの平均遅れ時間 d を、式(2)の Webster がシミュレーションに基づいて求めた実験式⁸⁾より計算する。

$$d = \frac{(1-g)^2}{2(1-\lambda)} C + \frac{x^2}{2q(1-x)} \quad (2)$$

ここで、 d : 1 流入部 1 台あたりの平均遅れ時間(秒)、
 g : 信号スプリット、 λ : 対象流入部の需要率、 C : サイクル長(秒)、 q : 流入交通量(台/秒)とする。

なお、サイクル長は3.(2)で計算したものをを用い、信号スプリット g は式(3)により算出される。

$$g = \frac{G}{C} = \frac{C-R}{C} \quad (3)$$

ここで、 G : 有効青時間(秒)、 C : サイクル長(秒)、
 R : 対象車線が直面する赤信号時間長(秒)とする。

また、 x は式(4)により算出され、これが 1 を超える場合は過飽和になるため計算対象外となる。

$$x = \frac{\lambda}{g} = \frac{q}{sg} < 1 \quad (4)$$

ここで、 q : 流入交通量(台/時)、 s : 飽和交通流率(台/青1時間)とする。

これを主方向と従方向に対して計算し、交差点全体における 1 台あたりの平均遅れ時間を 4 流入部の平均として、飽和交通流率 2,000~1,600 台/青1時間まで計算した。

従方向交通量別の遅れ時間を表-2に示す。これは、飽和交通流率の低下にあわせたサイクル長において生じる遅れ時間となる。なお、空欄は需要率が 0.9 を超えているケースであり、算出対象外としている。表-2より、飽

表-2 遅れ時間の比較

遅れ時間	飽和交通流率(台/青1時間)				
	2,000	1,900	1,800	1,700	1,600
200	18.73	20.81	23.53	27.18	32.36
300	19.27	21.68	24.92	29.50	36.42
従方向					
400	21.18	24.29	28.67	35.29	46.40
交通量					
(台/時)	500	24.30	28.65	35.22	46.22
600	29.05	35.69	46.79	69.10	
700	36.46	47.78	70.52		
800	49.04	72.36			

和交通流率が低下するにしたがって遅れ時間が増加しており、従方向交通量が増加するにつれてその差は大きくなっていることがわかる。

2,000 台/青1時間と 1,700 台/青1時間で計算した遅れ時間を比較する。従方向交通量が 600 台/時⁹⁾のとき、遅れ時間は 2,000 台/青1時間で約 30 秒、1,700 台/青1時間で約 70 秒となり、遅れ時間は約 2.4 倍となる。そのため、飽和交通流率の低下にあわせるとサイクル長を伸ばす必要があり、それに伴って遅れ時間も増加することとなる。

b) サイクル長の変化を伴わない場合の遅れ時間

サイクル長の変化を伴わない場合の遅れ時間を算出するために、基本値 (2,000 台/青1時間) で設計されたサイクル長で、飽和交通流率が 2,000 台/青1時間よりも低い状態で捌ける場合の遅れ時間を算出する。サイクル長は 3.(2)で計算した飽和交通流率が 2,000 台/青1時間の場合のサイクル長を用いる。遅れ時間の計算は 4.(1) a) と同様に式(2),(3),(4)を用い、式中の需要率や飽和交通流率には飽和交通流率 2,000~1,600 台/青1時間を適用する。

飽和交通流率 2,000 台/青1時間で設計されたサイクル長における遅れ時間の計算結果を表-3に示す。飽和交通流率 2,000 台/青1時間を想定して設計されたサイクル長のもとでそれよりも小さい飽和交通流率で捌ける場合は、遅れ時間が多く発生している。なお、飽和交通流率の低下が大きいほど、従方向交通量が増加するほど増加量は大きくなっている。なお、結果が示されていないケースがあるが、これはサイクル長の計算において需要率が 0.9 を超えているケース、もしくは式(4)により計算される x が 1 を超えているケースであり、需要が交通容量を上回っている状態となるため計算結果を示していない。このようなケースは飽和交通流率が低下するにつれて増える。

これを 4.(1) a) で算出した飽和交通流率の低下にあわせたサイクル長で生じる遅れ時間と比較する。飽和交通流率が 1,700 台/青1時間で捌ける際の遅れ時間の差を図-5に示している。これはサイクル長の計算と遅れ時間の計算のどちらも 1,700 台/青1時間で計算しているものと、サイクル長の計算は基本値の 2,000 台/青1時間に基づくが、遅れ時間は 1,700 台/青1時間で計算したものの比較となっている。図-5を見ると、基本値を用いて設計されたサイク

表-3 基本値で設計されたサイクル長における遅れ時間

遅れ時間	飽和交通流率(台/青1時間)				
	2,000	1,900	1,800	1,700	1,600
200	18.73	21.14	24.79	30.93	43.16
300	19.27	21.94	26.29	34.58	56.53
従方向					
400	21.18	24.54	30.65	45.20	126.00
交通量					
(台/時)	500	24.30	28.99	39.10	77.77
600	29.05	36.33	57.84		
700	36.46	49.68			
800	49.04	81.63			

ル長における遅れ時間のほうが大きくなっていることがわかる。筆者ら¹⁾が取得した飽和交通流率の平均値はおよそ1,700台/青1時間であることから、基本値2,000台/時間を用いて設計されたサイクル長で処理されている場合、遅れ時間が多く生じていることが示された。以上の結果より、実際の捌け量とは異なる飽和交通流率を用いてサイクル長を設計すると遅れ時間が増加するだけでなく、需要が交通容量を上回り渋滞を招くことが考えられる。

(2) シミュレーションを用いた単一交差点における円滑性への影響の検討

非飽和の状況だけでなく過飽和の状況における遅れ時間を、交通シミュレーションMicro AVENUE⁹⁾を用いて検討する。ここで、筆者ら⁶⁾が取得した東京都練馬区谷原交差点における1988年と2019年の観測結果を用いて再現した飽和交通流率が低下する前の状況と低下した状況から飽和交通流率の低下による影響を検討する。

1988年と2019年の状況を再現するためにバリデーショで目標とする観測結果を表-4に示す。シミュレーション内の最大加速度とリンク容量を調整しており、以下の手順でパラメータを求めた。

- ① 図-6の想定空間をシミュレーション内で構築する
- ② 最大加速度を表-4の値に設定し、表-4の飽和交通流率に近づくよう、流入リンクのリンク容量を調整する

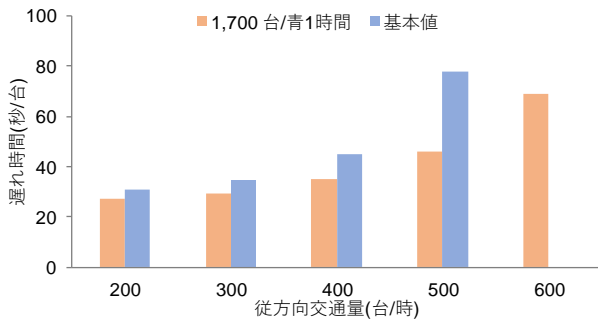


図-5 サイクル長の計算の違いによる遅れ時間の違い

表-4 バリデーショで目標とする観測結果

	1988年	2019年
加速度	2.24 m/s ²	1.64 m/s ²
飽和交通流率	1,922 台/青 1時間	1,629 台/青 1時間

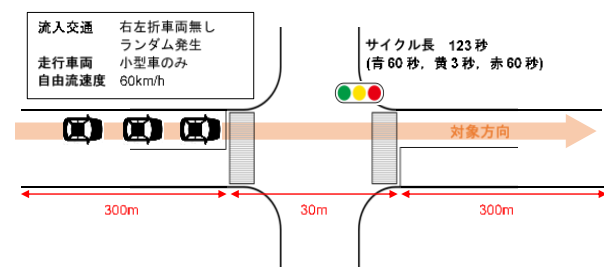


図-6 シミュレーションの想定空間

- ③ 飽和交通流率が表-4の値に最も近づくリンク容量になるまで②を繰り返す

以上の手順から求められた1988年と2019年の状況を再現するパラメータと、このときの飽和交通流率を表-5に示す。車両挙動に関わるこれ以外のパラメータはデフォルト値としている。

これらの条件のもとで車両を2時間発生させ、全ての車両が到着ゾーンに到達するまでシミュレーションを実行した。流入交通量は表-6に示すように500~1,000台/時の中で100台/時ずつ変化させることで、非飽和と過飽和の両方の状況を検討する。非飽和と過飽和の判定は飽和交通流率に青時間スプリットを乗じた値(交通容量)が1時間あたりの交通量を上回っていれば非飽和、下回っていれば過飽和としている。なお、車両の発生パターンはランダム発生とし、15分毎に発生させている。

信号交差点の遅れ時間は、交差点が無かったと仮定した場合の対象とする区間の旅行時間と実際の旅行時間との差であるが、今回比較する状況は飽和交通流率等の交通流に関する条件以外は同様であり、交差点が無かったと仮定した場合の旅行時間は等しくなる。そこで、旅行時間により円滑性への影響を検討するために、全車両の出発ゾーンから到着ゾーンまでの旅行時間の総和を算出し、それを走行台数で除すことにより1台あたりの平均旅行時間を求め、1988年の状況と2019年の状況を比較する。平均旅行時間の計算結果を図-7に示す。流入交通量が

表-5 シミュレーション適用パラメータと実現飽和交通流

	1988年再現	2019年再現
最大加速度(加速) (m/s ²)	2.2	1.6
リンク容量 (pcu/h/lane)	1,950	1,750
実現飽和交通流率(台/青1時間)	1,920	1,620

表-6 流入交通量の設定

1時間あたり交通量 (台/時)	15分間あたり交通量 (台/15分)	1988年での非飽和/過飽和	2019年での非飽和/過飽和
500	125	非飽和	非飽和
600	150	非飽和	非飽和
700	175	非飽和	非飽和
800	200	非飽和	過飽和
900	225	非飽和	過飽和
1,000	250	過飽和	過飽和

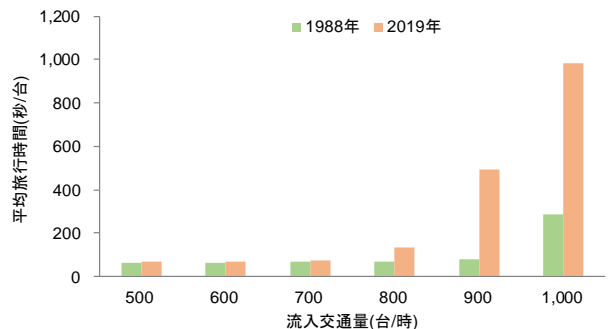


図-7 単一交差点における旅行時間の計算結果

500~700台/時では1988年も2019年も非飽和の状況であり、旅行時間は約4~10%の増加となっている。しかし、流入交通量が800台/時になると2019年の状況では過飽和となり、2時間のシミュレーションで旅行時間は約89.9%の増加となった。また、流入交通量1,000台/時ではどちらも過飽和であり、どちらも大きな旅行時間となっているが、2時間のシミュレーションで約243.2%増加しており、増加割合は非常に大きい。

以上のことから、飽和交通流率の低下により需要を捌ききれなくなる状況が発生し、その際の旅行時間の増加は非常に大きいものとなることがわかった。

(3) ネットワークにおける円滑性への影響の検討

次に、ネットワーク全体に対する影響を検討する。交通工学研究会の交通シミュレーションクリアリングハウス¹⁰⁾にて公開されているベンチマークデータセットを用いてネットワークを構築する。また、交通シミュレーションは引き続きMicro AVENUE⁹⁾を用いる。

a) ネットワークシミュレーションの概要

単一交差点のケースと同様に飽和交通流率が低下する前後の状況を再現する。その際、最大加速度は4.2⁽²⁾と同様に筆者ら⁶⁾が取得した表-2に示す谷原交差点での観測結果を用いて1988年と2019年の状況を再現する。しかし、右左折飽和交通流率の過去の実観測結果がないため、ここで目標とする飽和交通流率は以下のように設定した。1988年の飽和交通流率は直進車線、右左折車線ともに基本値とする。一方、2019年の飽和交通流率は、筆者ら¹⁾は直進車線での観測結果から現在はおおよそ1,700台/青1時間であることを明らかにしているため、これを低下後の飽和交通流率として設定した。右左折車線においては、観測サンプル数が十分に得られていないことから、直進車線における基本値から現在までの低下割合を右左折車線の基本値に乗じることで、これを右左折車線の低下後飽和交通流率とした。

以上の手順で決定した目標とする飽和交通流率(表-7)を再現するために、直進、右折、左折それぞれに対して以下の手順でパラメータを求め、得られたパラメータをネットワークに適応する。

- ① 最大加速度を、表-2の値を参考に設定する
- ② 飽和交通流率が表-7の値に近づくようにリンク容量を、右左折飽和交通流率を下げるために交差点内の自由流速度を調整する
- ④ 飽和交通流率が表-7の値に近づくまで③を繰り返す

以上の手順から求められた1988年と2019年の状況を再現するパラメータを表-8に示す。なお、車両挙動に関わるこれ以外のパラメータはデフォルト値としている。

これらの条件のもとで車両を2時間発生させ、全ての車両が到着ゾーンに到達するまでシミュレーションを実

行した結果を用いる。ここで出力される旅行時間には信号交差点での遅れ時間が含まれるため、ネットワークでの遅れ時間の評価には旅行時間を用いる。

対象ネットワークは図-8に示す吉祥寺・三鷹エリアとし、北側は都道7号線の五日市街道、南側は都道7号線の井の頭通り、西側は都道121号線の三鷹通り、東側は水門通りで囲まれるエリアである。OD、信号現示データは交通工学研究会の交通シミュレーションクリアリングハウス¹⁰⁾にて公開されている一般街路の「H8吉祥寺・三鷹ベンチマークデータセット(ネットワークタイプ)」を用いる。主要道路のみを対象にネットワークを構築し、信号現示設定もベンチマークデータセット内で示されているものを用いて設定している。

b) 飽和交通流率の低下による旅行時間の変化

単一交差点の場合と同様に、すべての車両が出発ゾーンから到着ゾーンにかかった旅行時間の総和を算出し、それを走行台数で除すことにより1台あたりの平均旅行時間を算出する。この平均旅行時間には信号交差点における遅れ時間を含むため、飽和交通流率の低下による影響をネットワーク規模で評価することができる。また、旅行時間が変化することで旅行速度にも影響が及ぶと考えられるため、旅行時間と旅行距離から、1台あたりの平均旅行速度も算出する。

平均旅行時間と平均旅行速度の計算結果を図-9に示す。

表-7 シミュレーションで目標とする飽和交通流率

	1988年飽和交通流率 (台/青1時間)	2019年飽和交通流率 (台/青1時間)
直進	2,000	1,700
左折	1,800	1,530
右折	1,800	1,530

表-8 シミュレーション適用パラメータ

	1988年再現	2019年再現
最大加速度(加速)(m/s ²)	2.2	1.6
リンク容量(pcu/h/lane)	2,000	1,750
直進トラック内自由流速度(km/h)	60	60
左折トラック内自由流速度(km/h)	40	40
右折トラック内自由流速度(km/h)	40	40

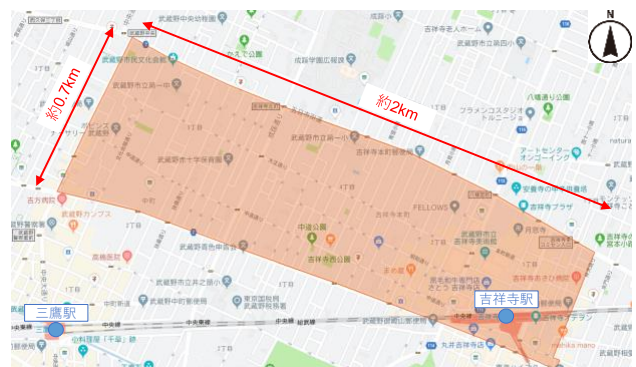


図-8 シミュレーション対象エリア

1988年と2019年とを比較すると、2時間のシミュレーションの中で2019年の状態では平均旅行時間は約52.0%増加する結果となった。信号現示の設定はベンチマークデータセットのものを参考にしているため、飽和交通流率が低下した2019年の状況では信号交差点において流入交通を十分に捌ききれない状況が発生することから旅行時間が増加し、平均旅行速度が約11.4%低下する結果となった。次に、旅行時間と旅行距離との関係を図-10に示す。これより、信号交差点の飽和交通流率が低い2019年では、信号交差点における渋滞が発生しやすくなり、旅行距離が短いトリップでも旅行時間が非常に長くなるものが出現していることがわかる。

道路の性能照査の中では、求められる交通機能に応じて設定された目標旅行速度を実現することが重要であり、目標旅行速度は交差点密度の大きさによって変化する。そこで、ある目標旅行速度を達成しようとしたときの信号交差点密度と飽和交通流率の関係について着目する。目標旅行速度は式(6)により算出される。

$$v = \frac{1}{\frac{1}{v_f} + \frac{r}{s}} \quad (6)$$

ここで、 v ：目標旅行速度(km/時)、 v_f ：単路部自由速度(km/時)、 r ：交差点での遅れ時間(時)、 s ：信号交差点間隔(km)とする。

目標旅行速度 v を 30~60km/時とし、単路部自由速度

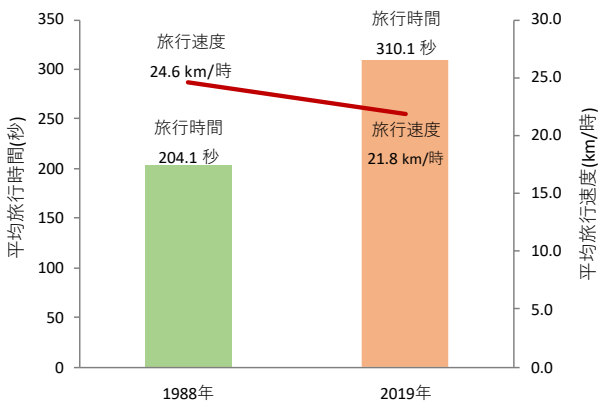


図-9 ネットワークにおける旅行時間と旅行速度の変化

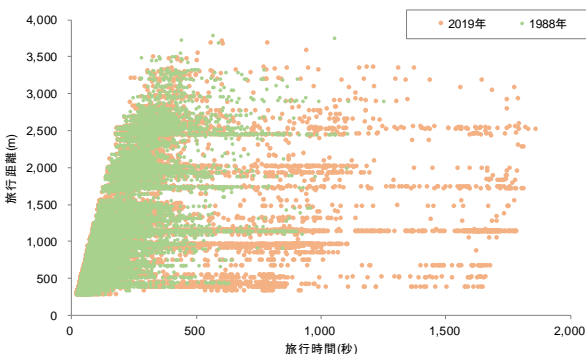


図-10 旅行時間と旅行距離の関係

v_f は目標旅行速度に 10km/時プラスした値としている。また、遅れ時間は主方向交通量 500 台/時、従方向交通量 400 台/時として算出した。この時、サイクル長と遅れ時間の計算は同じ飽和交通流率を用いた値を使用している。式(6)に目標旅行速度、単路部自由速度と飽和交通流率別の交差点での遅れ時間を与え、信号交差点間隔を算出し、それを 1kmあたりの信号交差点密度に換算する。目標旅行速度と信号交差点間隔の関係を飽和交通流率の値別に算出したものを図-11に示す。これより、目標旅行速度を達成させるためには飽和交通流率が低下するにつれて信号交差点密度を低くする必要があることがわかる。

5. おわりに

飽和交通流率の低下が社会にもたらす影響として、交差点設計や信号設計、円滑性に着目して検討した。

その結果、飽和交通流率が低下することにより、サイクル長を伸ばす必要があることがわかり、現在の基本値である2,000台/青1時間を用いた設計だと、交通流を捌ききれない可能性を指摘した。また、サイクル長が伸びると滞留長も変わるため、交差点間隔や右左折車線長の設計に影響が及ぶことを指摘した。

次に、円滑性に着目して遅れ時間を算出すると、飽和交通流率の低下とともに遅れ時間は増加し、さらには飽和交通流率が低下することで過飽和になってしまうケースが発生することも考えられ、過飽和になると遅れ時間の増加量が非常に大きくなることを示した。交通シミュレーションを用いたネットワークでの検証では、飽和交通流率の低下により旅行時間は増加しており、旅行距離が短いトリップでも旅行時間が非常に長くなるものも発生していることがわかった。また、旅行速度が低下していることも明らかになった。

これらの結果より、飽和交通流率の低下により今まではサイクル長や遅れ時間が誤って評価されていた可能性があることが明らかになり、これを受けて以下のような検討が必要であると考えられる。

まずは飽和交通流率の低下、すなわち捌き量を改善することが考えられる。例えば、路車間通信を行い、青信

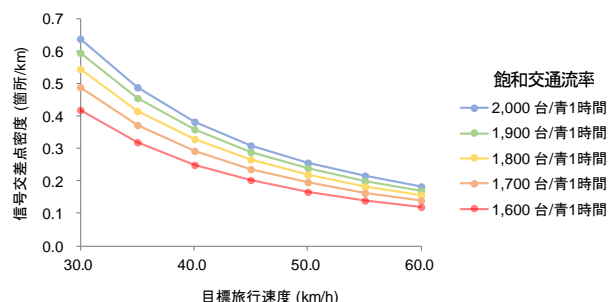


図-11 目標旅行速度と信号交差点密度の関係

号切り替わりタイミングを知らせることで青信号開始時の発進遅れを減らすことができる。一方で、低下した飽和交通流率に対応するためには、先の分析結果からも明らかであるように、現状の飽和交通流率にあわせた信号サイクル長の検討や、それに応じた右左折車線長を検討する必要もある。また、サイクル長を伸ばすだけでなく、需要率を下げることも考えられる。そのためには情報提供による需要の分散、または交通容量の増加のために既存空間の中での車線数の確保なども考えられる。

ネットワークで考えると、トラフィック機能が重視されるようなトリップについては幹線道路を通過させることにより、信号交差点が多く存在するような補助幹線道路の交通量が減らすことができる。そのためには、交通量の転換先の幹線道路の交通容量の拡大が必須である。その際には、目標旅行速度を達成させるためにも信号交差点密度を減らすことが必要であり、これには信号交差点の立体化や交差点のコンパクト化、右左折車線の設置などが有効であると考えられる。

以上のことから、飽和交通流率の低下の影響を緩和するためには、単一交差点での対応だけでなく、ネットワークとしてとらえることが必要であるといえる。道路ネットワークの計画の際には、交通需要を適切に処理するために飽和交通流率の低下に対応させる必要性を示したが、交通需要を適切に配分させるために階層型の道路ネットワークの計画も必要であり、さらに道路ネットワークの性能照査の中で実態にあった飽和交通流率を正しく反映させることが重要である。

今後はネットワークにおいて、個々の信号交差点レベルでの分析や、飽和交通流率の低下に対応した交差点設計及び道路ネットワーク計画を行なった際の評価についても検討していく必要がある。

謝辞：交通シミュレーションを行う上で、(株)アイ・トランスポート・ラボの堀口良太氏、花房比佐友氏、齊藤浅里氏の多大なご協力をいただきました。

参考文献

- 1) Eri AOYAMA, Keisuke YOSHIOKA, Sumio SHIMOKAWA, Hirohisa MORITA: Issues in Estimating Saturation Flow Rate at Signalized Intersections in Japan, 13th International Conference of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, 2019.
- 2) 米須俊彦, 目取眞正樹, 菊地春海, 緒方剛, 神戸信人: 瀬長交差点改良事業における PDCA サイクルの実践に関する一考察, 第 60 回土木計画学研究・講演集, CD-ROM, 2019.
- 3) 鹿田成則, 井上廣胤, 大蔵泉, 森田緯之, 岩崎征人: 信号交差点における飽和交通流量の観測結果について, 交通工学, Vol.13, No.4, pp.11-22, 1978.
- 4) 鹿田成則, 岩崎征人: 信号交差点および織り込み区間の交通容量の研究, 交通工学, Vol.1, No.4, pp.23-31, 1979.
- 5) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬, 河合芳之: 飽和交通流率の基本値変動の実態解析, 土木計画学研究・講演集, Vol.25, No.Pt.1, 2002.
- 6) 青山恵里, 下川澄雄, 吉岡慶祐, 森田緯之, 三串知宏, 五十嵐一馬: 信号交差点における飽和交通流率の低下要因の考察—占有時間・車頭時間の観点から—, 第 59 回土木計画学研究発表会・講演集, CD-ROM, 2019.
- 7) F. V. Webster and B. M. Cobbe: Traffic Signals, Road Research Technical Paper, No.56, Her Majesty's Stationery Office, London, 1966.
- 8) F. V. Webster: Traffic Signal Settings, Road Research Technical Paper, No.39, Her Majesty's Stationery Office, London, 1958.
- 9) R. Horiguchi and T. Oguchi: A Study on Car Following Models Simulating Various Adaptive Cruise Control Behaviors, International Journal of Intelligent Transportation Systems Research, January 2014.
- 10) 社団法人 交通工学研究会: 交通シミュレーションクリアリングハウス, <http://www.jste.or.jp/sim/>, (2019. 10.15)

(?????. ?? ??受付)

A STUDY ON THE EFFECT OF DECLINE IN SATURATION FLOW RATE ON THE TRANSPORTATION SOCIETY

Eri AOYAMA, Sumio SHIMOKAWA, Keisuke YOSHIOKA and Hirohisa MORITA