平成30年～令和2年度　基幹研究課題

道路の交通容量と
サービスの質に関する研究

成果報告書
（交通容量編）

令和3年8月

一般社団法人　交通工学研究会

はしがき

道路の量的整備が進んできたわが国では，これまで整備されてきた道路ストックを賢く使うことが求められている．そのためには，幹線道路や生活道路をはじめとする多様な階層の道路がそれぞれの有すべき機能を果たし，安全・円滑で快適な移動を可能とする道路構造であるかどうかを改めて照査する必要がある．

その際には，道路の横断面ばかりでなく，長さ方向（縦断方向）における移動のためのサービスの質を確保するという観点から道路構造のあり方を捉え直すことも重要である．このことは，道路区間の潜在性能や顕在性能の評価を行うことを意味するものであり，そのためにはボトルネックとなる部位，および交通容量を把握することが重要となる．

ここで，わが国の交通容量に関する技術指針を振り返ってみると，1958 年（S33）制定の道路構造令にはじめて交通容量に関する記述が盛り込まれて以来，幾度かの見直しを経て，1970 年（S45）の道路構造令改訂，1984 年（S59）の『道路の交通容量』（社団法人日本道路協会）の発行によって，我が国の交通容量の技術指針も一応の体系化がなされた．

しかしその後，実務・研究の双方において渋滞発生のメカニズムや様々な交通状態量の観測結果が蓄積されてきた．さらに近年では，ボトルネックの交通状態量がこれまでと大きく異なる値をとることが報告されている．これらは，交通容量やサービスの質の根幹をなすものであり，社会とそれを支える道路交通のシステムが大きく変貌しようとしているなか，今後の道路計画・設計を行っていくうえで極めて重要な要素であると言える．

そこで，一般社団法人交通工学研究会の基幹研究課題「道路の交通容量とサービスの質に関する研究」では，交通状態量の経年変化に関する最新の研究事例を収集整理するとともに，ボトルネックの交通現象と交通容量に関する既往知見の体系的な取りまとめを試みた．

なお，今回のとりまとめを通じて感じ得たことは，未だ研究成果が待たれる課題も多いことに加えて，これら知見の蓄積は常に継続されるべきものということである．そこで，本成果に対するご意見を広くいただきながら，今後とも内容の充実に努めて参りたいと考える次第である．

令和 3 年 8 月

基幹研究課題「道路の交通容量とサービスの質に関する研究」グループ
委員長　下川　澄雄
同　交通状態量に関するワーキンググループ
ワーキンググループ長　野中　康弘

道路の交通容量とサービスの質に関する研究グループ

委員名簿

所属は令和 3 年 8 月時点
（　）は前任者等

顧　問：	喜多　秀行	神戸大学名誉教授
	森田　綽之	日本大学理工学部
委員長：	下川　澄雄	日本大学理工学部
委　員：	阿部　義典	国際航業㈱
	泉　　典宏	㈱オリエンタルコンサルタンツ
	内海　泰輔	㈱長大　西日本社会計画事業部
	大口　　敬	東京大学生産技術研究所
委員兼幹事	柿元　祐史	名古屋大学大学院環境学研究科
	神戸　信人	㈱オリエンタルコンサルタンツ
	鈴木　弘司	名古屋工業大学工学部
	高橋　健一	三井共同建設コンサルタント㈱
委員兼幹事	鳥海　梓	東京大学生産技術研究所
	中村　悟	八千代エンジニヤリング㈱
	中村　英樹	名古屋大学大学院環境学研究科
	野中　康弘	㈱道路計画
	浜岡　秀勝	秋田大学理工学部
	藤浪　武志	国土交通省道路局企画課
	(井上　直)	
	山川　英一	㈱アイプラン
	横地　和彦	国土交通省国土技術政策総合研究所道路交通研究部
	(瀬戸下　伸介)	

交通状態量に関する検討ワーキンググループ

メンバー名簿

所属は令和 3 年 8 月時点
（　）は前任者等

WG 長：	野中　康弘	㈱道路計画
WG ﾒﾝﾊﾞｰ：	青山　恵里	国土交通省国土技術政策総合研究所道路交通研究部
	石田　貴志	㈱道路計画
	小川　寛久	首都高速道路㈱東京西局
	後藤　秀典	㈱オリエンタルコンサルタンツ関東支社
	後藤　誠	東日本高速道路㈱管理事業本部
	近田　博之	中日本ハイウェイ・エンジニアリング名古屋㈱名古屋支店
	Jian　XING	㈱高速道路総合技術研究所交通環境研究部
	田中　良寛	国土交通省 国土技術政策総合研究所道路交通研究部
	山口　大輔	㈱オリエンタルコンサルタンツ関東支社
	吉岡　慶祐	日本大学理工学部

目　次

はしがき

1. 序章

1-1　道路の交通容量に関する技術指針 1
1-2　編集方針と本書の構成 3

2. ボトルネックの交通現象

2-1　道路の交通容量とボトルネック 5
2-2　自専道等におけるボトルネックの交通現象 8
2-2-1　単路部 8
2-2-2　本線合流部 12
2-2-3　本線分流部 14
2-2-4　ランプ部 16
2-2-5　織り込み区間 17
2-2-6　車線絞り込み部 19
2-3　一般道におけるボトルネックの交通現象 20
2-3-1　一般道のボトルネック 20
2-3-2　一般道の渋滞原因 21
2-4　ボトルネック位置と渋滞原因の特定方法 22

3. 自専道等の交通容量

3-1　自専道等における交通容量の定義と計測方法 29
3-1-1　自専道等における交通容量の定義 29
3-1-2　自専道等における交通容量の計測方法 33
3-1-3　渋滞発生確率による評価 37
3-2　自専道等におけるボトルネックの交通容量 39
3-2-1　単路部 39
3-2-2　本線合流部 51
3-2-3　本線分流部 57
3-2-4　ランプ部 58
3-2-5　織り込み区間 59
3-2-6　車線絞り込み部 62

4. 一般道の交通容量

4-1 一般道における交通容量の定義と計測方法.....67
4-1-1 一般道における交通容量の考え方.....67
4-1-2 飽和交通流率の定義.....69
4-1-3 飽和交通流率の計測方法.....70
4-1-4 乗用車換算台数（pcu）と実台数，大型車の乗用車換算係数（PCE）.....72
4-2 一般道におけるボトルネックの交通容量.....74
4-2-1 信号交差点の交通容量.....74
4-2-2 無信号交差点（一時停止制御）の交通容量.....78
4-2-3 無信号交差点（全道路一時停止制御）の交通容量.....81
4-2-4 ラウンドアバウトの交通容量.....85
4-2-5 その他踏切等の交通容量.....87

5. 道路のサービス水準の評価に向けて

5-1 従来の道路ネットワーク計画と課題.....92
5-2 今後の道路ネットワーク整備の視点.....93
5-3 性能照査型道路計画設計のススメ.....94

巻末付録

付録 1 交通容量の改善効果事例.....97
付録 2 交通容量とサービス水準に関する研究の変遷.....117
付録 3 飽和交通流率のモデル推定方法における基本値及び影響要因.....125
付録 4 設計基準交通量の根拠.....135

1 序章

1-1 道路の交通容量に関する技術指針

(1) 我が国における道路の交通容量の研究動向 [1)-6)]

我が国で最初の交通容量研究に関する集中討議は，1953 年（S28）に開催された第 2 回日本道路会議 第 3 部会（交通部会）の特定課題「混合交通を考慮した道路の交通容量算定について」においてである．当時は自動車と自転車の分離構造の概念はなく，自動車と自転車の混合交通を前提とした交通容量に関する研究が主体であった．

その後，1958 年（S33）制定の道路構造令に，混合交通を前提とした車道幅員主義のもと，道路構造規準としての交通容量に関する記述が盛り込まれた．ただし，国内には関連資料がほとんど存在しなかったため，その多くは米国の HCM1950 から引用されたものであった．なお，米国の HCM1950 は一般的な交通容量の概念を初めて体系化したものであり，交通容量は基本交通容量／可能交通容量／実用交通容量として整理されていた．

日本初の高速道路，名神高速道路（京都・山科地区）が開通した 1959 年（S34）頃から，財団法人高速道路調査会において，高速道路の交通容量に関する研究が本格的に始動した．1963 年（S38）に開催された第 7 回道路会議の特定課題「道路及び交通条件の自動車走行に及ぼす影響について」では，主として基本的な交通容量値とその考え方がとりまとめられた．

1970 年（S45）の道路構造令改訂において，「車線数を自動車量から定める」という，いわゆる車線主義に転換するとともに，この自動車量の値が我が国の道路の交通容量とされた．ただし，ここでも米国の HCM1965（改訂版）が参照され，交通容量の補正要因など多くの事項が引用された．なお，HCM1965 に導入されたサービス水準の概念については引用せず，独自のサービス指標として計画水準の概念が導入され，交通容量は基本交通容量／可能交通容量／設計交通容量として整理された．

1982 年（S57）の道路構造令改訂にあわせて，1983 年（S58）に発行された「道路構造令の解説と運用」（社団法人日本道路協会）から交通容量に関する記述が分離された．この理由は，道路の交通容量に関する研究はまだ道半ばで，今後も更新の余地が大いに残されていることから，新たな知見を反映して逐次改訂していくことを念頭に置いた措置であった．このような経緯を経て，1984 年（S59）の『道路の交通容量』（社団法人日本道路協会）の発行によって，現在に至る我が国の交通容量の技術指針も一応の体系化をみた．

一方，この頃から高速道路単路部のトンネルやサグにおいて渋滞が顕在化するようになり，交通容量研究においても，そのメカニズム解明に関する研究が盛んになる．そして，渋滞前の交通量が可能交通容量よりも小さいこと，一旦渋滞が発生すると，捌け交通量が低下することなどの報告がなされ，渋滞発生前後の交通容量を区分する概念が登場する．

1990 年（H2）以降，高速道路の渋滞が頻発するようになると，渋滞前の交通容量（渋滞発生時交通量）と渋滞中の交通容量（渋滞発生後捌け交通量）が統計的に捉えられるようになる．渋滞発生時交通量は，交通量階層別の出現回数に対する渋滞発生回数を指標化した渋滞発生確率の概念が登場し，これを確率分布関数で定式化する試みがなされるようになる．渋滞発生後捌け交通量は，渋滞巻込まれ時間が長くなると交通量が低下することや明るさの違いによって変動するな

どの影響要因についても報告されている．また，近年では道路幾何構造や交通特性を説明変数として交通容量を推定する試みや，可能交通容量が年々低下しているといった報告もある．

しかしながら，前述のとおり現在の『道路の交通容量』が改訂を前提としているにもかかわらず，これらの知見が反映されたことはなく，その結果，交通容量規準から交通状態を適切に表現できないことも多い．すなわち，このことが本書で最新の技術的知見の整理に至った第一の動機である．因みに，この間も米国の HCM はほぼ 10 年単位で改訂を継続している．

一般道の交通容量に関する技術指針に目を向けると，交通容量上のボトルネックは一般に平面交差部であり，一般道の計画・設計においては平面交差部の交通容量がきわめて重要であることから，平面交差部の交通容量に関して研究蓄積が行われてきた．

1977 年（S52）に，社団法人交通工学研究会の「平面交差点研究委員会」が平面交差点の交通容量に関して種々の研究調査から飽和交通流率の値やその影響要因，容量解析方法等についてとりまとめ，『（最新）平面交差の計画と設計』（社団法人交通工学研究会）が発行された．

これ以降，基礎編・応用編・事例集と構成を見直しつつ，これまでに数度にわたって改訂されてきており，最新版は 2018 年（H30）に発行された『平面交差点の計画と設計 基礎編 – 計画・設計・交通信号制御の手引き -』（一般社団法人交通工学研究会）である．

(2) 現行の『道路の交通容量』の概要

我が国における道路の交通容量に関する技術指針は，1984 年（S59）に発行された『道路の交通容量』（社団法人日本道路協会）である．同書は 7 章で構成され，第 1 章では全般的な用語の解説，第 2 章より第 5 章までは種々のケースごとの交通容量の算定方法，第 6，7 章で計画，設計，評価への適用を扱っている．なお，以降では交通容量に関する記述に焦点をあてて概説する．

第 1 章では，交通容量とサービス水準に関連する用語の解説を行っており，各種の概念を整理している．ここでの交通容量の定義は，一定の道路条件と交通条件の下で，ある一定の時間内にある道路の断面を通過することが期待できる自動車の最大数である．つまり，ある道路がどれだけの自動車を通し得るかというその道路の最も基本的な機能上の能力を示すものであり，道路が自動車をさばく能力としている．また，交通容量は，道路条件と交通条件がどういう場合かにより，また交通容量の使われ方により次のように「基本交通容量」，「可能交通容量」，「設計交通容量」の 3 種類に区分される．

基本交通容量：基本的な道路条件および交通条件下で通過し得る乗用車の最大数
可能交通容量：現実の道路の道路条件および交通条件下で通過し得る車両の最大数
設計交通容量：道路を計画，設計する場合に，道路の種類，性格，重要性に対して，その道路が年間を通じて提供されるべきサービスの質の程度に応じて規定される交通量

第 2 章では，単路部の交通容量について整理しており，多車線道路と 2 車線道路に区分して定義している．多車線道路では車線主義により，1 車線の交通容量を基本として，幅員や路側余裕，大型車混入率等による補正を加えるとしている．2 車線道路では追い越し機会を考慮した往復車線の交通容量として定義している．

基本交通容量：多車線→2200pcu/時/車線
2 車線→2500pcu/時/往復

交通容量に影響を及ぼす要因として，運転者の構成（地域要因），道路構造（特にトンネル），気象要因（特に雪氷）等は配慮すべきものと考えられるが，同書ではそれらによる補正を示すことができなかったため，今後の調査研究への期待が述べられている．

第 3 章では，平面交差点の交通容量について整理している．1977 年（S52）に発行された『（最新）平面交差点の計画と設計』（社団法人交通工学研究会）の 4 章を引用している．信号交差点は単路部と異なり，ある一方向の基本交通容量というものではなく，また可能交通容量も結果的には算出し得るが本質的なものではないことが述べられている．信号交差点は 2 方向以上（通常は 4 方向）の流入部があり，各流入交通が信号によって制御されるためである．交差点全体として適切な現示設計がなされるため，一方向のみで交通容量を議論することは不適切であるとされる．信号交差点においては以下のような要素によって計画，設計，評価を行うものとされている．

飽和交通流率：信号が青を表示している時間の間中，車両の待ち行列が連続して存在しているほど需要が十分な場合に，交差点流入部を通過し得る最大の交通流率

正規化交通量：各流入部の実交通量または設計交通量と飽和交通流率の比

現示の需要率（当時の用法では「現示の飽和度」）

：同一の現示の中で同時に流れる交通流の正規化交通量のうち最大のもの

交差点の需要率（当時の用法では「交差点の飽和度」）

：各現示の飽和度の合計

注）同書で定義されている「正規化交通量」,「飽和度」などの用語は，2006 年（H18）発行の『改訂 交通信号の手引き -』（社団法人交通工学研究会）において,「正規化交通量」の用語は使用されなくなり,「飽和度」は「需要率」と再定義された.

上記の各要素を計算して信号現示が決定されるが，定められた青時間と周期の比に各流入路の飽和交通流率を乗じると各流入路の交通容量が求まる．以上のように，信号交差点においては飽和交通流率が中心的な要素となっている．飽和交通流率は基本値に対して補正率をかけて求めることになっている．この基本値は，可能交通容量に対する基本交通容量と同様の概念である．

飽和交通流率の基本値：直進車線　　2000pcu/青 1 時間

左折・右折車線　1800pcu/青 1 時間

第 4 章では, ランプ部の交通容量について整理しているが, 同書では調査研究が不十分であり，今後の調査研究への期待が述べられている．

第 5 章では，織込み区間の交通容量について整理しているが，ランプ部の交通容量と同様，調査研究が不十分であり，今後の調査研究への期待が述べられている．なお，参考として巻末に米国の HCM の手法を収録している．

1-2 編集方針と本書の構成

(1) 編集方針

前述のとおり，現在の『道路の交通容量』が改訂を前提としているにもかかわらず，これらの知見が反映されたことはないため，様々な課題を抱えている状況にある．例えば，単路部では断面の交通容量を 1 車線基本値の車線倍としているが，自専道等では交通量が増加すると追越車線に交通量が偏重して，追越車線から渋滞が発生することがわかっている．この際，走行車線が飽和状態にあることは稀で，すなわち車線数倍では実態にあわないといった課題がある．さらに，渋滞前と渋滞中で交通容量（捌け量）が変化するなどの知見も加える必要があろう．

このように，交通現象に関する新たな知見が得られていること，また用語の再定義への対応が求められる箇所も存在していることなど，同書の改訂が必要と考える所以である．

本書の編集にあたっては，単に現在の技術指針の規準（数値）を見直すのではなく，ボトルネックにおける渋滞現象の解説を加えるなどの工夫を凝らすとともに，目次構成もあわせて検討することとした．なお，具体的の内容に関しては，現時点でわかっている知見をとりまとめることに重点を置き，十分な知見が得られていない項目は継続的課題とした．

1) 自専道等における交通容量とりまとめのポイント

- 自専道等については，基本交通容量に補正係数を乗じて可能交通容量を算出する方法から，実測値を重視した交通容量へと見直した．これにあわせて，車線主義を破棄して断面主義を採用した．
- 道路の処理能力としての交通容量は，渋滞発生前と渋滞発生後で異なる値をとるものとして扱うこととに加えて，交通容量が確率的に変動する現象に関する知見を整理した．
- 高速道路単路部ボトルネックの QV 関係を交通状態量として定量化し，経時的な低下についての知見を整理した．

2) 一般道における交通容量とりまとめのポイント

- 全般的には，各種マニュアル（平面交差の計画と設計・ラウンドアバウトマニュアル等）と紐づけることで，本書では要点のみを整理した．
- 一般道信号交差点における飽和交通流率の経時的な低下およびこれに影響を及ぼすと考えられる乗用車換算係数について言及した．

(2) 本書の構成

以上をまとめて，**2 章**ではボトルネックの交通現象について解説する．信号交差点等のように交通制御において停止を伴う一般道と交通制御による停止を伴わない自専道等では交通現象等が異なることから，自専道等と一般道に区分してボトルネックとなる部位ごとに交通現象を解説した．**3 章**では自専道等の交通容量について現在の知見を整理した．具体的には，交通容量の定義と計測方法を示したうえで，ボトルネック部位別に交通容量と交通容量の影響要因に関する知見を整理した．**4 章**では一般道の交通容量について現在の知見を整理した．一般道については，別版の「平面交差点の計画と設計」や「ラウンドアバウトマニュアル」などの技術指針が整備されていることから，詳細はそちらに譲り，本書では考え方や要点のみを紹介するにとどめた．**5 章**では道路のサービス水準の評価に際して，検討の方向性と今後の課題について整理した．

参考文献

1) 社団法人日本道路協会：道路の交通容量，1984.
2) 片倉正彦：日本の道路交通容量マニュアル，交通工学 Vol.27，No.2，1992.
3) 社団法人交通工学研究会：交通容量データブック 2006，2006.
4) 株式会社高速道路総合技術研究所：平成 21 年度交通ボトルネック対策手法の検討報告書，2011.
5) 森田綽之：『道路構造令の解説と運用』にみる日本の道路計画・設計思想の変遷，土木学会論文集 D3，Vol.67，No.3，pp.203-216，2011.
6) 大口敬・中村英樹：日本における交通容量・サービスの質に関する研究の概観と展望，土木学会論文集 D3，Vol.67，No.3，pp.217-229，2011.

2 ボトルネックの交通現象

2-1 道路の交通容量とボトルネック

(1) 交通容量とは

道路の交通容量とは，ある道路条件や交通条件等の下で，道路の断面を一定の時間内に通過することが期待できる自動車の最大の量をいう．交通容量は，交通需要が交通容量を上回り，渋滞が発生する過程において観測できる．また，交通容量は同一の道路断面においても変動し，季節，月，曜日，時間等で異なることを理解し，実務においては実測値を用いることを原則とする．

道路の交通容量とは，ある道路条件や交通条件等の下で，道路の断面を一定の時間内に通過することが期待できる自動車の最大の量をいう．交通容量は，交通需要が交通容量を上回り，渋滞が発生する過程において観測できる．

交通容量は，ある道路条件や交通条件等の下での値であり，これらの条件が変われば，交通容量の値も変化する．道路条件とは，車道や路肩の幅員，縦断勾配といった道路の物理的構造に基づく条件であり，道路幾何構造を変更しない限り不変のものである．交通条件とは，大型車混入率やドライバー属性といった道路上の交通の質に基づく条件であり，場所や時間帯によって様々に変化するものである．その他にも，降雨や霧といった気象条件等の外的要因や，沿道利用に起因する要因のように，道路条件や交通条件に分類できない要因もある．

交通容量は，同一の道路断面においても変動し，季節，月，曜日，時間等で異なることから，実務においては実測値を用いることを原則とする．したがって，**3 章**と **4 章**に示す交通容量は，既往文献等で明らかとなっている交通容量の影響要因と実測値を参考として示すこととした．

(2) ボトルネックとは

ボトルネックとは，連続した区間の中で前後区間に比べて交通容量がもっとも低い箇所のことであり，交通渋滞は交通需要が交通容量を超過すると発生する．交通渋滞の発生状況やボトルネックの交通容量を知るためには，ボトルネック位置や渋滞原因を詳細に把握することが望ましい．

図 2-1-1 の上段に示すように，道路を「管」に例えると，「管」の太さが「交通容量」に相当する．連続した管の中でも箇所ごとに太さが異なるのは，(1)で述べたように，交通容量が道路条件や交通条件等によって異なることを表したものである．このように，連続した道路区間にあっても，前後区間に比べて相対的に管の太さが狭い箇所，すなわち相対的に交通容量が低い箇所が存在し，一般には交通容量がもっとも低い箇所がボトルネックとなる．

図 2-1-1 の下段は，交通需要と交通容量の関係を模式的に表したものである．「管」に例えた道路に，「水」に例えた交通需要が流れ込んだ場合を考える．連続した区間の中で，管の太さがもっとも狭い箇所（交通容量がもっとも低い箇所）に，管の径よりも大きな水量（交通容量よりも大きい交通需要）が流入すると，管を通しきれない水は上流に貯留する．

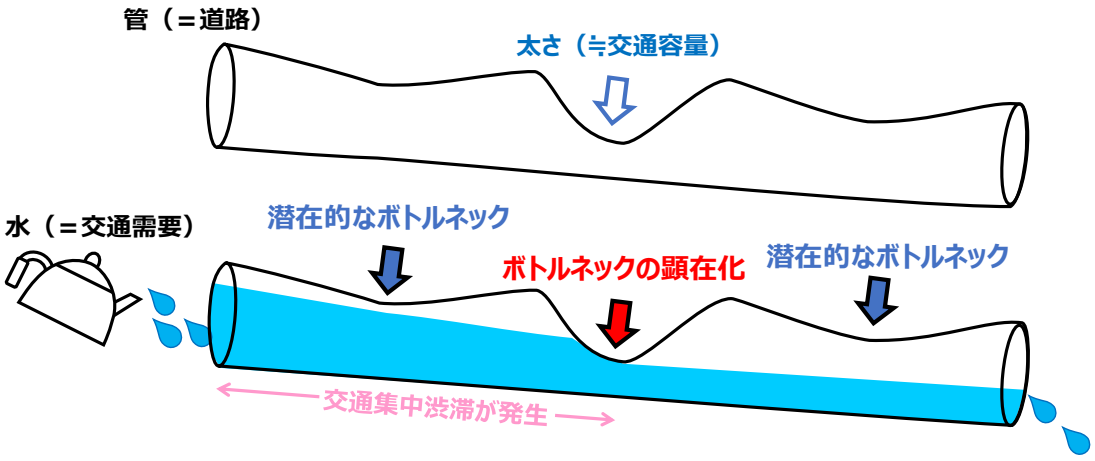


図 2-1-1　ボトルネックの概念図

これが渋滞現象であり，この時の管の太さがもっとも狭い箇所（交通容量がもっとも低い箇所）がボトルネックとなる．このように，ボトルネックで交通集中渋滞が発生することを，ボトルネックが顕在化するといい，この箇所を「顕在化ボトルネック」と呼ぶ．一般には前後区間の中で交通容量がもっとも低い箇所がこれに相当する．

一方で，前後区間に比べて管の太さは相対的に狭いものの，ボトルネックとして顕在化しない箇所を「潜在的ボトルネック」と呼ぶ．普段は，交通容量がもっとも低い交通容量の陰に隠れて身を潜めているが，たとえば，**図 2-1-1** の下段に示す「顕在化ボトルネック」に管を太くするような対策を施すと，その前後に位置する「潜在的ボトルネック」が顕在化することがある．よって，渋滞対策を策定する際には，前後区間に顕在化しそうな「潜在的ボトルネック」な存在しないかを十分に吟味することが重要である．

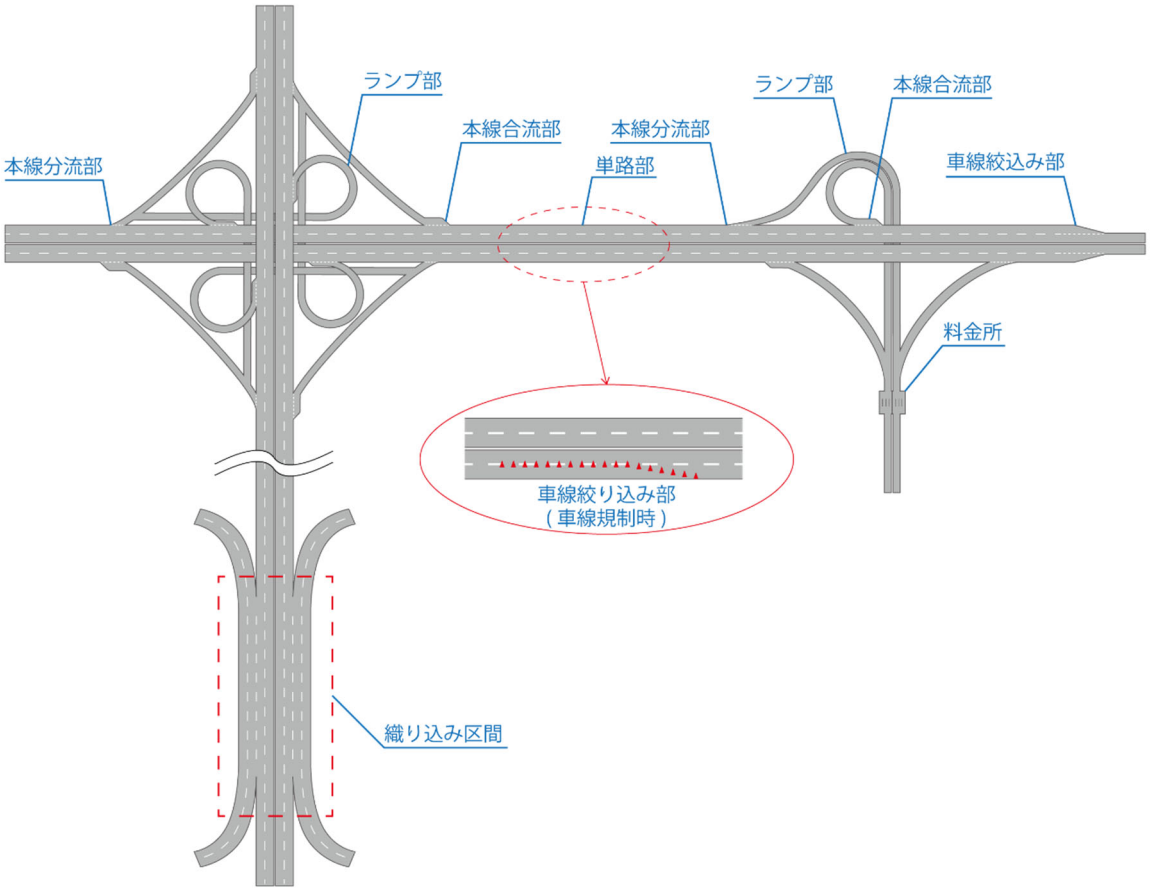
図 2-1-2 にボトルネックとなる道路構造と制御方法を示す．渋滞が発生するボトルネックは，自専道等と一般道で異なる．自専道等の主なボトルネックは，単路部，本線合流部，本線分流部，ランプ部，織り込み区間，車線絞り込み部等である．一般道では信号交差点がボトルネックとなることが多く，その他，無信号交差点，ラウンドアバウト，踏切等に加えて，沿道施設出入口や路側駐車車両，交通規制が影響を及ぼすこともある．本章では，ボトルネックの道路構造別・制御方法別に渋滞発生のメカニズムを解説する．

なお，ETC が普及する以前は，高速道路の料金所をボトルネックとする渋滞が多く発生していた．この渋滞は，料金所の交通量を処理する能力以上に交通需要が到達することで発生していた．特に，料金所入口に対して出口で渋滞することが多かった．

入口は発券のみであることからサービス時間が約 6 秒と短く時間当たりの処理台数が多いものの，出口は通行料金を支払うことからサービス時間が約 14 秒と長く処理台数が少なくなるためである．現在は，ETC の普及により料金所をボトルネックとする渋滞が少なくなっているため，本書では対象外とした．

その他，渋滞発生状況や交通容量を知るためには，ボトルネック位置や渋滞原因をできるだけ詳細に把握することが望ましい．ここでは，車両感知器データやプローブデータ，走行調査等の各種交通データからボトルネック位置および渋滞原因を特定する方法についても解説する．

＜自専道等のボトルネック＞



＜一般道のボトルネック＞

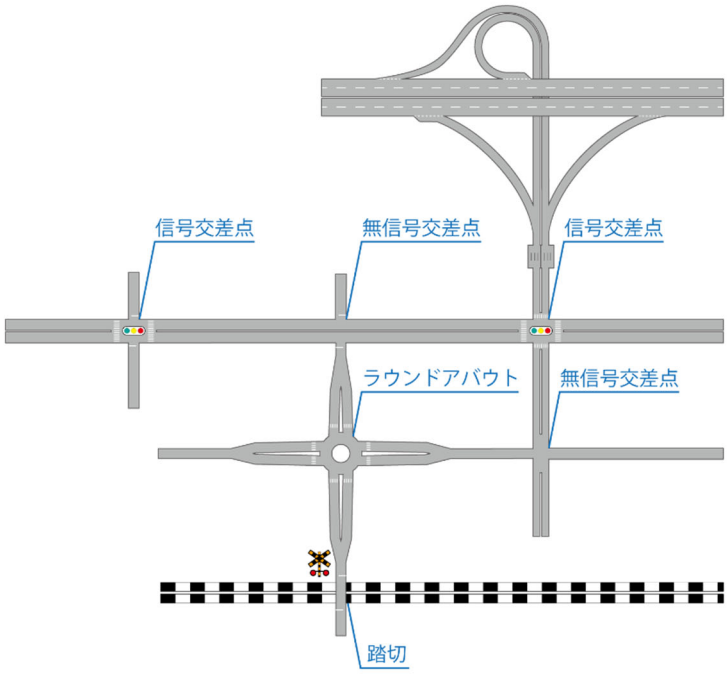


図 2-1-2　ボトルネックとなる道路構造・制御方法

2-2 自専道等におけるボトルネックの交通現象

2-2-1 単路部

(1) 単路部の定義

単路部とは，交通量の出入り（分合流）がない連続した区間のこといい，自専道等において代表的なボトルネックであるサグやトンネルはこれに属する．

単路部とは，交通量の出入り（分合流）がない連続した区間である．自専道等において代表的なボトルネックであるサグやトンネルはこれに属する．

高速道路や自動車専用道路，アクセスコントロールされた一般道のバイパスなど，自専道等に多く見られる区間であり，交差点が連坦する市街地や沿道施設が立地する幹線道路や地方道ではほとんど見かけない．

なお，我が国には単路部に関する連続した区間長の明確な定義は存在しないが，大まかには連絡等施設等の分合流に起因する車線変更行動の影響が及ばない範囲と解釈される．米国の HCM2016 には，本線分合流が影響を与える距離の目安として，本線合流部の 1,500 フィート（約 457 メートル）下流あるいは本線分流部の 1,500 フィート上流の範囲とすることが記載されている [1]．

因みに，我が国の高速道路におけるインターチェンジ間の平均的な離隔距離は 10km 程度，中間に位置する休憩施設を含めると 5km 程度である．

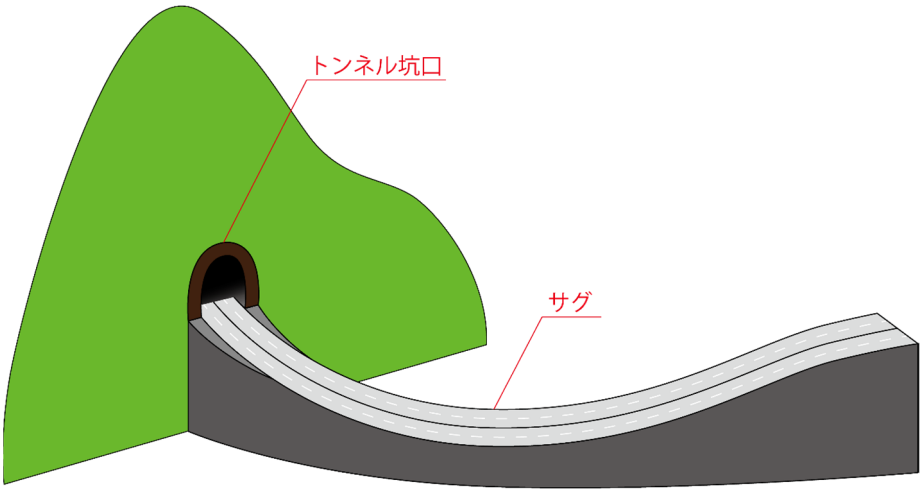


図 2-2-1　単路部のイメージと代表的なボトルネック

(2) 渋滞発生メカニズム

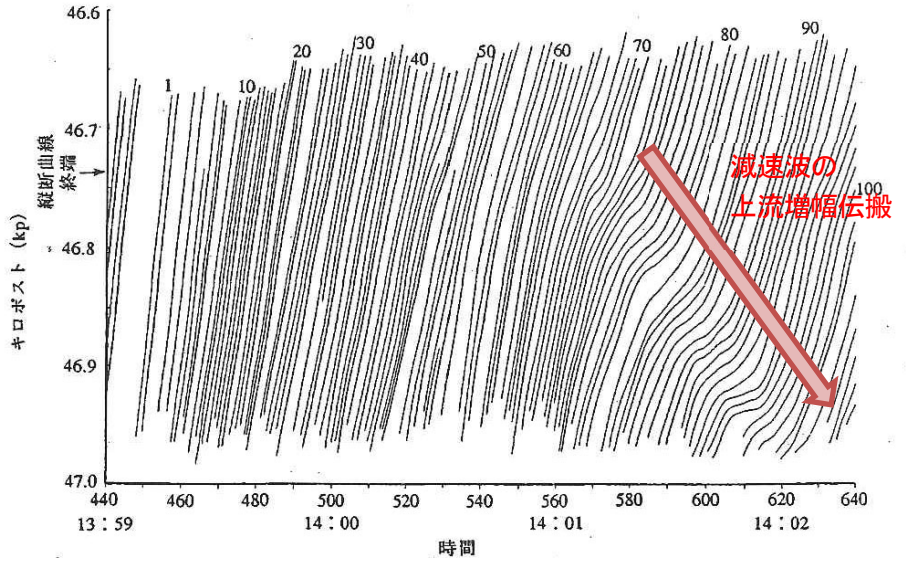
単路部における渋滞は，大きな車群がボトルネックにさしかかると，ドライバーのアクセル操作が無意識のうちに緩むことで速度低下が生じ，減速波（ショックウェーブ）が上流へと伝搬することで発生する．

交通集中渋滞は，到達する交通需要が交通容量を超えた時に発生する．この時，ボトルネックとなるサグやトンネルの交通容量は，周辺の交通容量より低い．

単路部では，車線数にかかわらず，大きな車群がボトルネックに到達すると，サグでは勾配の変化による速度低下と車間距離の調整不足，トンネルでは明暗差の心理的影響による速度低下と無意識な車間距離の増大をきっかけとして渋滞が発生する．

2 車線以上の単路部における交通集中渋滞発生メカニズムは，「交通量が増加するにつれて追越車線を走行する車両が増加し，大きな車群がボトルネックにさしかかるとアクセル操作が不十分なため速度低下が生じ，後方へ減速波（ショックウェーブ）として伝わることで追越車線から発生する．」[2)-4)]とされている．**図 2-2-2** の例に示すとおり，サグにおける減速波の上流増幅伝搬とこれによる交通集中渋滞の発生を観測し，追越車線から渋滞が発生することを実証した事例もある[5)]．また，1 車線の単路部における交通集中渋滞は，「区間長が長くなると自由走行速度が低い車両に追従する車両が増加し，形成される車群サイズが大きくなることに起因する．」[6)]とされている．

このような渋滞発生メカニズムに基づく渋滞対策として，ボトルネック位置を標識で示すこと，速度低下抑制の標識，LED 表示板，走光型視線誘導システム（ペースメーカーライト，ドライブ・アシスト・ライト，エスコートライト等と呼ばれるもの）を設置すること，追越車線に交通量が偏らないような車線運用を行ったり，LED 表示板を設置したりすることが行われている．



(E1 東名(上)秦野サグ・追越車線・1991 年 7 月 8 日(日))

※赤の矢印と文字は，追記

図 2-2-2　渋滞直前における Time-Space 図[5)]

1) 車線利用率

2 車線以上の単路部における渋滞発生メカニズムでは，「交通量が増加するにつれて追越車線を走行する車両が増加すること」を述べた．ここでは，車線利用率について記載する．都市間高速道路の単路部における断面交通量（片側の車線合計の交通量）ごとの速度変化をみると，交通量が高くなるにつれて速度は低下する．また，交通量が低い時は走行車線（片側 3 車線区間では第 1 走行車線と第 2 走行車線）の車線利用率が高いが，交通量が高くなるにつれて追越車線の車線利用率が高くなる [7)-8)]．**図 2-2-3** の例では，片側 2 車線で約 1,500 台/時，片側 3 車線で約 3,500 台/時の交通量を超えると，他の車線に比べて追越車線利用率が最も高くなり，片側 2 車線で 6 割強，片側 3 車線で 4 割強に達することもある [9)]．

既往研究事例では，渋滞発生前の追越車線利用率は，片側 2 車線区間が 58～60%，片側 3 車線が 39～42%（第 1 走行車線：23～26%，第 2 走行車線：34～35%）の範囲であることが報告されている [2)-3), 10)-11)]．

車線利用率は，交通量，大型車混入率，縦断勾配，分岐までの距離（分流率）の影響を受けるとの報告がある [12)]．また，走行車線の速度が高い時は追越車線も高く，走行車線の速度が低い時は追越車線も低いといった，両車線の速度に相関が高いことを示し，走行車線の低速車を追越すこれより少しだけ希望速度の高い車両が追越車線に混在することで（elephant racing），追越車線に車群が形成され，車線利用率が偏るとの報告がある [13)]．

＜片側 2 車線区間(E20 中央道(上)14.01kp)　　＜片側 3 車線区間(E1 東名(上)24.97kp)

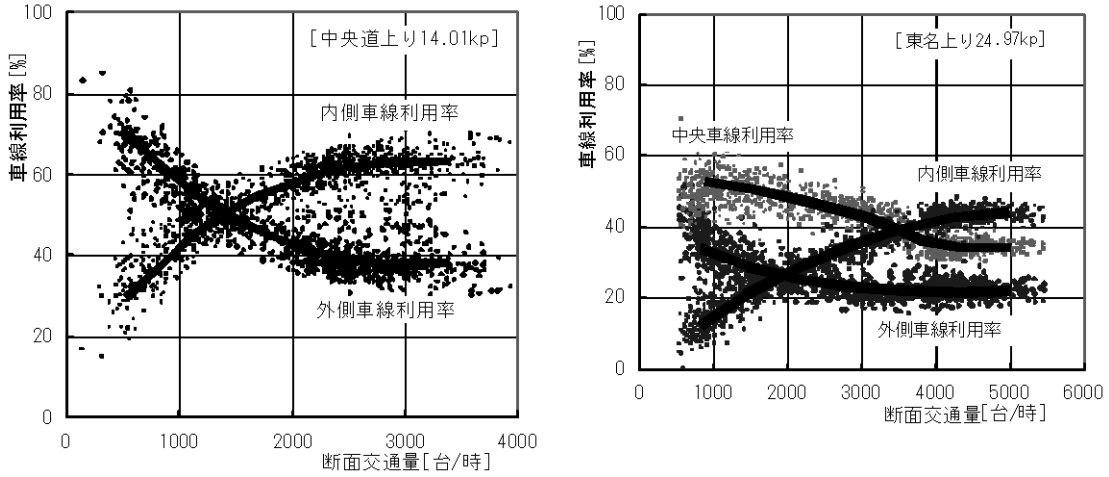


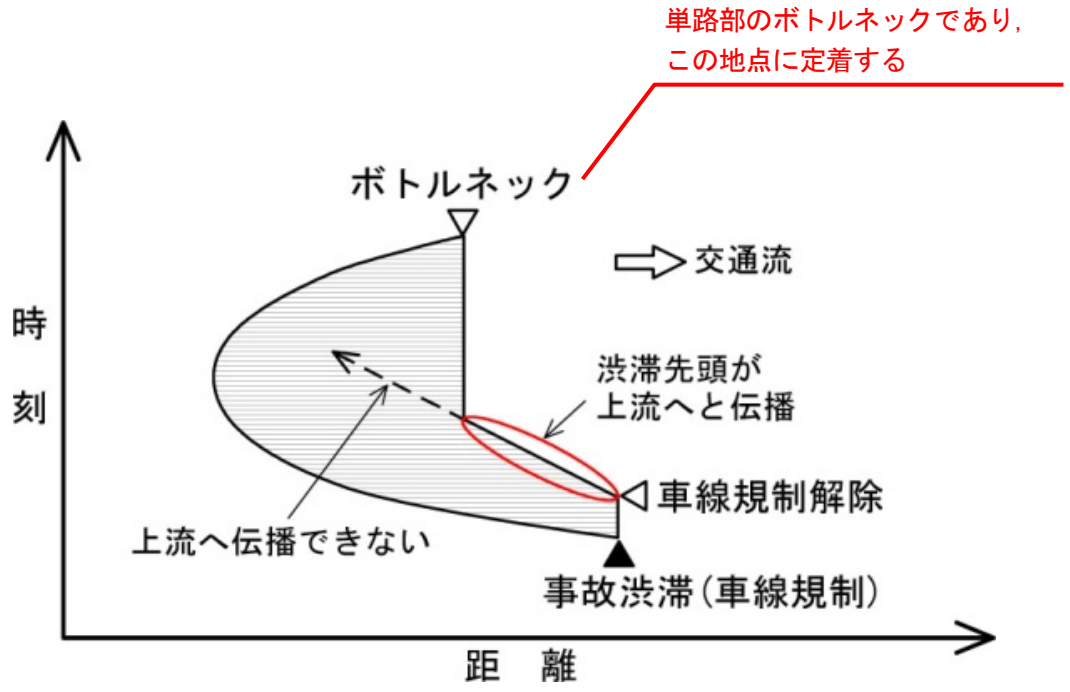
図 2-2-3　交通量ランクと車線利用率の関係 [9)]

2) 渋滞定着現象

単路部における渋滞先頭地点は，渋滞発生後の捌け交通量が最も低いためにボトルネックとして発現する地点であり，この付近を境目に交通流は速度回復を始める．この際，渋滞先頭地点は同一地点に落ち着くことが多く，ボトルネックが同一地点に落ち着く現象を「定着」と呼ぶ[14)-15)]．これは，初期の渋滞発生地点と渋滞が形成された後の渋滞先頭地点が相違する場合があることを実証した結果に基づくものである．

図 2-2-4 は，渋滞先頭地点の定着現象の典型的な例を模式的に表したものである．単路部において車線規制を伴うような事故が発生すると，一般には車線規制地点を先頭とした渋滞が発生する．その後，車線規制が解除されると，渋滞先頭は上流へと伝搬・遡上し，最終的には渋滞発生後の捌け交通量が最も低いボトルネックに定着することを表現したものである．

このように，渋滞現象を「発生」と「定着」に区分することで，同一 IC 区間内のボトルネックの位置が変動する現象の実証的研究も進んできている[16)-17)]．これによって，普段は交通需要が少なく，ボトルネックが顕在化しない（ボトルネック位置がわからない）区間にあっては，車線規制を伴う事故渋滞時の現象を分析することで，当該区間のボトルネックと交通容量（渋滞発生後の捌け交通量）を事前に把握することに役立つものである．



※赤の文字は，追記

図 2-2-4　典型的な渋滞定着現象の概念図（事故規制解除後の事例）[14)]

2-2-2 本線合流部

(1) 本線合流部の定義

本線合流部は，本線に対して流入ランプやジャンクション渡り線が接合する箇所のことをいう．

本線合流部は，本線に対して流入ランプやジャンクション渡り線が接合する箇所のことであり，単独本線合流部，対等合流，近接本線合流部，下流側に分流部をもつ本線合流部，車線数の増減が無い本線合流部の 5 つに大別される（図 2-2-6）．本書では，最も基本的な合流部に着目し，車線境界線等によって，いずれかを主，他方を従として，従から主へ合流する“(a) 単独本線合流部”について扱うこととする．

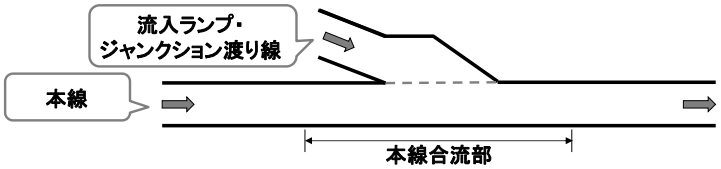


図 2-2-5　本線合流部の道路構造と用語の説明

高速道路において“(c) 近接本線合流部”や“(d) 下流側に分流部をもつ本線合流部”のように分合流部が近接する場合には，合流同士または合分流同士の渋滞発生メカニズムが互いに影響を与えることがある．前述のとおり，米国の HCM2016 によれば分合流に伴う交通への影響範囲の目安は，分合流部からの離隔距離がそれぞれ 1,500 フィート（約 457 メートル）とされる [1]．“(e) 車線数の増減が無い本線合流部”のように本線合流部で車線数が増加した場合，合流後は単路と同様に扱うことができる．

また，都市間高速道路では，左側にのみ本線合流部が設けられている．一方で，都市高速道路では，左側のみでなく，右側に本線合流部が設けられることがある．そのため，合流部の接続方向については，右側合流／左側合流の両方を取り扱う．

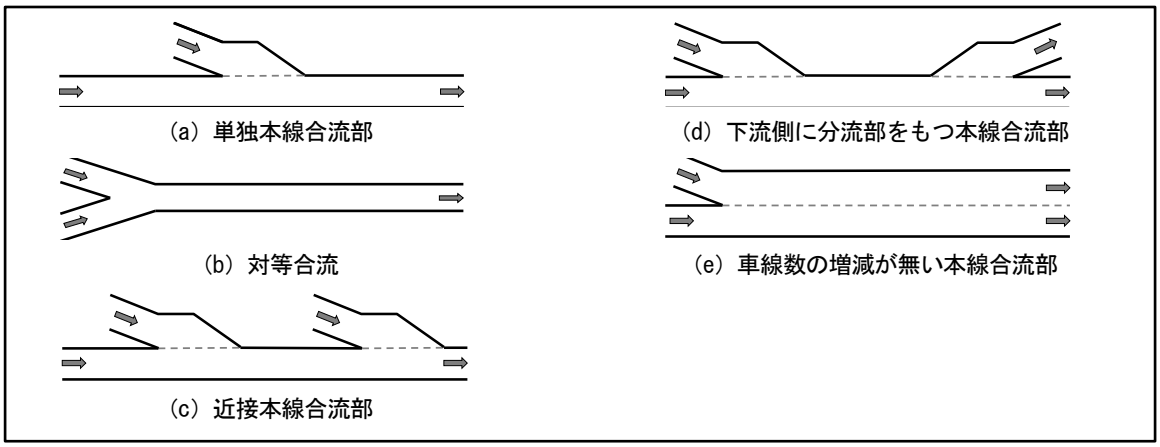


図 2-2-6　本線合流部の分類

(2) 渋滞発生メカニズム

本線合流部では，流入ランプやジャンクション渡り線からの合流に伴う車間距離調整や本線走行車の避走（車線変更）によって速度低下が起きやすい．本線の交通密度が高い場合に，このような合流車や避走車の影響によって本線に減速波（ショックウェーブ）が生じ，上流へ伝搬することで渋滞が発生する．

本線合流部では，合流部下流の本線の車線数が，合流部上流の本線と流入ランプまたはジャンクション渡り線の合計車線数より減少するため，本質的に交通容量が不足している場合が多い．本線合流部の渋滞発生メカニズムは，「本線合流部において流入ランプやジャンクション渡り線からの合流（①合流挙動）に伴う車間距離調整や，合流を回避するための車線変更（②避走挙動）が発生し，その時の交通密度が高い場合，上流へ減速波（ショックウェーブ）が伝わり渋滞が発生する」とされている[18)-19)]．

都市部等においては，高速道路の流入ランプの上流に設置された信号交差点の影響により合流車の車群が短時間に形成され，合流部での速度低下の原因となっている[20)]．

なお，都市間高速道路の本線合流部では，直近下流に上り坂やサグがある場合，合流車の影響で避走が生じ，追越車線利用率が高くなった結果として，上り坂やサグで渋滞が発生するということもある．合流部は交通量や密度が変化する箇所であり車線変更も多いため，速度低下が発生しやすい．ただし，根本的な渋滞原因は合流部下流の上り坂やサグであるというケースもあり，この合流部の速度低下だけで渋滞原因と判断しないよう，注意が必要である．

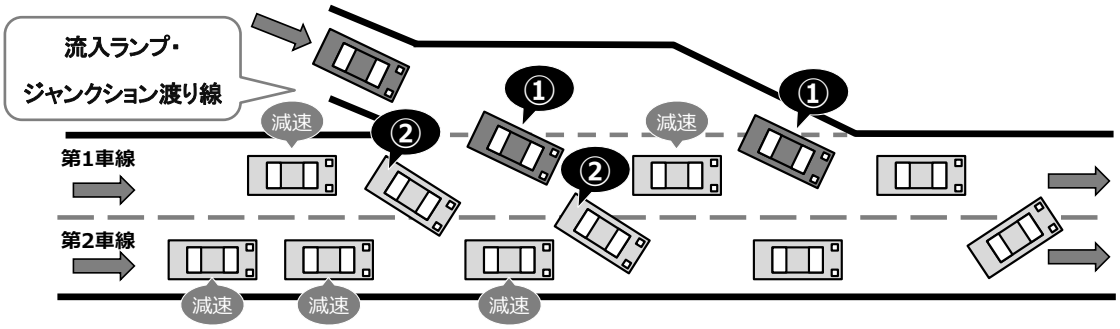


図 2-2-7　本線合流部の渋滞発生メカニズム

2-2-3 本線分流部

(1) 本線分流部の定義

本線分流部とは，本線と流出ランプやジャンクション渡り線との分岐部であり，1 つの交通流が本線の交通流と流出ランプ等の交通流に分岐する箇所のことをいう．

本線分流部とは，本線と流出ランプやジャンクション渡り線との分岐部であり，1 つの交通流が本線の交通流と流出ランプ等の交通流に分岐する箇所のことをいう．また本線分流部は，単独本線分流部，対等分流，近接本線分流部，下流側に合流部をもつ本線分流部，車線数の増減が無い本線分流部の５つに大別される（**図 2-2-9**）．本書では，基本的な分流部の形態として分流車が分流準備のために本線で速度低下する場合に課題が生じ得る“(a) 単独本線分流部”について扱うこととする．

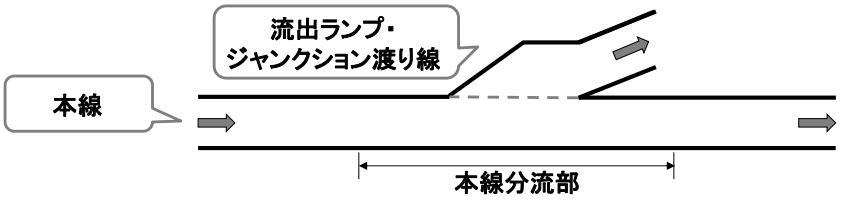


図 2-2-8　本線分流部の道路構造と用語の説明

高速道路において，“(c) 近接本線分流部”や“(d) 下流側に合流部をもつ本線分流部”のように分合流部が近接する場合には相互に影響を与える可能性があるが，影響の程度については研究事例も少なく，定量化できるところまで至っていない．前述のとおり，米国の HCM2016 によれば分合流に伴う交通への影響範囲の目安は，分合流部からの離隔距離がそれぞれ 1,500 フィート（約 457 メートル）とされる [1)]．

また，都市高速道路では，流出ランプが左側のみでなく，右側に設けられることがある．そのため，流出ランプの接続方向については，右側分流／左側分流の両方を取り扱うこととする．

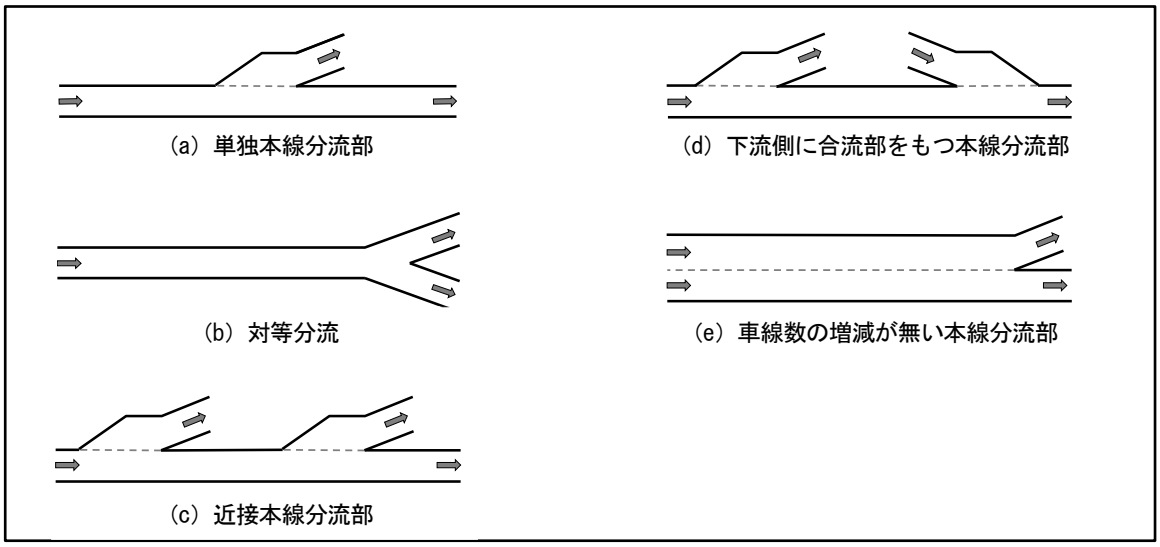


図 2-2-9　本線分流部の種類

(2) 渋滞発生メカニズム

本線分流部では，分流部上流区間から，分流車が順次分流側の車線に車線変更してくることにより，そのまま本線を利用する車両と相まって分流側車線に交通が集中した結果，車線の交通容量を超過することで渋滞が発生する．また，分流側の車線への割り込みや，本線車が分流低速車を避けるための車線変更などによって，上流への減速波（ショックウェーブ）が生じることも渋滞が発生する要因となる．

本線分流部の渋滞発生メカニズムは，「本線分流部上流の分流側の車線に，本線車および分流車が集中し，分流側の 1 車線の交通容量を超過（①）することで渋滞が発生する．また，分流側の車線への分流のための割り込み（②）や，本線車が分流低速車を避けるための車線変更（③）によって生じる速度調整が後方へ減速波（ショックウェーブ）として伝わることで渋滞が発生する」とされている．なお，本線分流部の渋滞発生メカニズムは，流出ランプ下流のボトルネック（ランプ部や出口左記の信号機など）を含めて総合的に判断することが必要である．

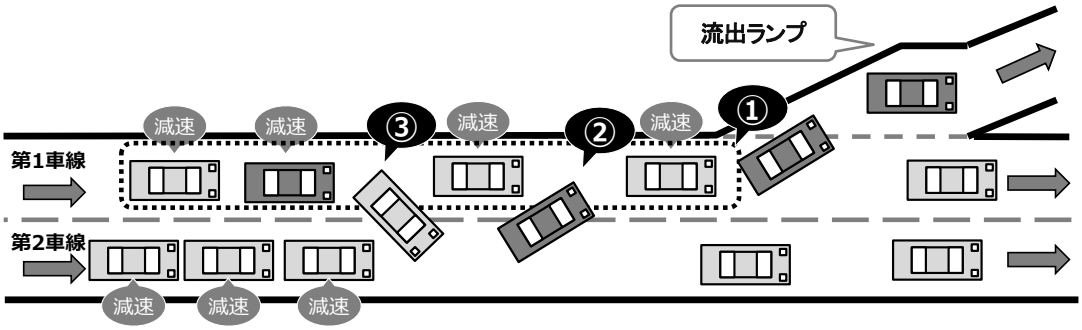


図 2-2-10　本線分流部の渋滞発生メカニズム

都市間高速道路における調査結果では，本線分流部の速度低下が発生し得る車線としては，本線が 2 車線の場合には，分流付近における速度低下が第 2 車線にまで及んでいるが，本線が 3 車線の場合には，第 3 車線の速度低下はほとんど見られない結果が示されている [21)-22)].

また，本線が 3 車線の場合の速度低下のパターンは，第 1 車線と第 2 車線が同時に速度低下するケースと，最初に第 1 車線，次いで第 2 車線の順に速度低下するケースの 2 種類に分類されるとの報告がある [23)].

都市間高速道路における分流部上流区間の車線利用状況の報告によれば，分流ノーズの上流約 2km 地点から分流ノーズ側への車線変更が増加し，約 1km 程度上流からその傾向は顕著となる．それに伴い，分流ノーズの上流約 1 km における断面の速度も低下している．分流ノーズの約 3km 上流では，本線が 2 車線の場合には単路部の車線利用率と同等であるが，本線が 3 車線の場合には分流ノーズ側の走行車線の利用率が高くなる傾向にある．また，交通量が多い路線では，分流ノーズ側への車線変更が遅くなる傾向が見られている [21), 22)].

また，都市間高速道路の研究事例では，JCT 付近の案内標識の影響等により，案内標識の設置位置付近で車線利用が偏るということも知られている [24)].

2-2-4 ランプ部

(1) ランプ部の定義

ランプ部とは，高速道路と高速道路，または高速道路と一般道の接続路のことをいう．

ランプ部とは，高速道路と高速道路，または高速道路と一般道の接続路を指す．近年，高速道路ネットワークが充実してきたことで，特に環状線を構成するようなJCTランプ部での渋滞が観測されるようになってきた．例えば，小牧JCT（上）Cランプ（E19中央道（上）からE1名神（下）に向かう方向）[25]，海老名JCT（外）D・Fランプ（E1東名（上下）からC4圏央道（外）に向かう方向）[26]，海老名JCT（内）A・Gランプ（C4圏央道（内）からE1東名（上下）に向かう方向）[27]である．ここでは，ランプ内で発生する渋滞を対象とし，ランプ下流の本線との合流部や，ランプ上流の本線との分流部における渋滞は対象としていない．

(2) 渋滞発生メカニズム

ランプ部では，ランプ内のサグや上り坂において速度低下が起きることがある．そこに大きな車群が到達すると減速波（ショックウェーブ）が生じ，上流へ伝搬することで渋滞が発生する．その他，平面線形が影響することや，ランプ内の合流部で渋滞が発生することもある．

ランプ部は，高低差のある高速道路を接続し，また複数の方向に接続するランプ路を縦断方向・平面方向に避けながら用地を極力小さくする構造となっている．そのため，サグが存在することが多い．このサグについても，ランプの設計速度が高速道路本線より低いため，縦断勾配が急であることが多い．このようなサグで渋滞が発生する．

JCTの渋滞原因を分析した事例は少ないものの，小牧JCT（上）Cランプでは-4.1%→+2.1%のサグ[25]，海老名JCT（外）D・Fランプは+6.0%の上り坂[26]，海老名JCT（内）A・Gランプは+5.4%の上り坂[27]が渋滞原因となっている．JCTでは，サグや上り坂において速度低下が発生し，後方へ減速波（ショックウェーブ）として伝わることで渋滞が発生する．また，平面線形が影響することや，ランプ内の合流部で渋滞が発生することもある．

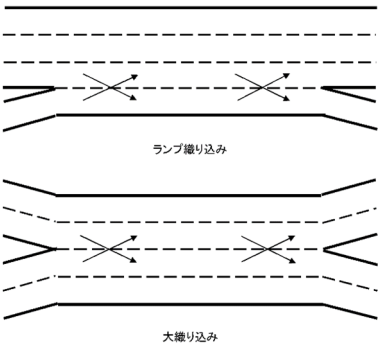
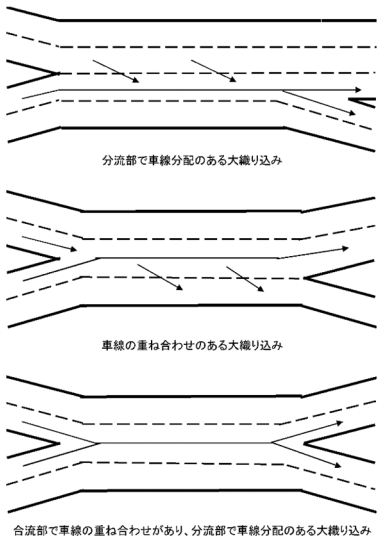
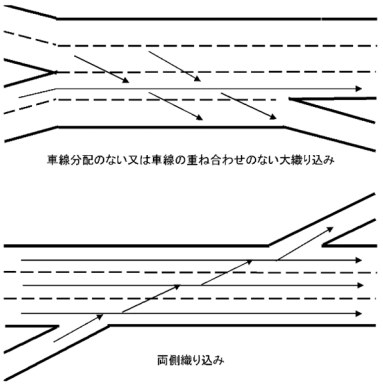
2-2-5 織り込み区間

(1) 織り込み区間の定義

織り込みとは，区間の上流から下流に向かってほぼ同じ方向に流れる 2 つ以上の交通流が連続的に合流，車線変更，分流を行って，互いに相手を横切る現象のことである．このような織り込み現象が生ずる道路区間を織り込み区間という．

織り込み区間の形式は，その区間で織り込みをする 2 種類の織り込み車が必要とする車線変更回数によってタイプ A，B，C の 3 つに分類される [28)]．

表 2-2-1　織り込み形式の分類 [28)]

タイプ	織り込み形式の分類	図
A	織り込みの挙動を完了するのに両方向の織り込みとも１回の車線変更回数が必要な場合	
B	ある方向からの織り込みは車線変更の必要はないが，もう１つの方向の織り込みは多くて１回の車線変更が必要な場合	
C	ある方向からの織り込みは車線変更の必要はないが，もう１つの方向の織り込みは多くて２回の車線変更が必要な場合	

(2) 渋滞発生メカニズム

織り込み区間では，織り込み車相互の車線変更に伴う錯綜によって速度低下が起きることがある．それが後続車に影響して減速波（ショックウェーブ）が生じ，上流へ伝搬することで渋滞が発生する．織り込み区間の渋滞は，特に織り込み区間長の短い区間で発生しやすい．

織り込み区間を通行する交通には，織り込みをする交通（織り込み交通）と織り込みをしない交通（非織り込み交通）の 2 種類がある．織り込み交通は，織り込み区間に流入した交通のうち，互いに他の車両の軌跡を横切る交通を言い，非織り込み交通は他の車両の軌跡を横切らずにそのまま織り込み区間を通過する交通をいう．織り込み区間は，このように他の車両の軌跡を横切る織り込み交通が存在することで他の道路区間と区別される．

織り込み区間の渋滞発生メカニズムは，「織り込み車が左右相互に車線変更を行うとともに，進行方向に向かって複数車線を連続して車線変更する挙動（①織り込み挙動）が行われる．また，織り込み車の影響を避けるために非織り込み車が車線変更する挙動（②避走挙動）も発生する．この①や②の挙動に伴って速度調整が行われるが，その時の交通密度が高い状態の場合には，速度調整の影響が減速波（ショックウェーブ）として上流に伝わることで渋滞が発生する」とされている．

また織り込み区間の渋滞発生は，織り込みをする車両数である「織り込み交通量」や全車両数に対する織り込みをする車両数の比を示す「織り込み比率」が影響を与えていることも知られている [29]．

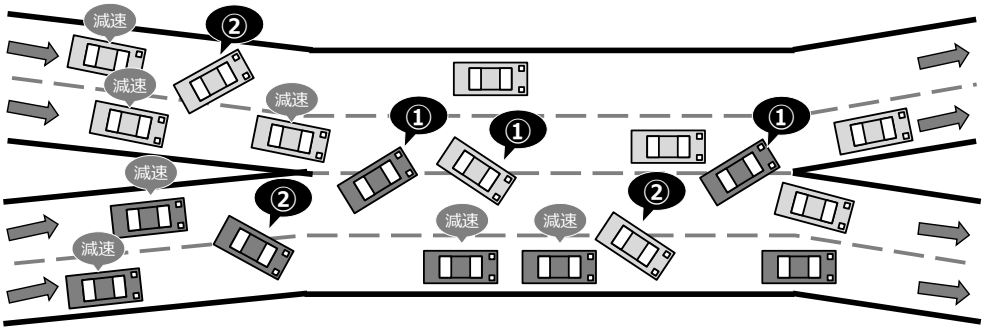


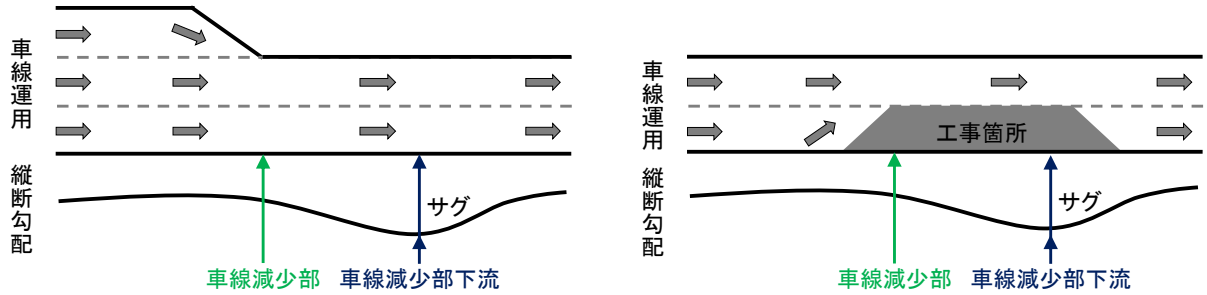
図 2-2-11　織り込み区間の渋滞発生メカニズム

2-2-6 車線絞り込み部

(1) 車線絞り込み部の定義

車線絞り込み部とは，単路部およびランプ部において，車線数が減少する箇所を指す．工事規制に伴う車線規制もこれに属する．

車線絞り込み部とは，単路部およびランプ部において，車線数が減少する箇所を指す．具体的には，登坂車線や付加車線が設置されている区間の終端部[30]，インターチェンジやジャンクションのランプ部で車線数が減少する箇所，工事や点検などによる一時的な車線規制[31)-37)]である．



(a) 登坂車線の絞り込み部[3 車線→2 車線の例]　　(b) 工事車線規制[2 車線→1 車線の例]

図 2-2-12　車線絞り込み部の形式

(2) 渋滞発生メカニズム

車線絞り込み部では，車線数減少部での合流挙動によって速度低下が起きることがある．そこに大きな車群が到達すると減速波（ショックウェーブ）が生じ，上流へ伝搬することで渋滞が発生する．車線減少部下流では単路部渋滞と同様の渋滞が発生することもある．

車線絞り込み部では，車線数減少部と車線数減少部下流が主要なボトルネックである．まず，車線数減少部では，合流挙動や割り込み挙動等の影響によって速度低下が起きることがあり，そこに大きな車群が到達すると減速波（ショックウェーブ）が生じ，上流へ伝搬することで渋滞が発生する．

車線減少部下流では，単路部渋滞と同様にサグの影響による速度低下や，ドライバーの工事見物を起因とする速度低下により，渋滞のボトルネックになることがある．また，内側車線を絞込む方法は，外側車線を絞込む方法に比べて，車線数減少部下流における内側車線利用率の偏りが顕著になるため，交通容量上のボトルネックになり易く[8)]，絞り込み形態と交通容量は密接に関係している．

車線絞り込み部の渋滞は全国どこでも発生し得るが，ここでは首都高速道路や東名高速道路の工事車線規制時の報告事例を収集した[31)~37)]．そのうち、東名高速道路の工事車線規制時においては，車線数減少部と車線数減少部下流をボトルネックとする渋滞が，それぞれ全体の約 40%を占めてことが報告されている[32)]．

2-3 一般道におけるボトルネックの交通現象

2-3-1 一般道のボトルネック

一般道では信号交差点がボトルネックとなることが多く，その他，無信号交差点，ラウンドアバウト，踏切等に加えて，沿道施設出入口や路側駐車車両，交通規制が影響を及ぼすこともある．

一般道では，信号交差点がボトルネックとなることが多い．その他，無信号交差点，ラウンドアバウト，踏切等に加えて，沿道施設出入口や路側駐車車両，交通規制が影響を及ぼすこともある．

信号交差点を始めとする交差点では，複数の道路からの交通需要が集中することになる．この交通需要の集中に加えて，一つの断面を時間的に分け合って利用することとなる．

信号交差点では，安全に交通流を流すために，交通信号機を用いてそれぞれの方向に対して通行権（青信号表示）を与える．また，無信号交差点の一時停止制御やラウンドアバウトでは，従道路・流入路側が非優先となり，優先側道路からの到着交通がない時に限り通行権が与えられる．すなわち，いずれの交通制御方式においても通行可能な時間が分割されるため，交通容量は単路部に比べて自ずと低下することになる．

この他，沿道施設へのアクセスに伴う滞留が直進交通を阻害したり，路側への駐車により左側の車線が閉塞される，さらには交通規制に伴って車線数が減少するなどの影響によってボトルネックが形成されることもある．

2-3-2 一般道の渋滞原因

信号交差点や踏切では通行可能な時間が分割されるため交通容量は単路部に比べて低い．駐車車両により車線の有効幅員が減少することで交通容量が低下し，渋滞の原因となる場合もある．交差点付近ではこの影響がより大きい．

交差点や合流地点では 2 つ以上の道路が交差することから，それぞれの流入部が時間的に通行するタイミングを分け合って利用するため，単路部よりも交通容量が低くなる．さらに交通需要も 2 つ以上の方向から集中するため，単路部よりも渋滞しやすい箇所となる．

踏切も単路部の交通容量に較べて，踏切が遮断されている時間の分だけ交通容量が少なくなることから，前後区間に較べて低い交通容量となるため渋滞が発生する原因となる．

沿道施設からの出口も同様であり，単路として流れている交通のギャップに対して沿道施設からの交通が合流することから，合流現象と同様に交通需要が集中することで交通容量を超えてしまい，渋滞が発生する現象となる．さらに沿道施設からの車両が道路に合流する際には多くの箇所で合流車線がないことから道路上を走行する車両と沿道からの合流車両には速度差があるため沿道施設の出口合流地点では交通容量自体も低下しやすい状態となっている．

一方で，沿道施設の入口では，道路上を走行している車両が沿道施設に入るために，道路上で減速をするため，沿道施設の入り口では交通容量が低下する現象が生じる．さらに，顕著な渋滞が発生するのは，沿道施設の駐車場への入庫待ち車両が道路上に滞留する現象であり，これは駐車場の収容能力または駐車場ゲートの処理能力が到着する駐車場利用車両の需要に比べて不足するために道路上まで待ち行列が延伸し渋滞となって影響が生じるものである．また，沿道施設へ右折入庫する車両が対向車のギャップが途切れるのを待って滞留している間に後続車を阻害し渋滞発生の原因となる場合もある．

この他，交通規制や駐車車両は，車線数の減や車線幅員の縮小により，単路部に較べて交通容量が低下することにより渋滞が発生する原因となるものである．駐車車両による有効幅員の減少の影響は交差点付近ではより大きくなる．

2-4 ボトルネック位置と渋滞原因の特定方法

渋滞発生状況や交通容量を知るためには，ボトルネック位置や渋滞原因を詳細に把握することが望ましい．ボトルネック位置と渋滞原因を特定する方法には，車両感知器データ，試験車両の走行速度データ，プローブデータ，VTR 調査データを使用する方法がある．それぞれの得失を考慮して，1 つないしは複数の特定方法を選択する．

渋滞発生状況や交通容量を知るためには，ボトルネック位置や渋滞原因を詳細に把握することが望ましい．ボトルネック位置と渋滞原因を特定する方法には，車両感知器データ，試験車両の走行速度データ，プローブデータ，VTR 調査データを使用する方法がある．それぞれの得失を考慮して，1 つないしは複数の特定方法を選択する．

ただし，詳細に把握するための調査や分析には時間や費用がかかるため，**表 2-4-1** および以降で示す得失を踏まえ，適切な方法を選択することが望ましい．目視によりボトルネック位置や渋滞原因を把握できるのであればこれら方法を選択しなくてもよいし，例えば合流部が渋滞原因であると想定されるのであれば車線別の把握が可能な方法を選択することが望まれる．

表 2-4-1　ボトルネック位置と渋滞原因の特定方法に関する得失

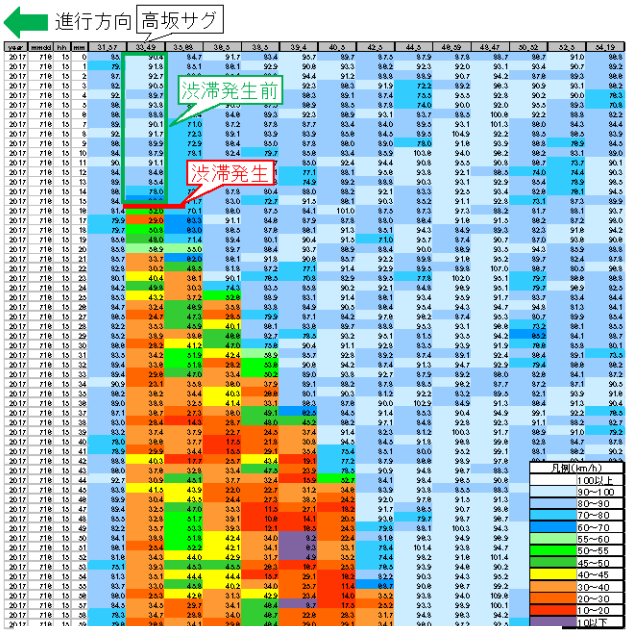
特定方法	出力	利点	欠点
車両感知器データによる特定	・速度コンター図 ・交通量速度変動図	・ほぼ全数のデータである ・高速道路では設置位置が多い ・車両感知器が車線別に設置されていれば，車線別の把握が可能である ・データの収集が容易である	・一般道では車両感知器の設置位置が少ない ・空間分解能が，車両感知器の設置間隔に依る
試験車両の走行速度データによる特定	・速度コンター図 ・地点速度変動図	・GPS が取得できない（プローブデータでサンプル数が少なくなる）トンネル内等でのデータ収集が可能である ・空間分解能が密である ・車線別の把握が可能である	・調査日に限定され，サンプル数が少ない ・サンプル数が少ないため，ドライバー属性が限定的になる ・データ収集に費用がかかる
プローブデータによる特定	・速度コンター図 ・速度プロファイル	・サンプリングデータであるが，試験車両よりデータが多く，分析に耐えられる量である ・空間分解能が密である ・プローブデータの種類によっては（ETC2.0 プローブ情報），データ収集に費用がかからない	・GPS が取得できないトンネル内等でのデータが少なくなる ・走行車線の把握が難しい ・プローブデータの種類によっては（民間プローブデータ），データ収集に費用がかかる ・マップマッチングが必要
VTR 調査データによる特定	・映像による確認 ・車線変更位置等の判読結果	・撮影時間内では，ほぼ全数のデータである ・撮影範囲内では，空間分解能が密である ・車線別の把握が可能である ・挙動に関するデータを取得可能である	・調査日に限定される ・データ収集に費用がかかる

(1) 車両感知器データによるボトルネック位置の特定

自専道等では，後述するプローブデータが利用できるようになる前において，車両感知器の交通量や速度等のデータより，日別の速度コンター図[38]や交通量速度変動図[39]を描画することで，ボトルネック位置を推定することが多かった（図 2-4-1）．渋滞（速度低下）を検知する車両感知器と，これより下流の感知器の間にボトルネックがあることになる．また，この区間の道路線形等をみながら渋滞原因を推定していた．

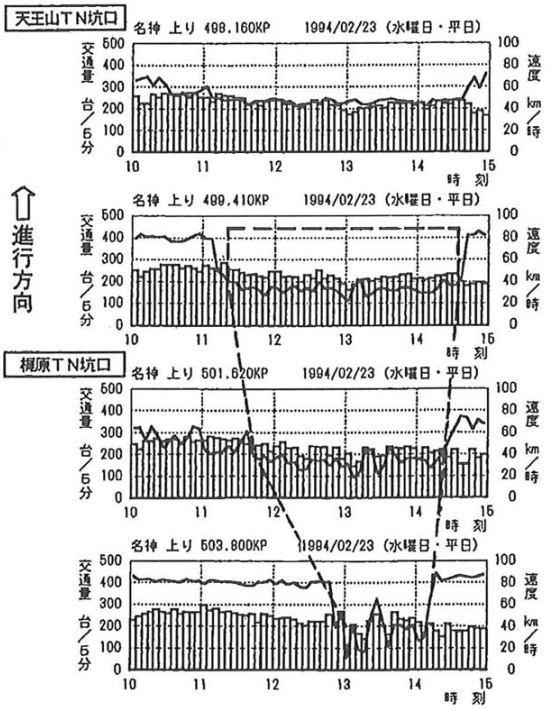
車両感知器データは，データの収集が容易で，ほぼ全数を扱っていることが特徴である．ただし，計測エラーがあることや，特定の車線にしか設置されていないということがあるため，注意が必要である．車両感知器データによる特定は，車両感知器の設置間隔が密であるほど特定精度が高くなる．都市高速道路では設置間隔が密であるが，都市間高速道路の設置間隔は 2km ピッチないしはそれ以上であるため，ボトルネックの渋滞現象をピンポイントで把握することは困難である．また，高速道路では車両感知器の設置数が多く設置間隔も比較的密であるものの，一般道では少なく不向きである．ボトルネック位置を特定するにあたっての空間分解能は，車両感知器の設置間隔に依るということに注意が必要である．なお，空間分解能を補足するため，可搬型簡易車両感知器を設置した事例もある[40]．

＜速度コンター図による BN 位置特定例＞



(E17 関越道(上)高坂 SA：2017 年 7 月 16 日(日))

＜交通量速度変動図による BN 位置特定例＞



(E1 名神(上)天王山 TN・車線計：1994 年 2 月 23 日(水))

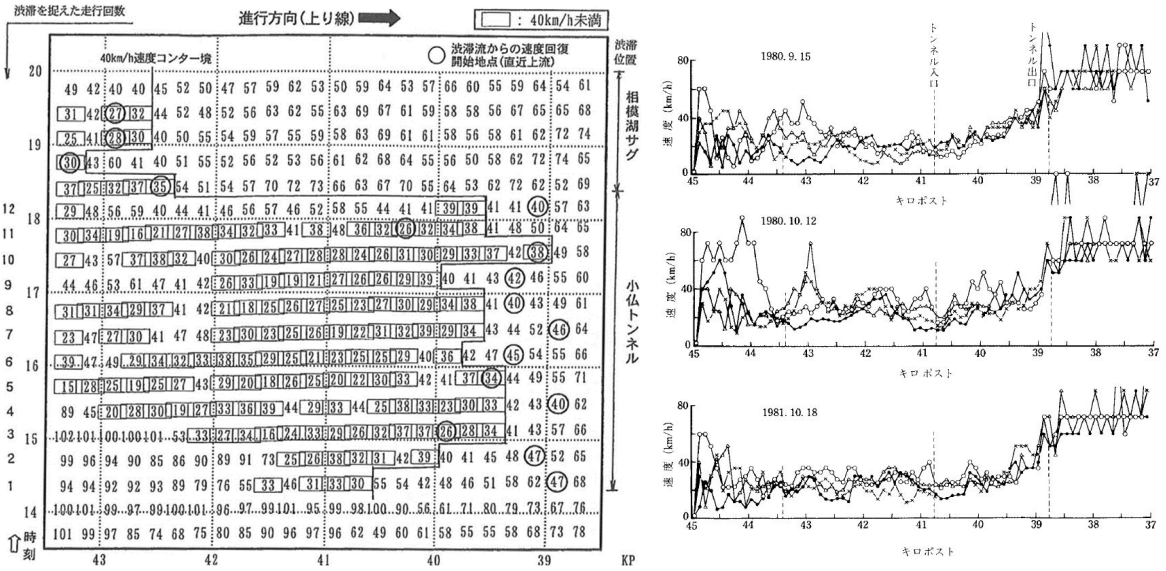
図 2-4-1　車両感知器データによるボトルネック特定例[38), 39)]

(2) 試験車両の走行速度データによるボトルネック位置の特定

自専道等では，車両感知器データの空間分解能が粗であることを補うため，フローティング調査として試験車両を走行させることで地点ごとの速度データを取得し，速度コンター図[39]や地点速度図[2]を描画することも行われてきた（**図 2-4-2**）．また，一般道では，車両感知器が連続的に設置されていることがほとんどないため，この手法を採用することで，ボトルネックとなる交差点を特定できる．調査日が限定されることやサンプル数が少ないこと，これに伴いドライバー属性が限定的になること，データ収集に費用がかかることに課題があるものの，空間分解能が密になること，車線別のデータを得られることから，詳細なボトルネック位置を特定することが可能となる．また，GPS が取得できない（プローブデータでサンプル数が少なくなる）トンネル内等でのデータ収集が可能という特徴も有している．

なお，渋滞原因は，ボトルネック位置を特定した後，ボトルネック位置（範囲）と道路構造，道路線形，情報板・案内標識といった道路附属物との関係を見ながら位置を特定する．

＜速度コンター図による BN 位置特定例＞　　＜地点速度変動図による BN 位置特定例＞



(E1 東名(上)綾瀬 BS 付近・追越車線：1995 年 7 月 30 日　　(E20 中央道(上)小仏 TN：1995 年 7 月 30 日(日))

図 2-4-2　試験車両より得られる速度データによるボトルネック特定例[39), 2)]

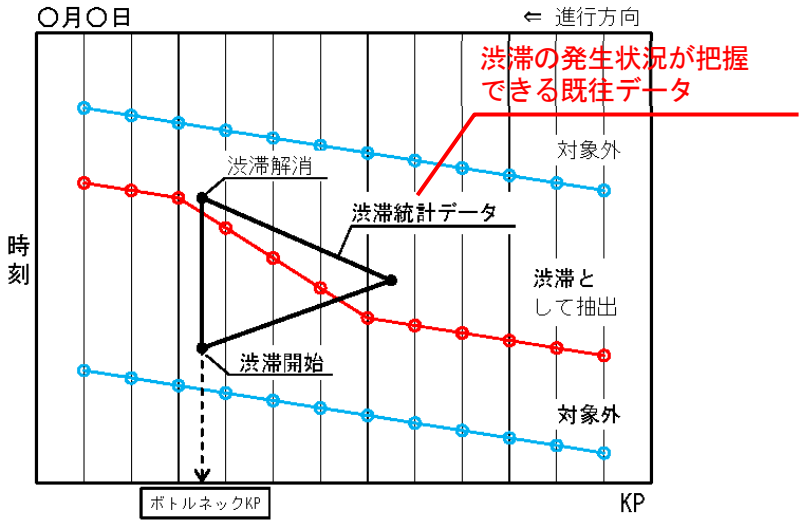
(3) プローブデータによるボトルネック位置の特定

近年は，ETC2.0 プローブ情報や民間プローブデータをはじめとしたプローブデータを活用してボトルネックを特定することが多く行われている [41) -42)]．顕在化ボトルネック位置を特定するにあたっては，速度コンター図を描画するか，速度プロファイルを描画することが多い．プローブデータによる位置の特定は，サンプリングデータであるが，試験車両よりデータが多く分析に耐えられる量であること，空間分解能が密であることに特徴がある．一方，GPS が取得できないトンネル内等でのデータが少なくなること，車線別の把握が概ね不可であること，緯度経度が付与されているデータをマップマッチングする必要があること，プローブデータの種類によってはデータ収集に費用がかかるがことが課題である．車線別の把握が概ね不可であるとしたのは，車線別が不可であるものの，プローブ車両の進行方向であれば追跡可能であり，高速道路であれば本線走行車・分合流車，一般道であれば交差点の方向別車両に区分して分析することが可能であるためである．

速度プロファイルを描画するにあたっては，**図 2-4-3** に示すとおり，車両感知器データより概ね把握できている渋滞発生位置と渋滞時刻（図の渋滞統計データ）を参照し，ここを通過しているプローブ車両を抽出する．渋滞発生位置と渋滞時刻が把握できていなければ，プローブデータより速度コンター図を描画して判読する方法がある．次に，抽出した車両を対象に速度プロファイルを描画する（**図 2-4-4**）．図の例では，40.7kp から渋滞発生後の速度回復が始まっており，ここをボトルネック位置として特定している．

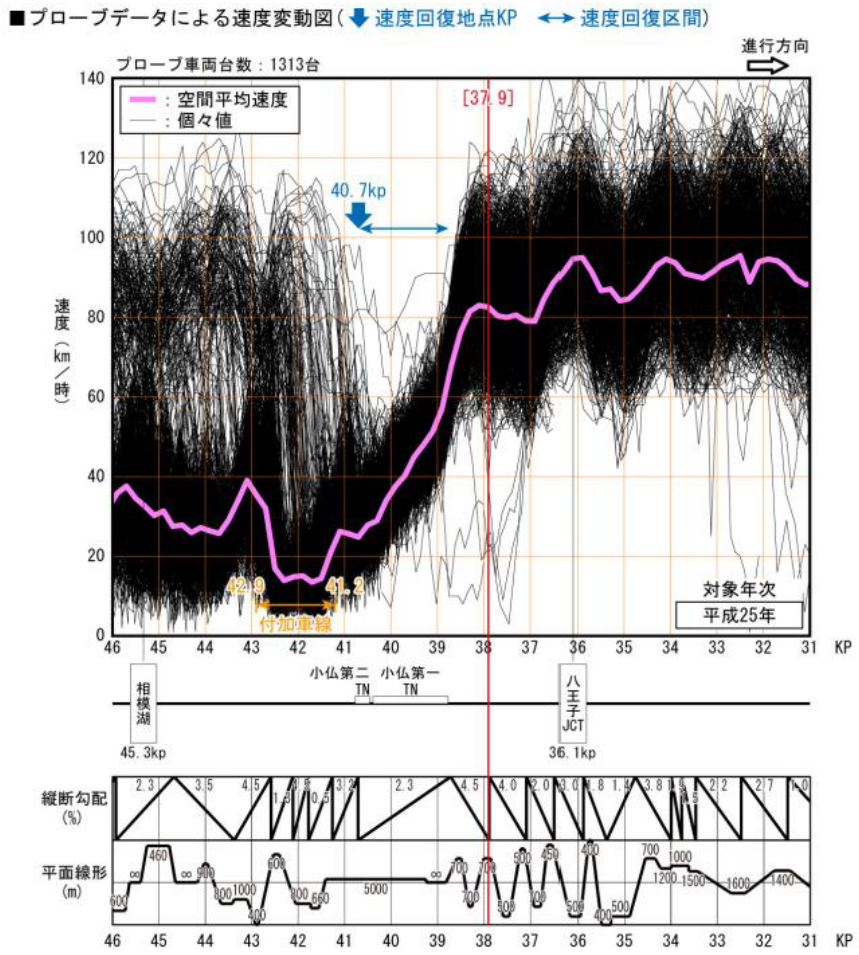
また，渋滞原因の特定方法は，試験車両の走行速度データによる方法と同様である．一般道では信号交差点をボトルネックとすることが多く，プローブデータで速度コンター図を描画するのみで，ボトルネックを特定できることが多い．

なお，プローブデータでは，このような顕在化ボトルネックの特定のみならず，潜在的ボトルネックの特定も行われている [42)]．具体的には，交通量が多い時間帯を抽出したうえで，速度プロファイルを描画し，速度低下地点・区間を把握するというものである．



※赤の文字は，追記

図 2-4-3　渋滞時における ETC2.0 プローブ情報（走行履歴データ）の抽出方法 [42)]



（E20 中央道（上）小仏 TN：平成 25 年）

図 2-4-4　渋滞時における ETC2.0 プローブ情報の速度プロファイル例 [42)]

(4) VTR 調査データによる特定

プローブデータを利用することでボトルネック位置を特定することが容易となった．一方でプローブデータは車線別の解像度を有しておらず，どの車線で渋滞が発生しているかを特定することが困難である．この問題を解決するため，従来から行われている VTR 調査データを活用する方法がある．撮影時間内ではほぼ全数のデータであること，撮影範囲内では空間分解能が密であること，車線別の把握が可能であること，挙動に関するデータを取得可能であることが特徴であるが，調査日が限定されることやデータ収集に費用がかかることが課題である．

特に，VTR 調査データによる位置の特定は，自専道等の本線合流部，本線分流部，織り込み区間，ランプ部，一般道では車線別の交通状況を目視で確認したり，方向別交通量や速度を判読したりすることで，ボトルネック位置と渋滞原因を特定できるメリットが大きい．自専道等の本線合流部付近では，ボトルネック位置と渋滞原因が，単路部と合流部のどちらであるか特定しづらいことがあり，VTR 調査データによる丁寧な分析が求められる．また，自専道等の工事による車線規制時は，しばしば車両感知器が観測不能状態になるため，VTR 調査を活用することがある．

なお，最近の研究事例では，阪神高速の Zen Traffic Data[43)] のように，40m 間隔の照明柱に VTR を設置するとともに，AI 技術を導入した画像センシングを活用し，0.1 秒単位の全走行車両の走行軌跡データを生成することで，渋滞解析を行っているものもある [44)]．

参考文献

1) Highway Capacity Manual（HCM）6th Edition, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2016.
2) 越正毅：高速道路トンネルの交通現象, 国際交通安全学会誌, Vol.10, No.1, pp.32-38, 1984.
3) 越正毅：高速道路のボトルネック容量, 土木学会論文集, Vol.371/IV-5, pp.1-7, 1986.
4) 越正毅, 桑原雅夫, 赤羽弘和：高速道路のトンネル, サグにおける渋滞現象に関する研究, 土木学会論文集, Vol.458/IV-18, pp.65-71, 1993.
5) 邢健, 越正毅:高速道路のサグにおける渋滞現象と車両追従挙動の研究, 土木学会論文集, Vol.506/IV-26, pp.45-55, 1995.
6) 吉川良一, 塩見康博, 吉井稔雄, 北村隆一：暫定 2 車線高速道路のボトルネック交通容量に関する研究, 交通工学, Vol.43, No.5, pp.48-58, 2008.
7) 栗原光二, 日置洋平：4 車線高速道路の交通事態と交通容量改善策, 土木計画学研究・講演集, Vol.17, pp.563-566, 2007.
8) 栗原光二：6 車線高速道路の交通機能分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.17, pp.567-570, 2007.
9) 大口敬, 桑原雅夫, 赤羽弘和, 渡邉亨：ボトルネック上流における車線利用率の矯正効果と付加車線設置形態, 交通工学, Vol.36, No.1, pp.59-68, 2001.
10) 村田迪夫, 橋本和重：東名高速道路の単路部交通流特性, 高速道路と自動車, Vol.30, No.2, pp.20-30, 1987.
11) 岡村秀樹, 渡辺修治, 泉正之：車両感知器システムデータから得られた都市間高速道路の交通現象, 交通工学, Vol.36, No.1, pp.70-79, 2001.
12) 王曦, 近田博之, 中村英樹, 浅野美帆：都市間高速道路の車線利用率特性に関する分析, 交通工学研究発表会論文集, Vol.33, pp.113-116, 2013.
13) 中村圭佑, 高屋雄太, 清田裕太郎, 石田貴志, 野中康弘:高速道路の車線利用特性に関する微視的考察, 土木計画学研究・講演集, Vol.50, 2014.
14) 野中康弘, 石田貴志, 内山久雄：都市間高速道路単路部における渋滞定着要因に関する一考察, 土木計画学研究・講演集, Vol.26, 2002.
15) 野中康弘, 石田貴志, 長井伸太朗：高速道路単路部における渋滞定着地点の幾何構造特性に関する一考察, 交通工学研究発表会論文報告集, Vol.23, pp.5-8, 2003.
16) 稲野晃, 中村英樹, 内海泰輔：ボトルネックが連続する区間における渋滞現象の分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.36, 2007.
17) 稲野晃, 中村英樹, 内海泰輔：複数ボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析, 高速道路と自動車, Vol.52, No.1, pp.19-29, 2009.
18) 飛ヶ谷明人, 倉内文孝, 宇野伸宏：車群特性に着目した高速道路合流部における車両挙動解析, 土木計画学研究・講演集 Vol.34, 2006 年 11 月
19) 荻野弘, 野原良和, 向井治男:名古屋高速道路の合流挙動について, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, pp.440～441, 1996 年 9 月
20) 菊池春海, 坂爪誠, 割田博, 高田潤一郎, 桑原雅夫:首都高速道路における流入交通制御（入口閉鎖）に関する実証的分析, 第 28 回交通工学研究発表会・論文報告集, 2007 年 11 月
21) 高田邦彦, 河野辰男, 落合綱三:高速道路分合流部の交通特性調査, 土木技術資料, Vol.32, No.10, pp.49-53, 1990.
22) 建設省土木研究所：分合流部実態調査, 1989 年 1 月
23) Danpeng MA, Hideki NAKAMURA and Miho ASANO: Stochastic Modeling on the Relationship between Breakdown and Discharge Flow Rates at Intercity Expressway Bottlenecks
24) 田中翔：JCT 近傍における案内標識の影響を考慮した交通流シミュレーション分析～新名神高速道路の亀山 JCT を対象として～, 2016 年度修士論文
25) 石山静樹, 田中真一郎, 富永透見, 村中貴大, 王曦, 近田博之, 鶴元史:都市間高速道路のジャンクションランプにおける渋滞現象分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.60, 2019.
26) 青木隆志, 花房秀樹, 櫻井光昭, 佐藤久長, 糸島史浩：東名海老名 JCT 外回り方面ランプ暫定 2 車線運用の効果検証, 土木計画学研究・講演集, Vol.54, pp.1820-1824, 2016.
27) 櫻井光昭, 花房秀樹, 落合淳太, 佐藤久長, 糸島史浩, 青木隆志：圏央道内回り海老名 JCT におけるランプ暫定 2 車線運用と渋滞対策効果の検証, 土木計画学研究・講演集, Vol.55, 2017.
28) （社）交通工学研究会：交通工学ハンドブック, 2014

29) （社）交通工学研究会：道路交通容量調査マニュアル検討資料 VOL.3－分・合流部，織込み区間－, 1997.

30) 加藤大知, 後藤梓, 中村英樹：車線減区間における確率的な渋滞現象に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.55, 2017.

31) 古賀浩樹, 菅野寛政, 深井靖史 : 首都高速 3 号渋谷線における集中工事時の交通容量分析, 第 27 回交通工学研究発表会論文報告集, pp.37-40, 2007.

32) 高橋秀喜, Jian Xing, 伊東弘行, 飯田克弘：東名高速道路集中工事区間のボトルネック交通容量分析, 第 28 回交通工学研究発表会論文報告集, pp.97-100, 2008.

33) 田畑大, 割田博, 深井靖史, 山下賢一郎：首都高速道路工事規制時における捌け交通量の変化に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.40, 2009.

34) 田畑大, 割田博, 深井靖史, 山下賢一郎：首都高速道路工事規制時における捌け交通量の変化に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.41, 2010.

35) 山下賢一郎, 深井靖史, 遠藤学史, 渡辺剛史, 浅野靖：首都高速道路における工事規制箇所の交通容量影響要因に関する基礎的分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.51, 2015.

36) 猪原卓也, 遠藤学史, 小坂直裕, 深井靖史, 山下賢一郎：昼夜連続工事における分合流の交通容量に関する基礎的分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.51, 2015.

37) 高橋仁, 伊藤亜生, 中井勝己, 飛田一彬 : 東北道老朽化対策工事における渋滞量推定および検証, 第 35 回交通工学研究発表会論文報告集, 2015.

38) 酒井克典, 下川澄雄, 吉岡慶祐：都市間高速道路における渋滞発生時の交通現象に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.57, 2018.

39) 岡村秀樹, 渡辺修治, 泉正之 : 都市間高速道路における単路部渋滞先頭地点の交通現象, 交通工学, Vol.35, No.6, pp.48-56, 2000.

40) 石田貴志, 野中康弘, 米川秀雄：高速道路単路部における渋滞定着現象の実証的研究, 交通工学論文集, Vol.1, No.2（特集号 B）, pp.B_26-31, 2015.

41) 木村真也, 野中康弘, 森本紘文, 米川英雄：ITS スポットプローブデータを用いた渋滞現象分析～東名阪自動車道四日市地区暫定片側 3 車線効果検証～, 交通工学研究発表会論文集, Vol.33, pp.145-148, 2013.

42) 鹿野島秀行, 鈴木一史, 野中康弘, 牧野浩志 : ETC2.0 プローブデータの高速道路単路部ボトルネック分析への適用, 交通工学研究発表会論文集, Vol.35, pp.215-221, 2015.

43) https://zen-traffic-data.net/

44) 兒玉崇, 石原雅晃, 前原耀太, 眞貝憲史, 中西雅一, 田名部淳 : 交通事象の発生メカニズムの統計的把握に必要な運転行動評価の手法検討, 交通工学論文集, Vol.6, No.2, pp. B_37-B_45, 2020.

3 自専道等の交通容量

3-1 自専道等における交通容量の定義と計測方法

3-1-1 自専道等における交通容量の定義

自専道等の交通容量は，「渋滞発生時交通流率」と「渋滞中交通流率」に区分する．「渋滞発生時交通流率」とは，渋滞発生直前に観測される（渋滞のきっかけとなる）交通容量，「渋滞中交通流率」とは，渋滞発生後に観測される交通容量である．

交通容量の単位は，実台数の流率（台/時）を基本とし，大型車混入率を併記する．乗用車換算台数（pcu/時）を用いる場合は，その際に使用した PCE を併記する．

自専道等の交通容量は，「渋滞発生時交通流率」と「渋滞中交通流率」に区分する．「渋滞発生時交通流率」とは，渋滞発生直前に観測される（渋滞のきっかけとなる）交通容量，「渋滞中交通流率」は渋滞発生後に観測される交通容量である．なお，「渋滞発生時交通流率」と，QV 図等で確認できる「実現最大交通量」は異なり，明確に区分される．

自専道等のみならず一般道も含めて，道路の交通容量はボトルネックによって異なる．また，交通容量は，渋滞発生日ごとに観測できるものであり，ドライバー属性が異なる季節や曜日によっても変化するのみならず，同じ季節や曜日でも日々変動する．

また，交通容量の単位は，実台数の流率（台/時）を基本とし，大型車混入率を併記する．ただし，乗用車換算台数（pcu/時）を選択してもよいが，その際は使用した PCE を記載する．

(1) これまでの定義

1) 渋滞前の交通容量と渋滞中の交通容量

図 3-1-1 は，東名（上）のボトルネック都夫良野 TN 近傍の車両感知器データより，1988 年（昭和 63 年）8 月 13 日（土）における，渋滞が発生する過程の交通量と速度の変化を分析した事例である [1)]．

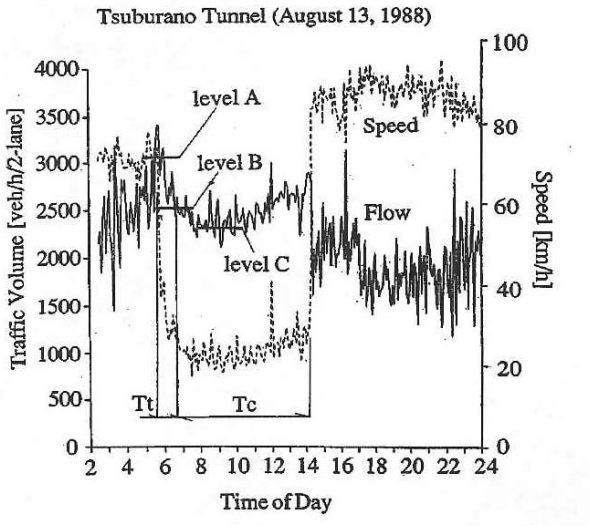


図 3-1-1　車両感知器データによる交通量速度変動図（5 分データ）[1)]

交通量が図に示す level A に示されるような値に達すると速度と交通量が急激に低下し，渋滞が発生する．当時は，この level A の交通量を「渋滞前の交通容量」とした．この瞬間以降はボトルネックの上流で渋滞列が形成されるので，交通量はボトルネックの交通容量を示していることになる．渋滞発生後は遷移期間 Tt を経て比較的安定した渋滞速度になり，交通量も level B を経て level C に低下する．この level B～C の値を「渋滞中の交通容量」とした．初めて渋滞発生の瞬間と，渋滞発生後で交通容量が異なることを示したものである．「渋滞中の交通容量」は 5 分間の交通流率で 2,200～2,700pcu/時/2 車線であり，当時信じられていた可能交通容量 4,000pcu/時/2 車線を大幅に下回る．

なお，「渋滞中の交通容量」が「渋滞前の交通容量」より低い理由は，一度渋滞列が形成されると渋滞先頭地点から加速する必要があり，前車の加速に伴う発進遅れがあるためと考えられる．

2) 渋滞発生時交通量と渋滞発生後捌け交通量

交通容量の判読方法を明確に示したのは，1995～1998 年度（平成 7～10 年度）に（社）交通工学研究会内に設けられた「高速道路の交通容量に関する調査検討委員会（委員長 : 越正毅 日本大学理工学部教授）」である．

それらをまとめた報告書[2)]や研究[3)]によると，「渋滞前の交通容量」と「渋滞中の交通容量」は，それぞれ「渋滞発生時交通量」と「渋滞発生後捌け交通量」に置き換えられた．「渋滞発生時交通量」は渋滞発生直前に観測される渋滞に至る交通容量，「渋滞発生後捌け交通量」は渋滞発生後に観測される交通容量（低い交通流率）である．

(2) 本書での定義

現在では，自専道等における交通容量を「渋滞発生時交通量」，「渋滞発生後捌け交通量」と称することが多いが，実 1 時間の交通量ではなく交通流率であることを明確にするため，本書では「渋滞発生時交通流率」と「渋滞中交通流率」とする．

なお，「渋滞発生時交通流率」は BDF（Breakdown Flow rate）[4)]，PQF（Prequeue Flow rate）[5)]，Saturation flow rate[6)]と，「渋滞中交通流率」は QDF（Queue Discharge Flow rate）[4), 5)]，DCF（Discharge Flow rate）[6)]とも称する．

なお，「渋滞発生時交通流率」は渋滞発生直前の交通現象を対象としているため，渋滞が発生しないような対策として，ボトルネック位置を標識で示したうえで，速度低下抑制の標識，LED 表示板，走光型視線誘導システム（ペースメーカーライト，ドライブ・アシスト・ライト，エスコートライト等と呼ばれるもの）を設置すること，追越車線に交通量が偏らないような車線運用を行ったり LED 表示板を設置したりすることで，その値が増加する．

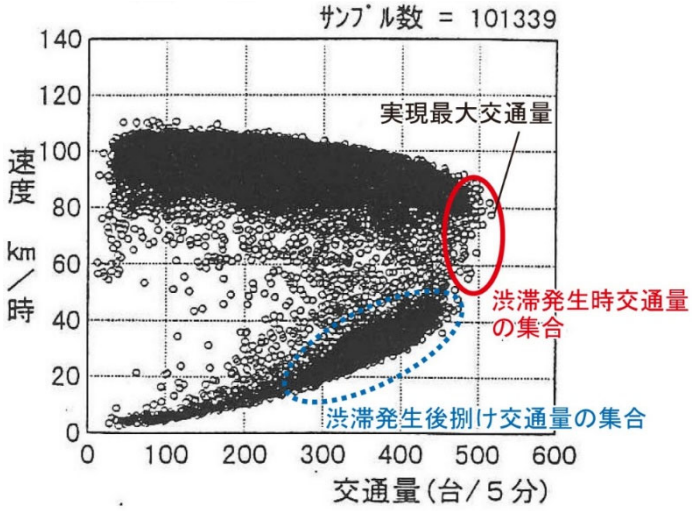
「渋滞中交通流率」は渋滞発生後の交通現象を対象としているため，渋滞中の交通流を改善する対策として，渋滞先頭地点（渋滞定着地点）と速度回復してほしい旨を伝える LED 表示板を設置すること，走光型視線誘導システムを設置することで，その値が増加する．それぞれ，対象とする交通状態が異なるため，渋滞対策の選定時や効果検証時には注意が必要である．

なお，「渋滞発生時交通流率」及び「渋滞中交通流率」を改善するための具体的対策とその効果に関する事例を**付録 1** に収録した．

(3) 交通量-速度図（QV 図）との関係

図 3-1-2 は，東名（上）の 3 車線区間である綾瀬 BS 付近のボトルネックを対象に車両感知器データより描いた 1 年間分の QV 図である．図中左上にプロットされている領域は，交通量が少なく速度が高い．これは，交通量が少ないことから他車の影響が小さく自由に（希望速度で）走行できる状態である．この領域から交通量が増加すると，徐々に他車の影響を受けるようになり，自由に走行できなくなることで速度が低下する．やがて，交通量がかなり多くなり図中右上の交通容量付近になると，渋滞が発生し速度が低下する．渋滞発生後のプロットは図中の青丸で示す領域となる．

なお，渋滞発生確率の項で詳述するが，高い交通量が到達しても渋滞が発生しないこともあるため，QV 図の赤丸の領域全てが渋滞発生時交通流率とはならない．実現最大交通量と渋滞発生時交通流率は明確に異なるものであり，両者は区分する必要がある．



（E1 東名（上）綾瀬 BS 付近：1996 年）

※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-1-2　ボトルネックを観測する車両感知器データによる QV 図 [7)]

(4) 交通容量の単位

交通容量の単位は，単位時間当たりの車両台数である．主に休日に渋滞が多発するボトルネックを対象とする場合（都市間高速道路の場合），実台数として，例えば「台/時」で表現することが多い．大型車混入率が低いことを前提条件としている．大型車の影響を考慮する時は，実台数でなく乗用車換算台数として，「pcu/時」で表現することが多い．pcu は，Passenger Car Unit の略であり，小型車の交通量と，大型車の乗用車換算係数 PCE（Passenger Car Equivalent）を大型車交通量に乗じた値を加算することで得られる．

PCE は，道路線形（縦断線形・平面線形）や，交通状態，大型車混入率，交通量によっても異なることが報告されている．そのため，交通容量の単位は実台数を基本とする．この際，大型車混入率を交通容量判読結果に併記する．乗用車換算台数（pcu/時）を選択してもよいが，その際は使用した PCE を記載する．

【コラム：大型車の乗用車換算係数】

大型車の乗用車換算係数（PCE）とは，大型車 1 台が乗用車の何台分に相当するかを表す値であり，走行性能や大きさが異なる大型車と乗用車を同等に扱うことを目的としている．

この PCE は，1965 年の HCM[8)]で提案されて以降，国際的にも広く普及した概念であり，我が国でも当時の HCM を参考にして定められ，現在に至っている．このため，下表に示す，我が国の PCE は，1965 年のアメリカの交通状況を表したものであり，車両の走行性能や大きさに関して，国の違いや経年的な変化を，十分に反映できていない．

東名高速道路の渋滞発進流を対象にした研究[9)]では，PCE が 1.5 であることを示した．また，首都高速道路を対象とした研究[10)]では 1.4，都市間高速道路の車線減少部を対象とした研究[11)]では，1.3～1.5 となっており，近年の日本の高速道路を対象にした研究では，HCM や道路の交通容量の値と比べて小さめの値となっている．

影響要因については，縦断勾配が上り勾配になるにつれ，大型車混入率が高くになるにつれ，PCE が大きくなるとして，HCM や道路の交通容量では，縦断勾配と大型車混入率別の PCE を整備している．一方で，日本の研究では，車線，交通量，先行車と後続車の車種の組合せも，PCE の影響要因であるとしている．今後は，日本の研究を基にした体系的な整理が望まれる．

大型車の乗用車換算係数[8)-13)]

区分	文献，観測地点	PCE 値	備考
米国	HCM(1965)	平地部 2.0，山地部 3.0	
	HCM(2016)	平地部 2.0，山地部 3.0	
日本	道路の交通容量(1984)	平地部 2.0，山地部 3.0	多車線道路
	東名高速道路(1991)	1.5	
	首都高速道路(2016)	1.4	
	東名阪自動車道(2017)	1.3～1.5	車線絞り込み部

3-1-2 自専道等における交通容量の計測方法

自専道等の交通容量は，車両感知器データを用いた分析あるいは VTR 調査による判読等，実測値を基本とする．計測方法には，交通量速度変動図より判読する方法と，QV 図より判読する方法がある．

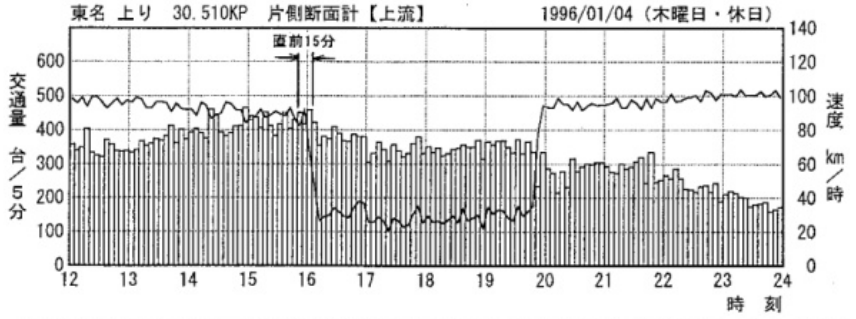
(1) 交通量速度変動図による計測方法

1) 判読方法

前述の「高速道路の交通容量に関する調査検討委員会（委員長：越正毅 日本大学理工学部教授）において，渋滞発生時交通流率（渋滞発生時交通量）は渋滞発生直前の 15 分間の交通流率，渋滞中交通流率（渋滞発生後捌け交通量）は渋滞流中の交通流率と定義し，交通量速度変動図（QVT 図）の観測値として整理することとなった（図 3-1-3）．

渋滞発生時交通量の求め方

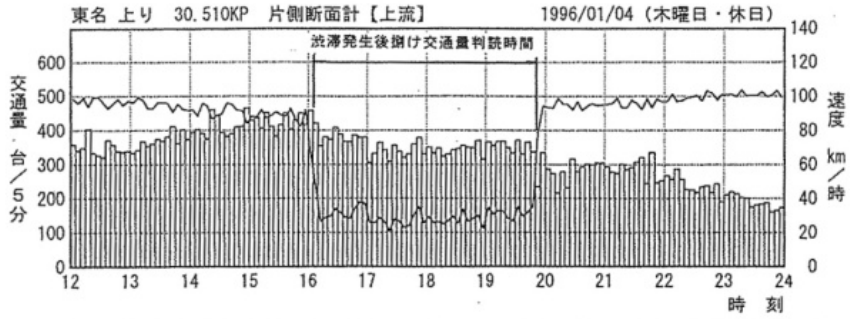
渋滞発生時交通量は、5 分間平均速度が 40 km/h 以下に低下した最初の 5 分間を除いたその直前 15 分間のフローレートをいう。



渋滞発生時交通量判読時間の説明図（東名高速道路 上り 30.51kp(綾瀬 BS) H8.1.4(土)）

渋滞発生後捌け交通量の求め方

渋滞発生後捌け交通量は渋滞（都市間高速道路ではおおむね 40km/h 以下）が発生した後、解消（速度上昇）するまでの全時間の平均フローレートとする。ただし、これを要因別に求めるとさらに正確である。



渋滞発生後捌け交通量判読時間の説明図（東名 上り 30.51kp(綾瀬 BS) H8.1.4(土)）

※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-1-3 渋滞発生時交通流率と渋滞中交通流率の判読方法 [2)]

当委員会で渋滞発生時交通流率を 15 分間の交通流率と定義した理由は次のとおりである．複数のボトルネックを対象に**図 3-1-4** に示す 5 種類の交通流率を集計し，複数の交通エンジニアの主観に基づく判定結果と比較した結果，客観性を保持しつつ，また集計結果が最も主観的判断に近く，実務上も妥当な分散を有する集計単位時間として，15 分間交通流率が妥当であると判断されたことによるものである[3), 14)]．

なお，HCM の交通流率が 15 分間値をとるケースが多いことも，判断理由の一つであることを付記しておく．

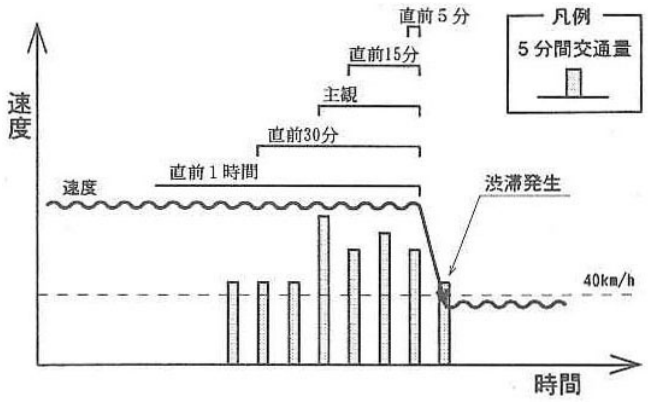


図 3-1-4　渋滞発生時交通流率算出にあたっての比較対象[14)]

このように，ある一定の定義の下で，車両感知器データより渋滞 1 件毎の交通容量を求めることで，様々な分析者が同じ土俵で交通容量を議論することが可能となり，交通容量の変動要因に対して深い考察が加えられるようになった．これら交通容量の算出方法は NEXCO（旧日本道路公団）で多く採用されている．

ただし，渋滞発生時交通流率について，渋滞発生前 15 分間を対象とする理由が上記のとおりであり，また後述するように渋滞発生確率での分析を前提とするのであれば，むしろ 15 分間ではなく 5 分間の方がよいということもある．渋滞発生前の何分間を対象にするかは，分析目的に応じて選定する．また，交通容量を判読する際は交通データの集計単位（NEXCO の車両感知器であれば通常 5 分単位）を，渋滞発生時交通流率は渋滞発生前の何分間を対象としたか明記することを基本とする．

なお，この判読方法からわかるとおり，渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率とも 1 時間あたりの数値に変換した流率である．特に，渋滞発生時交通量は 5 分または 15 分の交通流率であり，実 1 時間で示される交通量とは，明確に異なることに注意が必要である．

2) 留意点

交通量速度変動図より交通容量を判読する際の留意点を述べる．交通容量を判読する地点は，臨界領域が発現している箇所（非渋滞領域と渋滞領域が区分されない QV 図が描画できる箇所）が望ましい．ただし，車両感知器が密に設置されていない場合は，ボトルネックの直近上流とする．これら地点は，ボトルネックと同一 IC 間であることが条件となる．同一 IC 間でないと，IC 出入交通量の影響を受けるためである．

次に，対象地点の上下流の地点も含めて，交通量速度変動図を描画する．この交通量速度変動図を判読し，下流側で渋滞が発生していた場合は，観測したいボトルネックの下流で渋滞

が発生していることになるので，当該ボトルネックの交通容量は観測できない．いわゆる先詰まりである．2 章の図 2-2-4 に示すような場合，ボトルネックにおける渋滞発生時交通流率は求めることができず，渋滞先頭地点がボトルネックに遷移し定着した後に渋滞中交通流率のみ得ることができる．事故渋滞の場合，車線閉塞や見物といったイベントの要因を含むため，交通集中渋滞の交通容量は観測できない．事故や工事のイベントデータと照合することも重要である．

対象地点の交通容量が判読できる場合，前述で示した判読方法で交通容量を求める．ただし，渋滞開始時刻を都市間高速道路における渋滞の定義に合わせて速度が 40km/h 以下となった時刻としているが，実務上では厳密に 40km/h にこだわることはなく，交通量と速度の変動より渋滞開始時刻を定めることが多い．高い交通需要が到達して速度が低下するという交通集中渋滞のメカニズムを前提に判読することになる．そもそも，渋滞流になる臨界速度はボトルネックごとに異なるため，40km/h で一律に渋滞を判定することは困難である．

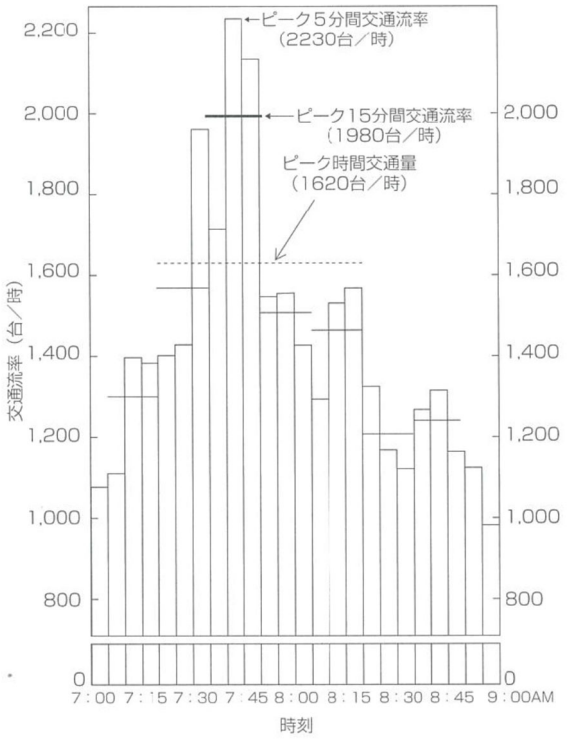
【コラム：交通量の集計時間単位】

交通量は，道路または車線の 1 断面を単位時間に通過する車両の台数である．この交通量は一定ではなく変動するため，集計時間単位は目的に応じて選択する必要がある．集計時間単位が短いものから例示すると，5 分間交通量，15 分間交通量，時間交通量，12 時間交通量，日交通量等がよく利用される．

ここで，下図に示す 5 分間で集計された交通流率（1 時間よりも短い集計時間単位の交通量を 1 時間あたりに換算した値）をみると，交通量の変動が大きいことが確認できる．また，ピーク 5 分間交通流率，ピーク 15 分間交通流率，1 時間交通量を比較すると，ピーク 5 分間交通流率が最も大きな値となっている．

一般的に，ピーク交通流率は集計時間単位が短くなるほど大きくなる傾向にある．渋滞発生時交通流率を判読する際は，このような特性も考慮して，5 分間を対象とするか，15 分間を対象とするか選択する必要がある．

なお，ピーク時の実 1 時間交通量（台/時）を，その 1 時間内のさらに短い時間単位（通常は 15 分）のピーク交通流率（台/時）で除した値を，ピーク時係数（PHF：peak hourly factor）という．PHF の最大値は 1.0 であり，下図のピーク 15 分間交通流率の例では約 0.82 となる．



交通流率と時間交通量の関係 [15)]

(2) QV 図による計測方法

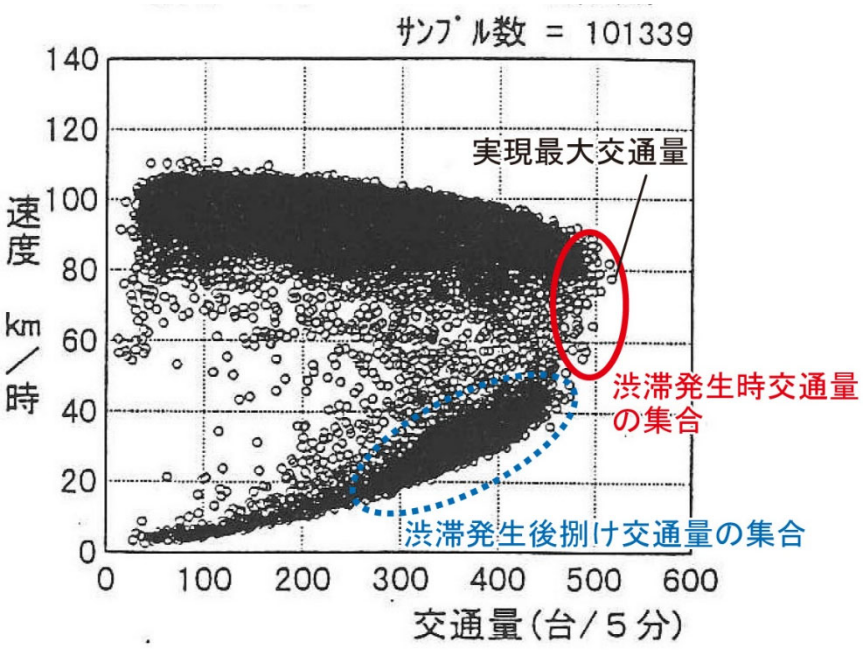
1) 判読方法

もう 1 つの交通容量の計測方法として，QV 図による方法を述べる．QV 図は，**図 3-1-5** に示すように，交通量と速度の関係を集計単位ごとにプロットしたものである．通常は，ある一定期間（1 ヶ月～1 年）のデータをプロットする．この時渋滞発生前の高い交通量の出現領域を渋滞発生時交通流率，渋滞発生後の低い交通量の出現領域を渋滞中交通流率として，図解法で判読する．

2) 留意点

留意点は，交通量速度変動図による方法と概ね同様である．判読地点は臨界領域が発現している箇所が望ましく，同一 IC 間である必要がある．当該地点の交通性能として交通容量を判読することから，先詰まりのある日時は除去すべきである．下流側の観測地点が渋滞している場合（例えば 40km/h 以下の場合）は，QV 図にプロットしないという処理を行うことが望ましい．

交通容量の判読方法を 2 つ述べた．交通量速度変動図による方法は，日々の変動を把握することができる反面，1 日 1 日判読する必要があるため手間がかかる．一方，QV 図による方法は手間がかからない反面，図解法故に得られた値はアバウトである．また，QV 図では渋滞に至らなかった高い交通量も含むため，値が大きくなる．どちらの手法を用いたか，明記しておくことが重要である．



(E1 東名(上)綾瀬 BS 付近：1996 年)

※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-1-5　車両感知器データの QV 図による交通容量判読方法 [7)]

3-1-3 渋滞発生確率による評価

ある交通量レベルの需要がボトルネックに到達しても渋滞する時としない時があることから，近年では渋滞の発生を確率的に表現することがなされている．図 3-1-6 は，観測された渋滞発生時交通流率と，渋滞発生確率として推定した渋滞発生時交通流率を比較した例である．黒線で描画された観測された渋滞発生時交通流率は，前述で示した交通量速度変動図を用いた方法で判読した日々の渋滞発生時交通流率（15 分間交通流率）を，累加構成率で示したものである．3,100～3,700 台/時が観測されている．一方，赤線で描画された推定した渋滞発生時交通流率は，渋滞確率を示したもので，観測された渋滞発生時交通流率より分布が右に位置しており，高い渋滞発生時交通流率となっている．

例えば，渋滞発生時交通流が 3,500 台/時の場合をみると，観測された渋滞発生時交通流率の累加構成率は 60%弱であるのに対し，渋滞発生確率は 10%強と小さい値を示している．実際には，3,500 台/時の 15 分間交通流率が到達しても渋滞が発生することは稀であり，渋滞しないことの方が多いことを示している．

観測された渋滞発生時交通流率は，渋滞に至らなかった高い渋滞発生時交通流率を計上していない．これに対して，渋滞発生確率分布を推定するにあたっては，このように交通量ランクごとに渋滞が発生しなかったという事象も取り扱っていることに特徴がある．

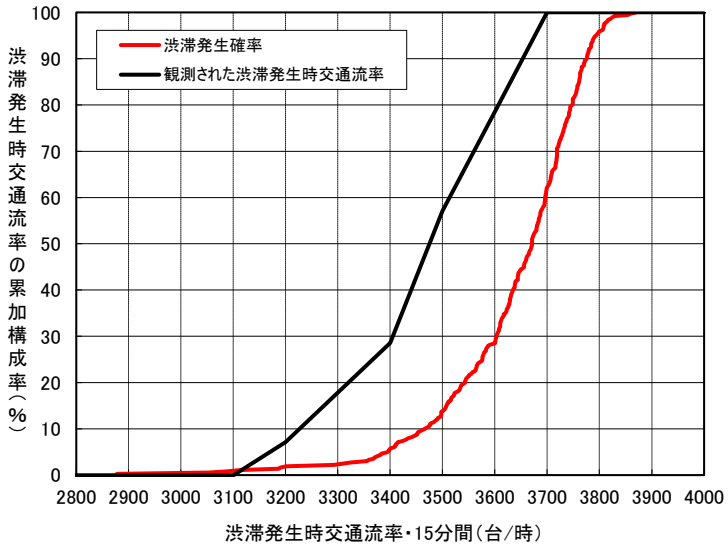


図 3-1-6　観測された渋滞発生時交通流率と
渋滞発生確率として推定した渋滞発生時交通流率の比較例

渋滞発生確率を表現するには車両感知器データより得られる交通量階層別出現頻度と渋滞発生時交通流率をもとに，ワイブル分布を仮定して最尤推定法よりパラメータを推定することが多い．ワイブル分布に簡単な解説を加える．

ワイブル分布は式（1）で表現され，図 3-1-7 の例に示すような形状となる．

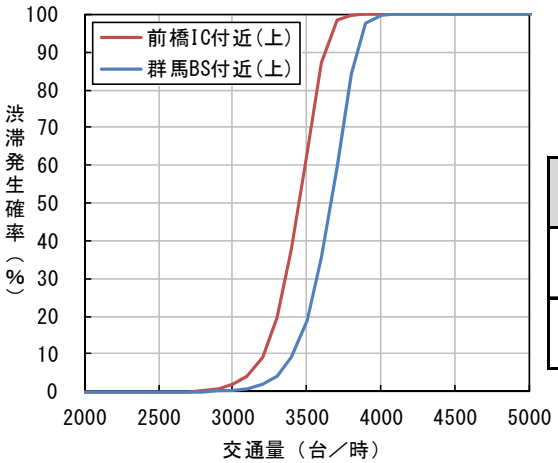
$$F(q)=1-e^{-\left[\frac{q}{\beta}\right]^{\alpha}} \quad (1)$$

ここで，F(q)：渋滞発生確率

α：形状パラメータ

β：スケールパラメータ

q ：交通量



BN箇所	α	β	ｻﾝﾌﾟﾙ数
関越道（上）前橋IC付近	25.9	3500.4	50
関越道（上）群馬BS付近	26.6	3713.5	12

図 3-1-7　関越道（上）の渋滞発生確率分布 [7)]

αは形状パラメータでありその値が大きいほど分布の広がりが小さくなる．βはスケールパラメータであり値が大きいほど図中の分布が右にシフトする．E1 東名を例にした研究では，αが 7～22 の値をとることを実証した [4)]．また，図 3-1-8 は都市間高速道路の 52 箇所のボトルネックを対象にαとβを推定した結果である [7)]．αは 2 車線で 17～41，3 車線で 22～47 の値をとり，βは 2 車線で 3,000～4,300，3 車線で 5,000～5,900 の値をとっている．

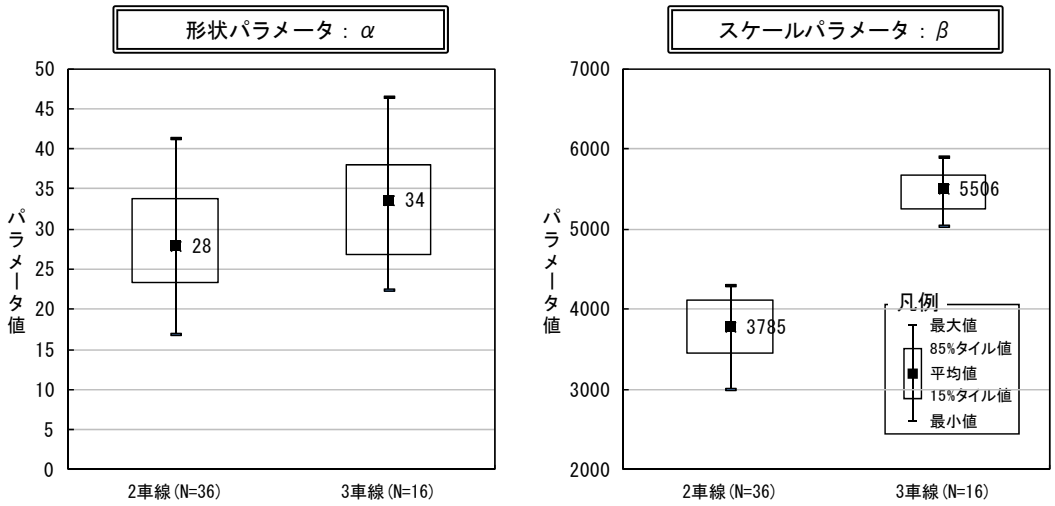


図 3-1-8　ワイブル分布のパラメータ推定結果 [7)]

3-2 自専道等におけるボトルネックの交通容量

3-2-1 単路部

自専道等における単路部ボトルネックの交通容量は，道路幾何構造や走行環境等の外的要因として，道路線形・トンネルの有無・車線幅員・側方余裕・降雨・明暗などの影響要因，ドライバー属性に起因する交通特性要因として，大型車混入率・平休日・トリップ長・地域性などの影響要因によって大きく変動する．

よって，交通容量は当該ボトルネックの幾何構造や交通特性などの影響要因があることを前提としたうえで，実測値を基本とする．ただし，新規路線計画や改良計画など実測値が得られない場合は，幾何構造や交通特性が類似している地点における既往観測値を採用してもよい．

(1) 交通容量

自専道等における単路部の交通容量に関する知見をまとめると，**表 3-2-1** のとおりである．なお，交通容量の値は既往文献で示されている地点ごとに観測された平均値の幅である（概ね 2000 年以降）．また，これらはサグとトンネルで差があるものの，既往文献に渋滞原因を明示していないものが多く含まれるため，ここではあえて区分していない．

都市間高速道路単路部の渋滞発生時交通流率は，1 車線で 1,020～1,260 台/時，2 車線で 2,840～3,570 台/時，3 車線で 4,300～5,560 台/時である．渋滞中交通流率は，1 車線で 840～1,240 台/時，2 車線で 2,330～3,560 台/時，3 車線で 3,960～4,830 台/時である．

都市高速道路は，合流部で発生する渋滞が多く，単路部の渋滞が少ない．そのため，単路部の交通容量に関する報告事例は少ない．都市高速道路の渋滞発生時交通流率は，2 車線で 3,130～3,200 台/時，渋滞中交通流率は 2,870～3,000 台/時である．

表 3-2-1　自専道等における単路部の交通容量

単位：台/時

区分	片側車線数	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率	備考
都市間高速道路	1	1,020～1,260	840～1,240	・無降雨・昼間を対象
	2	2,840～3,570	2,330～3,560	・無降雨を対象
	3	4,300～5,560	3,960～4,830	
都市高速道路	2	3,130～3,200	2,870～3,000	

※参考文献7)，16)～28)より，概ね2000年以降のデータを整理
※調査した文献のうち，車両感知器5分間データを用いて交通量速度変動図より判読したものを対象
※渋滞発生時交通流率は直前15分間の交通流率
※都市高速道路の片側3車線及び第3種道路の交通容量は今後の課題とする．

表 3-2-2(1)　自専道等における単路部の交通容量一覧

No.	区分	片側車線数	路線番号	BN名	渋滞発生時交通流率の判読方法		交通容量(台/時)		対象年次	渋滞原因	その他条件/備考	文献No.
					直前5分	直前15分	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率				
1	都市間	3	E2A	中国道・26KP(下)	－	－	－	4846	1993	－	無降雨のみ・昼	16
2	都市間	2	E1	東名・旭BS付近(下)	－	－	－	2588	1994	－	無降雨のみ・昼	16
3	都市間	2	E1	名神・旧天王山TN(下)	－	－	－	2686	1994	TN	無降雨のみ・昼	16
4	都市間	2	E17	関越道・糸井橋付近(上)	－	－	－	2668	1994	－	無降雨のみ・昼	16
5	都市間	3	E2A	中国道・宝塚西TN(上)	－	－	－	4586	1994	TN	無降雨のみ・昼	16
6	都市間	3	E2A	中国道・宝塚東TN(下)	－	－	－	4760	1994	TN	無降雨のみ・昼	16
7	都市間	2	E1	東名・旭BS付近(下)		○	3662	2588	1994	－	－	17
8	都市間	2	E1	名神・旧天王山TN(下)		○	3063	2686	1994	TN	－	17
9	都市間	2	E17	関越道・糸井橋付近(上)		○	3262	2668	1994	－	－	17
10	都市間	2	E25	西名阪道・香芝IC付近(上)		○	3337	－	1994	－	－	17
11	都市間	2	E20	中央道・中野橋(上)	－	－	－	2522	1995	－	無降雨のみ・昼	16
12	都市間	2	E20	中央道・中野橋(上)		○	3133	2522	1995	－	－	17
13	都市間	2	E1	東名・日本坂TN(上)	－	－	－	2208	1996	TN	無降雨のみ・昼	16
14	都市間	3	E1	東名・綾瀬BS(上)	－	－	－	4551	1996	－	無降雨のみ・昼	16
15	都市間	3	E4	東北道・加須IC(下)	－	－	－	4322	1996	－	無降雨のみ・昼	16
16	都市間	2	E1	東名・日本坂TN付近(上)		○	3177	2208	1996	TN	－	17
17	都市間	2	E1	東名・東名三好IC(下)	－	－	－	2860	1997	－	無降雨のみ・昼	16
18	都市間	2	E1	名神・木曽川橋付近(上)	－	－	－	2305	1997	－	無降雨のみ・昼	16
19	都市間	2	E1	東名・295KP付近(下)		○	3432	－	1997	－	－	17
20	都市間	2	E1	東名・東名三好IC(下)		○	3797	2860	1997	－	－	17
21	都市間	2	E1	東名・日進地域(下)		○	3751	－	1997	－	－	17
22	都市間	2	E1	名神・木曽川橋付近(上)		○	3092	2305	1997	－	－	17
23	都市間	2	E1	名神・456KP付近(上)	－	－	－	2916	1998	－	無降雨のみ・昼	16
24	都市間	3	E2A	中国道・船坂川橋付近(上)	－	－	－	4814	1998	－	無降雨のみ・昼	16
25	都市間	2	E1	名神・456KP付近(上)		○	3379	2916	1998	－	－	17
26	都市間	2	E1	東名・日進地区(上)	－	－	－	3559	2002	－	無降雨のみ・昼	16
27	都市間	2	E1	東名・日進地区(上)		○	3934	3559	2002	－	－	17
28	都市間	2	E14	京葉道路・穴川東IC付近(上)	－	－	－	2718	2003	－	無降雨のみ・昼	16
29	都市間	3	E17	関越道・滑川BS付近(下)	－	－	－	4333	2003	－	無降雨のみ・昼	16
30	都市間	3	E4	東北道・岩槻IC(下)	－	－	－	4178	2003	－	無降雨のみ・昼	16
31	都市間	3	E4	東北道・利根川橋(下)	－	－	－	4157	2003	－	無降雨のみ・昼	16
32	都市間	2	E14	京葉道路・穴川東IC付近(上)		○	3310	2718	2003	－	－	17
33	都市間	3	E17	関越道・花園IC付近(上)	－	－	－	4096	2004	－	無降雨のみ・昼	16
34	都市間	3	E17	関越道・高麗川橋付近(下)	－	－	－	4263	2004	－	無降雨のみ・昼	16
35	都市間	2	E20	中央道・深大寺BS(上)	－	－	－	2994	2005	－	無降雨のみ・昼	16
36	都市間	2	E20	中央道・小仏TN(上)	－	－	－	2348	2005	TN	無降雨のみ・昼	16
37	都市間	2	E20	中央道・日野BS(下)	－	－	－	2489	2005	－	無降雨のみ・昼	16
38	都市間	2	E20	中央道・元八王子BS(下)	－	－	－	2443	2005	－	無降雨のみ・昼	16
39	都市間	3	E1	東名・大和TN(上)	－	－	－	4533	2005	TN	無降雨のみ・昼	16
40	都市間	3	E1	東名・大和BS(下)	－	－	－	4677	2005	－	無降雨のみ・昼	16
41	都市間	3	E1	東名・綾瀬BS(下)	－	－	－	4489	2005	－	無降雨のみ・昼	16
42	都市間	2	E20	中央道・深大寺BS(上)		○	3609	2994	2005	－	－	17
43	都市間	2	E20	中央道・小仏TN(上)		○	2885	2348	2005	TN	－	17
44	都市間	2	E20	中央道・日野BS(下)		○	3129	2489	2005	－	－	17
45	都市間	2	E20	中央道・元八王子BS(下)		○	3222	2443	2005	－	－	17
46	都市間	2	E1	東名・295KP付近(上)	－	－	－	2885	2006	－	無降雨のみ・昼	16
47	都市間	2	E1	東名・岩津BS付近(上)	－	－	－	2944	2006	－	無降雨のみ・昼	16
48	都市間	2	E1	東名・岡崎IC(下)	－	－	－	2442	2006	－	無降雨のみ・昼	16
49	都市間	2	E1	名神・稲沢高架橋(上)	－	－	－	2843	2006	－	無降雨のみ・昼	16
50	都市間	2	E1	名神・彦根TN(上)	－	－	－	2461	2006	TN	無降雨のみ・昼	16
51	都市間	2	E19	中央道・306KP付近(上)	－	－	－	2707	2006	－	無降雨のみ・昼	16
52	都市間	2	E1	東名・295KP(上)		○	3547	2885	2006	－	－	17
53	都市間	2	E1	東名・岩津BS付近(上)		○	3614	2944	2006	－	－	17
54	都市間	2	E1	東名・宇利TN付近(下)		○	2866	－	2006	TN	－	17
55	都市間	2	E1	東名・岡崎IC(下)		○	3335	2442	2006	－	－	17
56	都市間	2	E1	東名・295KP付近(下)		○	3717	－	2006	－	－	17
57	都市間	2	E1	東名・297KP付近(下)		○	3421	－	2006	－	－	17
58	都市間	2	E1	名神・稲沢高架橋(上)		○	3293	2843	2006	－	－	17
59	都市間	2	E1	名神・彦根TN(上)		○	2822	2461	2006	TN	－	17
60	都市間	2	E19	中央道・306KP付近(上)		○	3224	2707	2006	－	－	17
61	都市間	2	E19	中央道・賤洞川橋付近(下)		○	3428	－	2006	－	－	17
62	都市間	2	E20	中央道・小仏TN付近(上)		○	2844	2376	2006	TN	－	18
63	都市間	1	－	全国の11箇所のボトルネック		○	1060～1295	816～1062	-2006	サグ・TN	－	19

表 3-2-2(2)　自専道等における単路部の交通容量一覧

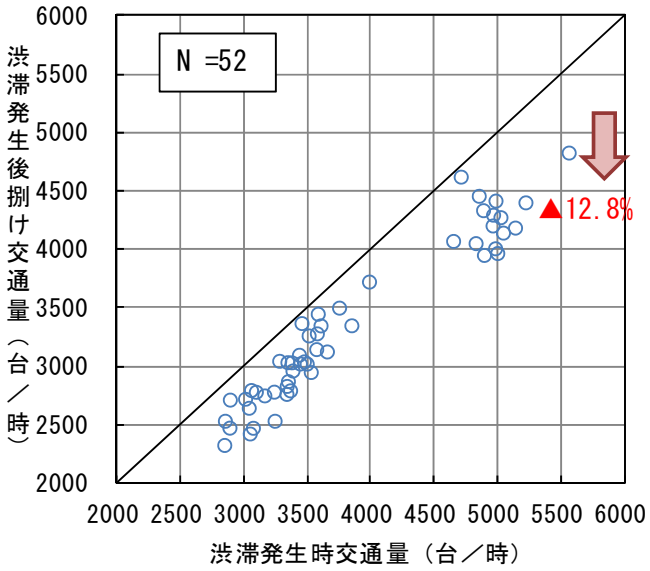
No.	区分	片側車線数	路線番号	BN名	渋滞発生時交通流率の判読方法		交通容量(台/時)		対象年次	渋滞原因	その他条件/備考	文献No.
					直前5分	直前15分	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率				
64	都市間	1	－	全国の16箇所のボトルネック		○	1015～1256	839～1242	2002－2006	サグ・TN	無降雨のみ・昼	20
65	都市間	2	E17	関越道・前橋IC付近(上)		○	3022～3054	2696	2007	－	無降雨のみ	21
66	都市間	2	E17	関越道・群馬BS付近(上)		○	3022～3054	2414	2007	－	無降雨のみ	21
67	都市間	2	E17	関越道・渋川伊香保IC付近(上)		○	3022～3054	2799	2007	サグ	無降雨のみ	21
68	都市間	3	E17	関越道・花園IC付近(上)		○	4824	4056	2007	サグ	無降雨のみ	21
69	都市間	3	E17	関越道・本庄児玉IC付近(上)		○	4995	3971	2009	サグ	無降雨のみ	21
70	都市間	3	E17	関越道・花園IC付近(上)			4300～5468	－	2009	サグ	無降雨のみ	22
71	都市間	2	E1	名神・359.44KP付近(上)			－	2772	2011	サグ	－	23
72	都市間	2	E1	名神・357.89KP付近(上)			－	2665	2011	サグ	－	23
73	都市間	2	E1	東名阪道・四日市IC付近(上)	－	－	3213	2714	2011	－	－	24
74	都市間	2	－	全国の36箇所のボトルネック		○	2843～3568	2329～3266	1999－2011	－	無降雨のみ	7
75	都市間	3	－	全国の16箇所のボトルネック		○	4647～5558	3955～4831	1999－2011	－	無降雨のみ	7
76	都市	2	－	首都高速の5箇所のボトルネック		○	3137	2915	2014	サグ	無降雨のみ・全時間帯	25
77	都市	2	－	首都高速のボトルネック		○	3132	2953	2014	サグ	無降雨のみ・昼	25
78	都市	2	－	首都高速のボトルネック		○	3151	2950	2014	サグ	無降雨のみ・薄暮	25
79	都市	2	－	首都高速のボトルネック		○	－	2869	2014	サグ	無降雨のみ・夜	25
80	都市	2	－	首都高速中央環状線・扇大橋付近(外)		○	3195	3001	2014	サグ	無降雨のみ・昼	25
81	都市間	2	－	外環道・戸田西IC付近(内)			－	2955	2015	－	6:30～7:30	26
82	都市間	3	－	東北道・50.0KP(上)		○	4564	－	2016	サグ	無降雨のみ	27
83	都市間	3	－	東北道・52.5KP(上)		○	4721	－	2016	サグ	無降雨のみ	27
84	都市間	2	E1	東名・宇利TN入口付近(下)			－	1344～3096	－	宇利TN	渋滞開始15分後から渋滞解消5分前まで	28

1) 渋滞発生時交通流率と渋滞中交通流率の違い

全国の都市間高速道路における 19 箇所のボトルネックを対象に，交通量速度変動図より渋滞発生時交通流率と渋滞中交通流率を算出した研究事例では，渋滞中交通流率は渋滞発生時交通流率の 0.82～0.91 倍であることを実証している [3].

図 3-2-1 は，52 箇所のボトルネックを対象に交通容量を算出し，同様の比較を試みた結果である [7]．52 箇所の対象路線は東北道，関越道，京葉道路，東名，中央道，東名阪道，名神，近畿道，中国道，九州道であり，片側 2 車線区間が 36 箇所，片側 3 車線区間が 16 箇所である．全時間帯かつ無降雨日を対象としたところ，渋滞中交通流率は渋滞発生時交通流率の 0.78～0.98 倍，中央値は 0.87 倍であった．

この数値が高い上位には平日に渋滞が多発する京葉道路や東名の名古屋地区，近畿道のボトルネックが多く，平日型のボトルネックは渋滞発生時交通流率と渋滞中交通流率の差が小さい可能性がある．



※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-2-1　渋滞発生時交通流率と渋滞中交通流率の関係（全時間帯･無降雨） [7]

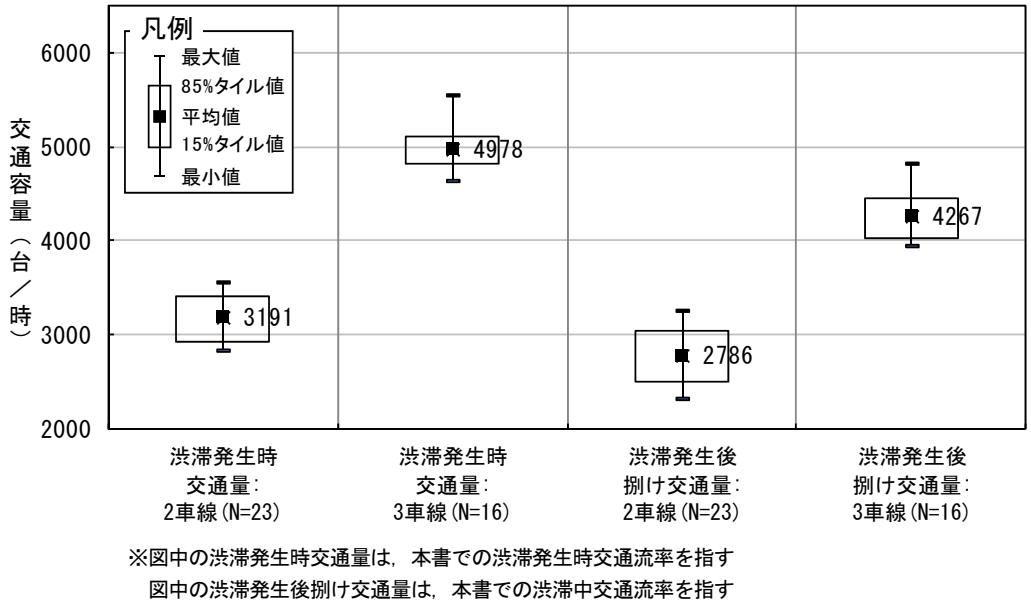
2) 車線数の違い

都市間高速道路の車線別交通容量の比をみると，渋滞発生時交通流率は片側 1 車線 : 片側 2 車線 : 片側 3 車線=0.4 : 1.0 : 1.7，渋滞中交通流率は 0.3 : 1.0 : 1.7 である [29]．また，片側 1 車線区間（暫定 2 車線区間）と片側 2 車線区間の交通容量を比較した事例では，1 車線区間は 2 車線区間の 0.34～0.37 倍であることが報告されている [19)-20),30].

図 3-2-2 は，前述の 52 箇所のボトルネックのうち都市高速道路の要素が強く平日に渋滞が多く発生する京葉道路，東名の名古屋地区，近畿道のボトルネックを対象外とした交通容量である [7]．片側 3 車線区間の渋滞発生時交通流率の平均は 4,978 台/時であり片側 2 車線区間 3,191 台/時の 1.56 倍，渋滞中交通流率は片側 3 車線区間が 4,267 台/時であり片側 2 車線区間 2,786 台/時の 1.53 倍となっている．

上記で示した 1.7 よりはやや低いものの，車線数が多いほど車線数の比率に対して交通容量の比率が高く，特に 1 車線と 2 車線の比較でこの傾向が強いことがわかる．

すなわち，車線数を増やすことで，交通容量は車線数倍以上の増加が期待されるといえる．この理由は，車線数が増えることで車線変更の自由度が高まることで，無用に長い車間の発生が抑制され，その結果として道路空間をより効率的に利用できることによるものである．



※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-2-2　交通容量算出結果（全時間帯･無降雨）[7)]

【コラム：交通容量推定モデル】

これまで，交通容量は車両感知器や VTR 調査結果を用いて，交通量や速度のデータを取得し，これを判読することで得ることを基本とすることを述べた．これは，道路の交通容量が，ボトルネックによって異なることに因る．

一方，これから供用する路線や，顕在化ボトルネックの影響で交通容量が観測されない潜在的ボトルネックの交通容量を計測することは困難である．このような場合は，道路構造や交通条件（大型車混入率等）が類似する顕在化ボトルネックの交通容量を参考にすることが考えられる．また，交通容量推定モデルより交通容量を得るという方法もある．

下表は，自専道等における代表的な交通容量推定モデルである．この交通容量推定モデルの変数に諸条件を代入することで交通容量を得ることができる．例えば，文献 No.3 の 3 車線区間におけるモデル（渋滞発生時交通流率）では，渋滞発生時間帯，上流 IC から当該地点サグ順位，縦断勾配差（サグの下流縦断勾配-上流縦断勾配），上流側縦断勾配長を代入することで，交通容量を得ることができる．

自専道等における代表的な交通容量推定モデル

No.	文献名	検討手法	検討概要	知見
1	高速道路における渋滞中交通容量の算定式構築に関する実証的研究[31] (2001)	既存データ（車両感知器線形データ）	・渋滞中交通流率と道路構造，運転特性等の関係から、交通容量推定手法を提示.	・ボトルネックの渋滞中交通流率推定の可能性を示唆.
2	暫定2車線高速道路のボトルネック交通容量に関する研究[20] (2008)		・暫定2車線ボトルネックの交通容量(渋滞発生時交通流率および渋滞中交通流率)と道路構造との関係から交通容量推定手法を提示.	・潜在的ボトルネックが特定できれば，当該地点の交通容量を推定できる可能性を示唆.
3	潜在的ボトルネック交通容量の推定及び交通容量の確率分布を用いた年間の渋滞予測検討[32] (2010)		・多車線(4車線；6車線)ボトルネックの交通容量(渋滞発生時交通流率および渋滞中交通流率)と道路構造との関係から交通容量推定手法を提示.	・潜在的ボトルネックが特定できれば，当該地点の交通容量を推定する可能性を示唆.

※文献No. 3は，関西地区のボトルネックを対象に分析

文献 No.3 の交通容量推定モデル（パラメータ推定結果）31)

表-4　渋滞発生時交通量と道路構造等の分析結果（３車線区間）

(1) 解析精度

重相関係数 (R)	修正済重相関係数 (R)	赤池統計量基準 (AIC)
0.86	0.81	218.2

(2) 分散分析表

要因	偏差平方和	自由度	平均平方和	F値	有意確率
回帰変動	1078522.0	4	269630.5	8.00	0.00
誤差変動	370393.4	11	33672.1		
全体変動	1448915.4	15			

(3) 重回帰式

変数名	偏回帰係数	標準誤差	T値	有意確率
定数項	4933	161.61	30.52	0.00
渋滞発生時間帯	−466.8	103.14	−4.53	0.00
上流ICから当該地点ｻｸﾞ順位	182.1	56.16	3.24	0.01
縦断勾配差	133.5	48.00	2.78	0.02
上流側縦断勾配長	−125.3	61.92	−2.02	0.07

表-5　渋滞発生後捌け交通量と道路構造等の分析結果（３車線区間）

(1) 解析精度

重相関係数 (R)	修正済重相関係数 (R)	赤池統計量基準 (AIC)
0.95	0.92	196.2

(2) 分散分析表

要因	偏差平方和	自由度	平均平方和	F値	有意確率
回帰変動	1611273.0	5	322254.6	17.57	0.00
誤差変動	165049.4	9	18338.8		
全体変動	1776322.4	14			

(3) 重回帰式

変数名	偏回帰係数	標準誤差	T値	有意確率
定数項	4549	146.59	31.04	0.00
渋滞発生時間帯	−563.5	72.02	−7.82	0.00
縦断勾配差	72.97	47.70	1.53	0.16
上流側縦断勾配長	−148.6	50.01	−2.97	0.02
下流側縦断勾配長	298.7	95.63	3.12	0.01
縦断曲線半径	−3.87	1.94	−1.99	0.08

※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
　図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

(2) 交通容量の影響要因

既往研究の知見が豊富な都市間高速道路を対象として，交通容量に影響を与える要因（以下，交通容量の影響要因）を整理した．交通容量の影響要因には，道路幾何構造や走行環境等の外的要因として，道路線形／トンネルの有無／車線幅員／側方余裕／降雨／明暗などがある．また，ドライバー属性に起因する交通特性要因として，大型車混入率／平休日／トリップ長／地域性などがある．その他，渋滞流中に巻き込まれる時間が長くなると，交通容量が低下することも報告されている．

なお，都市間高速道路と都市高速道路について，交通容量の値そのものに違いはあるものの，影響要因としては大きな違いはないと考えられる．

表 3-2-3　交通容量の影響要因一覧（都市間高速道路）

影響要因	既往文献による知見
道路幾何構造	・側方余裕（左側路肩幅員）が0.3～2.5mの範囲にあれば渋滞発生時交通流率に与える影響は少ない
	・交通容量推定モデルでは，サグの縦断勾配や縦断勾配差，縦断勾配長等の変数が導入されており，縦断勾配が交通容量に影響を与える ・いくつかのモデルはトンネルダミー変数があり，トンネルの交通容量がサグに比べて低い
気象条件	・降雨時の交通容量は，無降雨時より7～8%低い
	・明暗が交通容量に影響を与えることを指摘し，明るさの絶対値が高いほど車間距離や相対速度が認識しやすいためと考察
	・交通容量推定モデル（渋滞中交通流率）で，太陽光がない場合に低下することを表現
	・薄暮の交通容量は，昼に対して1～2%，夜は昼に対して7～8%低い
交通条件	・交通容量推定モデル（渋滞中交通流率）で，大型車混入率が高いほど，トリップ長が長いほど低下することを表現
	・休日の交通容量は，平日に比べて2～3%低い
	・渋滞巻き込まれ時間が30分未満の場合は巻き込まれ時間が大きくなるほど渋滞中交通流率が低下し，それ以降は一定

1) 道路幾何構造

側方余裕（左側路肩幅員）が 0.3～2.5m の範囲にあれば渋滞発生時交通流率に与える影響は少ないと考察している [29]．また，交通容量推定モデルを構築することで，道路幾何構造の影響を分析したものとして，片側 1 車線区間 [20]，片側 2 車線区間 [31)-33)]，片側 3 車線区間 [31)]を対象にしたものがある．

いずれのモデルもサグの縦断勾配や縦断勾配差，縦断勾配長等の変数が導入されており，縦断勾配が交通容量に影響を与えるとしている．また，いくつかの構築したモデルにはトンネルダミー変数があり，トンネルの交通容量がサグに比べて低いことを表現している．トンネルの圧迫感や，明暗の影響であると考えられている．

なお，明暗の影響については後述する．

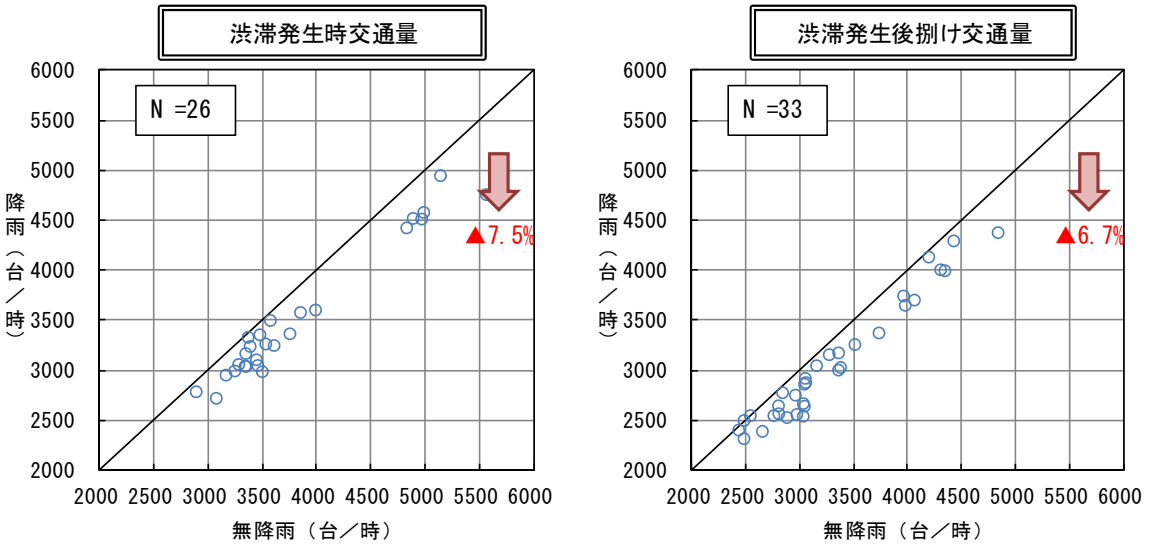
2) 気象条件

降雨時は無降雨時に比べて交通容量が低下することが経験的に知られている．そのため，交通容量を分析するにあたっては，降雨時のデータを対象外にすることが一般的である．また，降雨時の交通容量データが少ないため，降雨が交通容量に与える影響を把握することを

困難にしている．

図 3-2-3 は，前掲の**図 3-2-1** において対象とした 52 箇所のボトルネックのうち，無降雨時，降雨時とも交通容量データが 3 サンプル以上あったボトルネックについて，無降雨時と降雨時の交通容量を比較した結果である．降雨のデータは気象庁のホームページに掲載されている 1 時間毎の降雨量とし，交通容量を算出した対象時間のうち 1 時間でも 0.5mm 以上の降雨があった場合を降雨時としている．

降雨時は，渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率とも，無降雨時より 7～8%低く，降雨時の交通容量が無降雨時より高いボトルネックはみられない．降雨は交通容量を低下させる要因の 1 つといえる．



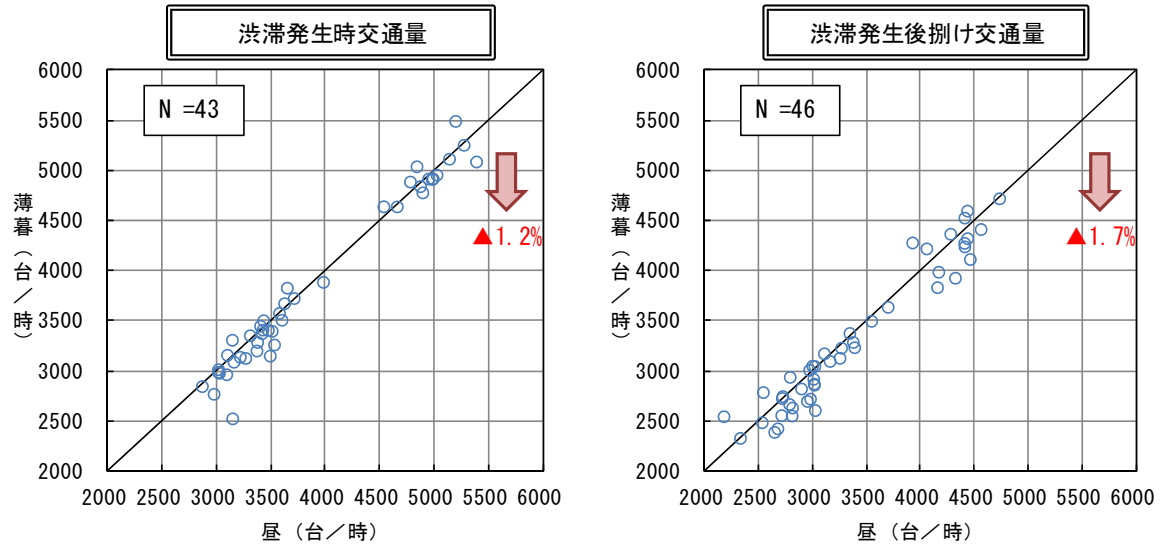
※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-2-3　無降雨･降雨別の交通容量比較結果（全時間帯）[7)]

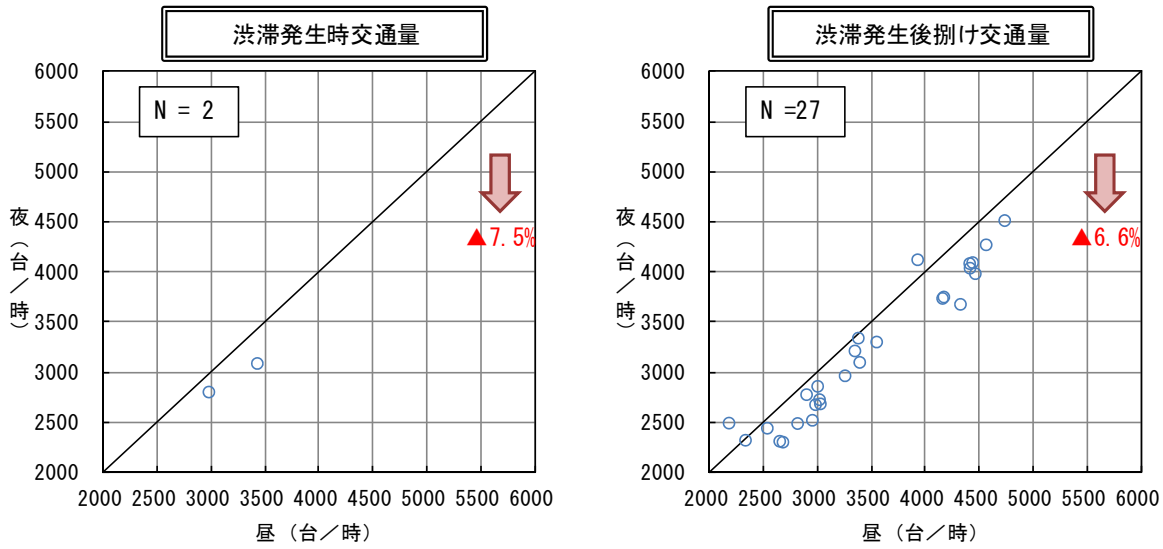
一方，明暗についても交通容量に影響を与えることを指摘している研究がある[1), 34)]．この中では，明るさの絶対値が高いほど車間距離や相対速度が認識しやすいため，交通容量が高い傾向にあると考察している．また，片側 2 車線区間のモデルでは太陽光の有無を変数に導入し，太陽光がない場合に渋滞中交通流率が低下することを表現している[31), 33)]．

図 3-2-4 は，昼と薄暮，昼と夜の交通容量を比較した結果である．ここでは，理科年表の日出・日入時刻より季節別に日出・日入時刻を 30 分単位で丸めた上で前後 30 分を薄暮としている（例えば冬の日出が 6:00～7:00 の場合，5:30～7:30 を薄暮とした）．薄暮は昼に対して 1～2%, 夜は昼に対して 7～8%交通容量が低い. 明暗は交通容量に影響を与えると考えられる．

＜昼と薄暮の比較＞



＜昼と夜の比較＞



※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

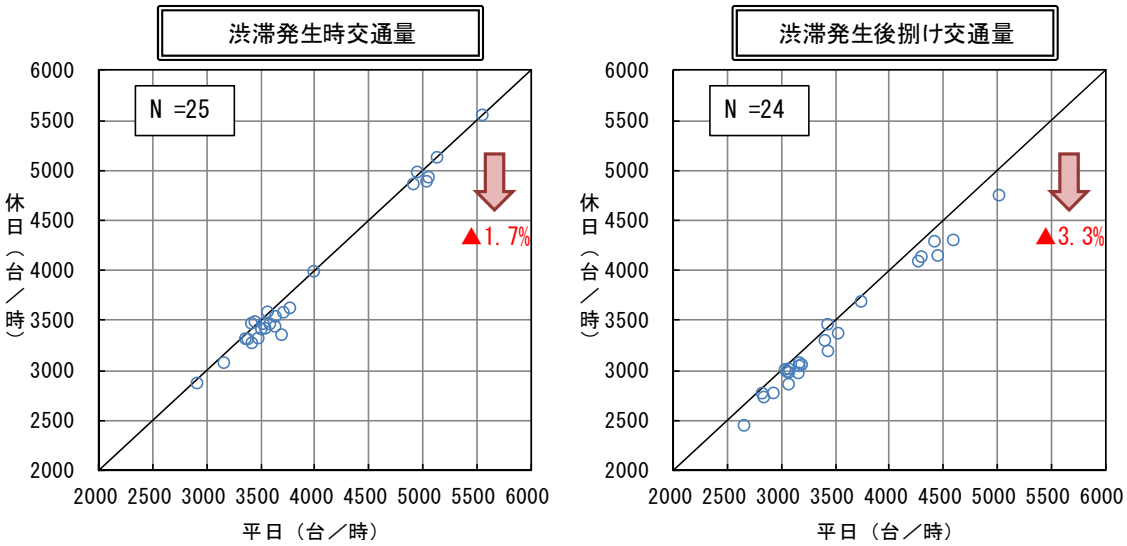
図 3-2-4　明暗別の交通容量比較結果（無降雨）[7)]

3) 交通条件

前述の片側 2 車線区間のモデルでは大型車混入率が高いほど，トリップ長が大きいほど渋滞中交通流率が低くなることを表現している [31), 33)]．休日に比べて平日の交通容量が高いことを実証し，運転者特性の違いであることを考察している研究もある [29)]．前掲の図 3-2-1 において対象とした 52 箇所のボトルネックについて，曜日別に交通容量を比較した結果を図 3-2-5 に示す．休日は平日に比べて交通容量が 2～3%低いことが確認できる．

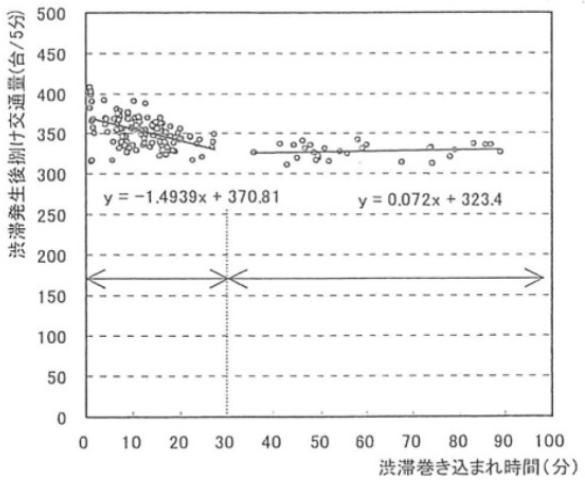
渋滞巻き込まれ時間が長くなると，渋滞中交通流率が低下することを実証した研究事例がある [1)]．図 3-2-6 に示すように，渋滞巻き込まれ時間が 30 分未満の場合は巻き込まれ時間が

大きくなるほど渋滞中交通流率が低下し，それ以降は一定になるとの報告もある [35)-36)]．渋滞巻き込まれ時間が長くなると，前車に真剣に追従する意欲を失い，車間距離を大きく開けて走行するためと考察している．



※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す
図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-2-5　曜日別の交通容量比較結果（全時間帯･無降雨）[7)]



※図中の渋滞発生後捌け交通量は，本書での渋滞中交通流率を指す

図 3-2-6　渋滞巻き込まれ時間と渋滞中交通流率の関係 [35)]

(3) 交通容量の経年変化

近年，自専道等のうち都市間高速道路では，QV 図が経年的に縮小していること，実現最大交通量や非渋滞時速度が低下していることが報告されている [37]．都市間高速道路 39 地点を対象にした研究では，概ね全地点で平成 15 年から平成 28 年の 14 年間において，実現最大交通量が低下していることを報告している（**図 3-2-7**）．片側 2 車線区間の減少率は 6.8%，3 車線区間は 7.7%であった．また，都市高速道路 9 地点（単路部と合流部を含む）を対象とした研究でも，平成 15 年から平成 29 年にかけて，最大捌け交通量（年間の 15 分間値の 99%タイル値）が 2～12%減少していることを報告している [38]．一般道においても飽和交通流率が経年的に低下していることが報告されている [39]．この交通性能（交通容量）の低下は，ドライバーの属性や自動車の属性・性能等が要因と考えられる．つまり，地点の特性ではなく，社会全体の状況の変化が要因であると考えられる．

交通容量に経年変化があるため，過去の交通容量の値を参照する際は，注意が必要である．また，今後は運転支援車両の普及等，交通容量に影響を与える不確実な要素も多く，経年変化の傾向も不透明である．それ故，交通容量を求める際は，できるだけ分析期間直近のデータを使用して分析することが求められる．

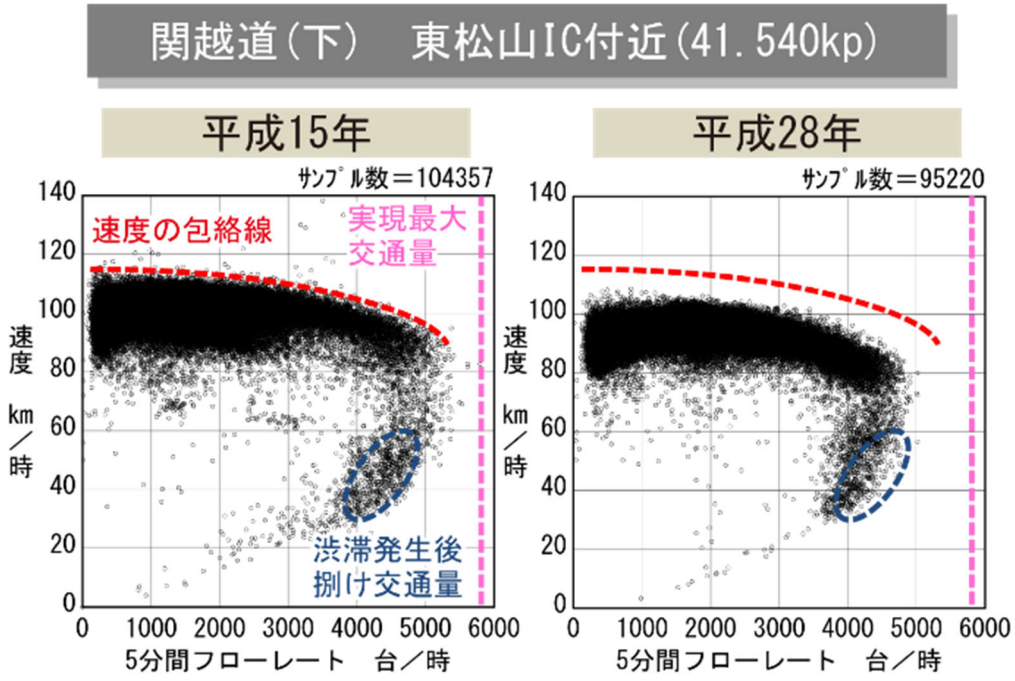
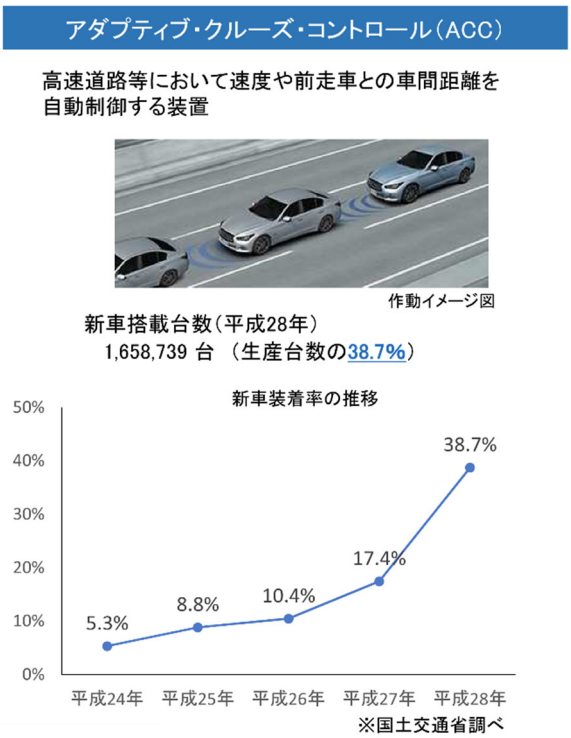


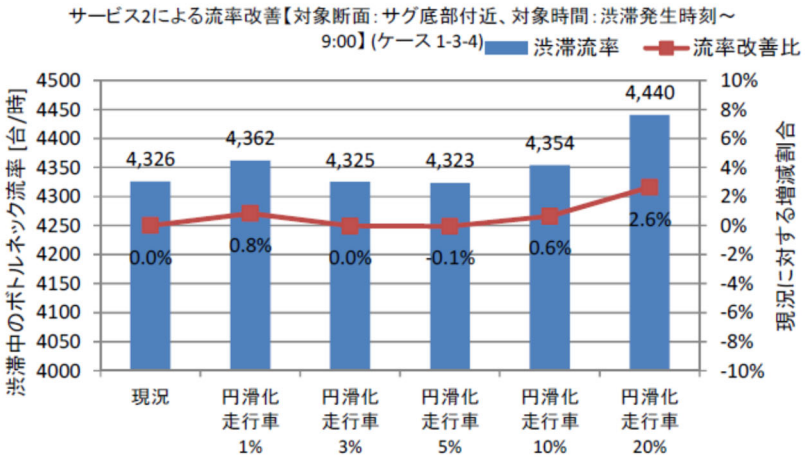
図 3-2-7　QV 図の時点変化例 [37]

【コラム：運転支援車両と交通容量の関係】

近年，運転支援車両が増加している．国土交通省調べでは，平成 28 年の ACC（アダプティブ・クルーズ・コントロール）の新車搭載割合は約 4 割で，今後ますます増加していくことが想定される [40]．平成 25 年の ACC の搭載車両割合と交通容量の関係を分析したシミュレーションの事例では，ACC 搭載車両が 20%程度までは交通流率が増加すると想定されている [41]．一方，ACC を搭載した車両は安全運転志向が強いとの報告もあり，車間距離を長く設定することで，交通容量が低下することも考えられる [42]．前述のとおり，交通容量の経年的現象の一因は，この ACC の普及である可能性も否めない．今後，交通容量の経年変化に注意する必要がある．



ACC（アダプティブ・クルーズ・コントロール）の普及状況 [40]



ACC（アダプティブ・クルーズ・コントロール）の搭載割合と交通容量の関係 [41]

3-2-2 本線合流部

自専道等における本線合流部の交通容量は，合流前後の本線の車線数，流入ランプやジャンクション渡り線の車線数，線形条件や加速車線長，右側合流・左側合流などの影響要因によって大きく変動する．

よって，交通容量は当該ボトルネックの幾何構造や交通特性などの影響要因があることを前提としたうえで，実測値を基本とする．ただし，新規路線計画や改良計画など実測値が得られない場合は，幾何構造や交通特性が類似している地点における既往観測値を採用してもよい．

(1) 交通容量

本線合流部の交通容量は，本線と流入ランプやジャンクション渡り線の接続部（合流部）に発現する交通容量と定義することができる．本線合流部では，合流部下流の本線の車線数は，合流部上流の本線と流入ランプやジャンクション渡り線の合計車線数より減少することが多く，合流部下流では上流に比べて相対的に交通容量が低くなる[43]．また，本線合流部の交通容量は，ランプ部の交通容量が発現する区間と近接しており，一体的に検討されることがしばしばある．ランプ部の交通容量は 3-2-4 で取り扱うこととする．

都市間高速道路，都市高速道路の複数地点の本線合流部の交通容量，並びに，合流前後の車線数や右側合流／左側合流，合流比等を整理すると**表 3-2-4** となる．

本線合流部の渋滞発生時交通流率および渋滞中交通流率は，主に都市高速道路での観測値が報告されている．都市高速道路の渋滞発生時交通流率は，2 車線で 2,720～4,900 台/時，3 車線で 6,340 台/時が観測されている．また，渋滞中交通流率に関して，2 車線で 2,840～3,170 台/時であるが，3 車線では各種研究が実施されているものの今回の算出条件では事例無しとなっている．都市高速道路における交通容量の経年変化に関する報告事例として，本線合流部においても 2003 年～2017 年にかけて，最大捌け交通量（年間の 15 分間値の 99%タイル値）が 2%～12%程度，経年的に減少している傾向が見られている[38]．

表 3-2-4　自専道等における本線合流部の交通容量

単位：台/時

区分	車線数	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率	備考
都市間高速道路	3	5,470	－	・無降雨・昼間を対象 ・5分間値と15分間値を含む
都市高速道路	2	2,720～4,900	2,840～3,170	
	3	6,340	－	

※参考文献44）～51）より整理

表 3-2-5　本線合流部の交通容量 1/2

No.	区分	車線数	BN名	判読方法										交通容量		対象年次	渋滞原因	車線数		右側合流／左側合流	渋滞発生時の合流比（主：従）	加速車線長	（参考）縦断勾配（%）	（参考）合流後の渋滞発生時の車線利用率	（参考）大型車混入率（%）	その他条件/備考	文献No.
				交通量速度変動図(QVT図)					QV図					渋滞発生時交通流率（台/時）	渋滞中交通流率（台/時）			合流前（主）	合流前（従）								
				渋滞発生時交通流率の判読方法		集計方法			渋滞中交通流率の判読方法		集計方法																
				直前5分	直前15分	渋滞ごとの平均	渋滞ごと		実現最大交通量	高い交通量出現領域抽出	一定期間	日別															
1	都市間	1	東名高速道路	－					－					1,530	－	2015	本線合流部	1	1	右側合流	－	－	+6.0	－	－	－	44)
2	都市間	3	中国自動車道						○	○		○		5,470	4,610	2012	本線合流部	3	1	左側合流	－	－	－	－	27	渋滞発生時は，渋滞発生5～10分前の交通量の95%タイル値（5分）．渋滞発生後は，渋滞後交通量の95%タイル値(5分)．	45)
3	都市	2	首都高速道路	○	○		○							3,860～4,700	－	1994	本線合流部	2	1	－	－	－	－	－	－	5分値の交通流率の最大値	46)
4	都市	2	首都高速道路	○	○		○							3,400～4,400	－	2000	本線合流部	2	1	両方含む	98:2～72:28	－	-3.9～+3.0	－	－	渋滞発生時は，速度が40km/h以下に低下した最初の5分を除く，直前15分間の交通流率（日平均値）	47)
5	都市	2	首都高速道路	○	○		○							3,400～4,000	－	2002	本線合流部	2	1	両方含む	－	－	－	－	－	渋滞発生時は，速度が40km/h以下に低下した最初の5分を除く，直前15分間の交通流率（日平均値）	48)
6	都市	3	首都高速道路	○	○		○							6,340	－	1994	本線合流部	3	1	－	－	－	－	－	－	5分値の交通流率の最大値	46)
7	都市	2	首都高速道路						○	○		○		3,400～4,000	－	2012	本線合流部	2	1	両方含む	－	－	-0.7～+3.0	－	14～25	交通量の95%タイル値の5分間の交通流率	49)
8	都市	2	名古屋高速道路	○	○		○							4,080	－	－	本線合流部	2	1	右側合流	－	－	－	41:59	2～3	・渋滞発生時は，渋滞直前の15分間の交通流率	50)
9	都市	2	九州自動車道	○	○		○							3,730	－	1995	本線合流部	2	1	左側合流	84:16（86:14）	－	－	41:59（48:52）	－	合流比，車線利用率の括弧外は渋滞発生直前，括弧内は渋滞発生後．渋滞発生時は，渋滞発生直前の最大交通量（5分値の交通流率）．乗用車換算係数の記載なし．	51)
11	都市	2	首都高速道路	○	○		○							2,720	2,836	2019	本線合流部	2	1	右側合流	89:11	75m	+3.0		18.3	※執筆に際して算出 ・渋滞発生時は，渋滞直前の15分間の交通流率 ・渋滞中は，渋滞中の平均値（5分間）の交通流率	－
12	都市	2	首都高速道路	○	○		○							3,221	3,173	2019	本線合流部	2	1	左側合流	89:11	80m	+0.9		7.5		－

※車線利用率は，左から第1車線

表 3-2-6　本線合流部の交通容量 2/2 [52)]

	路線			車線数		合流形式	加速車線長	断面最大時交通量（台/5分）					走行車線最大時交通量（台/5分）			追越車線最大時交通量（台/5分）		
				本線	入口			断面	走行	追越	フローレート（台/h）	大型車混入率	断面	走行	追越	断面	走行	追越
①	都心環状線	内回り	芝公園入口	2	1	左側合流	70m	353	159 (45%)	194 (55%)	4236	9%	333	175 (53%)	158 (47%)	346	143 (41%)	203 (59%)
②	都心環状線	内回り	代官町入口	2	1	左側合流	90m	346	158 (46%)	188 (54%)	4152	16%	332	163 (49%)	169 (51%)	346	158 (46%)	188 (54%)
③	都心環状線	内回り	神田橋入口	2	1	左側合流	80m	376	165 (44%)	211 (56%)	4512	11%	374	174 (47%)	200 (53%)	376	165 (44%)	211 (56%)
④	都心環状線	内回り	神田橋JCT	2	1	右側合流	60m	409	207 (51%)	202 (49%)	4908	12%	406	220 (54%)	186 (46%)	394	182 (46%)	212 (54%)
⑤	都心環状線	外回り	浜崎橋JCT	2	2	左側合流（JCT） 2+2→2		350	153 (44%)	197 (56%)	4200	12%	325	165 (51%)	160 (49%)	350	153 (44%)	197 (56%)
⑥	都心環状線	外回り	一ノ橋JCT	2	1	左側合流（JCT） 2+2→2		339	133 (39%)	206 (61%)	4068	13%	316	162 (51%)	154 (49%)	331	117 (35%)	214 (65%)
⑦	都心環状線	外回り	三宅坂JCT	2	1	左側合流（JCT） 2+1→2		323	146 (45%)	177 (55%)	3876	15%	302	151 (50%)	151 (50%)	323	137 (42%)	186 (58%)
⑧	3号渋谷線	下り	池尻入口	2	1	右側合流	120m	309	121 (39%)	188 (61%)	3708	14%	308	139 (45%)	169 (55%)	309	121 (39%)	188 (61%)
⑨	4号新宿線	下り	外苑入口	2	1	左側合流	65m	331	143 (43%)	188 (57%)	3972	10%	320	155 (48%)	165 (52%)	324	127 (39%)	197 (61%)
⑩	5号池袋線	下り	飯田橋入口	2	1	左側合流	100m	344	145 (42%)	199 (58%)	4128	13%	337	164 (49%)	173 (51%)	344	145 (42%)	199 (58%)
⑪	6号向島線	下り	箱崎ロータリー入口	2	1	左側合流	85m	365	165 (45%)	200 (55%)	4380	17%	355	170 (48%)	185 (52%)	354	144 (41%)	210 (59%)
⑫	中央環状線	外回り	船堀橋入口	2	1	左側合流	100m	341	158 (46%)	183 (54%)	4092	17%	339	165 (49%)	174 (51%)	303	113 (37%)	190 (63%)
⑬	神奈川3号狩場線	上り	花之木入口	2	1	左側合流	150m	387	173 (45%)	214 (55%)	4644	—	374	186 (50%)	188 (50%)	361	142 (39%)	219 (61%)

※2000 年当時の区間線運用における分析結果

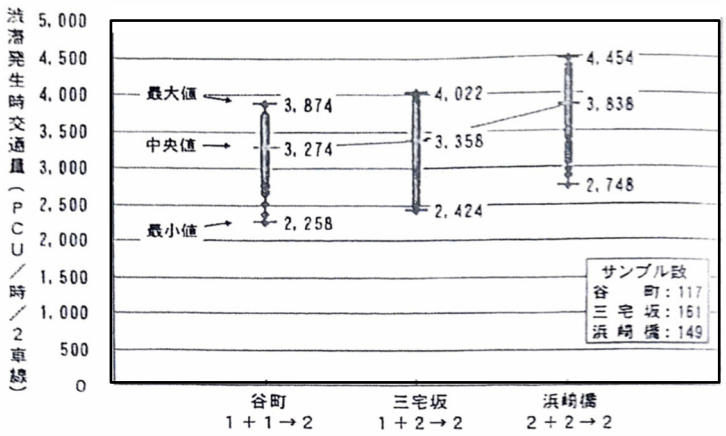
（）内は最大交通量発生時の車線利用率

(2) 交通容量の影響要因

本線合流部の交通容量は，合流前後の本線の車線数，流入ランプやジャンクション渡り線の車線数，合流比率，合流交通量，線形条件や加速車線長，右側合流／左側合流等の影響を受ける．

1) 車線数

都市高速道路の合流前後の車線数と交通容量の関係に関する報告（**図 3-2-8**）によれば，合流後の車線数が 2 車線の場合，合流前の車線数が多い方が渋滞発生時交通流率（15 分間値）は高いことが確認されている（1＋1＜1＋2＜2＋2）[53), 54)]．しかし他方では，都市高速道路における対策事例において，合流摩擦を低減させるために各方向渡り線の車線数を減少させた結果, 渋滞時の捌け交通量のばらつきが小さくなり平準化されて渋滞中交通流率（15 分間値）が増加（730→740pcu/15 分/2 車線）し，渋滞量が減少した報告もある．したがって，渡り線の車線数を増やしすぎると合流部下流の本線の車線数と，合流部上流の本線と渡り線の合計車線数の差が大きくなり，合流部での渋滞中交通流率が低下してしまうことにも留意が必要である [55)]．



※図中の渋滞発生時交通量は，本書での渋滞発生時交通流率を指す

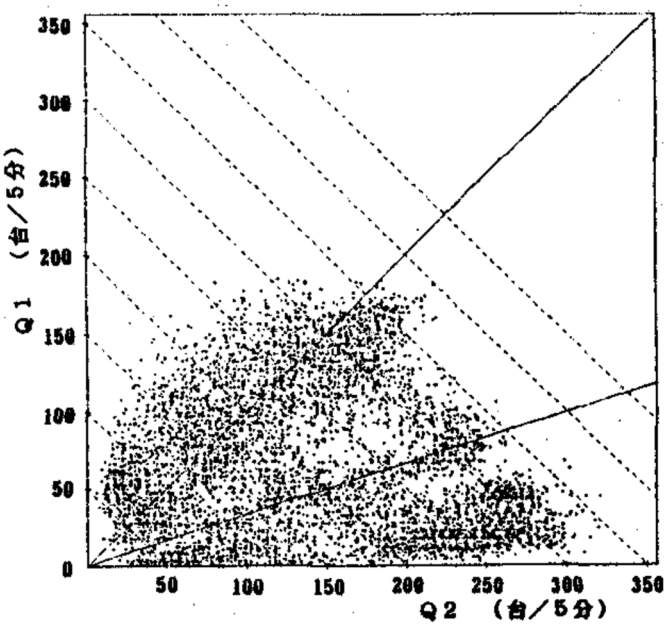
図 3-2-8　合流前後の車線数と渋滞発生時交通流率の関係 [53)]

2) 合流比率，合流交通量

都市高速道路における分析事例（**図 3-2-9**）によれば，同一箇所において，合流比が異なる状態での本線合流部の捌け交通量を比較した結果，合流比率が 1：1 の時に捌け交通量が比較的高い数値となる [56)]．

また，都市高速道路において試験的に入口交通量を調整した事例によれば，入口からの流入量が比較的少なく合流部での速度低下が小さい時に捌け交通量が高く，車両が車群になって流入した場合には合流摩擦により合流部で本線車の速度低下が著しくなり捌け交通量が低下することが報告されている．

さらに，入口からの車群が料金収受によって分散した場合やランプメタリングのように 1 台ごと流入させる場合には合流部断面での平均車頭時間が短くなっていたことが報告されている [57)]．



※Q１：流入ランプの交通量，Q２：合流前の本線の交通量

図 3-2-9　流入ランプの交通量と合流前の本線の交通量の関係 [56)]

3) 線形条件

合流部の交通容量と線形条件の関係に着目した都市高速道路の事例によれば，同一車線運用でジャンクション渡り線の線形が上り坂と平坦を比較すると，ジャンクション渡り線が上り勾配の場合には渋滞発生時交通流率(15 分間値)が 10%程度低い結果が報告されている [54)].

4) 加速車線長

都市高速道路における対策効果の報告事例によれば，加速車線長の延長によって渋滞発生確率が減少することが確認されている [58)]．また，都市間高速道路における対策効果の報告事例によれば，車群流入抑制のため合流可能区間を短縮した結果，渋滞中交通流率（5 分間値）が増加する効果が見られた [45)]．すなわち，加速車線長が本線合流部の交通容量に与える影響として，加速車線が長い場合には，流入ランプの合流車は本線への影響が少ない時に本線へ合流するため，交通容量が高い値を示すことが知られている．但し，合流車両が車群となって流入するような箇所においては，加速車線のなかで複数の合流車が同時に合流するような状況となることを防止するために加速車線長を短縮することで交通容量が増加する場合がある．

5) 右側合流／左側合流

右側合流／左側合流が本線合流部の交通容量に与える影響として，都市高速道路の分析事例では，渋滞発生時交通流率（15 分間値）は右側合流に比べ，左側合流が約 100 台/時高い傾向があることが報告されている [47), 48)].

6) ドライバー属性等のその他の影響要因

道路構造が同様の区間でも，交通容量は同一の数値とならないことが一般的である．その理由として，気象条件等の外的要因やドライバー属性が影響しているといわれている．ドラ

イバー属性は単路部など他の道路構造のボトルネックでも交通容量に影響を与えていると考えられているが，本線合流部に焦点を当てた分析結果として，都市高速道路における合流部の平日/休日，昼間/夜間等の交通容量に関する報告によれば，休日に比べて平日は，渋滞発生時交通流率（15 分間値）が 9～11%程度高い．ただし，1 車線同士の合流ではその差がほとんどない．また，夜間に比べて昼間は，渋滞発生時交通流率（15 分間値）が 12～18%程度高い．ただし，1 車線同士の合流ではその差はほとんどない．さらに，雨に比べて雨以外は，渋滞発生時交通流率（15 分間値）が 5～7%程度高い．ただし，トンネル内の合流ではその差はほとんどない[53]．

休日は普段から仕事で運転している人が少なく広い車間距離に合流している車両が多いこと，雨天時には周辺の視界が悪く晴天・曇天時よりも広い車間距離の車両が多いことが上記の理由として推察される．1+1→2 の車線運用は，合流前後での車線減少がないため割り込みや合流挙動が少ないことが影響したと考えられる．また，車線運用変更前後での渋滞発生時交通流率（15 分間値）を比較すると，平日および雨以外においては 2+2→2 の車線運用が 1+1→2 より高く，休日および雨においてはその差はほとんどない．これは休日や雨の場合，車線運用変更よりも休日や雨による影響が大きいため，対策前後で差が小さく見えたものと推察される[54]．

なお，大型車の影響については，本線合流部の交通容量への影響の研究事例は少なく，今後の研究課題と言える．

3-2-3 本線分流部

自専道等における本線分流部の交通容量に関する知見は少なく，交通容量に関して言及できる段階に至っていない．

なお，本線分流部の交通容量の影響要因には，側方余裕幅・分流比・車線利用率・減速車線長などがあげられる．

(1) 交通容量

本線分流部の交通容量は，本線と流出ランプやジャンクション渡り線の接続部（分流部）に発現する交通容量と定義することができる．本線分流部の交通容量は，ランプ部の交通容量が発現する区間と近接しており，一体的に検討されることがしばしばある．ランプ部の交通容量は 3-2-4 で取り扱う．

本線分流部の交通容量に関する知見は極めて少なく，体系的に整理できる知見数に至っていないため，事例紹介に留めておくこととする．

- 都市間高速道路における対策効果の分析事例によれば，分流ランプの車線数増加や本線分流部の本線の主従を変更した結果，走行車線の交通容量が約 1,500 台/時から約 1,600 台/時に増加したことが報告されている．なお，追越車線では渋滞が発生していなかった [59].
- 都市間高速道路の対策効果の分析事例によれば，現行規定では側方余裕幅は 0.75m あれば交通容量への影響がないものとしているが明確な根拠は乏しいため，大山崎 JCT 分流後のランプの左側の側方余裕幅を 0.75m から 1.5m に拡幅した結果，最大捌け交通量が 27 台/5 分増加（216 台/5 分→243 台/5 分）したことが確認されている [60].

(2) 交通容量の影響要因

本線分流部の交通容量は，前述の側方余裕幅 [60]に加えて，分流比，車線利用率，減速車線長に影響を受けることが知られている [61]．また，この論文 [61] のなかで渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率をそれぞれ定式化されている．

本知見から，減速車線の長さが長くなるほど渋滞中交通流率が大きくなる傾向がある．これは，実際には，減速車線長が長くなることで本線の流れの中でより多くのギャップが生じ，本線の流れを分岐させることによる影響が少なくなることを示している．また，他の区間と同様に渋滞発生時交通流率と比較して，渋滞中交通流率は低い値をことも確認されている．

3-2-4 ランプ部

自専道等におけるランプ部の交通容量に関する知見は少ないが，都市間高速道路では以下に示す観測値が得られている．

なお，ランプ部の交通容量の影響要因は，単路部と同様と考えられる．

渋滞発生時交通流率

片側 1 車線：約 1,600 台/時

渋滞中交通流率

片側 1 車線：約 1,380 台/時

(1) 交通容量

ランプ部の交通容量は，出入口・JCT 分岐の多い都市高速においては既往の研究が少ない．一方，都市間高速では少ないものの幾つか整理されている．都市間高速道路の片側 1 車線ランプの渋滞発生時交通流率は約 1,600 台/時，渋滞中交通流率は約 1,380 台/時である．

表 3-2-7　自専道等におけるランプ部の交通容量

単位：台/時

区分	片側車線数	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率	備考
都市間高速道路	1	1,600	1,380	・無降雨・昼間を対象

※参考文献62)より整理
※調査した文献のうち，車両感知器1分間データを用いて交通量速度変動図より判読したものを対象
※渋滞発生時交通流率は直前15分間の交通流率

表 3-2-8　自専道等におけるランプ部の交通容量一覧

No.	区分	片側車線数	BN名	判読方法										交通容量(台/時)		対象年次	その他条件/備考	文献No.
				交通量速度変動図(QVT図)					QV図									
					渋滞発生時交通流率の判読方法	集計方法				渋滞発生時交通流率の判読方法		集計方法						
					直前5分	直前15分	渋滞ごとの平均	渋滞ごと		実現最大交通量	高い交通量出現領域抽出	一定期間	日別	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率			
1	都市間	1	E19・小牧JCT(上)Cランプ	○		○	○							1604	1383	2017	1分データを使用 無降雨・昼間のみ	62
2	都市間	1	E19・小牧JCT(上)Cランプ	○		○	○							1572	1289	2017	1分データを使用 無降雨・夜間のみ	62
3	都市間	1	C4・海老名JCT(外)D・Fランプ						○		○	○		1530	－	2015		44
4	都市間	2	C4・海老名JCT(外)D・Fランプ						○		○	○		2000以上	－	2015	暫定運用で渋滞が発生していない	44

(2) 交通容量の影響要因

ランプ部の事例は少ない．交通容量の影響要因は，単路部と同様と想定されるが，今後の知見の蓄積が待たれる．

3-2-5 織り込み区間

自専道等における織り込み区間の交通容量に関する知見は少なく，交通容量に関して言及できる段階に至っていない．

なお，織り込み区間における交通容量の影響要因には，織り込み交通量・非織り込み交通量・織り込み比率・織り込み区間長などがあげられる．

(1) 交通容量

織り込み区間の交通容量は，織り込み交通と非織り込み交通が交互に車線変更を繰り返す区間に発現する交通容量と定義することができる．

織り込み区間の渋滞発生時交通流率および渋滞中交通流率は，主に都市高速道路での観測値が報告されている．都市高速道路の渋滞発生時交通流率は，3 車線で 4,710～6,370 台/時が観測されている．また，渋滞中交通流率に関する研究が実施されているものの今回の算出条件では事例無しとなっている．

都市高速道路の織り込み区間の交通容量に関する報告事例では，織り込み部の交通容量は単路部よりも低い交通容量しか持たないことを確認したが，織り込み部の容量は幾何構造と織り込み比率などの交通条件によってかなり異なっている [63]．

表 3-2-9　自専道等における織り込み区間の交通容量

単位：台/時

区分	車線数	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率	備考
都市 高速道路	3	4,710～6,370	－	・無降雨・昼間を対象 ・5分間値と1時間値を含む

※参考文献46），64）～65）より整理

表 3-2-10　織り込み区間の交通容量

No.	区分	車線数	BN名	判読方法									交通容量		対象年次	渋滞原因	車線数				織込み交通量	非織込み交通量	織込み比率	織込み区間長(m)	その他条件/備考	文献No.
				交通量速度変動図(QVT図)					QV図																	
					渋滞発生時交通流率の判読方法		集計方法			渋滞中交通流率の判読方法		集計方法														
					直前5分	直前15分	渋滞ごとの平均	渋滞ごと		実現最大交通量	高い交通量出現領域抽出	一定期間	日別	渋滞発生時交通流率(台/時)	渋滞中交通流率(台/時)			合流前(主)	合流前(従)	合流後(主)	合流後(従)						
1	都市	3	首都高速道路	○	○		○							4,800	-	1989	織込み部	2	2	2	2	-	-	-	-	正時1時間交通量の最大値	64)
2	都市	3	首都高速道路	○	○		○							6,370	-	1997	織込み部	2	2	2	2	-	-	-	-	5分値の交通流率の最大値	46)
3	都市	3	首都高速道路	○	○		○							4,707	-	2015	織込み部	2	1	2	2	-	-	-	650	合流比，車線利用率の括弧外は渋滞発生直前，括弧内は渋滞発生後．渋滞発生時は，渋滞発生直前の最大交通量（5分値の交通流率）．乗用車換算係数の記載なし．	65)

(2) 交通容量の影響要因

織り込み区間の交通容量は，織り込み交通量，非織り込み交通量，織り込み比率，織り込み区間長に影響を受けると考えられているが一般化するには，今後の知見の蓄積が求められる．

織り込み区間の交通は，他の道路区間とは異なり，織り込み区間独自の特徴を持っている．我が国ではこの種の調査研究は必ずしも十分に行われているとはいえず，織り込みの交通容量においても，現段階で交通容量として十分に検討がなされていないのが現状である．

織り込み交通の影響は主に織り込み交通量と織り込み区間長に依存し，織り込み交通量が増すほどその影響は大きくなり，織り込み区間は道路上の隘路になる可能性がある．織り込み区間の交通は互いに他の車両の軌跡を横切るという錯綜する交通であり，その錯綜がある距離をもつ区間の中で行われる点で，同じ錯綜する交通をもつ平面交差点や合流部とは異なった特質をもっている．

都市高速道路の織り込み区間における交通容量の研究結果によると，1991 年時点の数値では，織り込み区間の交通容量は単路部に比べ 10～20%程度低く，車線当たりの容量は約 2,000（pcu/時/車線）程度しかないことが確認されている[66)-67)]．また，交通容量に影響を及ぼす変数をみると，既存研究より区間長，織り込み交通量が，織り込み区間の交通容量を説明する変数となっていない結果が得られている[68)]．また，シミュレーションモデルによる研究においては，ギャップの評価に織り込み車と被織り込み車の速度差を車頭距離で除した値で求められる車頭距離の相対変化率という指標を用いて，織り込み車がその前後の織り込みギャップを評価しながら加減速挙動をとるモデルによって交通容量状態まで適用できるモデルが構築されている[69)]．

3-2-6 車線絞り込み部

都市間高速道路の車線絞り込み部の交通容量は，以下に示す観測値が得られている．
渋滞発生時交通流率
片側 2 車線→片側 1 車線：1,100～1,520pcu/時
片側 3 車線→片側 2 車線：3,820～3,860pcu/時
渋滞中交通流率
片側 2 車線→片側 1 車線：1,080～1,430pcu/時
都市高速道路の車線絞り込み部の交通容量は，以下に示す観測値が得られている．
渋滞中交通流率
片側 2 車線→片側 1 車線：960～1,860pcu/時
なお，車線絞り込み部の交通容量の影響要因には，昼夜，ボトルネック要因，規制車線，規制延長，規制始端部からボトルネックまでの距離，工事実施状況などがある．

(1) 交通容量

都市間高速道路の渋滞発生時交通流率は，2→1 車線が 1,100～1,520pcu/時，3→2 車線が 3,820～3,860pcu/時である．渋滞中交通流率は，2→1 車線が 1,080～1,430pcu/時であり，片側 1 車線の単路部の値と概ね一致している．

なお，工事規制を対象とした 2→1 車線の大型車の乗用車換算係数は，非渋滞時が 1.2～1.4，渋滞時が 1.5～1.6，3→2 車線の大型車の乗用車換算係数は 1.5 を用いている [70)-72)]．

都市高速道路の渋滞中交通流率は，2→1 車線が 960～1,860pcu/時との報告がある．ここでの大型車の乗用車換算係数は 1.7 を用いている．なお，都市高速道路では，渋滞発生時交通流率および 3 車線から 2 車線への絞り込みに関する報告はない．

表 3-2-11　車線絞り込み部の交通容量の参考値 [70)-72)]

単位：pcu/時

区分	片側車線数	渋滞発生時交通流率	渋滞中交通流率	備考
都市間高速道路	2→1	1,100～1,520	1,080～1,430	工事車線規制時 渋滞発生時交通流率は直前15分間の交通流率
	3→2	3,820～3,860	-	登坂車線の絞込み部（左側絞込み） 渋滞発生時交通流率は直前5分間の交通流率
都市高速道路	2→1	-	1,250～1,460	工事車線規制時
	3→2	-	1,640～3,780	工事車線規制時

※参考文献70)～72)より整理
※表中の「-」の箇所の交通容量は今後の課題とする

(2) 交通容量の影響要因

交通容量は，道路条件や交通条件によって変動することが知られており，その影響要因は，様々なものがある．

1) 昼夜

都市間高速道路の車線規制時において，夜間の渋滞発生時交通流率は，昼間のそれに比べて 14%低く，夜間の渋滞中交通流率も，昼間のそれに比べて 15%低いとされている [70]．

都市高速道路においても，夜間の渋滞中交通流率は，昼間のそれに比べて低いという報告がある [72)-73)]．

2) 規制車線

都市間高速道路における昼間の車線規制時において，渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率は，規制車線の違いによる影響はみられない．

一方で，夜間では，規制車線の違いによる影響があるとされ，走行車線規制時の渋滞発生時交通流率は，追越車線規制時のそれに比べて 23%小さく，渋滞中交通流率も同様に 17%小さい [70]．走行車線規制時は，追越車線規制時に比べて側方余裕（左路肩と右路肩の幅員の差）が小さいためであり，さらに夜間は昼間に比べて，運転者は幅員の狭さをより敏感に感じることが要因とされる．

都市高速道路では，左車線規制に比べて，右車線規制の交通容量が低下する結果となっており [73]，都市間高速道路と同様の傾向がみられる．

3) 規制延長

都市間高速道路では，規制延長が長くなるにつれ，渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率ともに，減少する傾向があるとされる．特に，昼間の渋滞発生時交通流率，夜間の渋滞中交通流率が顕著である [74)-75)]．

4) 規制始端部からボトルネックまでの距離

渋滞発生時交通流率，渋滞中交通流率は，規制始端部からボトルネックまでの距離が長いほど小さくなる [75]．これは，規制始端部からボトルネックまでの距離が長いほど，車線規制内で低速車が存在する確率が増すことや，運転者は工事規制区間を長く走行するため，速度低下を引き起こすことなどが要因である．

5) 工事状況

交通容量は，工事規制内での作業員や設備の数，工事規制内での工事箇所数といった工事の状況に応じて変化する．例えば，工事規制内での作業員や設備の数が増えるにつれ，交通容量が低下するという報告がある [76)-77)]．

参考文献

1) 越正毅, 桑原雅夫, 赤羽弘和：高速道路のトンネル, サグにおける渋滞現象に関する研究, 土木学会論文集, Vol.458/IV-18, pp.65-71, 1993.
2) 日本道路公団：都市間高速道路の交通容量マニュアル（平成 11 年版）作成業務報告書, 日本道路公団技術部, 2000.
3) 岡村秀樹, 渡辺修治, 泉正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究（上）, 高速道路と自動車, Vol.44, No.2, pp.31-38, 2001.
4) 稲野晃, 中村英樹, 内海泰輔：複数ボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析, 高速道路と自動車, Vol.52, No.1, pp.19-29, 2009.
5) Banks, James H: Effect of Site and Population Characteristics on Freeway Bottleneck Capacity, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, pp 108-114, 2007.
6) Adolf D. May: Traffic Flow Fundamentals, Prentice Hall, 1989.
7) 石田貴志, Jian XING：都市間高速道路における交通容量の現状と課題, 土木計画学研究・講演集, Vol.47, 2013.
8) Highway Capacity Manual（HCM）, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 1965.
9) 桑原雅夫, 陳鶴：大型車の乗用車換算係数に関する研究, 生産研究 Vol.43, No.12, pp.606-609, 1991.
10) 遠藤学史, 梅田祥吾, 田中淳 : 都市高速道路における大型車の交通容量への影響に関する分析, 第 53 回土木計画学研究発表会・講演集, Vol.53, 2016.
11) 加藤大知, 柿元祐史, 中村英樹：高速道路の車線減区間における大型車の乗用車換算係数に関する分析, 第 56 回土木計画学研究発表会・講演集, Vol.56, 2017.
12) Highway Capacity Manual（HCM）6th Edition, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2016.
13) （社）日本道路協会：道路の交通容量, 丸善出版, 1984.
14) （社）交通工学研究会：平成 7 年度～平成 10 年度 高速道路の交通容量に関する調査検討報告書（日本道路公団委託）, （社）交通工学研究会, 1999.
15) （一社）交通工学研究会：道路交通技術必携 2018,（一社）交通工学研究会, p.49, 2018.
16) 村重至康, 野中康弘, 山口孝：渋滞発生後捌け交通量に及ぼす渋滞巻き込まれ時間の影響に関する一考察, 交通工学研究発表会論文集, Vol.30, pp.181-184, 2010.
17) 村重至康, 山口孝, 野中康弘：都市間高速道路単路部を対象とした交通容量推定モデルの構築, 土木計画学研究・講演集, Vol.42, 2010.
18) 中日本高速道路（株）八王子支社交通チーム：中央自動車道小仏トンネル手前登坂車線延伸効果について, 高速道路と自動車, Vol.52, No.7, pp.38-41, 2009.
19) 吉川良一, 長浜和実, Jian XING, 吉井稔雄, 北村隆一：高速道路暫定 2 車線区間におけるボトルネック交通容量に関する考察, 土木計画学研究・論文集, Vol.22, pp.839-846, 2005.
20) 吉川良一, 塩見康博, 吉井稔雄, 北村隆一：暫定 2 車線高速道路のボトルネック交通容量に関する研究, 交通工学, Vol.43, No.5, pp.48-58, 2008.
21) 原山哲郎, 深瀬正之, 石田貴志, 野中康弘 : 付加車線設置による渋滞対策効果と今後の展望, 土木計画学研究・講演集, Vol.46, 2012.
22) Jian XING, 鶴元史, 石田貴志, 村松栄嗣：渋滞を引き起こす交通流の車群特性分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.42, 2010.
23) 石田貴志, 野中康弘, 米川英雄：高速道路単路部における渋滞定着現象の実証的研究, 交通工学論文集, Vol.1, No.2（特集号 B）, pp.B_26-31, 2015.
24) 木村真也, 野中康弘, 森本紘文, 米川英雄：ITS スポットプローブデータを用いた渋滞現象分析～東名阪自動車道四日市地区暫定片側 3 車線効果検証～, 交通工学研究発表会論文集, Vol.33, pp.145-148, 2013.
25) 石田貴志, 松下雅行, 割田博, Jian XING, 野中康弘：都市間高速道路と都市高速道路の交通容量に関する比較考察, 土木計画学研究・講演集, Vol.51, 2015.
26) 斎藤辰哉, 多原裕二, 加藤寛道, 清宮広和, 石田貴志：高速道路 IC 入口の短時間閉鎖による渋滞対策社会実験の効果検証, 交通工学研究発表会論文集, Vol.36, pp.611-616, 2016.
27) 後藤誠, 南肇, 外山啓裕, 松下健介, 石田貴志：都市間高速道路における LED 標識を用いた車線利用率平準化渋滞対策の実証的研究, 交通工学研究発表会論文集, Vol.38, pp.213-220, 2018.
28) 亀岡弘之, 小根山裕之, 渡部義之, 櫻井光昭：走光性を活用した路側発光体の動的点滅制御による渋滞緩和の

効果検証, 交通工学研究発表会論文集, Vol.33, pp.185-188, 2013.

29) 岡村秀樹, 渡辺修治, 泉正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究（下）, 高速道路と自動車, Vol.44, No.3, pp.30-40, 2001.

30) 吉川良一, 長浜和実, 寒河江克彦：東海北陸自動車道における暫定 2 車線区間の交通容量に関する検討, 交通工学研究発表会論文報告集, Vol.24, pp.89-92, 2004.

31) Jian XING, 宇佐見純二, 福島賢一, 佐藤久長：潜在的ボトルネック交通容量の推定及び交通容量の確率分布を用いた年間の渋滞予測検討, 土木計画学研究・論文集, Vol.27, No.5, pp.973-980, 2010.

32) 米川英雄, 飯田克弘, 森康男：高速道路における渋滞中交通容量の算定式構築に関する実証的研究, 高速道路と自動車, Vol.44, No.8, pp.25-30, 2001.

33) 米川英雄, 飯田克弘, 森康男：高速道路の渋滞中交通容量に影響を及ぼす要因の車線間相違に関する研究, 交通工学, Vol.36, No.2, pp.53-63, 2001.

34) 越正毅：高速道路トンネルの交通現象, 国際交通安全学会誌, Vol.10, No.1, pp.32-38, 1984.

35) 中谷了, 皆方忠雄, 佐藤久長, 市川昌：渋滞巻き込まれ時間を考慮した LED 標識による速度回復情報提供の効果検証, 交通工学研究発表会論文報告集, Vol.25, pp.173-176, 2005.

36) 竹内利夫, 佐藤久長, 皆方忠雄：高速道路渋滞対策の最前線―サグ部の速度低下による渋滞の緩和を目指して―, 土木学会誌, Vol.91, No.5, pp.60-63, 2006.

37) 後藤誠, 石田貴志, 野中康弘：都市間高速道路における交通性能の経年変化に関する研究, 交通工学論文集, Vol.5, No.2（特集号 A）, pp.A_90-98, 2019.

38) 村上友基, 遠藤学史, 川野祥弘, 泉典宏, 田中淳, 山口大輔, 土屋克貴：首都高速道路における交通性能の変動要因分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.57, 2018.

39) 青山恵里, 下川澄雄, 吉岡慶祐, 森田綽之, 三串知広, 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・車間時間の観点から－, 土木計画学研究・講演集, Vol.59, 2019.

40) 国土交通省 HP：運転支援技術・自動運転技術の進化と普及, https://www.mlit.go.jp/common/001213451.pdf

41) 金澤文彦, 鈴木一史, 坂井康一：高速道路サグ部におけるドライバの交通円滑化走行による渋滞緩和効果の推計, 交通工学研究発表会論文集, Vol.33, pp.137-143, 2013.

42) 鈴木一史, 岩武宏一, 石田貴志, 野中康弘：社会的相互作用を考慮した政策評価モデルによる渋滞対策手法に関する研究, 交通工学研究発表会論文集, Vol.34, pp.247-254, 2014.

43) 割田博, 赤羽弘和, 堀口良太, 岡村寛明, 船岡直樹：首都高速道路箱崎ロータリー近傍における画像解析手法を用いた交通現象の分析, 土木計画学研究・講演集 Vol.33, 2006.

44) 青木隆志, 花房秀樹, 櫻井光昭, 佐藤久長, 糸島史浩：東名海老名 JCT 外回り方面ランプ暫定 2 車線運用の効果検証, 土木計画学研究・講演集, Vol.54, pp.1820-1824, 2016.

45) 澤田英郎, 稲田悠, 亀井伸二, 福本薫：インターチェンジ合流部における合流整流化対策と効果検証, 第 34 回交通工学研究発表会論文報告集, 2014.

46) （社）交通工学研究会：道路交通容量調査マニュアル検討資料 VOL.3－分・合流部, 織り込み区間－, 1997.

47) 割田博, 植田和彦, 森田綽之, 野間哲也：首都高速道路の合流部における交通容量分析, 土木計画学研究・講演集 Vol.25, 2002.

48) 割田博, 植田和彦, 森田綽之, 野間哲也：首都高速道路の合流部における交通容量分析, 土木計画学研究・講演集 Vol.27, 2003.

49) 遠藤学史, 割田博, 岡野孝司：首都高速道路の合流部近傍における渋滞発生時交通現象の比較分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.47, 2013.

50) 荻野弘, 伊藤正雄, 佐藤千裕, 田中淳：名古屋高速道路における合流支援に関する研究, 土木計画学研究・講演集, Vol.28, 2003.

51) 畔田雅裕, 榎本敬二：渋滞対策　九州自動車道・八女 IC における渋滞現象の分析とその対策, ハイウェイ技術, No.5, pp.83-87, 1996.

52) 社団法人交通工学研究会, 交通容量データブック 2006, 2006.

53) 原靖丘, 森田綽之, 安井一彦, 池田達則：首都高速道路合流部の交通容量に関する研究, 第 24 回交通工学研究発表会論文報告集, 2004.

54) 吉川裕子, 森田綽之, 安井一彦, 木村純司：首都高速道路合流部の車線運用に関する研究, 第 25 回交通工学研究発表会論文報告集, 2005.

55) 蒲和也, 岡田知朗, 竹内秀城, 堤浩介：首都高速道路における JCT 合流部の車線運用変更の効果～5 号線下り

竹橋 JCT 合流部の車線運用変更～, 第 26 回交通工学研究発表会論文報告集, 2006.

56) 片倉正彦, 松村成和：高速道路合流部の交通容量について, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, pp.164-165, 1989.

57) 増田智志, 岡野孝司, 泉典宏, 吉井稔雄：首都高速 3 号渋谷線下りにおける渋滞現象の分析と渋滞対策の取組み, 第 33 回交通工学研究発表会論文報告集, 2013.

58) 田村敬介, 山田貴久, 中村英樹 : 名古屋高速道路の入口合流部加速車線延長による効果検証, 第 32 回交通工学研究発表会論文報告集, 2012.

59) 櫻井光昭, 花房秀樹, 落合淳太, 佐藤久長, 糸島史浩, 青木隆志：圏央道内回り海老名 JCT におけるランプ暫定 2 車線運用と渋滞対策効果の検証, 土木計画学研究・講演集, Vol.55, 2017.

60) 澤田英郎, 安時享, 松本晃一, ：ジャンクションのランプ車道部拡幅による交通容量の変化について, 第 31 回交通工学研究発表会論文報告集, 2011.

61) Danpeng MA, Hideki NAKAMURA and Miho ASANO：Stochastic Modeling on the Relationship between Breakdown and Discharge Flow Rates at Intercity Expressway Bottlenecks

62) 石山静樹, 田中真一郎, 富永透見, 村中貴大, 王曦, 近田博之, 鶴元史：都市間高速道路のジャンクションランプにおける渋滞現象分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.60, 2019.

63) 桑原雅夫, 越正毅, 鈴木隆：首都高速道路の織り込み区間の交通容量と走行速度に関する実証的研究, 交通工学, Vol.26, No.2, pp.39～50, 1991.

64) 鈴木隆, 桑原雅夫, 中村英樹, 赤羽弘和：感知器データによる織り込み区間の交通容量分析, 土木学会第 44 回年次学術講演会講演概要集第 4 部, pp.168-169, 1989.

65) 遠藤学史, 大近翔二, 梅田祥吾, 田中淳：ETC-OD データを用いた都市内高速道路の織込み交通流に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.52, 2015.

66) 桑原雅夫, 西川功, 原隆広：都市内高速道路の織り込み交通流に関する実証的研究, 交通工学, Vol.28, No.5, pp.11-20, 1993. ※追加

67) 西川功, 桑原雅夫：都市内高速道路の織り込み交通容量に関する研究, 生産研究, Vol.43, No.12, pp.610-614, 1991. ※追加

68) 社団法人交通工学研究会：交通工学ハンドブック, 2014.

69) 中村英樹：織り込み区間の交通容量に関する研究, 東京大学博士論文, 1991. ※追加

70) 高橋秀喜, Jian Xing, 伊東弘行, 飯田克弘：東名高速道路集中工事区間のボトルネック交通容量分析, 第 28 回交通工学研究発表会論文報告集, pp.97-100, 2008.

71) 加藤大知, 後藤梓, 中村英樹：車線減区間における確率的な渋滞現象に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.55, 2017.※72)⇒71)に変更

72) 山下賢一郎, 深井靖史, 遠藤学史, 渡辺剛史, 浅野靖：首都高速道路における工事規制箇所の交通容量影響要因に関する基礎的分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.51, 2015.※71)⇒72)に変更

73) 田畑大, 割田博, 深井靖史, 山下賢一郎：首都高速道路工事規制時における捌け交通量の変化に関する分析, 土木計画学研究・講演集, Vol.41, 2010.

74) 高橋秀喜, Jian Xing, 山下和彦, 飯田克弘 : 高速道路における連続車線規制区間の分割・規制区間短縮による交通運用効果, 高速道路と自動車 Vol53 No.10, pp.19-27, 2010.

75) 近田博之, 平井章一, Jian Xing, 高橋 秀喜：高速道路における工事規制区間の短縮化による渋滞対策効果検証, 第 31 回交通工学研究発表会論文報告集, pp.163-166, 2011.

76) Kevin Heaslip, Alexandra Kondyli, Diego Arguea , Lily Elefteriadou Frank Sullivan : Estimation of freeway work zone capacity through simulation and field data , Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board Volume 2130 pp.16-24, 2009.

77) Jinxian Wenga, Qiang Meng : Estimating capacity and traffic delay in work zones : An overview Transportation Research Part C 35（2013）, pp.34-45, 2013.

4 一般道の交通容量

4-1 一般道における交通容量の定義と計測方法

4-1-1 一般道における交通容量の考え方

一般道のボトルネックは，信号交差点に代表される交通制御を伴う箇所がそのほとんどを占める．交差点における交通容量は，交通制御方式によって求め方が異なり，交錯する動線の交通需要により変化する．交通制御方式の選択は，車両の交通需要，歩行者量，安全性等の様々な要素を総合的に考慮する．

(1) 交差点における交通制御方式別の交通容量の設定方法

第 2 章で整理したとおり，一般道のボトルネックは，信号交差点に代表される交通制御を伴う箇所となる場合が多い．交差点における交通容量は，その交通制御方式によって求め方が異なり，交錯する動線の交通需要により変化する．

なお，交通制御方式の選択は，車両の交通需要，歩行者量，安全性等の様々な要素を総合的に考慮して決定される．

1) 信号交差点

信号交差点では，利用者は通行権を与えられた青時間中に限り通行することができる．したがって，青時間が継続した場合，その交差点を通過できる最大の交通流率を示す飽和交通流率に，青時間スプリット（有効青時間をサイクル長で割った値）を乗じることで各車線の交通容量を計算できる．

2) 無信号交差点

無信号交差点の一時停止制御においては，優先方向は非優先側に通行を妨げられることなく進行することができるため，単路部と同等の交通容量であるとみなせる．無信号交差点の一時停止制御では一般に非優先側の流入部の交通容量が課題となる．非優先側の流入部では，優先側交通の間隙を縫って進入することから，優先側交通量や流入可能なギャップの発生状況等によって交通容量を計算できる．

3) ラウンドアバウト

ラウンドアバウトは，各流入部の交通容量を評価する．1 つの流入部のみに着目すると，環道が優先，流入側が非優先の無信号交差点に類似している．したがって，交通容量が流入部ごとに独立とみなせば，個々の流入部について，無信号交差点と同様の方式で交通容量を計算できる．

なお，交通制御方式別の交通容量の基本的考え方についての詳しい解説は，**『平面交差の計画と設計 基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-**[1)]』を参照されたい．

(2) 交差点における交通制御方式別の交通容量の比較

図 4-1-1 は，各交通制御方式の交通容量を計算した結果を，縦軸を従道路側の交通需要，横軸をこれと交錯する動線の交通需要として図示したものである．それぞれの領域の境界線の意味は以下のとおりである．

なお, 同図の各境界線は単純な仮定のもとで計算したものであり, 右左折率, 方向別交通需要, 歩行者，自転車の交通需要などによって大きく異なる可能性がある点に留意する必要がある．

- 45 度線（a）　　：この線の上側の領域は定義上対象外となる．
- 領域①と②の境界線（b）：4 枝のラウンドアバウトにおける流入部直上流の環道交通量別の流入路の交通容量 [2),3)]
- 領域②と③の境界線（c）：従道路が一時停止制御される交差点の従道路側流入部交通容量 [4)]
- 領域③と④の境界線（d）：主道路の交通需要が 300［台/時］

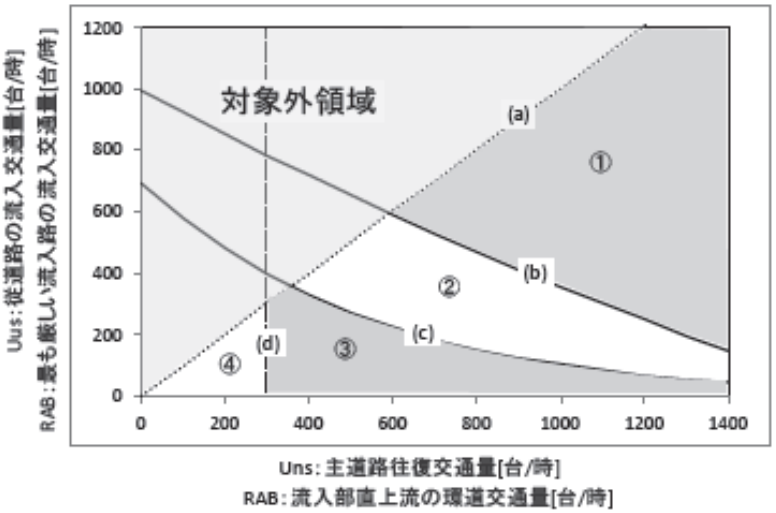


図 4-1-1　交通制御方式毎の交通容量の比較 [1)]

この場合，各領域は以下のとおりとなる．

- 領域①：交通需要がラウンドアバウトの交通容量を超えているため，信号制御のみが適用可能な領域である．
- 領域②：交通需要が一時停止制御の交通容量を超えているが，ラウンドアバウトの交通容量より低いことから, 安全性や歩行者・自転車交通量など他の要因を考慮したうえで, 信号制御かラウンドアバウトの選択を検討する．
- 領域③：交通需要が一時停止制御の交通容量より低いため一時停止制御も適用可能となる．他の要因を考慮したうえで，一時停止制御，ラウンドアバウト，信号制御の選択を検討する．
- 領域④：信号無視を誘発する恐れがあるため，信号制御の適用が望ましくない領域である．そのため，一時停止制御又はラウンドアバウトの選択を検討する．

4-1-2 飽和交通流率の定義

一般道の主たるボトルネックである信号交差点の処理能力の基礎となるのが，飽和交通流率である．飽和交通流率は，通常「信号の青表示の間において車両の待ち行列が連続して存在しているほど需要が十分ある場合に，交差点流入部を通過し得る最大流率であり，台/青 1 時間の単位で表される」と定義される．

一般道のボトルネックは，信号交差点であることがほとんどである．よって，一般道路の交通容量は飽和交通流率の考え方を踏襲する．

飽和交通流率は，通常「信号の青表示の間において車両の待ち行列が連続して存在しているほど需要が十分ある場合に，交差点流入部を通過し得る最大流率であり，台/青 1 時間の単位で表される」と定義される．

この定義にあるように，飽和交通流率の単位は青 1 時間（正確には有効青 1 時間）当たりの台数であり，青 1 時間という時間単位は信号がないと仮定した場合と同じであり，飽和交通流率は，信号が存在しないとした場合に期待し得る流入部の最大交通流率を表している．

飽和交通流率の算出方法の詳細は，**『平面交差の計画と設計 基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-**[1]**』**を参照されたい．

4-1-3 飽和交通流率の計測方法

飽和交通流率は，既存交差点の改良の場合は実測値を基本とし，新設の場合は近傍の類似交差点の値を観測して用いる．飽和交通流率の設定方法には，「捌け台数に基づく設定」と「車頭時間に基づく設定」の方法がある．

(1) 飽和交通流率の実測の必要性

飽和交通流率の算出方法は，『**平面交差の計画と設計 基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-**[1)]』に記されているが，すべての影響要因を加味した算出方法ではないこと，地域性や運転者特性によって異なること等から，算出結果と実績値が整合しないことが度々発生している．

したがって，現状交差点の飽和交通流率を算出するにあたっては，実測値を基本とする．また，新設道路であるため観測に基づく飽和交通流率が設定できない場合には，近傍での類似交差点（同じ交通条件の比較的似ている信号交差点）を探して，そこでの観測結果を参考にして，飽和交通流率を設定する．

(2) 飽和交通流率の調査の要件

飽和交通流率を調査する際の条件は，以下のとおりである．詳細は『**交通調査実務の手引**[5)]』を参照されたい．

- 十分な待ち行列があること
- 車線別に測定する
- 先詰まりが発生していないこと
- 十分な観測サイクル数の確保（サイクル数が 30～50 以上あることが望ましい）

(3) 飽和交通流率の設定方法

飽和交通流率の設定方法は次の 2 つの方法がある．

1) 捌け台数に基づく設定

以下のような手順で設定に必要な観測データを取得する．

各サイクルにおいて，先頭から 3 台目の車両が通過したタイミングから，待ち行列が途切れない状態で最後に通過した車両（最終通過車両）が通過するまでの時間（各サイクルの捌け時間）とその車頭間隔の数を計測する（**図 4-1-2**）．

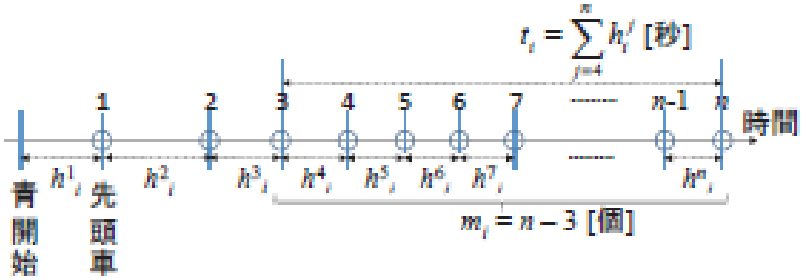


図 4-1-2　捌け台数にもとづく飽和交通流率の設定[1)]

3 台目までの車頭時間を除外するのは，発進損失の影響を除外するためである．**図 4-1-2** 及び式(4.1)に示すように，算出された各サイクルの車頭間隔の数の合計を，各サイクルの捌け時間の合計で除して飽和交通流率を設定する．

$$s = \frac{\sum_i m_i}{\sum_i (t_i/3600)} \tag{4.1}$$

ここに，s：飽和交通流率［台/時］
m_i：サイクルiの車頭間隔数［個］
t_i：サイクルiの捌け時間［秒］

2) 車頭時間に基づく設定

対象流入部について，待ち行列が途切れない状態の車頭時間の平均値の逆数として，式(4.2)から飽和交通流率を設定する．この際，信号が青に変わってからの通過順と車頭時間の関係（**図 4-1-3**）を分析し，発進損失の影響がないと考えられる通過車両の車頭時間を対象とする．

$$s = \frac{1}{\sum h/n} \times 3600 \tag{4.2}$$

ここに，s：飽和交通流率［台/青 1 時間］
h：発進損失の影響がないと考えられる通過順以降の車頭時間［秒］
n：対象となるデータ数

なお，**図 4-1-3** の例においては，3 台目通過以降は発進損失の影響がないと判断できる．また，縦断勾配が大きい場合など，発進損失が大きくなる可能性がある．このような場合は，は発進損失の影響も観測の基に表すことができる方法 2）を用いることが望ましい．

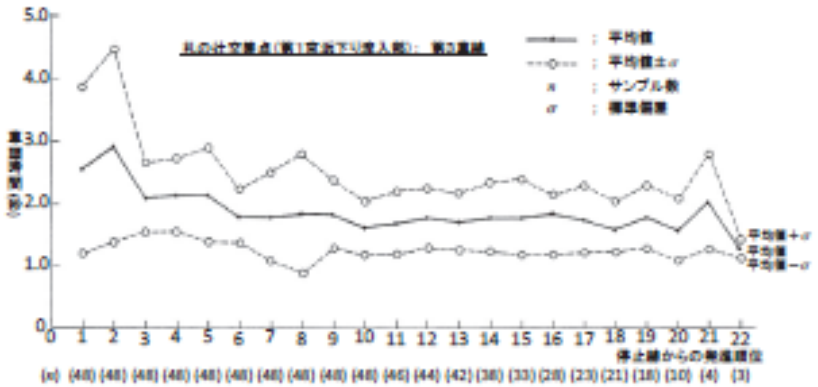


図 4-1-3　停止線の通過順と車頭時間の関係 [1)]

4-1-4 乗用車換算台数（pcu）と実台数，大型車の乗用車換算係数（PCE）

飽和交通流率は乗用車を基準とし，他の車種の影響は乗用車に基づき考慮される．車種による飽和交通流率の補正は，飽和交通流率の基本値に対して大型車の混入率と大型車の乗用車換算係数（Passenger Car Equivalent：PCE）によって算出される補正率によって行われる．

(1) 信号交差点の pcu と実台数，PCE

飽和交通流率の単位には一般的に［pcu/青 1 時間］が用いられるが，ここで pcu は乗用車換算台数を表す．我が国では大型車，小型貨物車，乗用車，軽自動車，二輪車などの多様種の車両が混合して交通流を形成しているため，信号交差点の交通容量を検討する場合には，これらの車種の影響を考慮する必要がある．

通常，飽和交通流率は乗用車を基準とし，他の車種の影響は乗用車に基づき考慮される．車種のうち飽和交通流率に最も影響を与えると考えられるのは大型車であり，車種による飽和交通流率の補正は，飽和交通流率の基本値に対して大型車の混入率と大型車の乗用車換算係数（Passenger Car Equivalent：PCE）によって算出される補正率によって行われている．PCE は乗用車を基準として大型車が乗用車の何台分に相当するかを表し，我が国では，実測結果に基づいて得られた PCE=1.7 という値が用いられているが，大型車の車両性能の向上などに伴い，PCE の見直しが指摘されている [6,7]．

一方，米国では，Transportation Research Board が発行した Highway Capacity Manual（HCM2000）[8]までは縦断勾配と大型車混入による影響を単独で扱い，PCE から補正率を求めていた．しかし，2016 年に発行された HCM 6th edition[9]からは縦断勾配と大型車混入による影響を複合要因としてとらえ，PCE を介さずに縦断勾配と大型車混入率を変数とした補正率の計算式から，補正率が計算されている．

ドイツでは，2015 年に発行された Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen[10]において大型車の補正方法が示されている．この中では，日本や米国のように大型車を 1 つの車種として考えるのではなく，「トラックとバス」，「トレーラとセミトレーラ連結車」に分類し，大型車の車種構成を考慮した大型車の補正率を算出している．ここでは，トラックとバスの PCE は 1.75，トレーラとセミトレーラ連結車の PCE は 2.5，大型車の内訳が不明の場合に用いられる PCE は 1.9 であり，日本よりも大きな値がとられている．以上のことから，米国では大型車の補正方法が逐次見直されており，ドイツでは，PCE を 1 つの値としてとらえるのではなく，車両特性を考慮して設定していることがわかる．

我が国において，2017 年に PCE を実観測データにより算出した研究では，PCE は 1.31～1.59 の範囲となっており，規定値である 1.7 という値を大きく下回っていることが報告されている [11]．ここでは，道路階層と走行する大型車の諸元や大型車混入率などの交通特性との関係を検討した結果，従来のように PCE を 1 つの値として示すのではなく，道路階層や交通特性，車両特性を考慮した複合的な指標としてとらえることの必要性も示されている．

(2) ラウンドアバウトの pcu と実台数，PCE

日本のラウンドアバウトマニュアル（平成 28 年 4 月発行時点）[2)]では，PCE に 2.0 を用いており，この値は幾何構造要素や大型車混入率によらず固定値となっている．しかし，流入交通容量推定に際して幾何構造要素や大型車混入率が及ぼす影響を評価した研究[12)]では，コンパクトラウンドアバウト（D=27m,W_e=3m）と外径の大きいラウンドアバウト（D=44m,W_e=6m）を対象に環道部の大型車混入率を 20%に固定し，流入部の大型車混入率を変化させた場合のラウンドアバウト流入部の PCE の値が 1.4～1.8 の値で推移しているとしている．これは，日本のラウンドアバウトマニュアルに示されている値よりも小さくなっており，交通容量を正確に把握するうえで重要となることがわかる．

4-2 一般道におけるボトルネックの交通容量

4-2-1 信号交差点の交通容量

信号交差点の飽和交通流率の設定にあたっては，既存交差点の改良の場合は実測値を基本とし，新設の場合は近傍の類似交差点の値を観測して用いる．ただし，交差点全体としての交通容量の値を単一に求めることはできないため，交差点の交通処理能力は，交差点需要率を算定して検討を行う．

(1) 飽和交通流率の観測と解析例

既存交差点の飽和交通流率を算出するにあたっては，実測値を基本とする．また，新設道路であるため観測に基づく飽和交通流率が設定できない場合には，近傍での類似交差点（同じ交通条件の比較的似ている信号交差点）を探して，そこでの観測結果を参考にして，飽和交通流率を設定する．なお，類似交差点を見つけることが困難な場合には，従前の飽和交通流率の基本値から影響要因によって補正計算によって推定することもやむをえない．

飽和交通流率の算出方法の詳細は，**『平面交差の計画と設計 基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-**[1)]』を参照されたい．また，我が国で実施された飽和交通流率の観測結果を対象に，飽和交通流率の実測値を収集整理した結果が**付録 4** に収録されているので参考とされたい．

(2) 飽和交通流率の観測結果の経年動向

車線幅員等の影響を受けない基本的な飽和交通流率の観測値について，『平面交差の計画と設計 [13)]』と『道路交通容量調査マニュアル検討資料 Vol.2[14)]』で示されている観測結果と，既存研究[15)-20)]の観測結果を対象として観測年（観測年が示されていないものは発表年）ごとに整理した結果[21)]を**図 4-2-1** に示す．1985 年までの値は 2,000 台/青 1 時間を中心に観測されているが，その後は低下傾向にあることがわかる．これらの観測値の多くは異なる交差点での値であり，調査方法も異なるものであるが，日本における飽和交通流率は全体的に低下傾向にあることがうかがえる．

なお，我が国では飽和交通流率の基本値として 2,000pcu/青 1 時間という値が設定されているが，1985 年を過ぎるとそれよりも小さい値が多く観測されている．

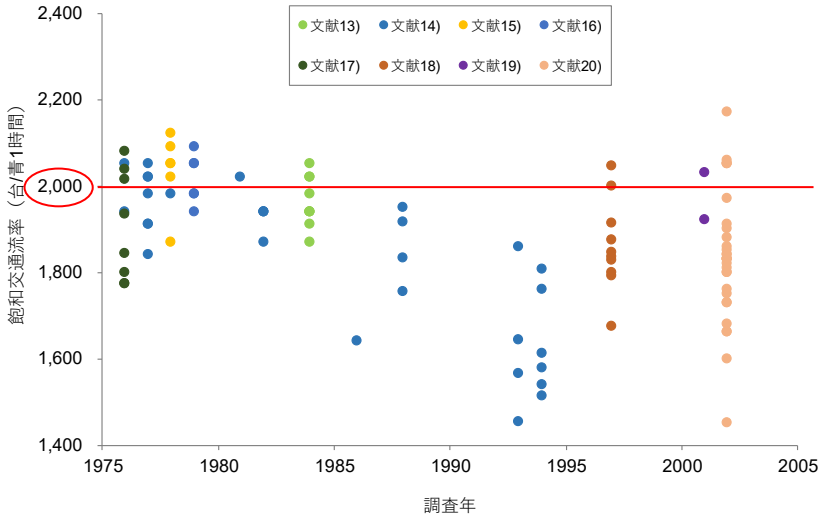


図 4-2-1 既存文献で観測された飽和交通流率 [21)]

さらに，2017 年から 2019 年にかけて飽和交通流率を観測した研究[21]では，1970 年から 2010 年までに発表された既存文献で観測された値と比較している（**図 4-2-2**）．直進車線，右左折車線のいずれにおいても，過去に観測が行われた地点と同地点での観測結果を比較すると，全ての地点で飽和交通流率が低下している．また，過去の観測値がない地点においても現在の飽和交通流率の観測が行われているが，それらの地点でも同程度の値が観測されており，飽和交通流率は過去と比べて低下していることが示されている．

現在の飽和交通流率と飽和交通流率の基本値を比較すると，直進車線ではすべての交差点において基本値である 2,000 台/青 1 時間を下回っている．右左折車線の飽和交通流率の基本値はどちらも 1,800 台/青 1 時間であるが，ほとんどの地点において基本値を下回っている．また，この観測結果の平均値は，右折車線では 1,715 台/青 1 時間，左折車線では 1,535 台/青 1 時間であり，右折車線の方が大きい値となっている．

本来は，転向半径や転向角度が小さいほど飽和交通流率は低い値となるものと考えられるが，限られた観測データだけでは明確な傾向を把握できないため，これらの影響についても今後検討する必要がある．

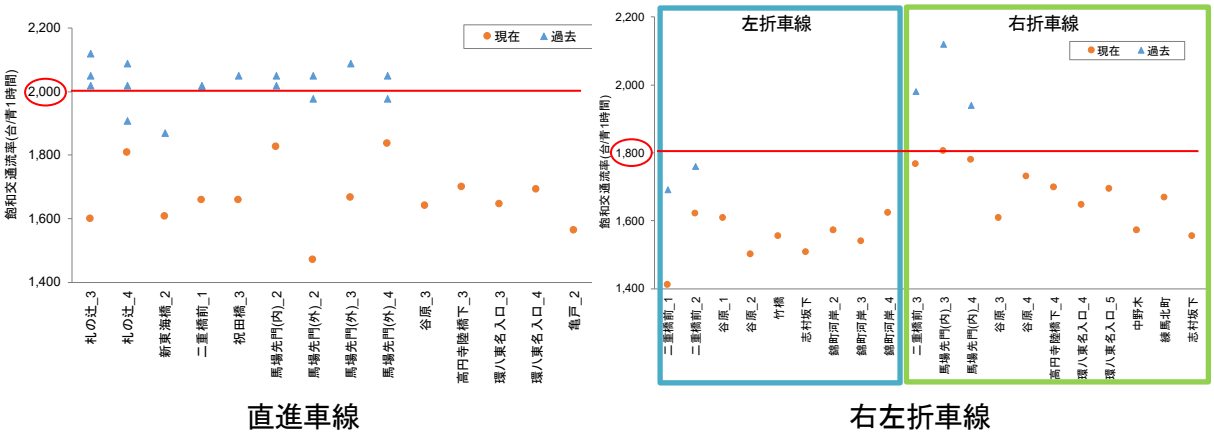


図 4-2-2　過去と現在の飽和交通流率の観測結果[21]

(3) 信号交差点における需要率の検討

信号交差点の交通容量は，信号現示方式に応じて推定する．それゆえ，ある 1 つの交差点について交差点全体としての交通容量の値を単一に求めることはできない．一般的には，各車線の飽和交通流率に青時間スプリットを乗じることで，その車線の交通容量は算定される．

例えば，右折車が対向直進車の間隙を縫って進行する青信号表示のみ設定される場合を考えると，右折車は，停止線を越えた交差点内で対向直進車の通行を妨げないよう，しばらく停止して待つことになる．この間は最大の交通流率で流れている状態とは言えず，飽和交通流率を適用できる状態とは考えられない．やがて，対向直進車が途切れて，数台が列をなして停止していた右折車が発進し通行している間を取り出せば，一定の発進損失を考慮すれば一時的に飽和交通流率が適用できる状態が成立するとみなすことができる．

この場合の交通容量は，対向直進車が途切れるまでの時間の長さと残りの有効青時間を用いて評価できるものと考えることができる．同様に，左折車が横断歩道上の歩行者の進行を妨げる場

合も，飽和交通流率を適用できる状態とは考えられず，右折車と同様な考え方を適用する必要がある．また，右折車が交差点内で停止することで，信号切り替え時に通過できる車両が発生するため，交通容量の評価においてはこの影響についても考慮する必要がある．

そこで，「需要率（flow ratio）」の検討が必要となる．「需要率」とは，設計時間交通量を飽和交通流率で除した値であり，「交差点需要率」が 1.0 を超える場合には過飽和となる．「交差点需要率」は「現示の需要率」の総和であり，「現示の需要率」は車線ごとに求めた需要率から各現示の最大値をとったものである．以下に交差点需要率の計算方法を概説する．

まず，現示iにおいて通行できる流入路の対象車線jの需要率λ_{ij}は，式(4.3)で与えられる．

$$\lambda_{ij} = q_{ij}/s_{ij} \tag{4.3}$$

ここに，q_{ij}：現示i，対象車線jの設計時間交通量［台/時］
s_{ij}：現示i，対象車線jの飽和交通流率［台/青 1 時間］

ただし，例えば現示iが右折専用現示で，その前の現示で対象車線jの交通がギャップ・アクセプタンスにより捌ける場合には，その通過可能な交通量を別途算定し，交通需要から差し引いたものをq_{ij}とする必要がある．

また，現示の需要率は各信号現示における最大の需要率であり，式(4.4)で与えられる．すなわち，同時に流れる交通のうちで最も長い有効青時間を必要とする交通の需要率である．

$$\lambda_i = max\left(\lambda_{i1}, \cdots \lambda_{ij}, \cdots \lambda_{in}\right) \tag{4.4}$$

ここに，λ_i：現示iの需要率
n：現示iで同時に流れる対象車線の数

さらに，交差点の需要率 λ は，各現示の需要率の合計値であり，式(4.5)で与えられる．

$$\lambda = \sum_i \lambda_i \tag{4.5}$$

需要率の値は，その方向に必要な有効青時間に対する設計時間交通量の比率を示すもので，需要率の値が 1.0 より大きければ，交通需要が交通容量を上回ることを意味する．つまり，交差点の需要率が 1.0 より大きい場合は，その交差点の設計時間交通量を捌くことができない．

ただし，損失時間が存在するため，設計時間交通量に対して過飽和状態とならない交差点需要率上限値は$(C-L)/C$［C：サイクル長，L：損失時間］となり，1.0 よりも小さい値となる．すなわち，交差点需要率λが上限値$(C-L)/C$を超えると過飽和状態となり，交通容量が交通需要に対して不足する．なお，この上限値は一様到着の交通需要を前提としたものであり，交通量の変動を考慮すると，上限値はもう少し低下することに留意する必要がある．

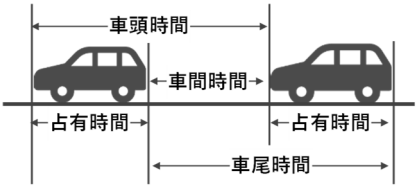
したがって，交差点需要率λは，$(C-L)/C$の値に対してある程度余裕をもつ必要があり，この条件を満たさない場合には，その交差点の設計時間交通量を捌くことはできないこととなる．

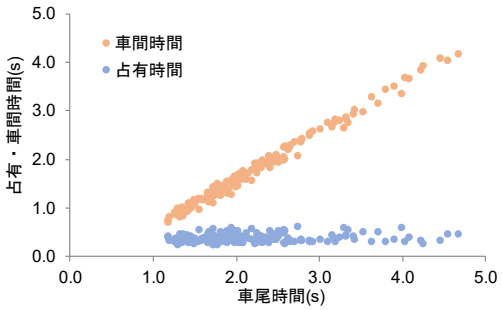
【コラム：飽和交通流率の低下の要因】

飽和交通流率の算出に用いられる車頭時間は車間時間と占有時間により構成される．飽和交通流率の低下は，車頭時間の増加がもたらすものであるため，車間時間と占有時間のどちらか，もしくは両方が長くなることで飽和交通流率が低下する．

車頭時間は車両先端が通過してから後続車両の先端が通過するまでの時間であり，対象とする車両の占有時間と後続車両の車間時間によって構成される．一方で，車両の後端を基準とする車尾時間は，先行車両の後端が通過してから車両の後端が通過するまでの時間となる．そのため，車尾時間は対象車の車間時間と占有時間によって構成される．

車尾時間と車間時間および占有時間の関係をとらえた観測例[21]（下図 右）では，車尾時間が増加すると車間時間が増加する比例関係にあることがわかる．一方，車尾時間と占有時間の関係をみると，車尾時間の長さに関わらず，占有時間は大きく変わらないことがわかる．





また，1988年と2019年の交通流の状態を比較した研究によると[21]，停止線通過速度は大きく変わらず，車間時間と車間距離が伸びている．この交通流の飽和交通流率は，1988年は1,922台/青1時間，2019年は1,629台/青1時間であり，約300台/青1時間の低下であるが，これは車間時間の増加により飽和交通流率が低下していることを裏付けるものと考えられる．

過去と現在の交通流の状態の比較（東京都練馬区　谷原交差点）

	n	平均 通過速度(m/s)	平均 車尾時間(s)	平均 占有時間(s)	平均 車間時間(s)	平均車長(m)	平均 車間距離(m)
1988年	149	10.02	1.87	0.47	1.40	4.62	14.27
2019年	283	10.81	2.21	0.43	1.78	4.56	19.22

※調査日時：【過去】1988年12月22日（木）11:30～13:30【現在】2019年7月22日（月）10:00～13:30

さらに，車間時間が増加する要因として，加速度の低下や発進タイミングの遅れ，車間をあけた状態での信号待ちについても分析結果[21]が示されているが，過去と比べると加速度の低下，青信号に切り替わった際の発進のタイミングの遅れ，車間をあけた状態での信号待ちといった実態が明らかになっている．

これらを踏まえると，飽和交通流率の低下には車間時間の影響が大きいことが推察できる．車間時間の増加にはエコドライブによるゆっくり発進や車間距離の保持への取り組みや，高齢ドライバーの増加，カーナビゲーションの普及や，スマートフォンの操作などにより信号待ちの際に意識が散漫になっている可能性などが考えられる．また，過去と比べて車両性能は向上し，自動車側の制御として燃費向上や追突防止などのために発進加速を抑制させていることも考えられる．これらの普及は今後も進み，高齢ドライバーやエコドライブ実施車が今後も増加することを考慮すると，飽和交通流率は今後も低下する可能性が指摘できる．

4-2-2 無信号交差点（一時停止制御）の交通容量

無信号交差点で一時停止制御される非優先側交通の最大交通量は，優先側交通の中のギャップ（車頭時間）のうちで，非優先側交通が横断または合流できると判断するギャップ数の期待値を推定することで得られる．

(1) ギャップ・アクセプタンス

ギャップ・アクセプタンスとは，非優先側の道路（従道路）流入部から流入する車両が優先側の道路（主道路）の交通流の間隙を縫って横断・流入する際の意思決定を表す．すなわち，車間がある程度以上開いた間隙（臨界ギャップ）に対して，流入可能であると判断（アクセプト）して流入する．

交通流の優先・非優先の関係は，交通法規または交通規制によって定められており，一般には非優先方向の交通に対して一時停止規制標識の設置により優先関係を明示することで，運用が行われている．

(2) 交通容量

一時停止交差点では，一般に非優先側の道路（従道路）流入部の交通容量が重要となる．この場合，優先側の道路（主道路）の交通量を所与として，一時停止規制を受ける非優先側の道路（従道路）流入部から横断・流入できる最大交通量として求めることができる．

この交通現象は，一般にギャップ・アクセプタンス問題として捉えることができる．すなわち，非優先側交通の最大交通量は，優先側交通の中のギャップ（車頭時間）のうちで，非優先側交通が横断または合流できると判断するギャップ数の期待値を推定することで得られる．この交通容量は，道路の種類，地域特性によって異なることが知られている．

一時停止制御による交通運用においては，優先側道路の交通は交差交通にほとんど無関係に走行でき，優先側道路の交差点流入部の交通容量は右左折車の影響が存在しなければ，単路部の交通容量とほとんど同一とみなしてよい．

したがって，一時停止交差点では，一般に優先側道路（主道路流入部）の交通需要に対して，一時停止規制を受ける非優先流入部（従道路流入部）から流入できる最大の交通量を，従道路流入部の交通容量とする．主道路交通の車頭時間分布が指数分布である（ポアソン到着である）と仮定すると，従道路流入部の交通容量は，式(4.6)で与えられる．

$$c = Q\frac{\exp(-QT_1)}{1-\exp(-QT_2)} \tag{4.6}$$

ここに，c ：従道路流入部の交通容量［台/秒］

Q：主道路の往復交通需要［台/秒］

T_1：臨界流入ギャップ［秒］

T_2：流入車両の追従車頭時間［秒］

なお，通常では交通需要や交通容量は［台/時］の単位で表されるが，上式ではこれを［台/秒］に換算したものを用いていることに注意する必要がある．

上式におけるパラメータのうち，臨界流入ギャップとは，従道路から流入する車両と交錯する交通流の時間的に連続する 2 台が，その交錯点を通過する時間差（ギャップ）のうち，従道路流入部の車両が通過できる確率とできない確率が等しくなる値（臨界値）である．また，流入車両の追従車頭時間とは，従道路側から連続して複数台同一のギャップに流入することのできた場合の追従車頭時間の期待値である．

警察庁通達『「信号機設置の指針」の制定について[4)]』では，主道路および従道路が往復 2 車線道路である交通信号機が設置されていない一時停止制御の交差点で下記の値が用いられている．

T1＝9.2［秒］，T2＝5.2［秒］

これは，我が国において一般的に見通しがきかない交差点が多いこと，高齢の運転者が増加することなどを考慮して HCM2000[8)]の値を参考に設定されたものである．

なお，HCM 6th Edition[9)]では，**図 4-2-3** の各方向別の交通需要に対して，**表 4-2-1** に示すように T1 は 4.1～7.5［秒］，T2 は 2.2～4.0［秒］とされている．

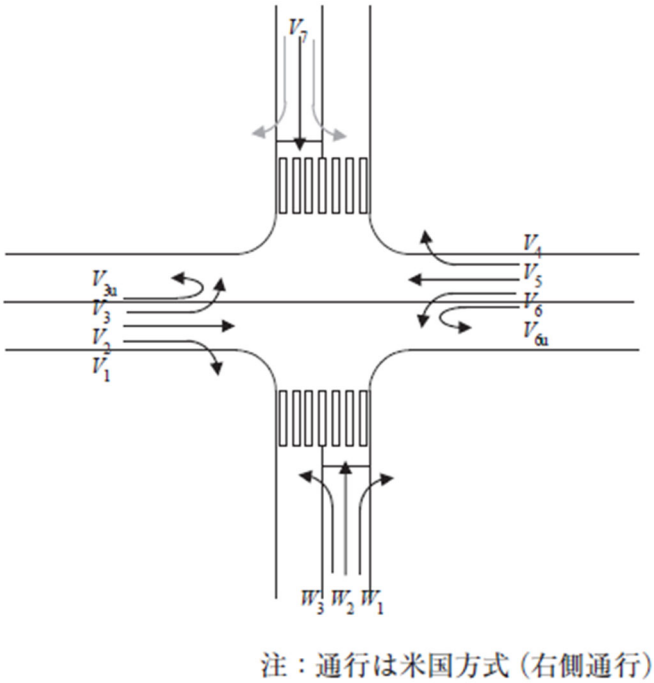


図 4-2-3　一時停止交差点の方向別交通需要［台/時］[9)]

HCM 6th Edition [9]では，従道路流入部の交通需要を方向別（右折，左折，直進）に分離し，それぞれの方向別に交通容量を式(4.7)によって求め，これに基づいて従道路流入部の交通容量を算定している．

$$c_x = Q_x \frac{\exp(-Q_x g_x)}{1 - \exp(-Q_x h_x)} \tag{4.7}$$

ここに，c_x：従道路流入部の方向別交通容量（x は直進，右折，左折の別）［台/秒］

Q_x：従道路の x 方向交通と交錯する交通需要（V_1）の総和［台/秒］（**図 4-2-3** 参照）

V_1：従道路の x 方向交通と交錯する方向別の交通需要［台/秒］

g_x：従道路の x 方向交通が通過可能と判断する交通需要Q_xの最小ギャップ（臨界ギャップ）［秒］

h_x：従道路の x 方向交通が，同一ギャップを 2 台連続して通過できる時の追従車頭時間［秒］

上式において用いられる臨界ギャップと追従車頭時間の値は**表 4-2-1** にて与えられる．従道路の流入部の交通容量は，式(4.8)によって算定する．式(4.8)は，従道路流入部の交通需要と交通容量の比（v/c 比）がその流入部の方向別の v/c 比の和に等しいとおいたものである．

$$c_m = \frac{\sum_x W_x}{\sum_x \frac{W_x}{c_x}} \tag{4.8}$$

ここに，c_m：従道路流入部の交通容量［台/時］

W_x：従道路の各方向別の交通需要［台/時］

表 4-2-1　一時停止交差点における基本臨界ギャップと追従車頭時間（HCM 6th Edition [9]の例）

交通流			基本臨界ギャップ(秒)			基本追従車頭時間(秒)		
			2車線道路（主道路）	4車線道路（主道路）	6車線道路（主道路）	2車線道路	4車線道路	6車線道路
主道路からの左折　V_3, V_6			4.1	4.1	5.3	2.2	2.2	3.1
主道路からのUターン　V_{3u}, V_{6u}			N/A	6.4（広幅員） 6.9（狭幅員）	5.6	N/A	2.5（広幅員） 3.1（狭幅員）	2.3
従道路からの右折　V_1			6.2	6.9	7.1	3.3	3.3	3.9
従道路の直進　V_2	1段横断		6.5	6.5	6.5*	4.0	4.0	4.0
	2段横断	1段階通過時（沿道側通過待ち）	5.5	5.5	5.5*			
		2段階通過時（中分通過待ち）	5.5	5.5	5.5*			
従道路からの左折　V_3	1段横断		7.1	7.5	6.4	3.5	3.5	3.8
	2段横断	1段階通過時（沿道側通過待ち）	6.1	6.5	7.3			
		2段階通過時（中分通過待ち）	6.1	6.5	6.7			

*推定値
注）1. 米国における推奨値であり，我が国にそのまま適用できるとは限らない
2. 通行は米国方式（右側通行）

4-2-3 無信号交差点（全道路一時停止制御）の交通容量

無信号交差点（全道路一時停止制御）は，交通容量を求める流入部の交通需要を増大させながら対象流入部以外の流入部における車両の存在状態に応じて，対象流入部の車頭時間を繰り返し計算し，需要率が 1.0 になるときの対象流入部交通需要を交通容量とする．

日本における全道路一時停止制御交差点の交通容量の推定手法は存在せず，一般にこのような制御形式の交通容量を推定する場合は，HCM2000[8)]の手法を用いる．

この方法では，停止線に到着した車両から逐次流入し，停止位置に同時に複数の車両が存在する場合にはそれぞれ右側の車両に優先権が与えられ，右方車両から流入が行われることを想定している（下線は右側通行の場合の条件）．

この方法による全道路一時停止制御交差点の交通容量は，交通容量を求める流入部の交通需要を増大させながら対象流入部以外の流入部における車両の存在状態に応じて，対象流入部の車頭時間を繰り返し計算し，需要率が 1.0 になるときの対象流入部交通需要を交通容量としている．

ここでは，参考までに無信号交差点の対面通行道路（片側 1 車線）における交通容量の主たる推定手順を**図 4-2-4** に示し，以下に概説する．

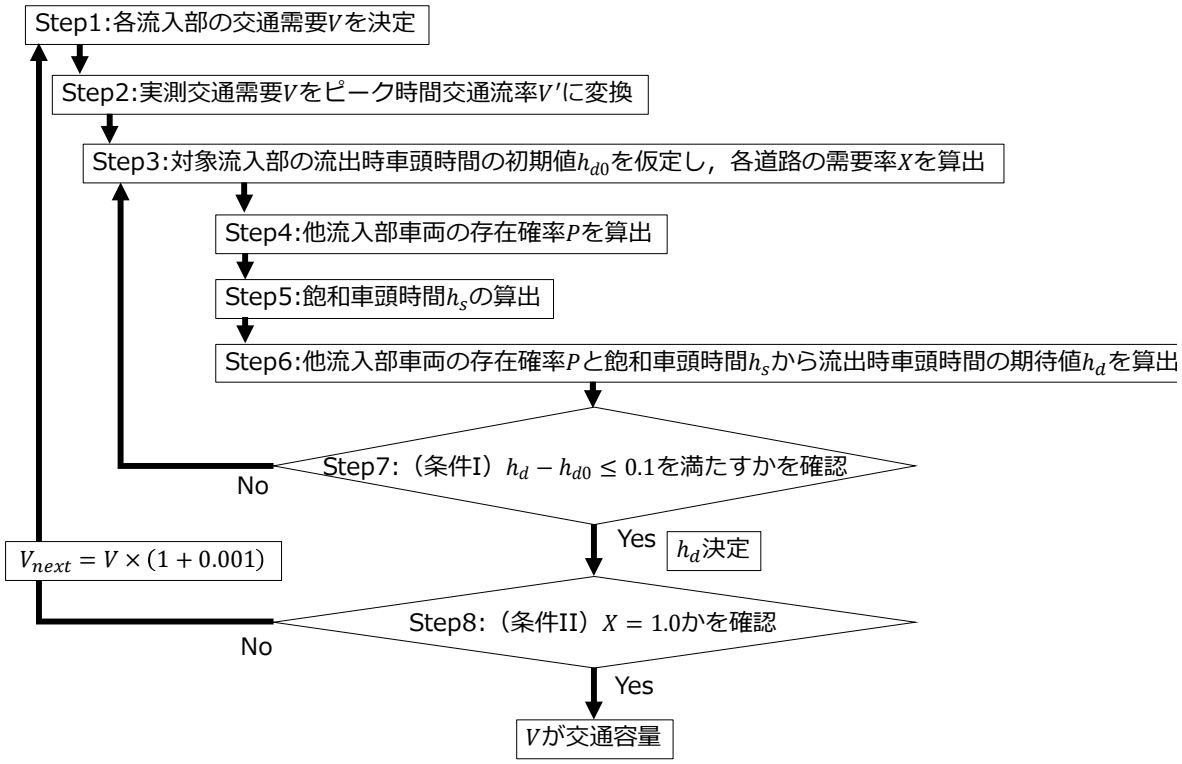


図 4-2-4　推定手順のフロー [8)]

Step1: 各流入部の交通需要Vを決定

各流入部の交通需要V［台/時]を設定する．ここでは実測が可能である場合を想定し，初期値には各流入部の交通量の実測値V_{ij}［台/時]を用いている．なお，iは流入部$i = (\mathrm{W}, \mathrm{S}, \mathrm{E}, \mathrm{N})$，$j$は進行方向$j = (\mathrm{L},\ \mathrm{T},\ \mathrm{R})$を指す．

Step2: 実測交通需要Vをピーク時間交通流率V'に変換

式(4.9)を用いて実測交通需要V_{ij}をピーク時間交通流率V_{ij}'に変換する．なお，PHF_iは流入部iのピーク時係数（Peak Hour Factor）で式（4.10）から算出する．

$$V_{ij}' = \frac{V_{ij}}{PHF_i} \tag{4.9}$$

$$PHF_i = \frac{V_i}{V_{i(peak)} \cdot 4} \tag{4.10}$$

ここに，V' ：ピーク時間交通流率［台/時］
$V_{i(peak)}$：ピーク時の 15 分間交通量［台/15 分］

Step3: 対象流入部の流出時車頭時間の初期値h_{d0}を仮定し，各道路の需要率Xを算出

対象流入部数，対向流入部数，交錯流入部数に応じてGeometry Groupを決定する．Geometry Groupに応じて，基準となる飽和車頭時間や車頭時間の補正値が設定されている．対象流入部の流出時車頭時間の初期値h_{d0}は，HCM2000[8]で標準値とされる3.2秒を用いる．各流入部の需要率Xは，各流入部に車両が存在する確率を表しており，$1-X$は車両が存在していない確率となる．

Step4: 他流入部車両の存在確率Pを算出

着目する交差点の進入方向に対して，他流入部の車両の存在状況を**表4-2-2**の8パターンのとおり分類する．それぞれの流入部の車両の存在状況の組合せから，各パターンの交通状況の発生確率Pを式(4.11)から算出する．

$$P_{(i)} = \prod_j P_{(i,j)} \tag{4.11}$$

ここに，$P_{(i)}$：パターン i の発生確率（i は**表 4-2-2** に示すパターン No.）
$P_{(i,j)}$：パターン i における他流入部の車両の存在確率（jは**表 4-2-2** に示す他流入部の方向）

Step5: 飽和車頭時間h_sの算出

各流入部の各パターンについて，h_{base}に**補正値**h_{adj}**を**加えるという方法で，飽和時車頭時間h_sを式(4.12)のとおり算出する．

なお，h_{base}は交差点全体の流入部数と各流入部の車線数ごとに決定される値で，HCM2000[8]では複数箇所の交差点の実測結果をもとに標準値が示されている．今回の対象道路である対面通行の片側 1 車線道路におけるh_{base}の標準値を**表 4-2-2** に示す．また，h_{adj}は**式**(4.13)で算出され，各流入部での左折車や右折車，大型車の影響を考慮するための補正値と考えることができる．つまり，h_{base}は左折車や右折車，大型車の影響を除いた車頭時間として与えられる．

$$h_{s(i)} = h_{base} + h_{adj(i)} \tag{4.12}$$

$$h_{adj(i)} = h_L \cdot \alpha_{L(i)} + h_R \cdot \alpha_{R(i)} + h_{HV} \cdot \alpha_{HV(i)} \tag{4.13}$$

ここに，$h_{s(i)}$：流入部iの飽和車頭時間［秒］
$h_{adj(i)}$：流入部iの車頭時間補正値［秒］
$\alpha_{L(i)}$：流入部iでの左折率
$\alpha_{R(i)}$：流入部iでの右折率
$\alpha_{HV(i)}$：流入部iでの大型車混入率
h_L：左折車両の車頭時間補正値
h_R,：右折車両の車頭時間補正値
h_{HV}：大型車両の車頭時間補正値

なお，h_L，h_R，h_{HV}は，それぞれ左折車両，右折車両，大型車両に関する車頭時間補正値で，$h_L = -0.6, h_R = 0.2, h_{HV} = 1.7$がGeometry group 1の値として用いられる．また，HCM2000[8)]が対象とする米国は右側通行，日本は左側通行であるため，h_Lとh_Rの値を入れ替えて考えることに注意が必要である．

表 4-2-2　他流入部の車両の存在状況（Geometry Group 1）[8)]

パターン No.	台数	対向車両	左側流入部	右側流入部	h_{base} (秒)
1	0	-	-	-	3.9
2	1	✓	-	-	4.7
3		-	✓	-	5.8
4		-	-	✓	
5	2	✓	✓	-	7.0
6		-	✓	✓	
7		✓	-	✓	
8	3	✓	✓	✓	9.6

※）✓：車両が存在，-：車両が存在しない

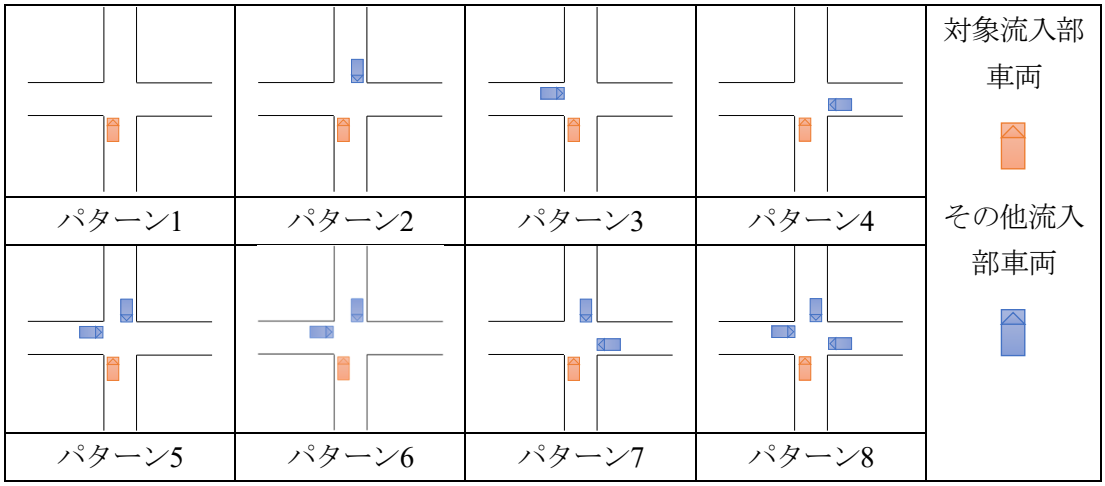


図 4-2-5　各パターンと車両の位置関係

Step6: 他流入部の存在確率Pと飽和車頭時間h_sから流出時車頭時間h_dを算出

流出時車頭時間h_dは，**Step4** で算出したPと **Step5** で算出したh_sを用いて，各流入部での飽和車頭時間h_sの期待値として与えられる．

Step7:（条件Ⅰ）$h_d - h_{d0} \leq 0.1$を満たすかを確認

条件Ⅰを満たす場合**Step8**へ進む．満たさない場合，**Step6**で算出したh_dを次のh_{d0}とし，条件Ⅰを満たすまで**Step3**～**Step7**を繰り返す．

Step8:（条件Ⅱ）$X = 1.0$かを確認

対象流入部の需要率Xが条件Ⅱを満たす場合，仮定した対象流入部交通量が交通容量となる．

対象流入部の需要率Xが条件Ⅱを満たさない場合は，**Step1**から計算をし直す．**Step1**に戻る際，対象流入部の交通需要を増加させる必要がある．

日本国内で，全道路一時停止制御交差点がほとんど存在していないため本手法の適用事例はあまり見られないものの，一部の国内事例 [22]では，HCM の手法により求めた交通容量の推定値と実測値との比較を行い，推定値が実測値に対して過大となることを指摘している．

また，これは，**表 4-2-2** のh_{base}および車頭時間の補正値であるh_L，h_R，h_{HV}の値が，日本の道路の実態に即していないことが要因として挙げられている．

4-2-4 ラウンドアバウトの交通容量

ラウンドアバウトの交通容量は，既存の計算式から 1 時間あたりの各流入部の交通容量として推定される．交通容量の確認作業としては，接続する全路線の各流入部について設計時間交通量を求め，それぞれを流入部交通容量と比較することが必要である．

(1) ラウンドアバウトの定義

環道交通流に優先権があり，かつ環道交通流は交通信号機や一時停止などにより中断されない平面交差部の構造と運用形式をラウンドアバウトという．ここで適用される交通制御方式を環道優先制御という．なお，円形形状をもつ全ての平面交差部をラウンドアバウトと呼ぶわけではない．例えば，駅前ロータリーなど駐停車機能を備えているものや，環道交通流が信号制御されるものは，ラウンドアバウトではない．

ラウンドアバウトの中で，特に道路交通法第四条第三項「車両の通行の用に供する部分が環状の交差点であって，道路標識等により車両が当該部分を右回りに通行すべきことが指定されているもの」が，「環状交差点」と位置づけられる．ラウンドアバウトの詳細は，**『ラウンドアバウトマニュアル** [2)]』を参照されたい．

(2) 交通容量

ラウンドアバウトでは各流入部の交通容量を評価する．流入車両はギャップ・アクセプタンスにより環道に流入するため，一時停止制御と同様に，環道交通の中のギャップ（車頭時間）のうちで，非優先側交通が合流できると判断するギャップ数の期待値を推定することでこの交通容量が求められる．詳細は，**『ラウンドアバウトマニュアル** [2)]』を参照されたい．

1) 交通容量の算出

ラウンドアバウトでは，各流入部について流入部交通容量c_iを求めて評価する．ドイツ [23)]をはじめとする各国のガイドラインでは，流入車両のギャップ・アクセプタンス確率に基づき交通容量を推計する．

この手法では，環道交通の車頭時間（ギャップ）がある一定値以上になった時に流入車両が流入するとみなして交通容量を算出する．このギャップのしきい値を臨界ギャップと呼ぶ．ギャップ・アクセプタンス確率に基づく交通容量の推計は式(4.14)で表され，上記マニュアルにおいてもこの推計手法を用いるものとしている．

$$c_i = \frac{3600}{t_f}\left(1 - \tau \cdot \frac{Q_{ci}}{3600}\right) \cdot exp\left\{-\frac{Q_{ci}}{3600} \cdot \left(t_c - \frac{t_f}{2} - \tau\right)\right\} \tag{4.14}$$

ここに，c_i:流入部 i の交通容量［台/時］

Q_{ci}：流入部 i 正面右側直近断面の環道交通量［台/時］

t_c：臨界流入ギャップ［秒］

t_f：流入車両の追従車頭時間［秒］

τ：環道交通流の最小車頭時間［秒］

表 4-2-3 は，我が国の主要なラウンドアバウトにおいて観測された車頭時間パラメータの値を示している[24)-26)]．車頭時間パラメータt_c，t_f，およびτは，ラウンドアバウトの幾何構造条件などにより異なり，これらの値は交通容量に大きな影響を与える．このため，今後様々な幾何構造のラウンドアバウトにおける観測値の蓄積を図る必要がある．また，幾何構造が上記マニュアルで示された考え方から外れた設計が行われると，交通容量が低下する場合があることに注意が必要である．

なお，ドイツのガイドライン[23)]では，これらの標準値としてt_c=4.1［秒］，t_f=2.9［秒］，τ=2.1［秒］が示されている．

表 4-2-3　日本のラウンドアバウトにおける車頭時間パラメータ観測結果

種別	観測年	外径 D[m]	枝数	t_c[秒]	t_f[秒]	τ [秒]
飯田市吾妻町（一時停止）[25)]	2011	40	5	3.8	3.2	2.1
日立市 常陸多賀駅前[26)]	2012	28	4	5.0	3.2	2.2
軽井沢六本辻（一時停止）[27)]	2013	27	6	4.9	3.2	2.8

図 4-2-6 は，これらのパラメータ値を適用して，上述の式を用いて推定した流入部交通容量に，安全率 0.8 を乗じて得られたものである．

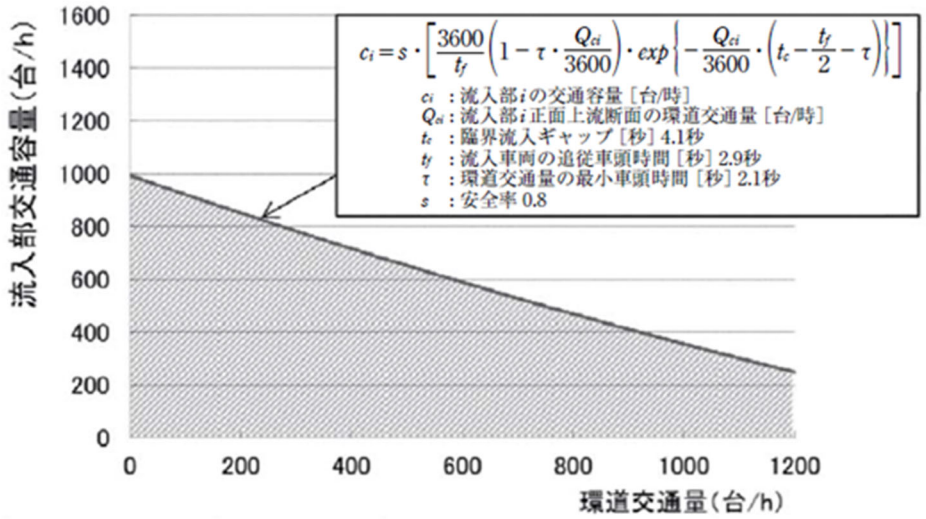


図 4-2-6　環道交通量と流入部交通容量の関係[3)]
（環道交通量Q_{ci}とは，流入部正面右側直近断面の環道交通量を指す）

2） 横断歩行者･自転車の影響の考慮

ラウンドアバウトにおいては，流出入部の横断歩行者や自転車の横断によって交通容量が低下する．特に横断歩行者交通量が多い場合には，これらの影響を十分考慮する必要がある．

4-2-5 その他踏切等の交通容量

一般道におけるその他の交通容量として，踏切での飽和交通流率は 820～1,100 台/時/車線が観測されている．また，一般道の 2 方向 2 車線道路については高い値の観測結果もあるが，追い越しサービスの水準も踏まえた考え方が必要である．

(1) 踏切

一般道路単路部のボトルネックとして踏切があげられる．踏切では踏切横断時の一時停止および踏切遮断時の交通流の中断によって一般の単路部よりも交通容量が低下する．

表 4-2-4 は，8 ヶ所の踏切について，踏切遮断時に形成された待ち行列の車両を対象に，踏切開放時の発進遅れ，平均車等間隔，飽和交通流率，大型車当量を解析した結果である．発進遅れは踏切開放直後に先頭車が踏切に進入するまでの時間，平均車頭間隔は 2 台目以降の通過車両の車頭時間，基本飽和交通流率は普通車で形成される行列の 2 台目以降から警報直前までの踏切開放時の平均車頭時間をもとに求めている．

表 4-2-4　踏切における交通現象の特性 [27)]

踏切での発進遅れと平均車頭間隔の実態

項目＼場所		上井草	鷺ノ宮	薬師前 第1車線	薬師前 第2車線	井荻1 第1車線	井荻1 第2車線	船橋8	前原6	前原3	谷津5
開放後の時間進入	標本数（台）	53	61	36	53	70	69	76	40	40	68
	平均値（秒）	3.6	3.6	5.2	4.4	6.9	6.8	3.2	2.8	3.5	3.6
	標準偏差（秒）	1.0	1.2	1.4	1.7	3.6	4.0	1.3	0.9	1.3	1.2
平均車頭間隔（秒）		3.1	4.2	3.6	3.5	4.1	4.7	3.9	4.3	4.6	3.9

注）車頭間隔は，先頭車を除く行列形成車両の平均値。

踏切での飽和交通流率と大型車当量の実態

項目＼場所	上井草	鷺ノ宮	薬師前 第1車線	薬師前 第2車線	井荻1 第1車線	井荻1 第2車線	船橋8	前原6	前原3	谷津5
基本飽和交通流率（台/開時/車線）	1,160	920	1,090	1,100	950	890	920	890	820	930
大型車当量	—	1.46	1.73	1.63	1.48	1.44	1.30	1.49	1.48	1.24

表 4-2-5 は，踏切信号機運用開始に伴う車両（二輪を除く）の停止・制動行為，交通容量及びとりこ事象の発生状況の変化を，時間帯別にみたものである．とりこ事象とは，踏切信号機が赤になったとき車両の一部または全部が踏切内に残る事象をいう．

表 4-2-5　踏切信号機設置前後の交通流の変化 [28)]

項目＼時期・時間帯		午前 設置前	午前 設置後	午前 後－前	午後 設置前	午後 設置後	午後 後－前
時間交通量（台／時）		541	470	—	511	373	—
大型車混入率（%）		16.7	11.2	—	13.8	11.3	—
停止車の比率	全体（%）	8.0	8.0	0.0	7.6	8.7	+1.1
	大型（%）	10.5	6.7	−3.8	11.3	6.0	−5.3
停止・制動車の比率	全体（%）	86.2	33.4	−52.8	81.9	31.2	−50.7
	大型（%）	95.0	23.8	−71.2	89.4	16.7	−72.7
可能交通容量（台／開放時／車線）		873	1,211	+338	1,003	1,427	+424
とりこ事象の発生率	車両前部（%）	7.7	0	−7.7	4.6	0	−4.6
	車両全部（%）	0	0	0	0	0	0
	車両後部（%）	9.2	0	−9.2	7.7	0	−7.7
	合計（%）	16.9	0	−16.9	12.3	0	−12.3

(2) 2 方向 2 車線道路

2 方向 2 車線道路において，観測された時間交通量の中で最も大きな値（最大出現交通量）について，『**交通容量データブック 2006**[29]』では，片側車線で 1,900 台/時間を超える観測例もあることが示されている．また，断面交通量として往復合計交通量としては 3,400 台/時間といった非常に高い観測例が示されている．ただし，一般道における 2 方向 2 車線道路については，追い越し機会をどの程度確保すべきかといった追い越しサービスの水準も考慮した計画の考え方が必要である．

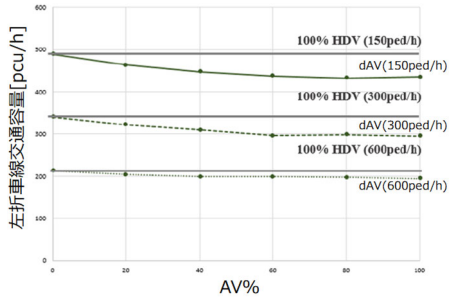
2 方向 2 車線道路の追い越しサービスを考えない交通容量については，自動車専用道路における値を参照されたい．

【コラム：自動運転車両の普及段階と交通容量の関係】

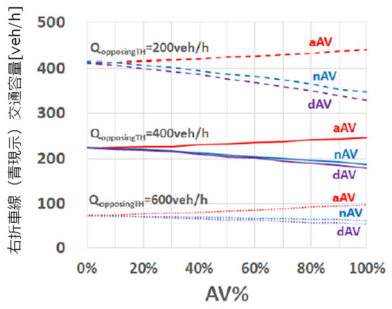
自動運転車両の公道走行を可能にするため，制御システムや社会受容性をはじめ様々なアプローチから自動運転車両に関する研究が進められている．自動運転車両が導入された場合に，管制システムと連動した経路探索による過度な交通集中の緩和や高性能の車両による損失時間の減少など，交通渋滞の解消・緩和効果が期待されている[30]．しかし，ごくわずかな台数の自動運転車両が導入されてもその効果は期待できず，また導入される自動運転車両の性能にも依存すると考えられる．

本章で取り上げている信号交差点の交通容量は，飽和交通流率s，有効青時間g，サイクル長Cによって決まるものである．特に，飽和交通流率・有効青時間は車両の性能および運転挙動に強く影響を受けるものであり自動運転車両との関係を明らかにする必要がある．飽和交通流率は，飽和車頭時間の逆数であり自動運転車両が従来の車両より飽和車頭時間を縮めることができれば増大することが予想される．また，有効青時間は損失時間（発進損失，クリアランス損失）を小さくできる性能を持った車両であれば，有効青時間が長くなるといえる．ここでは，信号交差点を対象に自動運転車両の普及段階（自動運転車両の混入率）と交通容量の関係に関する研究を紹介する．

これらの研究では，自動運転車両の性能には発進反応時間や飽和車頭時間が人間より短いもの（**a**ggressive **AV**），人間に近いレベルのもの（**n**ormal **AV**），より長いもの（**d**iscreet **AV**）を仮定し，また，自動運転車両は人間が運転する車両より法令を厳守することを想定する．



(a) 左折車線の交通容量[31)]



(b)右折車線の交通容量[32)]

(a)は，自動運転車両の普及段階と横断歩行者交通量に応じた手動運転車両（HDV）と自動運転車両の左折車線の交通容量の推移を表している．これにより自動運転車両の普及が左折車線の交通容量を減少させることを指摘している．これは，自動運転車両は法令を厳守するのに対して，HDVは横断歩行者の間隙を縫って左折するなどの法令を無視した挙動を取ることがあるためである．(b)は，自動運転車両の普及段階に応じた右折車線（青現示）の交通容量の推移を表している．aAVの混在率が増えていくと交通容量が増大し，人間に近いレベルかそれよりも判断/反応に時間を要するnAVやdAVでは交通容量が徐々に減少することが示されている．これらの分析から**【コラム：飽和交通流率の低下の要因】**で指摘された飽和交通流率の低下は，dAVのようなより安全側に設定された運転アシストシステムとの関連も考えられる．また，上記は信号現示の設定などは変えず自動運転車両の普及のみに着目して交通容量の変化を把握したものであるが，自動運転車両の性能によっては信号交差点での損失時間を減少させることができる．その結果，信号サイクル長を短くすることができることを検討した研究[33)]も見られ，自動運転車両の普及による影響は様々期待されている．

参考文献

1) 一般社団法人交通工学研究会：平面交差の計画と設計 基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-, 2018.
2) 一般社団法人交通工学研究会：ラウンドアバウトマニュアル, 2016.
3) 公益社団法人日本道路協会：道路構造令の解説と運用, 2015.
4) 警察庁交通局長通達：「信号機設置の指針」の制定について, 警察庁丙規発第 25 号, 平成 27 年 12 月 28 日.
5) 一般社団法人交通工学研究会：改訂　交通調査実務の手引, 2019.
6) 桑原雅夫, 陳鶴：大型車の乗用車換算係数に関する研究, 生産研究, Vol.43, No.12, pp.606-609, 1991.
7) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬：信号交差点における車頭時間を用いた大型車の乗用車換算係数の推定方法, 土木計画学研究・論文集, No.17, pp.927-932, 2000.
8) Transportation Research Board：Highway Capacity Manual 2000, 2000.
9) Transportation Research Board：Highway Capacity Manual 6th Edition, 2016.
10) Forschungsgesellschaft für Straßenund Verkehrswesen （ FGSV ） :Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, 2015.
11) 青山恵里, 中林悠, 下川澄雄, 吉岡慶祐, 森田綽之：道路の階層と交通特性を踏まえた大型車の乗用車換算係数に関する研究, 交通工学論文集, Vol.5, No.2（特集号 A）, pp.A_48-A_55, 2019.
12) Fang, Y., Zhang, X. and Nakamura, H.: Estimation of Roundabout Entry Capacity and Passenger Car Equivalent for Heavy Vehicles Considering the Impact of Geometric Elements, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. D3, Vol.75, No.5（Infrastructure Planning and Management Vol. 36, Special Issue）, pp. I_1167-I_1176, 2019.12.
13) 社団法人交通工学研究会：平面交差の計画と設計, 1984.
14) 社団法人交通工学研究会：道路交通容量調査マニュアル検討資料 Vol.2, 1995.
15) 鹿田成則, 井上廣胤, 大蔵泉, 森田綽之, 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.
16) 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.
17) 鹿田成則, 柴田正雄, 片倉正彦：信号交差点の交通容量について－自主研究「平面交差点の研究」報告その 1－, 交通工学, Vol.11, No.5, pp.3-11, 1976.
18) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬：信号交差点における飽和交通流率の変動の基本特性, 土木計画学研究・論文集, No.14, pp.877-882, 1997.
19) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬, 河合芳之：信号交差点の飽和交通流率と車線幅員の関係について, 土木計画学研究・論文集, Vol.18, No.5, pp.943-947, 2001.
20) 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, 講演番号 18, 2002.
21) 青山恵里：信号交差点における飽和交通流率の変化とその要因に関する研究, 学位論文, 2020.
22) 廣瀬竜太郎, 中村英樹, 柿元祐史 : 全道路一時停止制御交差点の交通容量実態分析, 第 40 回交通工学研究発表会論文報告集, pp.351-358, 2020.
23) Forschungsgesellschaft für Straßenund Verkehrswesen （FGSV）: Merkblatt für die Anlage von Kreisverkehren, 2006.
24) Kang, N, Nakamura, H. and Asano, M.: An Empirical Analysis on Critical Gap and Follow-up Time at Roundabout Considering Geometry Effect, 土木計画学研究・講演集, Vol.46, 2012.
25) 国土交通省道路局：第 2 回ラウンドアバウト検討委員会資料, 2014.
26) 神戸信人, 尾高慎ニ, 康楠, 中村英樹, 森田綽之：日本におけるラウンドアバウトの実測最大交通量と交通容量の分析, 土木学会論文集 D3（土木計画学）, Vol.71, No.5, pp.1_889-1_901, 2015.
27) 木戸伴雄：踏切における交通現象, 科学警察研究所報告交通編, Vol.31, No.1, pp.10-14, 1990.
28) 木戸伴雄：踏切信号機が交通流に及ぼす影響, 科学警察研究所報告交通編, Vol.33, No.1, pp.50-54, 1993.
29) 一般社団法人交通工学研究会：交通容量データブック 2006, 2006.
30) 国土交通省 オートパイロットシステムに関する検討会：オートパイロットシステムの実現に向けて 中間とりまとめ, https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/autopilot/pdf/torimatome/honbun.pdf, 2013.10.
31) Wang, Y., Zhang, X., Liu, K. and Nakamura, H.: Impact of Pedestrians on the Left-turn Lane Capacity of Signalized Intersections under Autonomous Vehicle Mixed Flows Proceeding of Infrastructure Planning, Vol.63, CD-ROM, 7 Pages, 2021.6.

32) Pan, A., Zhang, X., Nakamura, H. and Alhajyaseen, W.: An Analysis of the Efficiency and Safety of Signalized Intersections Under Condition of Autonomous Vehicle Mixed Flows, 99th Transportation Research Board Annual Meeting, 16 pages, Washington, D.C., 2020.

33) 鰐部万磨, 柿元祐史, 中村英樹, 井料美帆：自動運転車両の混在が信号交差点交通容量に与える影響に関する研究, 交通工学論文集, Vo.5, No.2, pp.A_167-A_175, 2019.

5 道路のサービス水準の評価に向けて

本章では，道路のサービス水準の評価の考え方について，『機能階層型道路ネットワーク計画のためのガイドライン（案)』（平成 30 年 9 月　一般社団法人交通工学研究会）[1)] を一部引用して，以下に概説する．

5-1 従来の道路ネットワーク計画と課題

かつての高度成長過程にあった我が国では，経済発展とともに増大する交通需要に応えることに重点を置くこと，すなわち交通需要追随型として道路ネットワークを整備することが求められ，この結果として，今日の経済発展がもたらされたことに疑いの余地はない．

この間の道路整備にあっては，1)地域間をもれなく連結すること，2)増大する交通需要を処理すること，3)標準化・基準化により早期の展開を図ること，に重点を置いて計画・設計基準を定めることで全国に均質な道路を整備し，全体として調和のとれた道路ネットワークの形成を早期に実現を目指した．これら 3 つの課題の克服は，交通容量の確保に重点を置いた道路整備手法は，我が国の道路ストックの充足に大きな役割を果たしてきた．

しかし，本来，道路ネットワーク計画は，道路ネットワーク全体で達成すべき目標を設定して策定すべきものである．高速道路のように国土の骨格を形成する道路から地域の生活基盤となる道路に至るまで，その目標や解決すべき課題によって対象とする時空間スケールや求められる機能は異なり，計画道路に求められる機能によって道路構造も異なる．

確かに道路延長や道路面積といった指標でみると，日本の道路整備率は諸外国に比べても引けをとらない．しかし，交通サービスの点に目を向けると，日本の道路交通の現状が他の先進国と比べて満足いくものかどうかは極めて疑わしい．

例えば，幹線道路の旅行速度は依然として極めて低いレベルにあるし，平日の都心部や休日の幹線道路での交通渋滞も一向に解消されない．さらには，幹線道路の混雑による玉突きで，裏道（抜け道）を利用する車両は後を絶たないし，これによって通学路は危険な道路へと変貌する．信号や駐停車車両が走行性を阻害する一方で，荷捌きのために車両を止める場所がないため，違法駐車が蔓延する．このような毎日の生活において身近で実感する交通問題は，道路の階層性の曖昧さが要因である．すなわち，自動車専用道路から生活道路に至るまで，本来その道路に求められるはずのトラフィック機能やアクセス機能といった機能分担が曖昧で，かつそれぞれの道路の性能が十分発揮されていないことによるものである．

このように，従来の道路ネットワーク計画では，道路の存する地域や交通量，道路の種別が決まると，道路構造令に規定される標準値や最低値を採用することで，全国画一的な道路ネットワークの整備が進められてきた．その結果，従来の道路ネットワーク計画では，計画道路の機能が十分に発揮されるような道路構造を選択するプロセスが明確でなかったことから，2004 年（H16）の改訂において，第II編「道路計画・設計の考え方」が拡充された．[2)]

ここには，求められる機能に応じた道路構造を採用することが重要であり，地域や交通の特性を踏まえて必要な機能を明確化したうえで，必要に応じて道路構造令の規定を弾力的に運用し，地域に適した道路構造を総合的に判断することが示されている．

従来の計画・設計の考え方は，道路の交通サービスをあくまでも「交通を通す断面確保」として捉え，いわば量的視点を重視する傾向が強かったことは否めない．今後はこれに加えて，道路本来のサービスである「地点間の移動性」の視点に立った，移動機能を担保する道路の計画・設計の考え方の導入が望まれる．

5-2 今後の道路ネットワーク整備の視点

我が国は今後，本格的な人口減少・超高齢社会を迎えるとともに，数々の自然災害を被ることが避けられない．日本の土地利用は都市のスプロール化が進む一方で，地方部では施設が空間的に散在し，災害危険性の高い地域やいわゆる限界集落にも施設が立地している．厳しい予算制約やインフラ維持管理問題に直面する今後の社会において，これらをもれなくカバーして安全・安心で快適な生活水準・サービスを維持することは，もはや現実的でない．

このような状況にあって，我が国では強靭で持続可能な国土づくりを行っていく必要があるが，その際には道路本来の機能をいかに再生し，これらを組み合わせた道路ネットワークの再編が重要なカギを握ると考えられる．これらの諸問題を背景に，平成 26 年 7 月「国土のグランドデザイン 2050」[3]において“コンパクト+ネットワーク”を目指した将来の国土デザインのコンセプトが公表された．ここでは，コンパクトに集約される都市や拠点の内外において，それぞれの機能に応じた道路空間の再生が求められる．

また，国土交通省では，新広域道路交通計画の策定[4]と並行し，「2040 年，道路の景色が変わる」[5]との提言による人々の幸せにつながる道路を目指す取り組みを行っている．この提言では，今後 20 年間の道路政策の方向性に関するビジョンが示され，道路政策の原点を「人々の幸せの実現」と定義し，道路が社会や経済に果たす役割は，車の円滑な通行だけではなく，地域が安全・安心で活気に満ち，人々が幸せになることが重要であるとの観点から，昔の井戸端会議のような交流の場に回帰さる方向性も示されている．

さらに，ポストコロナの新しい生活様式や社会経済を支えるため「持続可能な国土幹線道路システムの構築に向けた取組」の中間とりまとめ[6]が公表された．ここでは，国土幹線道の必要性だけでなく観光振興に寄与するラストマイルの機能強化や人と環境にやさしい道路の利活用として，道路の機能分化に留意し，歩行者中心の道路を構築する「歩行者利便増進道路」[7]の整備推進が謳われている．「歩行者利便増進道路」は，2020 年 5 月に道路法の一部を改正し創設された制度である．これらは，いわば道路の用途とそれに応じた機能を整合させることを目指すことに他ならず，機能階層型道路ネットワーク計画の考え方に合致する．

さらに，道路ネットワーク計画の流れにおいて，従前は「必要な道路機能の明確化」を図ろうとしても，データ上の制約があったことも指摘できる．すなわち，根拠となる交通特性データが必ずしも十分に整っておらず，主に道路交通センサスから得られる現況断面交通量や区間別旅行速度など極めて限られた情報に基づかざるを得ない状況にあったといえる．

現在では，ICTの進展により，現況交通状況をモニタリングするとともに，必要な道路機能を導くための根拠となる各種データの取得が可能になってきた．たとえば，ETC2.0やプローブデータでは，「OD」「経路」「速度」「加速度」等のきめ細かな情報を得ることができ，地域が求める道路機能を定量的に示すことで機能分析を高度化できる可能性が広がってきた．

このような背景から，道路の計画設計思想の転換期を迎えているという考えに異論はないであ

ろう．もとより「道路構造令の解説と運用」には，道路の機能と役割として，多様な道路機能のうち，当該道路において重視すべき機能を明確化すること，そして，地域にとって必要な道路の機能に応じた道路構造（規定）を採用すること，が謳われている．道路の機能を明確化し，機能に応じた構造を採用するとは，その道路（区間）の性能目標を設定し，その性能を照査することで適切な道路構造を決定する，と解釈できるだろう．

そこで，道路の機能の明確化に向けた一つのアプローチとして，「道路ネットワークの階層化」の再考と，実現する交通性能を照査する「性能照査型道路計画設計」の体系的整備が必要になるものと考える．

5-3 性能照査型道路計画設計のススメ

道路の量的整備が進んだ現在において，幹線道路は長距離を移動する通過車両が，街路は都市内を移動する車両が，生活道路は歩行者等が，それぞれ主たる利用主体となって利用できるよう，交通機能面から道路ネットワークを再編していく「機能階層型道路ネットワークの構築」が必要である．量的確保という「つくる」時代から「つかう」時代が到来し，道路ネットワークの望ましい姿を実現するためには，拠点間を安全かつ効率的に連絡するという道路本来の使命に立ち返り，拠点間の目標旅行時間，これらを連絡する道路階層の目標旅行速度を交通サービスの質（アウトカム）として捉えたマネジメントが必要となる．

図 5-1 に『機能階層型道路ネットワーク計画のためのガイドライン（案）』が提案する道路の交通性能を照査する道路ネットワーク計画の流れを示す．今後の道路ネットワーク計画においては，機能階層性を考慮した道路ネットワークの考え方に加えて，性能照査型の道路計画設計の考え方を取り入れていくことが必要であると考える．

道路の交通性能の照査にあたっては，当該道路（区間）に求められる機能について，移動機能と沿道出入機能のいずれを重視すべきかを明確にする必要がある．ここで，移動機能と沿道出入機能はトレードオフの関係にあり，移動機能を重視すべき道路では高い旅行速度が期待される．一方で，沿道出入機能が期待される道路では，移動機能が相対的に低下し，結果的に低い旅行速度でも許容される．さらに，歩行者の交通機能を重視すべき道路では，むしろ速度の抑制が求められることになる．このように，移動機能や沿道出入機能の程度を問わず，道路の性能（目標）は自動車の旅行速度（旅行時間）で説明することが合理的である．

例えば，自専道等では，高い旅行速度を期待するため，渋滞させないような計画が重要となる．一方，移動機能を有しつつも，沿道出入り機能とのバランにも配慮する一般道では，それぞれに求められる移動機能（サービス）に応じて，高い旅行速度を確保する，もしくは停止や混雑を許容する計画が重要となる．

今後，性能照査型道路計画設計を実践していくためには，道路のサービス水準をいかに評価すべきかを検討することが重要となる．上記のとおり，道路のサービスについて，ガイドラインでは評価の視点を横断方向から縦断方向へと変化させることの重要性を指摘しており，これに対する性能指標の整備が必要となる．すなわち，目標旅行時間というサービスの質を照査する指標や関数，サービスの質を保障するレベル（水準と信頼性）を交通容量とあわせて体系的に整理し，ガイドラインと結びつけることがカギとなるであろう．そのためには，ガイドラインの改訂をも念頭に，道路のサービスの質に関する議論を進めることが必要であると考える．

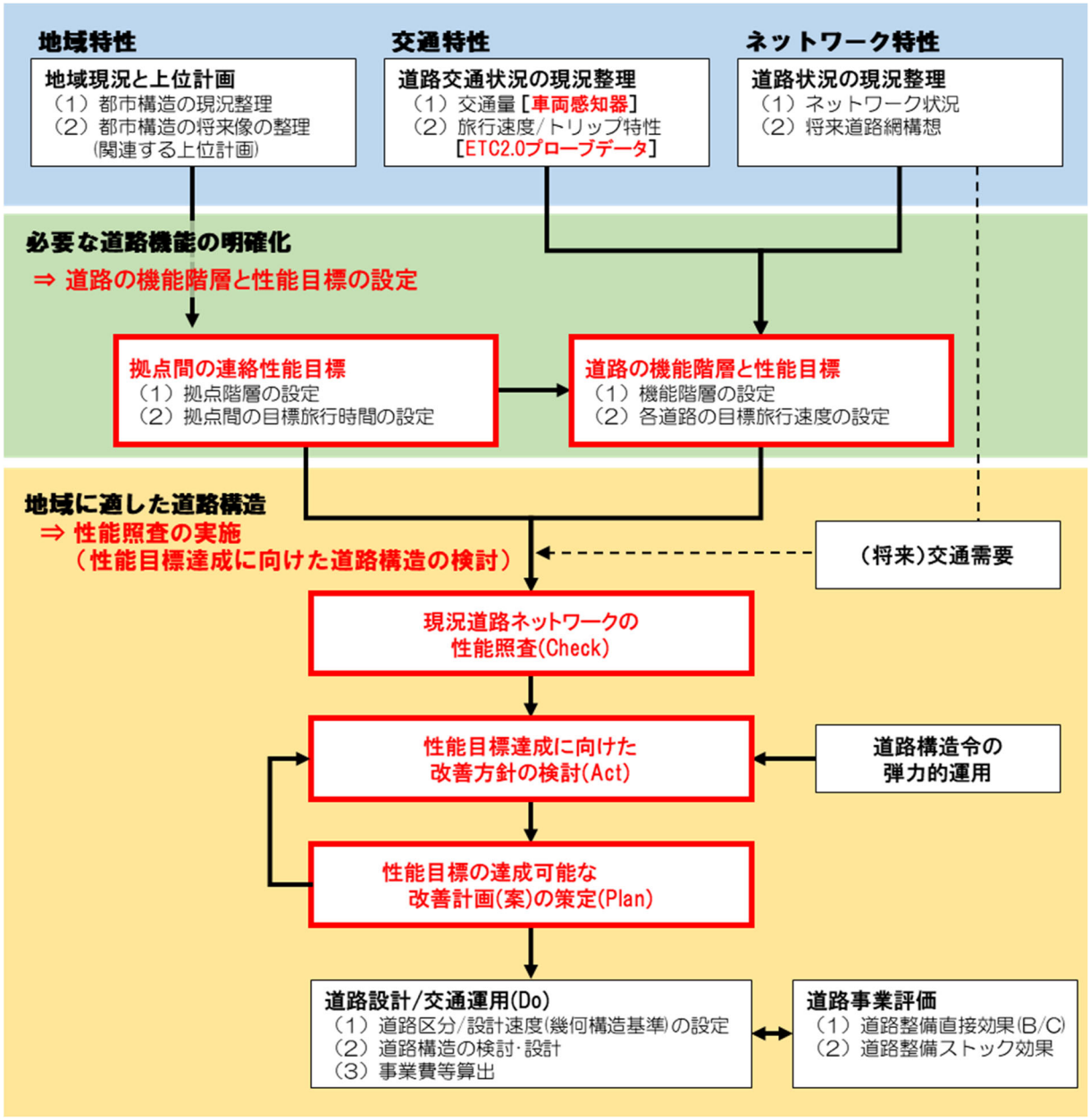


図 5-1　道路の交通性能を照査する道路ネットワーク計画の流れ

参考文献

1) 一般社団法人交通工学研究会，基幹研究「道路の交通容量とサービスの質に関する研究」：機能階層型道路ネットワーク計画のためのガイドライン（案），2018.

2) 一般社団法人日本道路協会：道路構造令の解説と運用, 2004.

3) 国土交通省：国土のグランドデザイン 2050 ～対流促進型国土の形成～, 2014.

4) 国土交通省道路局：新たな広域道路ネットワークに関する検討会中間とりまとめ, https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/road_network/pdf/interim-report.pdf, 2020.

5) 国土交通省道路局：2040 年 道路の景色が変わる, https://www.mlit.go.jp/road/vision/index.html

6) 国土交通省道路局：持続可能な国土幹線道路システムの構築に向けた取組　中間とりまとめ（案）, https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001364529.pdf

7) 国土交通省道路局：歩いて楽しめる道路空間の構築に向けて, https://www.mlit.go.jp/road/sisaku/utilization/pdf/hokomichi-leaflet.pdf

巻末付録

付録１　交通容量の改善効果事例

付録 1 では，既往文献より交通容量の改善効果事例としてその一例を整理した．全ての対策が掲載されているわけではない．本稿で掲載したのは①～⑪であり，その他に自専道等では⑫～⑭が，一般道では⑮～㉑のような対策がある．

なお，本稿では，既往文献に記載された用語をそのまま用いている．詳しくは，元の文献を参照していただきたい．

＜付録 1 で掲載した対策＞

■自専道等

【ハード対策】　①車線拡幅
②暫定路肩運用
③付加車線の設置

【ソフト対策】（渋滞発生時）
④車線境界線の変更
⑤車線利用率平準化
⑥ランプメタリング

（渋滞発生後）
⑦入口閉鎖
⑧速度回復情報板
⑨スピーカーによる速度回復情報提供
⑩走光型視線誘導システムの導入
⑪ファスナー合流促進対策

＜その他対策＞

■自専道等

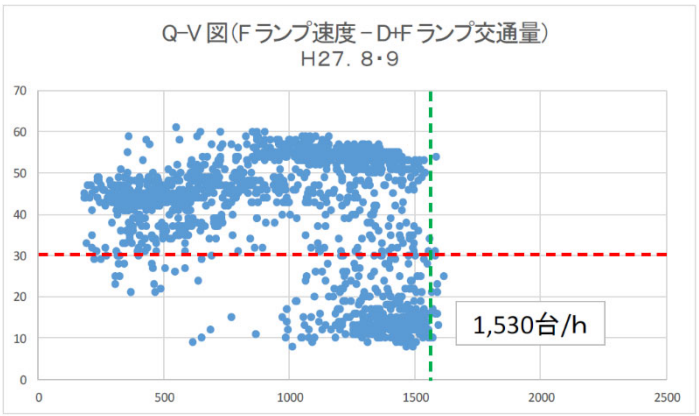
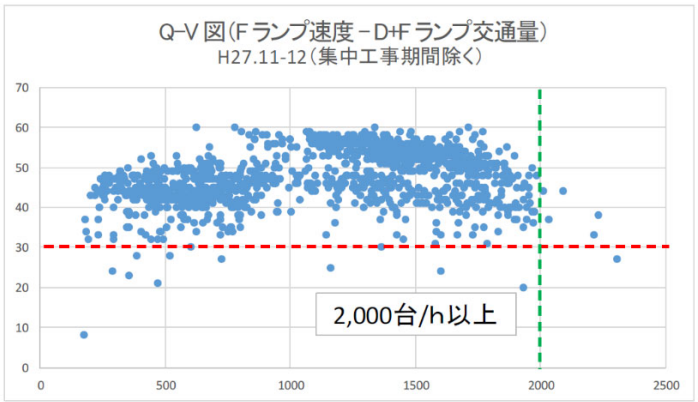
⑫車線運用の変更
⑬チャンネリゼーション
⑭視環境の改善

■一般道

【ハード対策】　⑮交差点の立体化
⑯交差点の右左折車線設置
⑰交差点改良

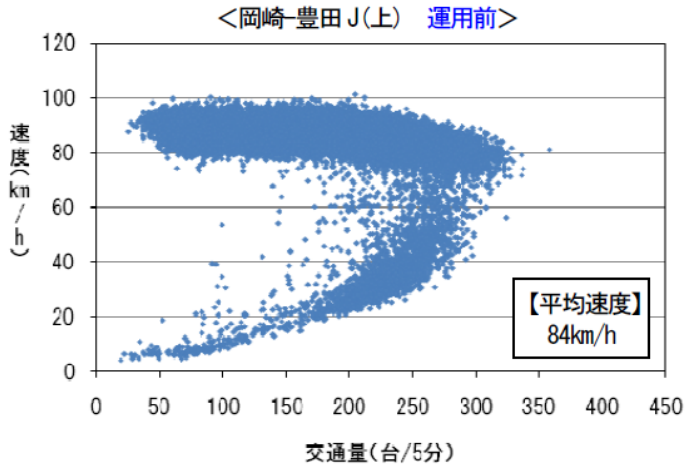
【ソフト対策】　⑱右折レーンの延伸
⑲信号現示の調整
⑳交通規制

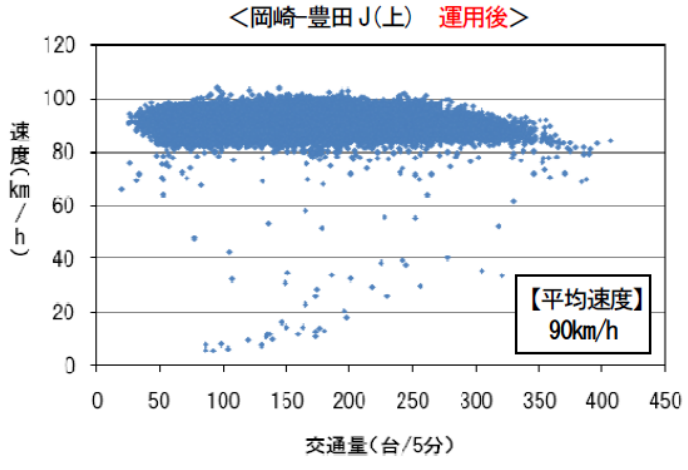
付表 1-1　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	車線拡幅	①-1
対策箇所	・東名：海老名 JCT 外回り方面ランプ	
対策内容	・1 車線ランプの 2 車線化（車線幅員は 3.50m から 3.25m へ縮小し，路肩幅員を右側 1.00m 左側 2.50m から左右とも 0.25m に変更）.	
対象期間	対策前：2015 年 8 月～2015 年 9 月 対策後：2015 年 11 月～2015 年 12 月（集中工事期間を除く）	
交通容量の計測方法	QV 図による図解法	
交通容量の改善効果	対策後は交通渋滞が発生していないため，交通容量が増加したと考えられる． また，運用前の交通容量は約 1,530 台/h であったものの，2,000 台/h でも渋滞が発生しないことが確認できる．  図-8　外回りランプQ-V図（対策前）  図-14　外回りランプQ-V図（対策後）	
文　献	青木隆志，花房秀樹，櫻井光昭，佐藤久長，糸島史浩： 東名海老名 JCT 外回り方面ランプ暫定 2 車線運用の効果検証， 土木計画学研究・講演集，Vol.54，pp.1820-1824，2016.	

付表 1-2　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	暫定路肩運用	②-1
対策箇所	・東名：豊田 JCT～音羽蒲郡 IC 間	
対策内容	・幅員構成を「3.0m+3.6m@2+0.75m」から「0.75m+3.25m@3+0.45m」とし，最高速度は 100km/h から 60km/h に変更.	
対象期間	運用前：2010 年 10 月 23 日（土）～2011 年 1 月 23 日（日） 運用後：2011 年 10 月 22 日（土）～2012 年 1 月 22 日（日）	
交通容量の計測方法	―	
交通容量の改善効果	暫定 3 車線運用後は，交通集中による渋滞の発生がみられないため，交通容量が増加したと考えられる.	
文　献	前田忍，田中真一郎，森北一光，近田博之： 東名岡崎地区暫定 3 車線運用による交通状況改善効果検証， 交通工学研究発表会論文集，Vol.32，pp.35-38，2012.	



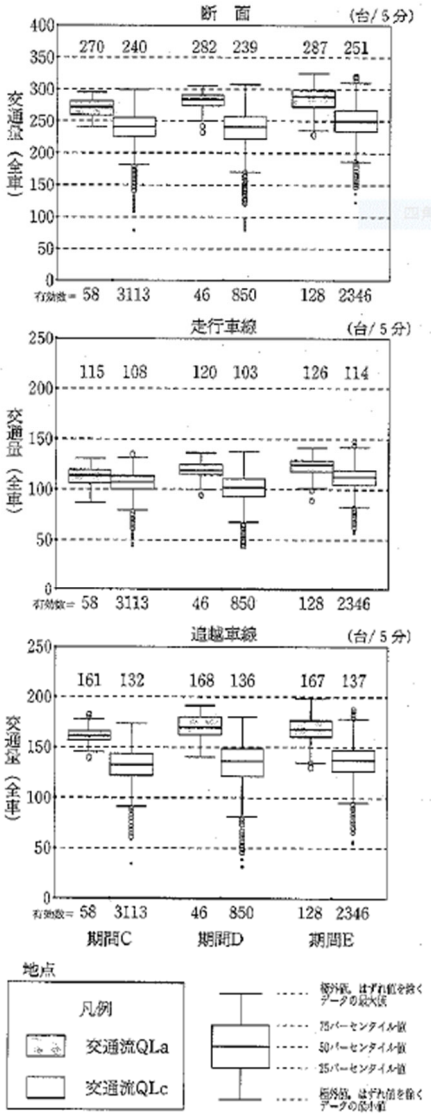


(運用前：2010/10/23～2011/1/23、運用後：2011/10/22～2012/1/22)

図 6　ＱＶ図(車両感知器 5 分値)

付表 1-3　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	付加車線の設置	③-1
対策箇所	・名神（下）：天王山トンネル	
対策内容	・付加車線の設置 ・（路肩拡幅）	
対象期間	対策前①（期間 C）：1995 年 4 月 5 日～1996 年 10 月 22 日 対策前②（期間 D）：1995 年 10 月 23 日～1996 年 3 月 27 日　車道幅員拡幅（7800mm→9000mm） 対策後　（期間 E）：1996 年 3 月 28 日～1996 年 12 月 31 日	
交通容量の計測方法	QLa：渋滞発生の前 30 分，後 15 分の交通量の最大値（渋滞発生直前の最大交通量） QLc：渋滞長が 6km を超えるときの交通量（渋滞安定時の捌け交通量）	
交通容量の改善効果	期間 D は期間 C と比較して， 断面： QLa は 4.4%増加し，QLc はほぼ同じ． 追越車線： QLa は 4.3%増加し，QLc は 3.0%増加． 走行車線： QLa は 4.3%増加し，QLc は 4.6%減少． 期間 E は期間 D と比較して， 断面： QLa は 1.8%増加し，QLc は 4.2%増加． 追越車線： QLa は 0.6%減少し，QLc は 0.7%増加． 走行車線： QLa は 5.0%増加し，QLc は 10.7%増加．	
文　献	森康男，米川英雄，辻光弘： 天王山トンネルの付加車線設置効果， 高速道路と自動車，Vol.42，No.4，pp.18-25，1999.	



（注）図中の数値は50パーセンタイル値である。

図－6　天王山TNのQLa，QLcの変化

付表 1-4　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	付加車線の設置	③-2
対策箇所	・名神：四日市 IC 付近	
対策内容	・付加車線の設置 上り線：約 5km 連続化，下り線：約 6km 連続化	
対象期間	対策前：2006 年 1 月 1 日～2006 年 2 月 28 日 2006 年 11 月 20 日～2006 年 12 月 31 日 対策後：2008 年 11 月 20 日～2009 年 2 月 11 日	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量：判読方法の記載なし	
交通容量の改善効果	渋滞発生時交通量は，3～6%増加している．	
文　献	佐藤久長，田中真一郎，森北一光： 付加車線の利用率向上対策と効果検証， 交通工学研究発表会論文集，Vol.30，pp.177-180，2010.	

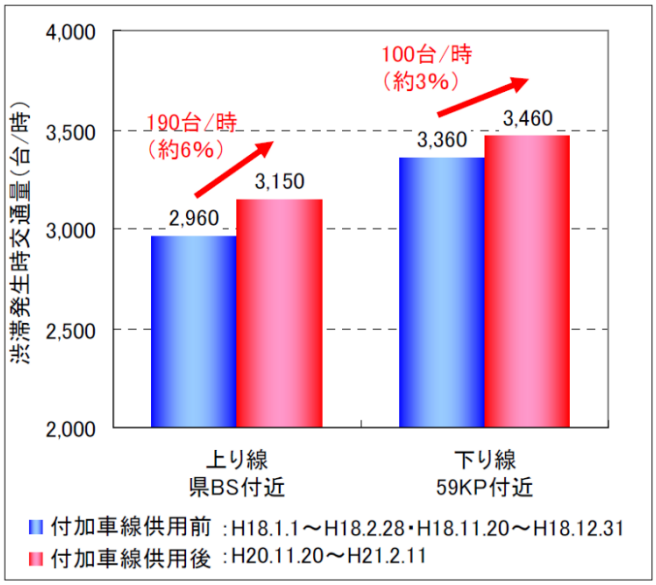


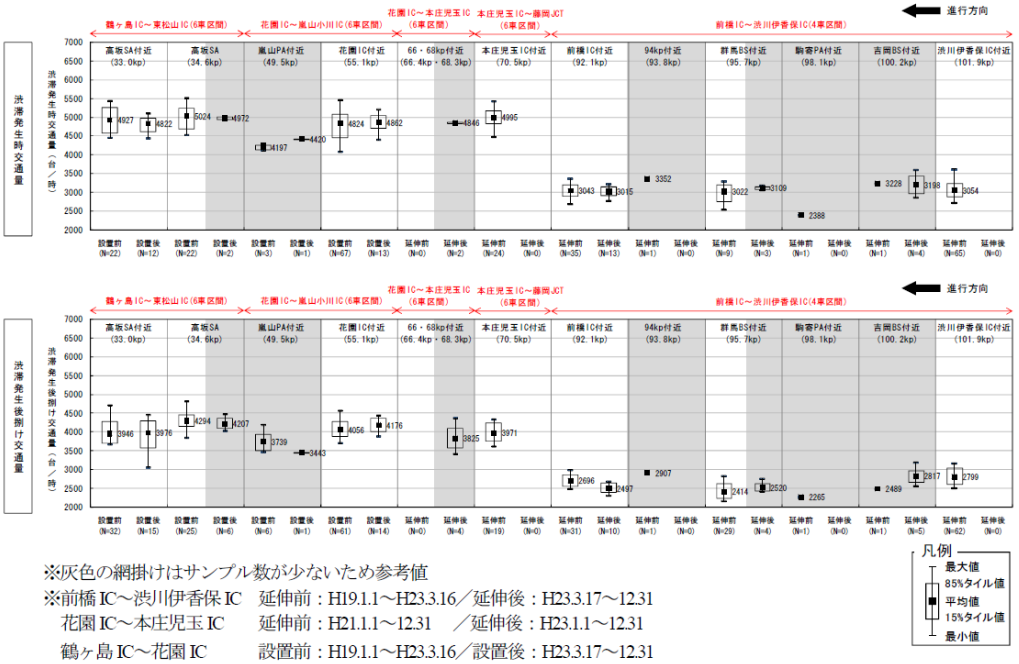
図 12　ボトルネック交通容量の変化

付表 1-5　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	付加車線の設置	③-3
対策箇所	・関越道（上）：①渋川伊香保 IC 付近，②本庄児玉 IC 付近，③花園 IC 付近	
対策内容	・付加車線設置： ①加速車線延伸（330m から 1900m に延伸）， ②減速車線延伸（200m から 1800m に延伸），③付加車線設置（1500m 新設）	
対象期間	設置前：2010 年 1 月 1 日～2010 年 12 月 31 日 設置後：2011 年 3 月 17 日～2012 年 3 月 16 日	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量：渋滞発生直前 15 分間のフローレート 渋滞発生後捌け交通量：渋滞中のフローレート	
交通容量の改善効果	渋川伊香保 IC，本庄児玉 IC 付近では，付加車線設置により渋滞が発生しなくなったため交通容量が計測できないが，渋滞が発生していないことから，交通容量は設置前より大きくなったと考えられる． 花園 IC 付近では，渋滞発生時交通量が 1%，渋滞発生後捌け交通量が 3%増加している．	

単位：台/時

		①渋川伊香保 IC 付近	②本庄児玉 IC 付近	③花園 IC 付近
渋滞発生時交通量	設置前	3,054	4,995	4,824
	設置後	それ以上	それ以上	4,862
渋滞発生後捌け交通量	設置前	2,799	3,971	4,056
	設置後	それ以上	それ以上	4,176



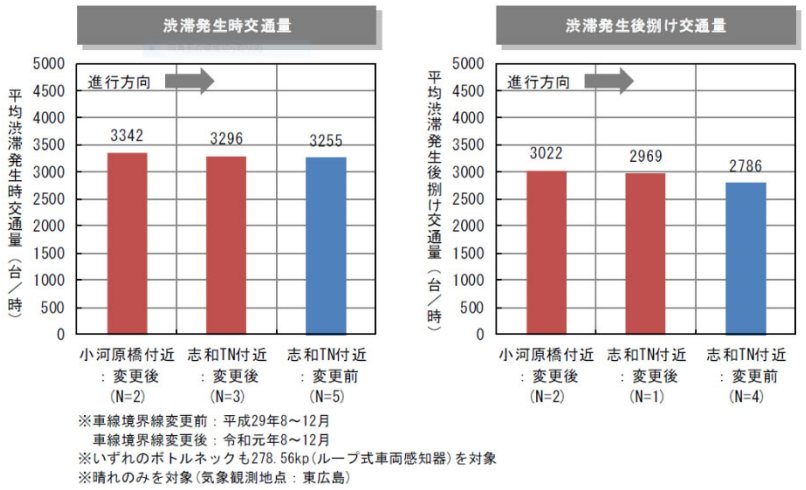
※灰色の網掛けはサンプル数が少ないため参考値
※前橋 IC～渋川伊香保 IC　延伸前：H19.1.1～H23.3.16／延伸後：H23.3.17～12.31
　花園 IC～本庄児玉 IC　延伸前：H21.1.1～12.31　／延伸後：H23.1.1～12.31
　鶴ヶ島 IC～花園 IC　設置前：H19.1.1～H23.3.16／設置後：H23.3.17～12.31

図-6　関越道(上)における主要ボトルネックの交通容量一覧(晴天のみ対象)

文　献	原山哲郎，深瀬正之，石田貴志，野中康弘： 付加車線設置による渋滞対策効果と今後の展望， 土木計画学研究・講演集，Vol.46，2012.

付表 1-6　交通容量の改善効果事例

交通容量 改善事例	車線境界線の変更	④-1
対策箇所	・山陽道（上）：志和 TN 付近	
対策内容	・TN の車線境界線を黄実線から白破線に変更.	
対象期間	対策前：2017 年 8 月～2017 年 12 月 対策後：2019 年 8 月～2019 年 12 月	
交通容量の 計測方法	渋滞発生時交通量：渋滞発生直前の 15 分間フローレート 渋滞発生後捌け交通量：渋滞流中のフローレート	
交通容量の 改善効果	渋滞発生時交通量は，1.3%増加している. 渋滞発生後捌け交通量は，6.6%増加している.	
文　献	美濃雄介，藤木昂，草竹大輝，今代稔，片岡裕子，中林悠，石田貴志： 車線境界線の黄実線から白破線への変更による渋滞対策の効果検証, 交通工学研究発表会論文集，Vol.40，pp.291-298，2020.	

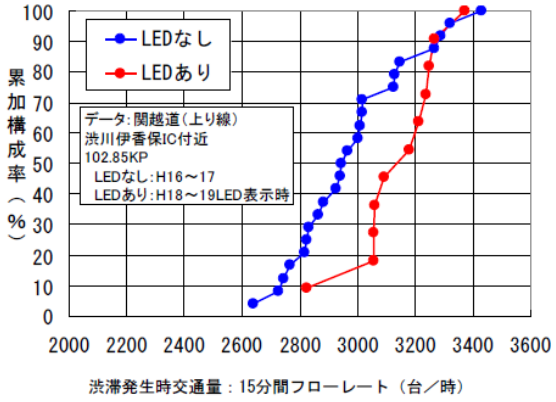


※車線境界線変更前：平成29年8～12月
　車線境界線変更後：令和元年8～12月
※いずれのボトルネックも278.56kp(ループ式車両感知器)を対象
※晴れのみを対象(気象観測地点：東広島)

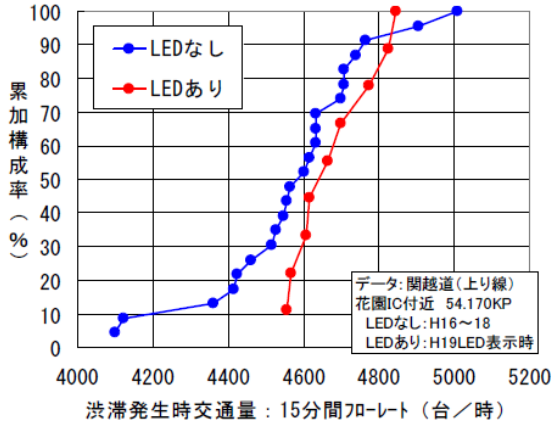
図５　車線境界線変更前後の交通容量

付表 1-7　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	車線利用率平準化	⑤-1
対策箇所	・関越道（上）：渋川伊香保 IC 付近，花園 IC 付近	
対策内容	・LED 標識を設置し，キープレフトを促す情報提供.	
対象期間	渋川伊香保 IC 付近 対策前：2004～2005 年、対策日：2006 年 2 月～2007 年 1 月の GW，お盆，スキーシーズン 花園 IC 付近 対策前：2004～2006 年、対策日：2006 年 2 月～2007 年 1 月の GW，お盆，スキーシーズン	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量：渋滞発生直前の 15 分間フローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生時交通量は，上昇している.	
文　献	原田秀一，深瀬正之，前島一幸，Jian XING，瀬古賢司： 高速道路での車線利用率平準化による渋滞対策に関する研究， 土木計画学研究・論文集，Vol.26，No.5，pp.881-888，2009.	



図－17　渋滞発生時交通量の比較（渋川伊香保IC）



図－18　渋滞発生時交通量の比較（花園IC）

付表 1-8　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	車線利用率平準化	⑤-2
対策箇所	・関越道（上）：花園 IC 付近	
対策内容	・LED 標識を配置し，キープレフトを促す情報提供.	
対象期間	対象期間：2009 年 8 月～2010 年 11 月 対策日　：2010 年 9 月～2010 年 11 月の休日のうち 19 日間	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量：渋滞発生直前の 15 分間フローレート	
交通容量の改善効果	平均渋滞発生時交通量は，2～6%増加している.	
文　献	Jian Xing，鶴元史，石田貴志，村松栄嗣： 片側 3 車線区間における LED 標識を用いた車線利用率平準化渋滞対策の効果検証， 交通工学研究発表会論文集，Vol.31，pp.167-171，2011.	

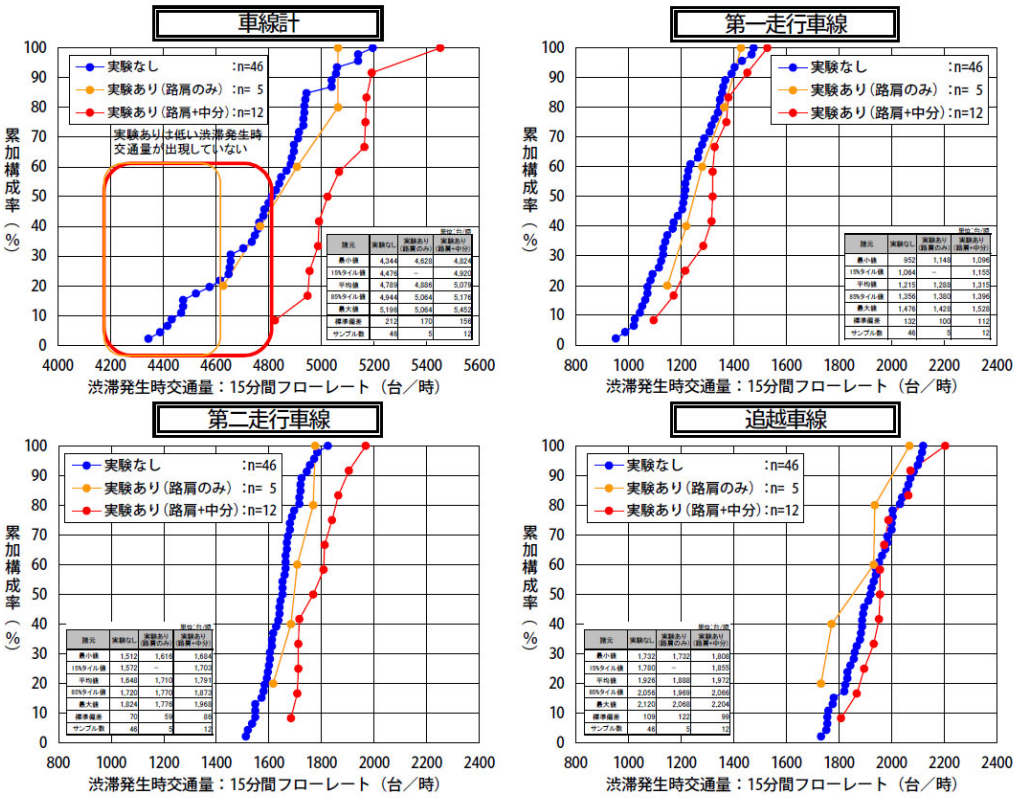


図 7　車線別渋滞発生時交通量の累加構成率（晴天：55.95kp）

付表 1-9　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	車線利用率平準化	⑤-3
対策箇所	・東北道（上）：大島 BS 付近	
対策内容	・LED 標識を設置し，キープレフトを促す情報提供.	
対象期間	対象期間：2016～2017 年 対策日　：2017 年 10 月～2017 年 11 月のうち 10 日間	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量：渋滞発生直前の 15 分間フローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生時交通量は，5.9%上昇している.	

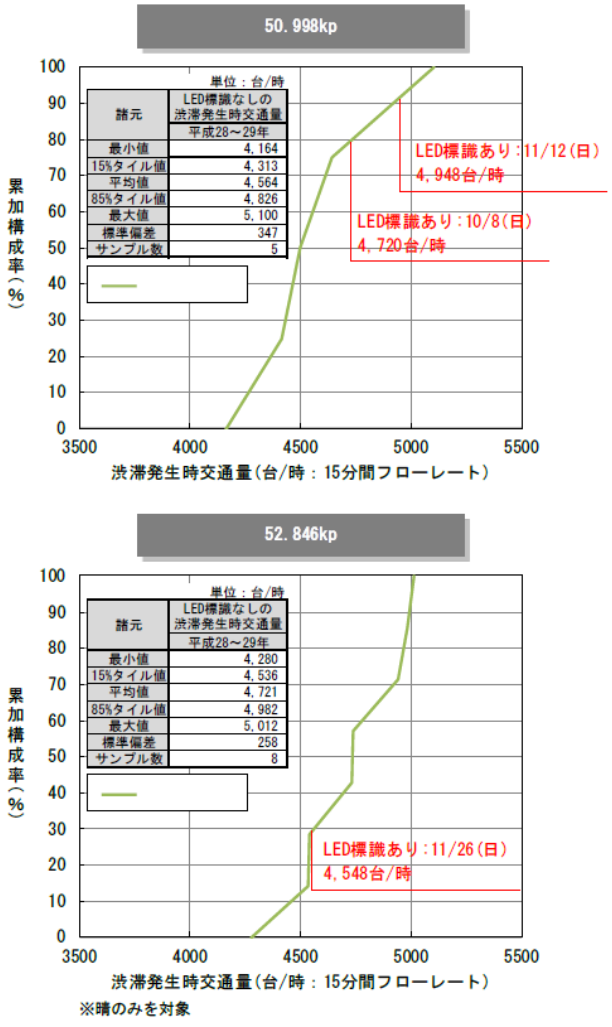


図９　渋滞発生時交通量の比較

文　献	後藤誠，南肇，外山敬祐，松下健介，石田貴志： 都市間高速道路における LED 標識を用いた車線利用率平準化渋滞対策の実証的研究， 交通工学研究発表会論文集，Vol.38，pp.213-220，2018.

付表 1-10　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	ランプメタリング	⑥-1
対策箇所	・首都高速道路中央環状線（外）：船堀橋入口	
対策内容	・交通整理員による，流入時間間隔の調整.	
対象期間	対象期間：記載なし 対策日　：2007 年 11 月 14 日，16 日	
交通容量の計測方法	渋滞発生時の捌け交通量：5 分間交通量	
交通容量の改善効果	渋滞発生時の捌け交通量は，13 台/5 分程度増加している.	
文　献	前田剛，菊地春海，割田博，泉典宏： 首都高速道路における流入交通制御の実証分析， 交通工学研究発表会論文集，Vol.29，pp.185-188，2009.	

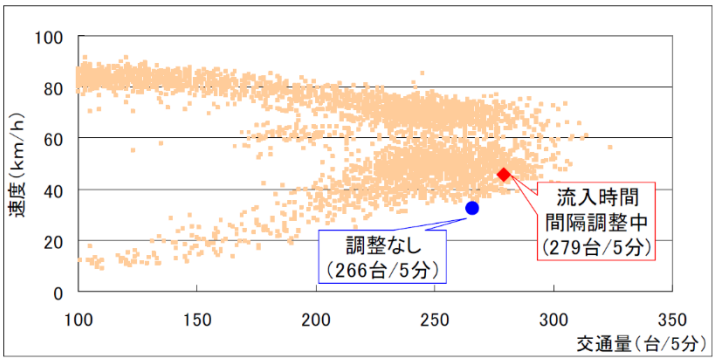


図　6　Q-V 図

付表 1-11　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	入口閉鎖	⑦-1
対策箇所	・東京外環道（内）：戸田西 IC 入口	
対策内容	・渋滞発生後における短時間の入口閉鎖.	
対象期間	対象期間：2015 年 9 月 1 日（火）～2015 年 9 月 30 日（水） 実験日：2015 年 10 月 19 日（月）～2015 年 10 月 23 日（金）	
交通容量の計測方法	渋滞発生後捌け交通量：渋滞流中のフローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生後に戸田西 IC の入口を閉鎖した結果，ボトルネック戸田西 IC 付近（戸田西 IC 下流のボトルネック）で渋滞が定着しなくなった．当該ボトルネックの渋滞発生後捌け交通量が増加したためと考えられる． これに伴い，上流に位置する美女木 JCT 付近で渋滞が定着するようになった．美女木 JCT 付近の渋滞発生後捌け交通量の平均値は，戸田西 IC 付近と比べて約 3%高く，分散も小さい．	
文　献	斎藤辰哉，多原裕二，加藤寛道，清宮広和，石田貴志： 高速道路 IC 入口の短時間閉鎖による渋滞対策社会実験の効果検証， 交通工学研究発表会論文集，Vol.36，pp.611-616，2016.	

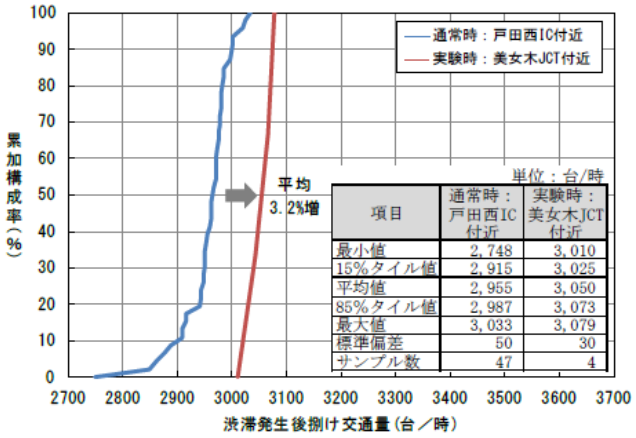


図 9　通常時と実験時の渋滞発生後捌け交通量比較結果

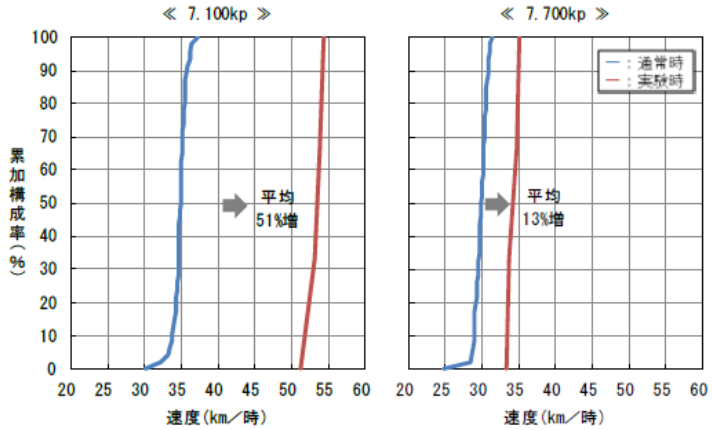


図 10　通常時と実験時の速度回復状況比較結果

付表 1-12　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	速度回復表示板	⑧-1
対策箇所	・首都高速道路　中央環状線（内）：千住新橋付近 6 号三郷線（上）：加平付近	
対策内容	・LED 標識車による動的な情報提供	
対象期間	対象期間：2012 年 2、7、8、11、12 月（千住新橋付近） 2012 年 8、9、12 月 2013 年 2 月（加平付近） 実験日　：2012 年 2、8、12 月（千住新橋付近） 2012 年 8、12 月　2013 年 2 月（加平付近）	
交通容量の計測方法	―	
交通容量の改善効果	渋滞発生前交通量は，-3.6%、-4.0%となっている． 渋滞発生後交通量は，加平付近の薄明時のみ増加している．	

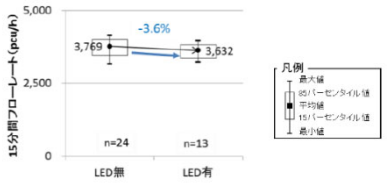


図-8 千住新橋付近　LED 有無　渋滞発生前交通容量

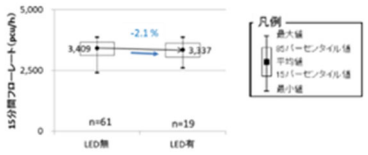


図-12 加平付近　LED 有無　渋滞発生前交通容量

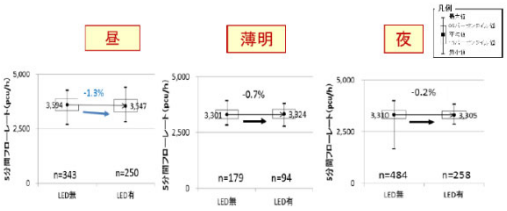


図-9 千住新橋付近　LED 有無　渋滞発生後交通容量
（昼夜別）

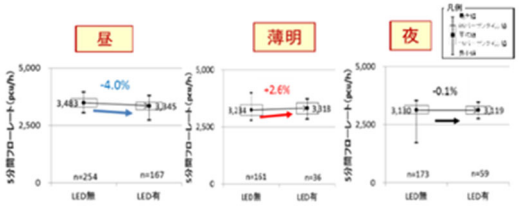
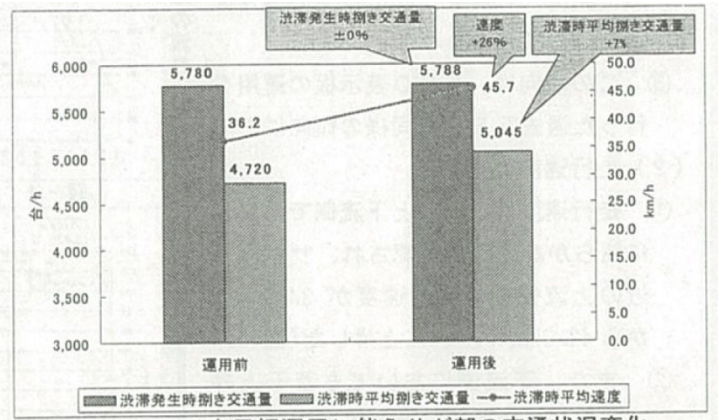


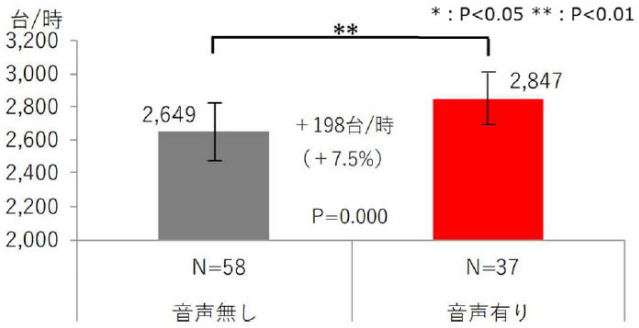
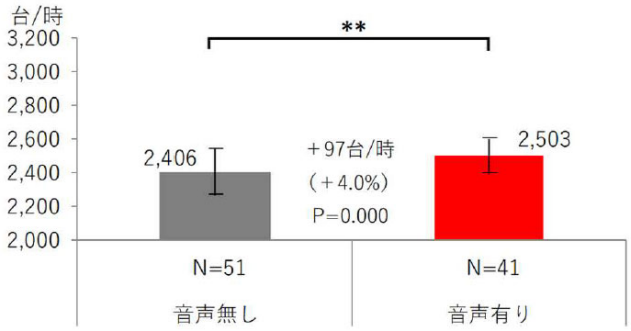
図-13 加平付近　LED 有無　渋滞発生後交通容量
（昼夜別）

文　献	武藤圭祐，坂爪誠，田中翔太，竹平誠治： 都市高速道路における単路部渋滞対策について， 交通工学研究発表会論文集，Vol.33，pp.129-132，2013.

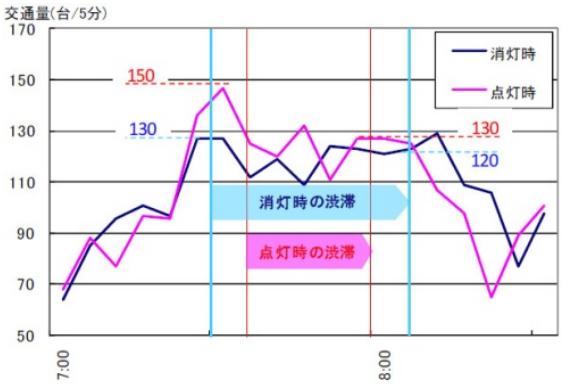
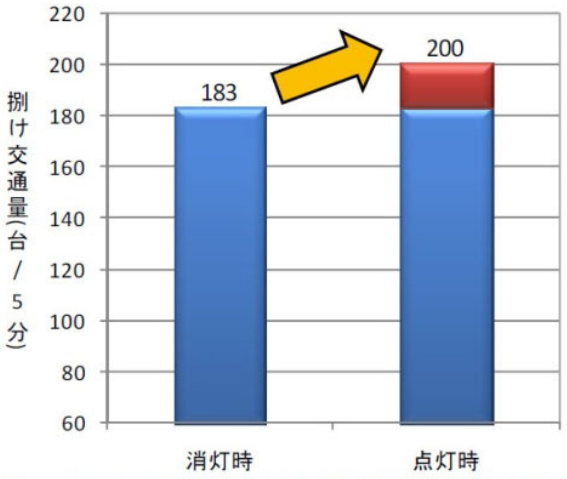
付表 1-13　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	速度回復表示板	⑧-2
対策箇所	・東名高速（下）：大和地区	
対策内容	・LED 表示板の設置	
対象期間	詳細な記述なし	
交通容量の計測方法	－	
交通容量の改善効果	渋滞発生時捌き交通量は，変化していない． 渋滞時平均捌き交通量は，7%増加している．  図－8　ＬＥＤ表示板運用に伴うサグ部の交通状況変化	
文　献	山田芳嗣，阿部重雄，長瀬博紀： LED 表示板を活用した渋滞対策について， 交通工学研究発表会論文報告集，Vol.23，pp.205-208，2003.	

付表 1-14　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	スピーカーによる速度回復情報システム	⑨-1
対策箇所	・中央道（上）：小仏 TN	
対策内容	・TN 内に設置したスピーカーから走行車内の運転者に対して直接音声情報を提供する.	
対象期間	詳細な記述なし	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量　　：5 分間平均速度が 40km/h 以下に低下（渋滞発生）した最初の 5 分間を除いたその直前 15 分間のフローレート 渋滞発生後捌け交通量：渋滞が発生した後，解消するまでの全時間の平均フローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生時交通量は，約 7.5%有意に増加している. 渋滞発生後捌け交通量は，約 4.0%有意に増加している.  図-6　渋滞発生時交通量の比較  図-7　渋滞発生後捌け交通量の比較	
文　献	佐藤久長，西田匡志，柏木悠，櫻井光昭，青木隆志： スピーカーを用いた音声案内による速度回復情報提供の効果分析， 土木学会論文集 D3(土木計画学)，Vol.77，No.1，pp.1-11，2021.	

付表 1-15　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	走光型視線誘導システムの導入	⑩-1
対策箇所	・東北自動車道：福島トンネル（上），安達太良 SA 付近（下） ・三陸自動車道：利府 JCT（上）	
対策内容	・自発光ペースメーカーの設置.	
対象期間	詳細な記述なし	
交通容量の計測方法	渋滞直前の最大捌け交通量 ：5 分間交通量 渋滞解消直前の捌け台数　：5 分間交通量 捌け交通量　　：5 分間交通量	
交通容量の改善効果	渋滞直前の最大捌け交通量は，130 台/5 分→150 台/5 分に上昇し，渋滞解消直前の捌け台数は，120 台/5 分→130 台/5 分に上昇した. 渋滞時捌け交通量は，183 台/5 分→200 台/5 分へ約 10%増加した.  図 6　点灯時・消灯時の捌け交通量変化（利府 JCT）  図 10　点灯時･消灯時の捌け交通量変化（福島トンネル）	
文　献	鎌田恭典，渡部聡，安斎潤哉，柴田健一： 渋滞対策を目的とした自発光ペースメーカーの開発と運用について， 交通工学研究発表会論文集，Vol.33，pp.181-184，2013.	

付表 1-16　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	走光型視線誘導システムの導入	⑩-2
対策箇所	・東名（下）：三ケ日 JCT～宇利 TN 付近	
対策内容	・LED 発光体の設置.	
対象期間	記載なし	
交通容量の計測方法	渋滞発生後捌け交通量：渋滞流中のフローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生後捌け交通量は，いずれの点灯パターンでも増加している.	
文　献	亀岡弘之，小根山裕之，渡部義之，櫻井光昭： 走光性を活用した路側発光体の動的点滅制御による渋滞緩和の効果検証, 交通工学研究発表会論文集，Vol.33，pp.185-188，2013.	

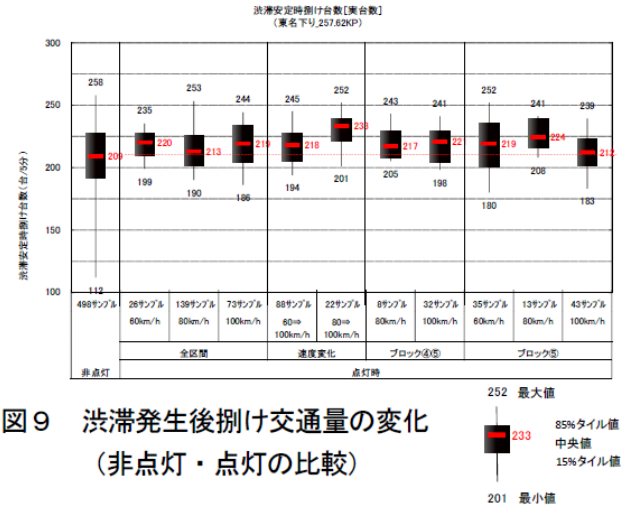


図９　渋滞発生後捌け交通量の変化
（非点灯・点灯の比較）

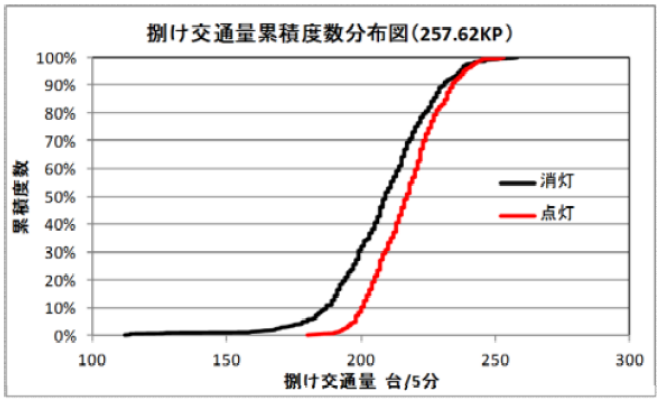


図 10 捌け交通量累積度数分布図(非点灯・点灯の比較)

付表 1-17　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	走光型視線誘導システムの導入	⑩-3
対策箇所	・東京湾アクアライン（上）：トンネル部分	
対策内容	・PML（ペースメーカーライト）の設置.	
対象期間	対策前：2012 年 対策後：2013 年 8 月～2013 年 12 月（PML を運用した休日）	
交通容量の計測方法	渋滞発生時捌け交通量　：渋滞発生直前の 15 分間フローレート 渋滞発生後の捌け交通量：渋滞流中のフローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生時捌け交通量の平均は，2.2%増加している. 特に，15%タイル値では，2.8%増加している. 渋滞発生後の捌け交通量については，ほとんど変化しなかった.	
文　献	遠藤元一，中川浩，深瀬正之，橋本弾： 東京湾アクアラインの渋滞対策について， 交通工学論文集，Vol.1，No.4（特集号 B），pp.B_1-B_8，2015.	

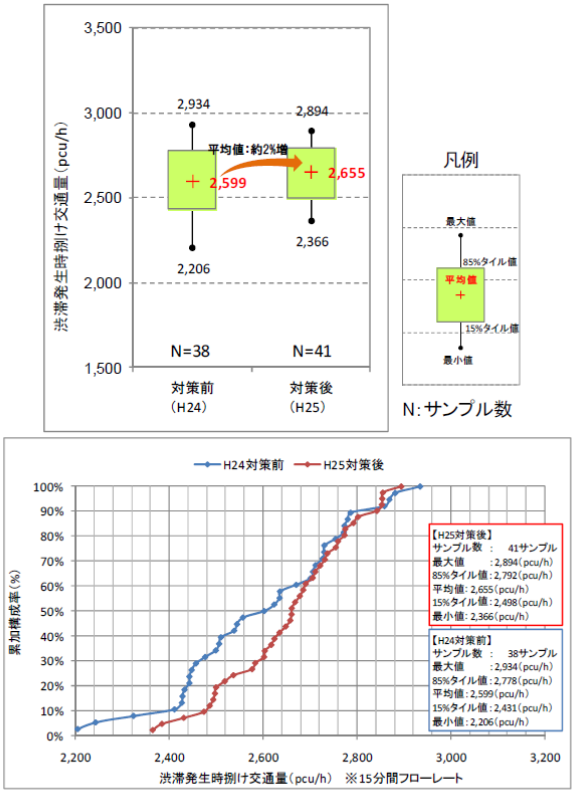


図 20　渋滞発生時捌け交通量の比較

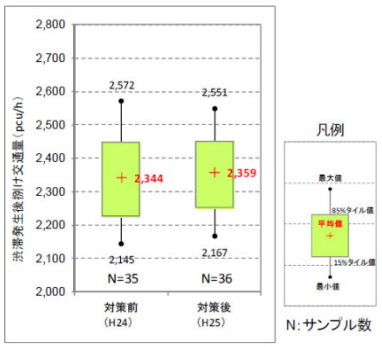
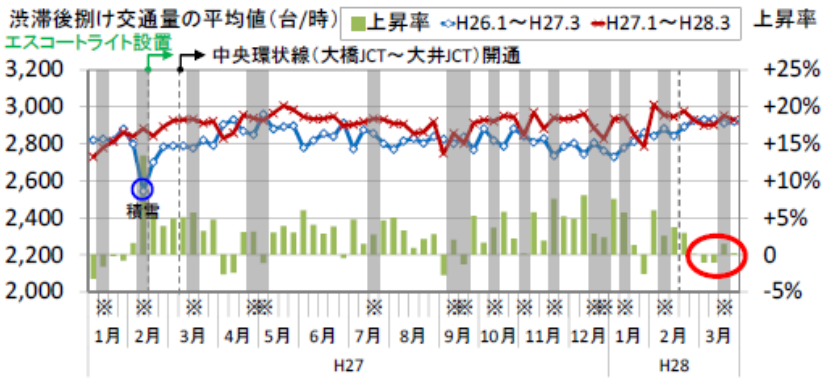
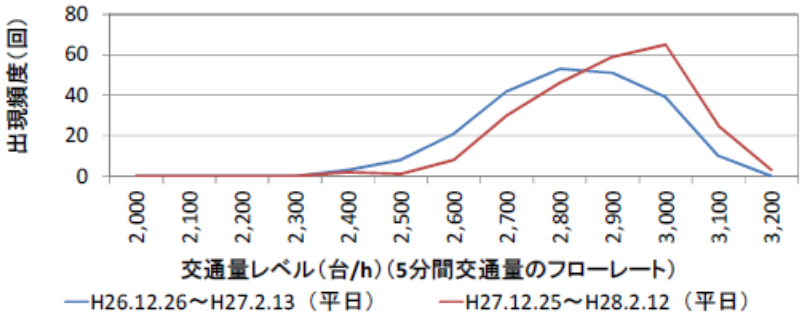
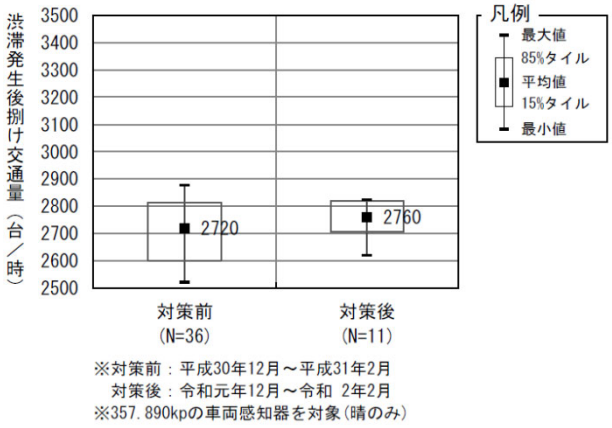
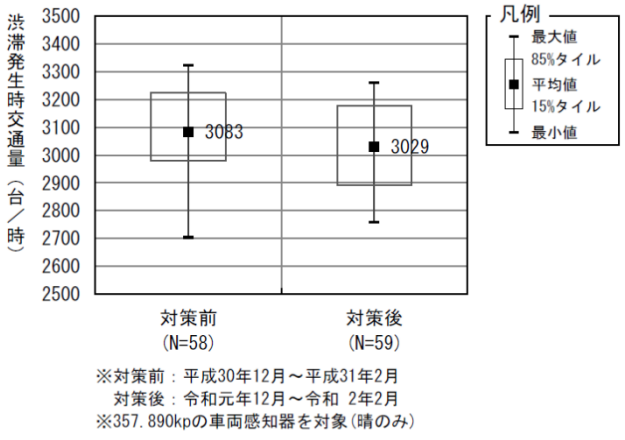


図 24　渋滞発生後捌け交通量の比較

付表 1-18　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	走光型視線誘導システムの導入	⑩-4
対策箇所	・首都高速道路 3 号渋谷線（下）：池尻入口～三軒茶屋出口	
対策内容	・走行型視線誘導システム（エスコートライト）	
対象期間	対策前：2014 年 1 月～2015 年 3 月 渋滞発生時フローレートに関して，平成 26 年 12 月 26 日～平成 27 年 2 月 13 日 対策後：2015 年 1 月～2016 年 3 月 渋滞発生時フローレートに関して，平成 27 年 12 月 25 日～平成 27 年 2 月 12 日	
交通容量の計測方法	渋滞後捌け交通量　：渋滞（40km/h 以下）が発生した後，解消（速度上昇）するまでの全時間の平均フローレート 渋滞発生時フローレート：ボトルネック上流地点において 40km/h を下回る時刻を抽出し，その時刻のボトルネック地点の交通量.	
交通容量の改善効果	渋滞後捌け交通量は，3～5%上昇している. 渋滞発生時のフローレートは，増加している.  図-6　各週の渋滞後捌け交通量  図-7　渋滞発生時のフローレート別頻度（ｉ）	
文　献	荻原貴之，川野祥弘，小林雅彦，泉典宏，田中淳，山口大輔： 首都高速道路におけるエスコートライトの効果的な運用方法の検討， 土木計画学研究発表会・講演集，Vol.53，pp.2818-2824，2016.	

付表 1-19　交通容量の改善効果事例

交通容量改善事例	ファスナー合流促進対策	⑪-1
対策箇所	・名神（上）：一宮 JCT	
対策内容	・合流部のラバーポールの延伸.	
対象期間	対策前：2018 年 12 月～2019 年 2 月 対策後：2019 年 12 月～2020 年 2 月	
交通容量の計測方法	渋滞発生時交通量　　：渋滞発生直前の 15 分間フローレート 渋滞発生後捌け交通量：渋滞流中のフローレート	
交通容量の改善効果	渋滞発生後捌け交通量は，1.5%増加している. 渋滞発生時交通量は 1.8%減少している．ただし，渋滞回数に変化がないこと，追越車線利用率が低下していることから，渋滞発生時交通量に変化がなかった可能性がある.  図-10　渋滞対策実施前後の渋滞発生後捌け交通量 （パターンDの PM）  図-13　渋滞対策実施前後の渋滞発生時交通量（PM）	
文　献	早河辰郎，隅田俊哉，近田博之，石田貴志，野中康弘： 片側 2 車線区間合流部におけるファスナー合流による渋滞対策の効果検証， 土木計画学研究発表会・講演集，Vol.62，2020.	

付録 2　交通容量とサービス水準に関する研究の変遷

性能照査型道路計画設計の実現に向けては，交通運用状態を的確に評価するための交通容量やサービス指標の整備が必要である[1)]．我が国ではこれまで，交通容量に関する実証的調査・研究が，実務・研究の双方で積極的に行われ，膨大な研究成果が蓄積されているが，それらの成果は未だ体系的に整理されるに至っていない．一方，本来道路が提供すべきサービスを的確に評価するための指標は研究途上にあると認識する．

そこで，既往論文から，我が国における道路計画設計の考え方と交通容量およびサービスの質に関する研究動向をレビューし，その変遷と現状について概観する．

1　我が国の道路計画設計の考え方

我が国の道路計画・設計思想の変遷については，森田による「道路構造令の解説と運用にみる日本の道路計画・設計思想の変遷」[2)]に詳しい．本項ではこれをもとに我が国の道路計画の思想について，主に道路構造基準の面から我が国の道路作りの思想および道路の機能に関する考え方の変遷について整理する．

(1)　道路構造基準と道路計画思想の変遷

昭和 33 年に，戦前に分かれていた「道路構造令」と「街路構造令」が「道路構造令」に一本化され，これにあわせて昭和 35 年に「道路構造令の解説」が出版された．以降，昭和 45 年に道路構造令が大幅改正され，あわせて「道路構造令の解説と運用」が出版，これ以降も政令の大幅な改正にあわせて「道路構造令の解説と運用」が昭和 58 年，平成 16 年に改訂されている．以下では「道路構造令の解説と運用」をその改訂年次からそれぞれ「昭和 58 年版」，「平成 16 年版」という．

なお「道路構造令の解説と運用」は，「道路構造令」の政令そのものではなく，この政令の解説と運用であり，技術的参考情報が記載された書籍である．この点において，実務の現場では，政令と技術的解説の混同が生じ，書籍に示された数値全てが不可侵な基準値のように誤って解釈される場合があり，地域特性に応じた技術的工夫の目を阻んできた側面もあった．

(a)　全国の道路水準を一定に保つ整備方針

政令（道路構造令）の主旨は，昭和 35 年に最初に「全国の道路を一定の水準に保つ」ことであると記述され，この思想が近年にまで至る．具体には，昭和 45 年に政令の目的が「道路構造に関する技術的基準を政令で定める理由」として記述され，次の 3 点が挙げられている．

- 道路の構造の全国的な統一を図る
- 道路交通は車又は人との相互関係により成り立つため，道路の構造と車両の企画の統一を図る必要がある．
- 道路建設には土地収用権があり，道路の損壊等には罰則が適用されるため，構造面から道路の範囲を明確にする必要がある．

この全国的な統一を図る目的で，昭和 45 年及び昭和 58 年の解説と運用には「標準幅員」が示されていた．この標準幅員は全国の道路の水準を保つ役割を果たしてきた一方で地域の特性に応

じた技術的工夫がなされない側面もはらんでいた.

このため，後述する平成 16 年度版においては柔軟な計画思想のもとに弾力的に基準を運用する機運を育むためこの標準幅員は削除された.

(b) 計画思想の転換（地域状況に応じた柔軟な計画へ）

平成 16 年版において，「地域に応じた弾力的な基準の運用」が謳われた．これにより，それ以前の「全国的な統一を図る」趣旨から，「道路を計画・設計する場合には，地域の状況を踏まえて，当該道路の重視すべき機能を明確にした上で，地域に適した道路構造を採用する」と記され，大きな方針転換がなされた．地域の実情に応じた道づくりを推進し，道路整備のコストの縮減を図るため，道路構造の選択肢を広げることを目的とした道路構造令の改正が行われた.

さらに，平成 23 年の「地域の自主性及び自立性を高めるための改革の推進を図るための関係法律の整備に関する法律」（一括法）を受け，平成 24 年に道路構造令が改正された．各地方自治体においては，平成 25 年 3 月 31 日までに都道府県道及び市町村道の構造の技術的基準について，設計車両，建築限界，橋・高架橋等の荷重条件を除き，政令（道路構造令）で定める基準を参酌して条例を定めることとなった．これにより，都道府県道以下の道路については，地域の実情に応じた道作りの選択肢が一層広がる可能性が高まった.

(2) 道路の機能に関する考え方の変遷

昭和 58 年版において道路の機能分類の考え方が初めて導入され，この機能分類の考え方を道路の計画に適用する思想が新しく導入された．この時の道路の機能は，「交通機能」，「土地利用誘導機能」，「空間機能」の 3 つに分類される.

その後の平成 16 年版では，それまでの自動車を中心とした道路の計画・設計思想から，歩行者・自転車も含めた道路の計画・設計思想に大きく転換した．また，交通機能のなかに，道路の階層別による「通行機能」と「アクセス機能」の分担の考え方が示されるとともに，さらに「滞留機能」が追加された．また昭和 58 年版における「土地利用誘導機能」が削除され，「空間機能」の一部として市街地形成が追加された.

このように平成 16 年版からは，道路構造の決定にあたっては，当該道路の機能を十分考慮し，地域の状況に応じて必要とする機能に対応した道路構造とすることが示された．また，地域特性や交通特性，ネットワーク特性を考慮して，それぞれの道路での多様な主体と必要とされる多様な交通機能や空間機能を明確化して道路の構造を決定すること，その際に道路利用者に提供されるサービスの観点から道路の機能が発揮されるよう計画することが示されている.

ただし，計画する道路のサービスの質や水準をどのように考え，どのように計画へ反映するのかといった具体的な記述はされていない．今後の各地方自治体での条例への反映も含めて，その道路に期待される機能に応じたサービスの質と水準の目標設定，およびその水準を確保するための計画設計手法について今後検討を深めていく必要がある.

また，平成 16 年版では道路の機能と道路の分類において「多機能道路」が示されている．この多機能道路は，自動車及び歩行者等の両者を対象とし，さらには通行・アクセス・滞留のいずれの機能も有する道路とされている．この“多機能性“が実態としては重視する機能を曖昧とし，結果として必要な機能が発揮されない道路構造となっている場合が多い．このため今後は，道路の階層区分と求める機能を明確にした道路計画手法及び求める機能を発揮するための道路構造の設計手法を確立していくことが望まれる.

2 交通容量とサービス水準に関する研究の変遷

(1) 道路の交通容量

ここでは，これまでの交通容量に関する研究の変遷について，片倉の論説 [3]，高速道路総合技術研究所の報告 [4]，道路の交通容量 [5]，交通容量データブック 2006)をもとに以下に整理する．

(a) 単路部の交通容量

我が国における単路部（主に高速道路，一部に一般道路も含む）の交通容量研究の変遷をまとめて**付図 1-1** に示す．

1) 高速道路の計画期（1950年～1960年）

道路の交通容量に関する資料はほとんど存在しなかったため，1958 年（S33）制定の道路構造令では，米国の HCM1950 が参考とされた．米国の HCM1950 は一般的な交通容量の概念を初めて体系化したものであり，交通容量は基本交通容量／可能交通容量／実用交通容量として整理されている．我が国で最初の交通容量に関する研究発表は，1953 年（S28）の第 2 回道路会議：特定課題「混合交通を考慮した道路の交通容量算定について」であり，当時は自動車と自転車の分離構造の概念はなく，自動車と自転車の混合交通を前提とした交通容量が研究されている．交通容量に関する記述は道路構造令（S33）に盛り込まれたが，関連資料がほとんど存在しなかったため，その多くを米国 HCM1950 から引用した．自動車と自転車の交通量をもって車道幅員を決定する車道幅員主義がとられていた．

2) 高速道路の黎明期（1960年～1970年）

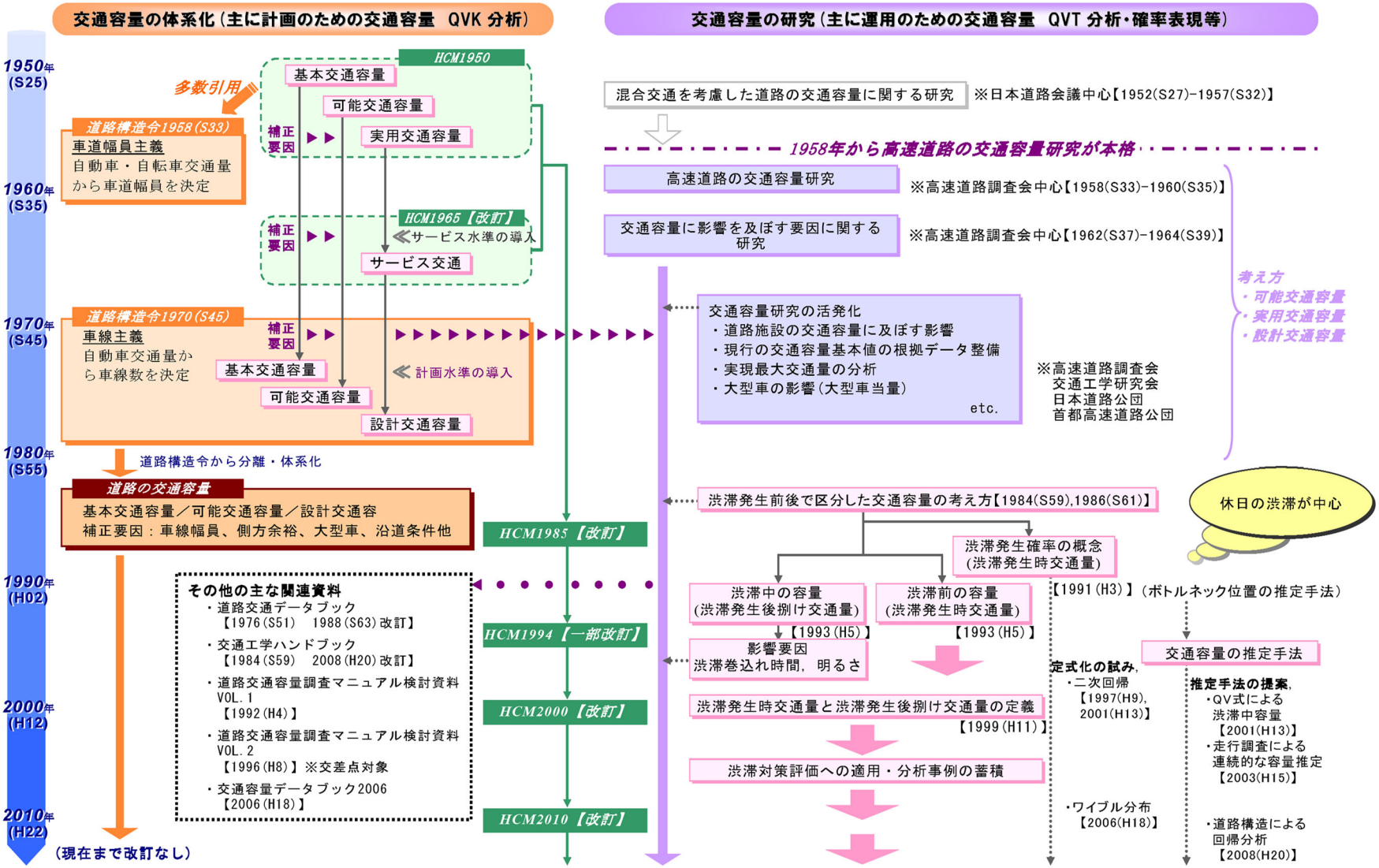
米国の HCM1965（改訂版）にサービス水準の概念が導入された．我が国でも 1970 年（S45）の道路構造令改訂に伴い，設計交通量と計画水準の概念を導入するとともに，車線主義へと移行した．

米国の HCM1965（改訂版）では，個々の道路形式についての最大交通量を扱った交通容量と，6 段階に交通状態を区分し各区分のサービス交通量を定義したサービス水準の概念が導入された．

我が国では財団法人高速道路調査会において，1959 年から高速道路の交通容量に関する研究が本格的に始動し，1963 年（S38）の第 7 回道路会議：特定課題「道路及び交通条件の自動車走行に及ぼす影響について」において，主として基本的な交通容量値とその考え方がとりまとめられ，2 車線道路の基本交通容量が求められた．これは Q-V 相関直線の外挿と，速度と車頭間隔との関係から求めたもので，往復 2 車線で 2,500 台／時としている．多車線道路については実測データが少なかったため，追従車頭時間が 2 車線道路と同じとして，基本交通容量を 2,500 台／時／車線と推定している．

1970 年（S45）の道路構造令改訂では，車線数を自動車量から定めるといういわゆる車線主義の導入とともに，この値が我が国の道路交通容量の基本値とされた．また，HCM1965（改訂版）が参照され，交通容量の補正要因など多くの事項が引用された．

ただし，サービス水準とサービス交通量の概念は用いられず，独自のサービス指標として設計交通容量を算定するための計画水準の概念が導入され，交通容量は基本交通容量／可能交通容量／設計交通容量として整理された．



付図 1-1　我が国における交通容量研究の変遷（高速道路単路部ボトルネックの例）

3) 高速道路の渋滞発現期（1970年～1990年）

「道路の交通容量」（社団法人日本道路協会；1984）の発行により，我が国の交通容量も一応の体系化をみた．この頃から高速道路の単路部における渋滞が顕在化し始め，高速道路における交通容量の実証研究も盛んになり，渋滞発生前後の交通容量を区分する概念が登場する．

国内における道路交通データ集として，1976 年（S51）に「道路交通データブック」（交通工学研究会）が発行され，交通量に関する基礎的データが整備されている．1982 年（S57）の道路構造令改訂にあわせて，1983 年（S58）に出版された「道路構造令の解説と運用」から交通容量に関する記述が分離され，1984 年（S59）に「道路の交通容量」（社団法人日本道路協会）として体系化された．

具体には，昭和 45 年版では示されていた基本交通容量（台/時）から設計基準交通量（台/日）への導出過程を示した算定根拠が，昭和 58 年版以降は「道路構造令の解説と運用」から削除され，「道路の交通容量」に記述されることとなった．これは，当時最新の知見から多車線道路の基本交通容量が 2,200（台/時/車線）に見直されたが「設計基準交通量」は政令で改正されなかったため，両者の関係が成立しなくなったことによる．このため，実務者が道路設計を行う際に設計基準交通量が概念的に時間交通容量から切り離され，誤って日単位の交通容量として扱われる場面が生じた．

一方，交通容量の研究においては，この頃から高速道路単路部のトンネルやサグにおいて渋滞が顕在化するようになり，そのメカニズム解明に関する研究が盛んになる．また，渋滞前の交通量が可能交通容量よりも小さいこと，一旦渋滞が発生すると，交通量の低下量が著しいことなどの報告がなされ，渋滞発生前後の交通容量を区分する概念が登場する．

4) 高速道路の渋滞隆盛期（1990年～現在）

交通容量の捉え方が緻密化し，渋滞前の容量（渋滞発生時交通量）と渋滞中の容量（渋滞発生後捌け交通量）に区分されるようになる．また，渋滞発生確率や渋滞巻込まれ時間による容量変動に関する研究報告がなされている．

渋滞前の容量（渋滞発生時交通量）については，交通量階層別の出現回数に対する渋滞発生回数を指標化した渋滞発生確率の概念が登場し，これを二次回帰やワイブル分布で定式化する試みがなされている．渋滞中の容量（渋滞発生後捌け交通量）については，渋滞巻込まれ時間が長くなると交通量が低下することや明るさの違いによって交通量が変動するなど，これまでの補正係数になかった影響要因が認められている．また，近年では道路幾何構造や交通特性を説明変数として交通容量を推定する試みがなされている．

(b) 平面交差部の交通容量

一般道路の交通容量として最も一般的な交通容量上のボトルネックは平面交差部であり，一般道路の計画・設計においては平面交差部の交通容量がきわめて重要である．このため，これまでも平面交差部の交通容量に関して研究蓄積が行われてきた．

1977 年には交通工学研究会の「平面交差点研究委員会」が平面交差点の交通容量に関して種々の研究調査から飽和交通流率の値やその影響要因，容量解析の方法について取りまとめ，「最新平面交差の計画と設計」が出版され，以降数度にわたって改定されてきている．

(2) サービス水準の研究の変遷

道路のサービス水準としては，評価の対象に応じて評価指標は様々な視点があるが，ここでは道路交通の運用状態をトラフィック機能面から評価・判定する指標に絞って紹介する．

我が国ではこれまで交通容量（あるいは交通容量をベースとした設計基準交通量）が道路の計画設計に用いられ，道路の期待される機能に応じた目標サービスを念頭として交通流の質を評価することは必ずしも考慮されていなかった．しかし，今後の道路の計画・設計においては，期待される機能に応じた道路のサービス目標を念頭に，サービス水準を見据えた計画に基づく道路作りが必要である．この点において，サービス水準の評価方法を確立することが強く望まれる．

ここでは，これまでのサービス水準に関する研究の変遷について，片倉の論説[3]，道路の交通容量[5]，交通容量データブック 2006[6] をもとに整理する．

(a) 計画段階におけるサービス水準の概念

我が国では，サービス水準の考え方は歴史的には米国 HCM1965 にならって概念形成されてきた．ただし，計画手法への導入としては独自の方法がとられ，「道路の交通容量」に示されている「計画水準」という形で導入された．これは，幹線道路の単路部を意識したもので，道路の計画段階においてその道路が提供すべきサービス（トラフィック機能の質）を確保するために，質の程度として 3 つのランクに分けて設定されているものである，具体には，計画水準は交通需要である 30 番目時間交通量と可能交通容量の比を低減率（Qn/C，交通量・交通容量比）として，地方部道路と都市部道路の別にそれぞれ 3 ランクの水準に応じた値が定められている．しかし，この計画水準は，設計に用いる「設計交通容量」を「可能交通容量から低減させる値」であり，設計時間交通量における交通状態を交通容量限界ギリギリではなく安全率を持たせて計画する概念であるともいえ，本来のサービス水準として交通運用状態を表現するものではない．

本来の交通の質を評価し計画するためのサービス水準とは，計画設計された道路条件において実現される交通流現象の実態を交通の質として評価すべきものである．

また，「道路の交通容量」では単路部のサービス水準について，設計速度（Vd）に対する旅行速度（Vs）の比（Vs／Vd）をもって表現する方法が一つの考え方として紹介されている．これについてはあくまでも当時の研究過程において検討されてきたものを今後の研究の足がかりとして紹介しているものであり，本来の道路利用者が受け取るサービスの質については，道路階層別に期待される能力によって異なることから，この考え方の是非も含めて検討が望まれる．

(b) 運用段階におけるサービス水準評価

一方で，運用段階での交通の実態を評価する指標として，一般によく用いられてきた「混雑度」がある．この「混雑度」は“12 時間交通量”と“評価基準とする 12 時間交通量”を用いて 1 日（昼間 12 時間）の交通状況を評価している指標である．したがって，利用者が遭遇する個々の時間帯の評価ではないため，道路利用者の視点で交通状況の水準を表現しているものではない．

我が国では，道路の交通運用状態として，利用者にどのような交通サービスの質が提供されているかを図る指標およびそれを評価する方法については，各所で研究が行われているが，まだ十分な体系化がなされていないのが現状である．特に一般道路においては，区間の交通状態と交通量及び様々な影響要因との関係が明確になっておらず，区間としてのサービスを計画し運用評価する手法の確立が望まれる．

3 交通容量･サービスの質に関する研究動向と今後の研究の方向性

我が国における交通容量・サービスの質に関する研究動向と今後の研究の方向性に関しては，大口・中村による「日本における交通容量・サービスの質に関する研究の概観と展望」[7] に詳しい．ここでは大口・中村のレビューに最近のボトルネック対策の現状を鑑み，交通容量とサービスの質に関する今後の研究の方向性を議論する．

大口・中村は，日本における交通容量とサービスの質に関する研究に関して，1)道路区間別の交通容量と渋滞の実態，2)都市間高速道路に顕著に見られる単路部ボトルネックの交通現象に関する知見，3)単路部ボトルネックに関する実証研究，4)合流部などその他のボトルネック区間も含めた高速道路における交通容量と容量改善策に関する研究成果，5)信号交差点と無信号交差点に関する交通容量研究の知見，6)日本におけるサービスの質やサービス水準に関する取組み研究などの観点から概観し，全体を総括して今後への展望を指摘している．

(1) 交通容量に関する研究動向

高速道路は，一般道路と比べて車両感知器データやパトロールなどにより交通状況をかなり正確に把握できることから，ボトルネック現象や交通容量に関する実証研究に精力的であり，膨大な研究成果を蓄積してきている．

しかし，それらの研究成果から計画・設計段階で単路部ボトルネックを特定し，その交通容量を予測する技術の開発には至っていない．また，最近では高速道路単路部ボトルネックにおいて内側車線への車線利用率の偏りを是正する対策や，渋滞発生後発進交通流率の増大対策の試みもなされてきているが，渋滞状況を大幅に改善するまでには至っていない．

さらに，路肩を活用した暫定的な車線増運用によるボトルネック対策も中部地域を皮切りに導入されつつあるが，欧州にみられる動的運用としての実現には道半ばである．今後は，単路部ボトルネックなどその交通容量を予測できるような根本的メカニズム解明に資する研究開発や，渋滞軽減や解消に大きな効果を発揮する施策に関して，研究・実務両面から戦略的に研究・開発に取り組むことが必要であると考える．

一方，一般道路における最も一般的な交通容量上のボトルネックは平面交差部であり，交差部の立体・平面形式の採用計画，採用された形式における構造設計，および交通運用や交通制御の企画において，安全性の評価と併せて適切に交通容量を評価することが極めて重要とされる．こうした観点から，交差部，とくに平面交差部の交通容量に関して，これまでにも一定の研究成果が蓄積されてきた．

また，ラウンドアバウトや信号制御設計との組合せなど，最近ますます研究が活発となっていることは心強い．こうした活動をさらに活性化させ，実務で活用されるような体系化や実検証を徹底し，今後，実務マニュアルなどに反映させていくことが必要であると考えられる．

(2) サービスの質と水準に関する研究動向

通行性能に特化した高速道路や高規格幹線道路などでは，サービスの質や水準を旅行時間などで比較的単純に評価可能であり，こうした観点からの研究は既に一定の成果を得ている．しかし都市内の街路におけるアクセス機能の評価や，多機能な街路におけるサービスの質の評価手法は未だ開発されておらず，自動車以外の交通主体に対するサービスの質などに関しては，自転車，

歩行者ともにまだ極めて限定的な研究例しかない．今後，各交通主体に対して道路が提供すべきサービスの質やその水準に関して，実際の道路計画や設計，交通運用状態の評価と改良企画などで検討できるよう，多角的な取組みを精力的に推進すべきである．

(3) 今後の研究の方向性

大口・中村[7]によれば，今後の研究・整備が必要であるものとして以下の指摘がなされている．

- 日本の道路の大部分を占める一般の往復 2 車線道路の交通容量やサービスの質に関しての知見は未だ十分とは言い難い．日本特有の長い追越規制区間の存在，密な沿道立地と多数の信号交差点といった条件に対応した交通容量とサービスの質に関わる研究が必要である．特に都市内街路の信号交差点では，制御の高度化のために必要な基礎的研究や，利用者のサービス質評価指標として重要な遅れに関する知見を蓄積することが必要である．
- 交通運用段階における渋滞長や旅行時間は，利用者への情報提供における道路の交通混雑状況の評価指標として既に定着している．旅行時間やその信頼性は一つの重要なサービス水準指標であり，その予測手法や信頼性評価手法の確立は重要な研究課題である．
- ボトルネック交通容量を超過した交通需要により交通渋滞が発生することは，そもそも本来の道路が提供すべき通行の性能が実現されていない．道路ネットワークの拡充が進んできた今こそ，本来の道路が提供すべき交通サービスを適切に考慮した性能照査型の計画・設計法の確立が必要である．

以上のように，我が国における道路計画設計の考え方の変遷と現状における課題を整理し，交通容量とサービス水準に関する研究の変遷と，その研究動向と今後の研究の方向性を整理してきた．これらは，現在我が国の道路計画設計手法が抱える課題や今後の方向性に対する大きな示唆を与えるものである．

今後は，上記までの指摘事項を踏まえ，交通容量・サービスの質に関するこれまでの研究成果について体系的に整理することが重要となる．これに加えて，新たな局面を迎えた道路計画設計，すなわち性能照査型の計画設計手法の導入を念頭に置き，研究成果の取りまとめにあたっては，これを見据えた技術指針の整備が必要であると考える．

参考文献

1) 中村英樹・大口敬：Editorial - 性能照査型道路計画設計の導入に向けて，土木学会論文集 D3, Vol.67, No.3, pp.195-202, 2011.7.
2) 森田綽之：『道路構造令の解説と運用』にみる日本の道路計画・設計思想の変遷，土木学会論文集 D3，Vol.67, No.3，pp.203-216，2011.7.
3) 片倉正彦：日本の道路交通容量マニュアル，交通工学 Vol.27，No.2，1992.
4) 株式会社高速道路総合技術研究所：平成 21 年度交通ボトルネック対策手法の検討報告書，2011.5.
5) 社団法人日本道路協会：道路の交通容量，昭和 59 年 9 月
6) 社団法人交通工学研究会：交通容量データブック 2006，2006.2.
7) 大口敬・中村英樹：日本における交通容量・サービスの質に関する研究の概観と展望，土木学会論文集 D3，Vol.67，No.3，pp.217-229，2011.7.

付録 3　飽和交通流率のモデル推定方法における基本値及び影響要因

1 飽和交通流率の基本値

1-1 我が国の飽和交通流率の基本値

信号交差点の交通容量は流入部別車線別の飽和交通流率を用いる．飽和交通流率は地域による違い，ドライバー特性による違いがあることから，これらの特性を踏まえるべく，それぞれの箇所での実測値をもとに計画することを基本とする．

我が国の飽和交通流率は，これまで，**付表 3-1** に示す値（基本飽和交通流率）を基本として，その交差点の道路条件等に応じた影響要因によって補正計算を行って算出することとされてきた．この飽和交通流率の基本値は，道路・交通条件が理想的な場合，すなわち，平坦な道路で，道路幅員，歩行者等の影響が無く，同一方向の乗用車（直進車線は直進乗用車，右，左折車線は右，左折乗用車）のみで構成される場合に，1 列の車列から流れる青信号 1 時間当たりの通過台数を意味している．**付表 3-1** の値は，我が国の実測結果に基づいて定めたものである．

ただし，近年では運転者特性の変化等による飽和交通流率の低下や地域特性による違いが明らかとなっており，下記の基本値は高めの値となっている．このため実際の現地での実測値もしくは近傍交差点での飽和交通流率を計測して用いることが望ましい．

新設道路であるために飽和交通流率を観測に基づいて設定できない場合には，同じ交通条件の比較的似ている信号交差点を探して，そこでの観測結果を参考にすることができる．このような交差点を見つけることが困難な場合には，上記の飽和交通流率の基本値から影響要因によって補正計算によって推定することもやむをえない．

付表 3-1　信号交差点の飽和交通流率の基本値

車線の種類	飽和交通流率[pcu/青 1 時間]
直進車線	2,000
左折車線	1,800
右折車線	1,800

注）pcu：乗用車換算台数

1-2 各国の飽和交通流率の基本値

計算により飽和交通流率を求める場合，諸外国でも我が国と同様に基本値に影響要因による補正率を乗じて求められるが，その基本値は国によって異なる．米国では，現在の Highway Capacity Manual（HCM）[1] において示されている直進車線の基本値は 1,900pcu/青 1 時間であり，日本の値よりも小さい．なお, HCM においては改訂に合わせて基本値の見直しがなされており , HCM1965[2] で 1,500pcu/青 1 時間，HCM1985[3] で 1,800pcu/青 1 時間，その後の 1994 年の改訂版 [4] 以降は現在も使用されている 1,900pcu/青 1 時間となっている．HCM[1] の参考文献に含まれている 2008 年にまとめられた NCHRP の報告書 [5] では，米国の 124 地点において飽和交通流率の基本値を観測し

た結果，平均値は青 1 時間あたり 1,850pcu/青 1 時間となっており，基本値とほぼ同等の値となったことが述べられている．

また，ドイツの直進車線の基本値は，Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen（HBS）[6] での基本値は日米と同様に標準条件（勾配なし，直進交通，十分な車線幅員）かつ乗用車交通について定めたものであるが，その値は 3,600 秒を車頭時間 1.8 秒で除した値として表現されている．これを飽和交通流率に換算すると 2,000pcu/青 1 時間となり，日本と同じ値が用いられていることがわかる．

右左折車線の基本値については，我が国では右折および左折専用車線に対しても直進車線と同様に基本値が定められており，それぞれ 1,800pcu/青 1 時間となっている．一方，米国およびドイツでは，右折車線および左折車線の基本値としての値は示されていない．米国では右左折に対してそれぞれの直進車換算係数があり，その値で基本値を除すことにより右折車線および左折車線の基本値に相当する値が算出される．右折車の直進車換算係数は 1.05，左折車の直進車換算係数は 1.18 と別の値が示されており，米国では右折車の方が飽和交通流率は高くなるものとして扱っていることがわかる．また，ドイツでは補正項目の一つに転向半径があり，これにより右左折の転向による補正が行われている．

2 飽和交通流率の影響要因

2-1 飽和交通流率の主な影響要因

飽和交通流率に影響を及ぼす各種要因と補正値には，**付表 3-2** に示すようなものがある．これらの各影響要因は単独に飽和交通流率に影響を及ぼすのではなく，実際には複数の影響要因が組み合わさって影響を及ぼすものである．

また，交差点流入部が区画線によって複数車線に分割されている場合には，各車線の交通運用によってこれらの諸要因の影響度はかなり違ったものとなる．それゆえ，影響要因は流入部の各車線で考える必要があり，飽和交通流率の補正計算は，原則として車線別に行われている．

ただし，影響要因として考えられるが，状況によって影響度合いが異なるために一般的な補正値として示されていないものもある．補正値の値については，**『平面交差の計画と設計　基礎編 -計画・設計・交通信号の手引-　一般社団法人　交通工学研究会** [7]』を参照されたい．

付表 3-2　飽和交通流率に影響を及ぼす要因と補正値

影響要因		補正値
道路要因	流入部幅員(車線幅員)	3.0m未満を補正
	縦断勾配	-2%以下，2%以上を補正
	交差点形状(交差角・視認性)	－(一般的な補正値なし)
交通要因	車種構成(大型車，二輪車)	大型車混入による補正率 二輪車の乗用車換算係数
	右折車	車線運用別に算定式
	左折車	同上
	対向直進車	右折と対向直進が同現示の場合に考慮
	横断歩道者	左折車と歩行者が同現示の場合に考慮
周辺要因	地域特性(都市部・地方部)	－(一般的な補正値なし)
	駐停車	－(一般的な補正値なし)
	バス停留所	バス停からの距離，運行台数により補正

2-2 飽和交通流率に影響を与えるその他の要因

飽和交通流率は複合的に影響を及ぼすものであるとともに，**付表 3-2** に示した影響要因以外にも，複数の影響要因を有している．そのため，**付表 3-1** の基本値に影響要因の補正値を掛け合わせて算出した飽和交通流率と実績値が整合しないことが度々発生している．

以下に既往の計算方法には示されていない研究事例について，道路要因，交通要因，周辺要因毎に整理する．

(1) 道路要因

ここでは飽和交通流率に影響を及ぼす要因について，道路の幾何構造の面から，幅員，転向半径・角度の影響に関する既往研究の概要を以下に示す．

1) 幅員

幅員と大型車の関係については，飽和状態においては大型車の存在によって流入部の各車線の独立性は保たれず，3m を超える 3.25m, 3.85m の車線幅員においてもその傾向が見られ，大型車が隣接して走行している小型車同士の車頭時間に影響を及ぼすという結果を実証している[8]．この結果から，飽和状態においては大型車の存在によって，流入部の各車線の独立性は保たれないことが示されている．

2) 転向半径･転向角度

転向半径・転向角度による飽和交通流率への影響について，都市内街路において多く存在する転向半径 10m～14m や転向角度 80°や 90°では我が国の基本値である 1,800pcu/青 1 時間を下回り，基本値を越える左折飽和交通流率が出現する転向半径は 30m 以上，転向角度については 120°以上の鈍角交差点において，基本値を越える値が出現することが報告されている[9]．

(2) 交通要因

ここでは飽和交通流率に影響を及ぼす要因について，交通要因の面から，車種，左折車と横断歩行者，右折車と横断歩行者，右折車による直進車への影響，交差点下流側の交通状況による影響に関する既往研究の概要を以下に示す．

1) 車種

車種による飽和交通流率への影響について，7 車種区分の車頭時間分析から，バス，マイクロバス，普通貨物車，大型貨物車を大型車として他車種と区別すべきであるとしており，この場合の大型車の乗用車換算係数は 1.40 程度であるとされている[10]．また，二輪車の乗用車換算係数は車線の幅員及び走行形態によって大きく異なり，0.26～0.87 の値をとる．特に幅員の効果は大きく，幅員により 0.38 の当量差が生じる[10]．

大型車混入率と乗用車換算係数の関係を実測データで確認した結果，乗用車換算係数は大型車混入率によって小さくなる交差点，大きくなる交差点，ほぼ一定となる交差点と様々であり，大型車の影響が交差点固有の条件によって左右されるものとしている[11]．また，交差点毎の大型車混入率によって推定した乗用車換算係数の値は 1.4～1.8 で，多くは 1.4～1.6 であり，乗用車換算係数が 1.7 を超える交差点はかなり大きな乗用車換算係数をもつ（大型車の影響の大きい）交差点と考えられるとしている[11]．

2) 左折車と横断歩行者の影響

左折車と横断歩行者の影響については，最外車線における左折車と横断歩行者等の交錯による後続車の中断を踏まえた交通容量の解析手法が提案されている．この解析手法について実際の交差点での実測値で検証すると，現行手法では実測値と比較してすべての交通容量が大きくなったが，当モデルでは実測値との乖離が少なく，左折車と横断歩行者等の交錯による後続車の中断が大きな影響を与えていることが報告されている[12)]．

3) 右折車と横断歩行者の影響

右折車と横断歩行者の影響については，右折交通流の際に考慮されていない右折車と横断歩行者との関係について実証実験を行い，歩行者が 5 名程度の場合は右折と左折で大きな違いはないが，20 名程度と多くなると右折交通流の方が左折交通流よりも横断歩行者の影響を強く受けることが分かり，右折専用車線の横断者による飽和交通流率の低減率は左折車よりも大きな値を用いなければならないことが報告されている[13)]．

4) 右折車による直進車への影響

右折車による直進車への影響については，右折車による後続車へのブロッキング現象を明示的に考慮した交通容量の推計式について提案し，当モデルの妥当性を実証実験で検証している．その結果，従来の算出方法と比較して当モデルは実測値との乖離が小さいことが示されている[14)]．

5) 下流側の交通状況による影響

HCM6th[1)] では，下流側道路の車線閉塞による影響や下流側道路の滞留長の延伸による影響等に関する影響要因も用いられている．これらの下流側道路に関する影響要因は，下流側道路に滞留長の延伸がない場合は飽和交通流率への影響はないとしている．しかしながら，下流側道路の滞留長の延伸がなくとも，下流側道路の影響（下流側交差点の信号現示，下流側のリンク延長，etc.）によりスムーズな発進を躊躇することで，飽和交通流率が低下することは容易に想像できる．最新の研究では，下流側道路の影響は，車両発進時に選択される速度に影響を与えると仮定し，その速度を用いて飽和交通流率を求める手法を提案している[15,16)]．

(3) 周辺要因

ここでは飽和交通流率に影響を及ぼす要因について，周辺要因の面から，地域特性，路面状態，平日・休日特性，時間帯・昼夜間，バス停留所，路上駐車の影響に関する既往研究の概要を以下に示す．

1) 地域特性

飽和交通流率の基本値は，地域によって異なることが指摘されており，人口規模が大きい都市地域ほど飽和交通流率が高い傾向がある．現行の基本値は東京を中心とする大都市の多車線道路から得られたもので，全国的にみると少々高すぎることが報告されている[17)]．研究事例では,人口規模が大きくなるに従って，平均車頭時間が減少する（飽和交通流率が高くなる）傾向が見られ，特に人口 50 万以上で顕著であることが報告されており，人口規模による補正係数（20 万以下：0.919，20～50 万：0.928，50～100 万：0.973，100 万以上：1.0）が提示されている[10)]．

北海道での観測結果に基づく報告では，直進車線の飽和交通流率の基本値は 1,800pcu/青 1

時間が示されている [18]．地方都市である郡山市における研究事例においても，1,800pcu/青 1 時間前後と若干小さい値となっていることが報告されている [19]．

2) 路面状態

冬期路面の圧雪・凍結は，飽和交通流率を約 80%に低下させることが報告されている [10]．また，前述の直進車線の飽和交通流率 1,800pcu/青 1 時間に対して，路面状態が冬の凍結時にはさらに 12%程度の減少が生じることが報告されている [18]．また，平均車頭時間は路面状態が乾燥の場合，夏期と冬期での変化はほとんど見られず，湿潤・凍結状態では平均車頭時間は増加し，特に凍結状態では約 50%増加しており，飽和交通流率は乾燥状態と比較して第 2 車線が 5～7%，第 3 車線 32～33%の減少を示している例も報告されている [19]．その他，路面状態別の飽和交通流率（台/青 1 時間）は，圧雪 : 1,460，水雪 : 1,410，白黒 : 1,310，湿潤 : 1,620，乾燥 : 1,740 との値が示されており，スキッド・ナンバー（路面の滑りにくさの指標）が小さいほど，飽和交通流率が低い値となること，乾燥路面でスキッド・ナンバーが 75 の時，飽和交通流率は 1,740 台/青 1 時間，スキッド・ナンバーがおよそ 20 の時 1,270～1,410 台/青 1 時間であることから，スキッド・ナンバーが約 70%減少すると飽和交通流率が 20%から 30%減少したことが報告されている [20]．他の研究では，路面状態に関して飽和交通流率は，雪氷路面で約 20%，白黒路面で 10～15%低下することが報告されている [20]．

3) 平日･休日特性

休日における交通容量の低下に関しては，飽和交通流率の基本値は観光地と非観光地で違いがあるとされ，観光地では平均車頭時間が長くなっており（0.8%～12%までばらつきあり），休日に 10%程度の容量低下があり得ることが報告されている [22]．

4) 時間帯･昼夜間

時間帯・昼夜間による影響については，時間帯別に飽和交通流率が異なることを国道 17 号と国道 50 号の直進車線を対象に実測した結果，朝の通勤時（8 時台）の値が 1,865pcu/h と最も大きく，昼（13 時台）では 1,800pcu/時，夕方（18 時台）では 1,731pcu/時，夜（20 時台）では，1,682pcu/時と小さくなっていることが報告されている [23]．

5) バス停留所

バス停留所の影響については，交差点からのバス停の位置が近く，また時間あたりの運行頻度が多いほど飽和交通流率が低くなることが報告されている．具体的には，交差点からバス停までの距離が 70m でバスの台数が 10 台/h の場合の低減率が 0.915 であるのに対し，交差点からバス停までの距離が 10m でバスの台数が 100 台/h では低減率が 0.359 と飽和交通流率が非常に低くなることが報告されている [24]．

6) 路上駐車車両

単路部交通容量は駐車時車道有効幅員によって階段状に変動し，1 本の交通流を確保するために必要な最小幅員は 2.75m～3.0m と考えられ，交差点の直近に駐車車両が存在すると，信号待ち時の左側車線利用率が低下するため，ボトルネックである交差点の交通容量が更に低下するとの研究結果がある [25]．また，駐車がある場合の飽和交通流率の変動は，駐車があることにより第 1 車線の利用の割合が変動することによって生じ，有効幅員（第一車線の幅員から駐車車両の車幅を引いた幅員）が 3m 以上の場合，駐車車両の影響はほとんど受けないとしている．また，駐車位置が停止線から離れるに従い飽和交通流率は増加し，40m 以上になると飽和交通流率は安定する．この時，3,200 台/青 1 時間程度で，駐車がない時の値にほぼ等

しい．駐車車両が停止線から 40m の範囲にある場合の飽和交通流率の低下は第 1 車線利用率の低下という形で表現し得るとしている[26]．また研究[27]によると，路上駐車がある場合の飽和交通流率の値は非常に大きく変動しており（290～3,900 台/青 1 時間/2 車線），この変動は駐車密度によって相当程度説明し得るものであった．駐車以外の影響要因である左折車や大型車は，駐車の影響のある範囲（駐車位置 25m 未満，有効幅員 4.0m 以下）の中で相乗的に影響を及ぼしており，飽和交通流率の変動に対する説明力は大きくないという結果を示している．さらに研究[28]では，路上駐車がある場合，飽和交通流率が平均的に約 20%減少する（片側 2 車線道路の場合）ことが報告されている．駐車位置は第 1 車線の飽和交通流率に影響を及ぼすが，第 2 車線に対しては影響がないこと，残存幅員（2 車線合計）がほぼ 5m より大きくなると，第 1 車線の飽和交通流率の値が第 2 車線の値に近づき残存幅員の影響が小さくなる傾向があったとしている．他の研究[29]では，交差点流出部での駐車車両の影響について，路上駐車がない場合より平均して 10%前後低下しており，路上駐車が交差点下流 25m の場合は 50m の場合に比べて飽和交通流率が小さくなっている．これより，交差点付近（前後ともに）に路上駐車が存在すると飽和交通流率は 10～20%程度低下するとしている．

2-3 各国における飽和交通流率の影響要因

飽和交通流率の算出にあたって影響要因を補正する各国の項目を**付表 3-3** に示す．米国は，日本とドイツに比べると影響要因として考慮している補正項目が多い．この中には日本でも影響要因としては挙げているものの，定量的な補正率を定めていない駐車や，先詰まりといった項目についても補正率を定めている．このように，補正項目そのものにも日米独で違いがみられる．また，基本値そのものが異なるため単純に比較できないが，補正率にも違いが見られる．

付表 3-3　各国の飽和交通流率の基本値と影響要因

国名（資料名）	基本値	各種影響要因												
		道路要因		交通要因						周辺要因				
		幅員	縦断勾配	大型車	右折車	左折車	歩行者自転車	先詰まり	スピルバック	バス停	駐車	地域タイプ	車線利用率	工事区間
日本（平面交差の計画と設計[7]）	2,000 pcu/青 1 時間	α_W	α_G	α_T	α_{RT}	α_{LT}				α_B				
米国 HCM 6th[1]	1,900 pc/h/ln	f_W	f_{HVg}		f_{RT}	f_{LT}	f_{Lpb} f_{Rpb}	f_{ms}	f_{sp}	f_{bb}	f_p	f_a	f_{Lu}	f_{wz}
ドイツ HBS[6]	2,000 kfz/h	f_b	f_s	f_{SV}	f_R									

日本，米国，ドイツで共通する代表的な影響要因である車線幅員，縦断勾配，大型車混入に着目すると，これらの補正方法だけでなく，補正率にも違いがみられる．

まず，車線幅員は，日本では幅員 2.50m 以上 3.00m 未満に対して補正率 0.95 が定められており，3.00m 以上は補正なしとしている．米国では，8.0～10.0ft（約 2.37～2.97m）が補正率 0.96，10.0～12.9ft（約 2.97～3.83m）が補正なし，12.9ft（約 3.83m）以上が補正率 1.04 としている．また，ドイツでは日本と同様に 3.00m 未満において補正率が設けられているものの，2.50m まで幅員が狭くなるほど一次関数的に補正が大きくなり，幅員 2.5m では 0.84 と非常に大きな値となる．

縦断勾配の補正は，日本は国内での実観測データを参考に縦断勾配に対する補正率が示されている．-1%～1%の間は補正は行われないが，これを超える下り勾配と上り勾配のどちらも飽和交

通流率が低減される．一方，米国では，縦断勾配と大型車混入を併せて複合要因としてとらえ，縦断勾配に応じた大型車の補正が行われており，下り勾配については飽和交通流率が大きくなるような補正率が算出される．ドイツでは，停止線の前後各 30mの間の平均勾配を対象とし，-2～2%の勾配による影響はないものとして補正率を定めている．

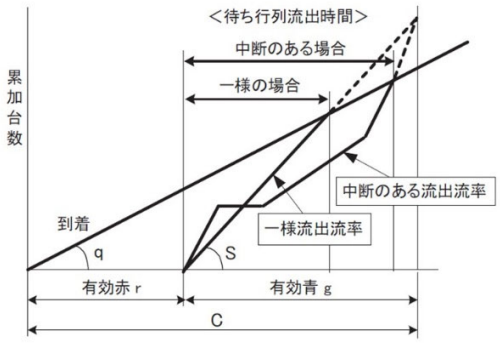
大型車混入の補正については，「**4-1-4　乗用車換算台数（pcu）と実台数，大型車の乗用車換算係数（PCE）**」で述べたように，日本では大型車による影響は，乗用車を基準として大型車が乗用車の何台分に相当するかを表す PCE で表現し，PCE（=1.7）と大型車混入率によって補正率が算出される．米国では先述したように，大型車による影響は縦断勾配と併せて設定され，大型車と縦断勾配を複合要因として補正率を示している．一方ドイツでは，日本や米国のように乗用車と大型車のみで考えるのではなく，大型車を「トラック，バス」と「トレーラ，セミトレーラ連結車」に分類し，大型車の車種構成を考慮した式から大型車による低減率を算出している．なお，大型車の内訳が不明の場合の式も示されている．これらの式によると，トラックとバスの PCE は 1.75，トレーラー・セミトレーラー連結車の PCE は 2.5，また，大型車の内訳が不明の際の PCE は 1.9 である．

3 信号交差点の交通容量解析の課題

3-1 交差点流出時の交錯現象の影響

現在の交通容量解析は，流入部の各車線を基本単位にして解析を行っている．流入部の各車線の流出状態は車線の運用方法と現示方式によって大きく異なる．方向別（直進，右折，左折）にそれぞれ専用現示を与え，横断歩行者または対向交通流との交錯がなければ交通容量解析は非常に単純なものとなるが，多くの場合交錯現象が存在し，交通容量解析を複雑にする．ここでは，左折車と横断歩行者が交錯する最外側車線を例にして，現在の交通容量解析の問題点を整理する．

流入部の最外側車線において左折車が横断歩行者と交錯する場合，青時間の間で最外側車線の車両は中断を余儀なくされる．**付図 3-1** は最外側車線の待ち行列車両の流出時に中断があるときの状況を模式的に示したものであり（一様到着を仮定），流入部停止線を通過するときの交通流率（流出流率）は青時間の間で変化し一様ではない．現在の解析手法は，このように青時間の間で中断する流出流率を一様な交通流率として取り扱っている．しかしながら，**付図 3-1** に示すように中断のある流出流率を用いた場合と一様な流出流率を用いた場合とでは遅れ時間に大きな乖離が生じる可能性がある．そのため一様な流出流率を用いる現在の解析手法では流出時の中断の影響を正しく表現できない問題が生じる．



付図 3-1　最外側車線の流出流率と待ち行列流出時間 [30)]

3-2 交錯現象のあるときの流出流率の取り扱い

現在の解析手法は付図 3-1 で示したように，青時間の間で中断する流出流率を一様な交通流率として取り扱っている．中断する流出流率は交錯する交通（例えば横断歩行者）が青時間によって推移するため，流出流率は青時間に依存することになる．この流出流率は中断の影響のもとでの最大流率（交通容量）である．

従来，左折車と横断歩行者，右折車と対向交通流などの交錯現象が飽和交通流率に影響を及ぼす代表的な要因として取り上げられているが，交錯によって中断が生じることとその影響が信号時間に依存することからこの中断流は飽和流ではなく，本来飽和交通流率として取り扱われるべきものではない．

しかしながら現在の交通容量解析では，中断のある場合（交通容量）も中断のない場合（飽和交通流率）もすべて飽和交通流率として扱う方法をとっている．我が国では，左折車と横断歩行者との交錯，右折車と対向交通流との交錯の影響を交通容量として算出し，この交通容量と直進流の交通容量との比によって左折車または右折車を直進車何台分に相当するかの直進車換算係数でこの交錯の影響を表している．それゆえ設計段階では，最初にサイクル長と各現示の青時間を暫定的に定めるという便宜的な方法を取らざるを得ない（交通容量解析の最終結果は設計交通量を処理し得るサイクル長を決定し青時間長を各現示に配分することであり，これらの値を最初の段階で与えなければならない）．従来この点については問題視されてこなかったが，論理的に整合のとれた形の交通容量解析手法に改良していく必要がある．

3-3 流入部到着交通流率の車線配分の取り扱い

車線を解析単位にするためには，流入部に到着する交通流率を車線に配分する必要がある．その配分方法には，ⅰ）各車線に均等に配分する方法，ⅱ）等飽和度または等正規化交通量の条件を用いて配分する方法がある．ⅱ）の方法は，車線の交通容量（または飽和交通流率）に応じて車線の到着交通流率が変化する，すなわち運転者は車線の待ち行列の形成と流出の状態から遅れが小さいと判断した車線を選択するという特性を反映させたものである．ⅰ）の方法はこのような運転者の車線選択特性を全く考慮していない．

上記ⅱ）の方法は以下のようにして車線ごとの到着交通流率を配分している．車線iの到着交通流率q_iは次式で表せる．

$$q_i = \frac{s_i}{s} q \tag{3.1}$$

上式は流入部の到着交通流率qを飽和交通流率の比で配分するものであり，q_iを求めるためにはs_iとsを算定する必要がある．最外側車線（車線 1 とする）の飽和交通流率s_iは，最外側車線の左折混入の影響と，横断歩行者等と左折車の交錯による影響を補正して求めなければならない．ところが最外側車線の左折混入率はこの車線の到着交通流率q_iを定めなければ求めることができない．すなわち式（3.1）の関係は，最外側車線の到着交通流率q_iを求めるためにはこの車線の飽和交通流率s_iが必要であり，s_iを求めるためにはq_iを定めなければならないという構造上の問題を有している．それゆえ式（3.1）から直接的にq_iを求めることはできない．

この問題に対して現状は，最外側車線の飽和交通流率s_iにあらかじめ定めた飽和交通流率の暫定値を適用して車線の到着交通流率q_iを推定するという非常に便宜的な方法がとられている．流入部の車線を解析単位にする現在の交通容量解析手法には，車線ごとの到着流率q_iと飽和交通流率s_iの推定方法に問題があるといえる．特に交通容量解析の結果に最も強く影響する最外側車線は上記のように便宜的な方法で処理され，現実の最外側車線の利用実態を表現し得る方法とはなっていない．

飽和交通流率の推定方法についても我が国では米国の HCM の方法（飽和交通流率の基本値に影響要因の補正率を連乗して算定する方法）を踏襲している．この方法は影響要因同士が独立の関係にある場合に成立するものであるが，実態は独立の関係にあるとはいい難い．理論的に整合のとれた補正方法および飽和交通流率の推定方法の検討が必要である．

参考文献

1) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual 6th Edition, 2016.
2) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual 1965, 1965.
3) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual 1985, 1985.
4) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual 1985 (updated 1994), 1994.
5) Transportation Research Board: Default Values for Highway Capacity and Level of Service Analyses, NCHRP REPORT 599, 2008.
6) Forschungsgesellschaft für Straßenund Verkehrswesen : Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, 2015.
7) 一般社団法人交通工学研究会：平面交差の計画と設計　基礎編－計画・設計・交通信号制御の手引－, 2018.
8) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬,河合芳之：信号交差点における飽和交通流率と車線幅員の関係について, 土木計画学研究・論文集, No.5, 2001.
9) 河合芳之, 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬：信号交差点における転向半径と転向角度が左折飽和交通流率に与える影響について, 土木計画学研究・論文集, No.4, 2002.
10) 外井哲志, 河野辰男, 柴田正雄：信号交差点の交通容量に関する研究～飽和交通流率の影響要因分析～, 交通工学, Vol.24, No.2, 1989.
11) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬：信号交差点における車頭時間を用いた大型車の乗用車換算係数の推定方法, 土木計画学研究・論文集, No.17, 2000.
12) 松本卓也, 鹿田成則, 岩崎征人：左折車と歩行者の交錯現象を考慮した交通容量の解析手法の提案, 第 28 回交通工学研究会論文集, 2008.
13) 野田宏治, 小倉俊臣, 松本幸正, 栗本譲：信号交差点の右折交通流における横断歩行者に対する補正率に関する基礎研究, 第 22 回交通工学究発表論文報告集, 2002.
14) 片岡源宗, 吉井稔雄：右折車による後続直進車のブロッキング現象を考慮した交差点容量推計方法の構築, 土木計画学研究・論文集, No.4, 2004.
15) Zhu, H., Nakamura, H., Alhajyaseen, W. and Iryo-Asano, M.: Modeling Traffic Flows on Urban Arterials Considering the Downstream Influence, Transportation Research Record, Transportation Research Board, https://doi.org/10.1177/0361198120916477, 2020.
16) ZHU, Hong, A Study on Modeling Downstream Influence in Signal Controlled Arterials, 名古屋大学大学院環境学研究科博士論文, 2020.
17) 片倉正彦：日本の道路交通容量マニュアル, 交通工学, VOL.27, No.2, 1992.
18) 石井憲一, 斎藤和夫：信号交差点の右折交通現象および交通容量解析に関する研究, 土木計画学研究・論文集, No.10, 1992.
19) 堀井雅史：地方都市における飽和交通流率に関する一考察, 土木学会東北支部技術研究発表会, 1988.
20) 渡辺敏史, 藤原隆, 加来照俊：冬期における信号交差点の交通容量について, 土木学会第 44 回年次学術講演会, 1989.

21) 中辻隆, 藤原隆, 荻原享 加来照俊：冬期の交差点交通容量について, 第 19 回日本道路会議論文集 6
22) 木戸伴雄：休日における交通容量の低下, 科学警察研究所報告交通編, Vol.36, No.2, 1995.
23) 柴田正雄：右折交通の交差点交通容量に及ぼす影響の検討第 23 回交通工学研究発表論文報告集 2003.
24) 斉藤威：各種交通条件が信号交差点の交通容量に及ぼす影響, 科学警察研究所報告交通編, Vol.21, 1980.
25) 濵田俊一：路上駐車が交通容量に及ぼす影響, 交通工学, Vol.23, No.3, 1988.
26) 鹿田成則, 片倉正彦, 堀雄一郎 : 交差点交通容量に及ぼす路上駐車車両の影響, 土木学会第 46 回年次学術講演会, 1991.
27) 鹿田成則, 片倉正彦, 石原晃一 : 交差点交通容量に及ぼす路上駐車の影響分析, 土木学会第 48 回年次学術講演会, 1993.
28) 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬, 河合芳之：信号交差点の飽和交通流率に及ぼす路上駐車の影響分析, 土木計画学研究・講演集, No.24(1), 2001.
29) 田中伸治, 桐山孝晴, 濱谷健太：路上駐車が交通流に与える影響の分析, 交通工学, Vol.41, 2006.
30) 一般社団法人交通工学研究会：交通容量データブック 2006, 2006.

付録 4　設計基準交通量の根拠

1　はじめに

車線数は目標年次の交通量と交通容量から決定される．日本では交通量は計画交通量（目標年次の年平均日交通量）が用いられ，交通容量は時間交通容量を日交通容量に換算した設計基準交通量が用いられている．この設計基準交通量は，昭和 45 年版「道路構造令の解説と運用」において示され，これ以降同じ値が用いられている．

ちなみに，上記「道路構造令の解説と運用」の前に発刊された昭和 35 年版「道路構造令解説」では，道路の種類（1 級・2 級国道と都道府県道又は市町村道）と存する地域（都市部・地方部），将来の自動車交通量より第 1 種から第 5 種までの種区分が決定される．そして，種区分，地形（平地部・山地部）の別，自転車混入率（予定自転車交通量÷（将来の自動車交通量+予定自転車交通量））の別に設定された実用交通容量（台／日）より車道幅員が決定される．そのうえで，車線幅員（基本は 3m）で除して車線数が決定される．この実用交通容量は，Highway Capacity Manual による基準交通容量（台／時）に対して，車線幅員，路側の影響，道路状況と設計速度による補正を乗じた 1 時間の実用交通容量にピーク率（10%）で除し日換算している．

このことから，昭和 45 年版「道路構造令の解説と運用」以前の横断面構成の決定は，現在の車線主義とは異なり，幅員主義と言われているが，車線数を決定するための交通容量の算出の考え方（仕組み）に大きな違いは見られない．つまり，昭和 45 年の「道路構造令の解説と運用」で示された設計基準交通量は突如として現れたものではない．

2　昭和 45 年版「道路構造令の解説と運用」による交通容量

昭和 45 年版「道路構造令の解説と運用」には，単路部と交差点の交通容量の算出方法が示めされているが，ここでは設計基準交通量について扱うことから単路部を対象とする（以下，「昭和 49 年交通容量」という）．なお，単路部の交通容量については，昭和 59 年版「道路の交通容量」（以下，「昭和 59 年交通容量」という）が現在も用いられていることから，これとの比較を通じて説明する．

2-1　交通容量の算出手順

昭和 45 年交通容量では，基本交通容量が設定され，これに道路条件および交通条件による補正率を乗じて求めた可能交通容量が算出される．そしてこれに計画水準を乗じた設計交通容量が算出される．これは昭和 59 年交通容量も方法は同じであるが，昭和 45 年交通容量の設計交通容量は，設計基準交通量の算定の一環として用いられ，昭和 59 年交通容量のそれは混雑度算定のための評価基準交通量算出の一環として用いられている．

2-2　基本交通容量

基本交通容量は，道路条件および交通条件が理想的である場合に，1 時間に通過し得る乗用車の最大数であり，どの道路の交通容量を算出する場合にも基本とする容量であるので，基本交通

容量という名称が用いられている．

基本交通容量は，昭和 45 年交通容量では 2 車線道路（往復），多車線道路（1 車線あたり）ともに 2,500（台／時）であり，昭和 59 年交通容量では 2 車線道路（往復）が 2,500（台／時），多車線道路（1 車線あたり）が 2,200（台／時）である．

いずれも既存道路の観測事例から設定した値とされているが，昭和 59 年交通容量の 2 車線道路については，観測事例が少ないため従来の値を用いたことが示されている．ちなみに，昭和 59 年版「道路の交通容量」の巻末には観測例がデータとして示されているものの，昭和 45 年版「道路構造令の解説と運用」には観測例はみられない．

付表 2-1　基本交通容量

	昭和 45 年	昭和 59 年
2 車線道路（往復）（台／時）	2,500	2,500
多車線道路（1 車線あたり）（台／時）	2,500	2,200

2-3 可能交通容量

可能交通容量は，現実の道路の道路条件および交通条件に対しての交通容量であり，基本交通容量に対して以下の補正率を乗じて算出される．

(1) 車線幅員による補正

車線幅員は，昭和 45 年交通容量，昭和 59 年交通容量とも 3.5m 以上は交通容量に影響はないとしている．ただし，車線幅員が 3.0m，2.75m の補正率は昭和 45 年の方が小さい値が示されている．

付表 2-2　車線幅員による補正率

車線幅員（m）	補正率	
	昭和 45 年	昭和 59 年
3.50	1.00	1.00
3.25	0.94	0.94
3.00	0.85	0.88
2.75	0.77	0.82

(2) 側方余裕幅による補正

側方余裕は，道路端から路側または分離帯にあるガードレール，道路標識，樹木，駐車車両，擁壁，その他の障害物までの距離を言う．交通容量に影響を与えない側方余裕幅は 1.75m であるとされ，昭和 45 年交通容量では側方余裕幅 1.75m を補正率 1.0 としている．これに対して，昭和 59 年交通容量では，側方余裕幅 1.75m と 0.75m では影響の差を見出すことができなかったとして，側方余裕幅 0.75m を補正率 1.0 としている．なお，側方余裕幅の補正率は，昭和 45 年交通容量では 2 車線道路，多車線道路で異なった値が用いられていたが，昭和 59 年交通容量では同じ値が用いられている．

付表 2-3　側方余裕幅による補正率

側方余裕幅（m）			1.75	1.50	1.25	1.00	0.75	0.50	0.25	0
昭和45年	2車線道路	片側のみ不足	1.00	0.98	0.96	0.93	0.91	0.88	－	0.85
		両側に不足	1.00	0.96	0.92	0.86	0.81	0.75	－	0.70
	多車線道路	片側のみ不足	1.00	1.00	0.99	0.98	0.97	0.95	－	0.90
		両側に不足	1.00	0.99	0.98	0.97	0.94	0.90	－	0.81
昭和59年		片側のみ不足	－	－	－	－	1.00	0.98	0.95	0.93
		両側に不足	－	－	－	－	1.00	0.96	0.91	0.86

(3) 大型車による補正

大型車混入による補正率の算出は，昭和45年交通容量，昭和59年交通容量ともにPCE（大型車の乗用車換算係数）と大型車混入率から算出する方法が用いられている．

昭和45年交通容量においては，**付表 2-4** に示す勾配と勾配長，および大型車混入率別のPCEが設定され，これに基づくものとしている．これに対して，昭和59年交通容量では**付表 2-4** に示す値を小区間における勾配ごとのPCEとして，長い距離にわたる区間における平均的なPCEを知りたい場合は**付表 2-5** を参考にすればよいとしている．

付表 2-4　大型車の乗用車換算係数（抜粋）

勾配（%）	勾配長（km）	2車線道路（大型車混入率%）				多車線道路（大型車混入率%）			
		10	30	50	～	10	30	50	～
3以下	－	2.1	2.0	1.9	…	1.8	1.7	1.7	…
4%	0.2	2.8	2.6	2.5	…	2.4	2.3	2.2	…
	0.4	2.8	2.7	2.6	…	2.4	2.4	2.3	…
	…	…	…	…	…	…	…	…	…

付表 2-5　大型車の乗用車換算係数（昭和59年交通容量）

地域区分	都市部・平地部	山地部
2車線	2.0	3.5
多車線	2.0	3.0

(4) 沿道条件による補正

沿道条件による補正は，沿道を3つの区分に分けて設定している．この定義は，昭和45年交通容量，昭和59年交通容量ともに同じである．ただし，昭和59年交通容量では駐停車の影響の有無の別に値が設定されている．一方で，昭和45年交通容量の値は，昭和59年交通容量の「駐停車の影響が考えられる場合」と同じであり，昭和59年交通容量の値は結果的に「駐停車の影響を考慮する必要のない場合」を加えたものと解釈できる．

付表 2-6　沿道条件による補正率

	昭和 45 年	昭和 59 年	
		駐停車の影響が考えられる場合	駐停車の影響を考慮する必要のない場合
市街化していない地域	1.0～0.9	1.0～0.9	1.0～0.95
幾分市街化している地域	0.9～0.8	0.9～0.8	0.95～0.9
市街化している地域	0.8～0.7	0.8～0.7	0.9～0.85

(5) 動力付二輪車と自転車の影響による補正

動力付二輪車と自転車の影響について，昭和 59 年交通容量には，「道路構造令の解説と運用（旧版）では，動力付二輪車と自転車の乗用車換算係数が表で示されている，しかし，我が国におけるこれらの要因に関する資料はなく，この表はイギリスの Research on Road Traffic（Road Research Laboratory）を参考にしたものである.」と記載されている．このように，動力付二輪車と自転車の乗用車換算係数は，昭和 45 年交通容量，昭和 59 年交通容量ともに同じ値となっている．ただし，昭和 45 年交通容量に示された動力付二輪車と自転車の影響による補正は設計基準交通量の設定には使用されていない.

付表 2-7　動力付二輪車と自転車の乗用車換算係数
（昭和 49 年，昭和 59 年とも同じ）

	動力付二輪車	自転車
地方部	0.75	0.50
都市部	0.50	0.33

2-4 設計交通容量

設計交通容量は，ある一定の交通サービスの質（計画水準）を保つことができるように，これを考慮した交通容量である．計画水準は道路の機能に応じ，年間を通じて提供すべきサービスの質の程度を表す値（低減率）である．なお，計画水準に対応する低減率は，交通量時間順位図の一般的なパターンにおいて 30 番目時間交通量と可能交通量との関係から**付表 2-8** のように設定され，昭和 45 年交通容量，昭和 59 年交通容量ともに同じ値が用いられていた.

付表 2-8　計画水準（低減率）
（昭和 49 年，昭和 59 年とも同じ）

	地方部	都市部
計画水準 1	0.75	0.80
計画水準 2	0.85	0.90
計画水準 3	1.00	1.00

3 設計基準交通量

設計基準交通量は，車線数決定を行うための交通容量であり，道路の区分ごとに設定されている．具体的には，2.に示す要領に基づき設計交通容量が算出され，これを日換算して設計基準交通量が求められている．

3-1 設計交通容量の算出

まず，基本交通容量は，2 車線道路（往復），多車線道路（1 車線あたり）ともに，**付表 2-1** に示した乗用車 1 時間あたり 2,500 台／時が用いられている．

次に，可能交通容量の算出は，基本交通容量に対して（1）車線幅員による補正，(2）側方余裕幅による補正，(3）大型車による補正，(4）沿道条件による補正が行われており，道路区分別のそれぞれの補正率は**付表 3-1～付表 3-4** に示した．なお，大型車の補正については，その根拠は示されていないが，大型車混入率は地方部が 15%，都市部が 10%，山地部の勾配は 5%，勾配長は 1.0km としている．また，沿道条件については，第 3 種第 1 級は市街化されていない地域，第 3 種第 1 級を除く第 3 種は幾分市街化している地域，第 4 種は市街化している地域のなかで最も低い値を補正率として用いている．

さらに，設計交通容量は，第 1 種は計画水準 1，第 1 種以外は計画水準 2 を用いて算定を行っている．

付表 3-1　道路区分別の車線幅員と補正率

種区分	地形等	級区分	多車線		2 車線	
			車線幅員 (m)	補正率	車線幅員 (m)	補正率
第 1 種	平地	第 1 級	3.50	1.00		
		第 2 級	3.50	1.00	3.50	1.00
		第 3 級	3.50	1.00	3.50	1.00
		第 4 級	3.25	0.94	3.25	0.94
	山地	第 2 級	3.50	1.00		
		第 3 級	3.50	1.00	3.50	1.00
		第 4 級	3.25	0.94	3.25	0.94
第 2 種	都市部	第 1 級	3.50	1.00		
		第 2 級	3.25	0.94		
第 3 種	平地	第 1 級	3.50	1.00		
		第 2 級	3.25	0.94	3.25	0.94
		第 3 級	3.00	0.85	3.00	0.85
		第 4 級			2.75	0.77
	山地	第 2 級	3.25	0.94		
		第 3 級	3.00	0.85	3.00	0.85
		第 4 級	2.75	0.77	2.75	0.77
第 4 種	都市部	第 1 級	3.25	0.94	3.25	0.94
		第 2 級	3.00	0.85	3.00	0.85
		第 3 級	3.00	0.85	3.00	0.85

付表 3-2　道路区分別の側方余裕と補正率

種区分	地形等	級区分	多車線			2 車線		
			側方余裕（m）		補正率	側方余裕（m）		補正率
			左側	右側		左側	右側	
第 1 種	平地	第 1 級	2.50	1.25	0.99			
		第 2 級	2.50	1.25	0.99	2.50	2.50	1.00
		第 3 級	1.75	0.75	0.97	1.75	1.75	1.00
		第 4 級	1.75	0.75	0.97	1.75	1.75	1.00
	山地	第 2 級	2.50	1.25	0.99			
		第 3 級	1.75	0.75	0.97	1.75	1.75	1.00
		第 4 級	1.75	0.75	0.97	1.75	1.75	1.00
第 2 種	都市部	第 1 級	1.25	0.75	0.94			
		第 2 級	1.25	0.75	0.94			
第 3 種	平地	第 1 級	1.25	0.50	0.90			
		第 2 級	0.75	0.50	0.90	0.75	0.75	0.81
		第 3 級	0.75	0.50	0.90	0.75	0.75	0.81
		第 4 級				0.75	0.75	0.81
	山地	第 2 級	0.75	0.50	0.90			
		第 3 級	0.75	0.50	0.90	0.75	0.75	0.81
		第 4 級	0.75	0.50	0.90	0.75	0.75	0.81
第 4 種	都市部	第 1 級	0.75	0.50	0.90	0.75	0.75	0.94
		第 2 級	0.75	0.50	0.90	0.50	0.50	0.75
		第 3 級	0.75	0.50	0.90	0.50	0.50	0.75

付表 3-3　道路区分別の大型車混入率および PCE と補正率

種区分	地形等	級区分	多車線			2 車線		
			大型車		補正率	側方余裕（m）		補正率
			混入率	PCE		混入率	PCE	
第 1 種	平地	第 1 級	15	1.8	0.89			
		第 2 級	15	1.8	0.89	15	2.1	0.86
		第 3 級	15	1.8	0.89	15	2.1	0.86
		第 4 級	15	1.8	0.89	15	2.1	0.86
	山地	第 2 級	15	3.0	0.77			
		第 3 級	15	3.0	0.77	15	3.5	0.73
		第 4 級	15	3.0	0.77	15	3.5	0.73
第 2 種	都市部	第 1 級	10	1.8	0.93			
		第 2 級	10	1.8	0.93			
第 3 種	平地	第 1 級	15	1.8	0.89			
		第 2 級	15	1.8	0.89	15	2.1	0.86
		第 3 級	15	1.8	0.89	15	2.1	0.86
		第 4 級				15	2.1	0.86
	山地	第 2 級	15	3.0	0.77			
		第 3 級	15	3.0	0.77	15	3.5	0.73
		第 4 級	15	3.0	0.77	15	3.5	0.73
第 4 種	都市部	第 1 級	10	1.8	0.93	10	2.1	0.90
		第 2 級	10	1.8	0.93	10	2.1	0.90
		第 3 級	10	1.8	0.93	10	2.1	0.90

付表 3-4　道路区分別の沿道条件と補正率

種区分	地形等	級区分	多車線		2 車線	
			車線幅員（m）	補正率	車線幅員（m）	補正率
第 1 種	平地	第 1 級	出入制限	1.00		
		第 2 級	出入制限	1.00	出入制限	1.00
		第 3 級	出入制限	1.00	出入制限	1.00
		第 4 級	出入制限	1.00	出入制限	1.00
	山地	第 2 級	出入制限	1.00		
		第 3 級	出入制限	1.00	出入制限	1.00
		第 4 級	出入制限	1.00	出入制限	1.00
第 2 種	都市部	第 1 級	出入制限	1.00		
		第 2 級	出入制限	1.00		
第 3 種	平地	第 1 級	市街化していない	0.90		
		第 2 級	幾分市街化	0.80	幾分市街化	0.80
		第 3 級	幾分市街化	0.80	幾分市街化	0.80
		第 4 級			幾分市街化	0.80
	山地	第 2 級	幾分市街化	0.80		
		第 3 級	幾分市街化	0.80	幾分市街化	0.80
		第 4 級	幾分市街化	0.80	幾分市街化	0.80
第 4 種	都市部	第 1 級	市街化している	0.70	市街化している	0.70
		第 2 級	市街化している	0.70	市街化している	0.70
		第 3 級	市街化している	0.70	市街化している	0.70

3-2 設計基準交通量(日)への換算

設計基準交通量は，以下の式により日換算される．その際，K 値と D 値は**付表 3-5** のとおりであるが，これら値の根拠は示されていない．また，これに基づき算定した設計基準交通量について，基本交通容量，（各補正率を乗じた）補正率の合計，可能交通容量とともに**付表 3-6** に示した．

$$\text{設計基準交通量}=\text{設計交通容量}\times\frac{100}{K}\left(2\text{ 車線道路，両方向　台／日}\right)$$

$$\text{設計基準交通量}=\text{設計交通容量}\times\frac{5{,}000}{K\cdot D}\left(\text{多車線道路，1 方向　台／日}\right)$$

k：30 番目時間交通量／AADT（%），D：30 番目時間における重方向率（%）

なお，このなかで第 4 種の道路のうち，市街地で交差点の多い道路では，多車線については 0.6 を，2 車線道路については 0.8 を乗じることとしている．これは短い間隔で交差点が続く場合，交差点の影響範囲が一定区間に連続することになり，事実上単路部の交通容量は交差点の交通容量により支配されるため，この点を考慮して割引くものとしている．

これについても根拠は示されていないが，多車線と 2 車線の割引率の違いは，流入部 1 車線あたりの基本交通容量は多車線，2 車線とも本来同じである．これに対して，交差点では追越しがあり得ないものの，2 車線の単路部については対向車の車頭間隔を利用して追越しが行われることを想定している．このため，車頭間隔に多少の余裕をみている 2 車線道路の方が交差点の容量低下の影響が少ないとしている．

ちなみに，現在の「道路構造令の解説と運用」では，多車線道路では 2 車線道路との接続を想定し青時間比 0.6 を割引くとしている．また，2 車線道路では同様の接続を想定し青時間比 0.4 と考えるが，交点流入部は追越しがあり得ないので流入部 1 車線あたりの容量は多車線と同じである．そのため，割引率は青時間比 0.4 の 2 倍の 0.8 としたとしている．

付表 3-5　道路区分別の k 値，D 値

種区分	地形等	級区分	多車線		2 車線	
			K 値（%）	D 値（%）	K 値（%）	D 値（%）
第 1 種	平地	第 1 級	12	60		
		第 2 級	12	60	12	－
		第 3 級	12	60	12	－
		第 4 級	12	60	12	－
	山地	第 2 級	14	60		
		第 3 級	14	60	14	－
		第 4 級	14	60	14	－
第 2 種	都市部	第 1 級	9	60		
		第 2 級	9	60		
第 3 種	平地	第 1 級	12	60		
		第 2 級	12	60	12	－
		第 3 級	12	60	12	－
		第 4 級			12	－
	山地	第 2 級	14	60		
		第 3 級	14	60	14	－
		第 4 級	14	60	14	－
第 4 種	都市部	第 1 級	9	60	9	－
		第 2 級	9	60	9	－
		第 3 級	9	60	9	－

付表 3-6(1)　設計基準交通量（多車線，1 車線あたり）

種区分	地形等	級区分	基本 交通容量 （台／時）	補正率 （合計）	可能 交通容量 （台／時）	設計 交通容量 （台／時）	設計基準 交通量 （台／日）
第 1 種	平地	第 1 級	2,500	0.881	2,210	1,660	12,000
		第 2 級	2,500	0.881	2,210	1,660	12,000
		第 3 級	2,500	0.863	2,160	1,620	11,000
		第 4 級	2,500	0.812	2,030	1,520	11,000
	山地	第 2 級	2,500	0.762	1,910	1,430	9,000
		第 3 級	2,500	0.747	1,870	1,400	8,000
		第 4 級	2,500	0.702	1,760	1,320	8,000
第 2 種	都市部	第 1 級	2,500	0.874	2,190	1,970	18,000
		第 2 級	2,500	0.822	2,060	1,850	17,000
第 3 種	平地	第 1 級	2,500	0.721	1,800	1,530	11,000
		第 2 級	2,500	0.602	1,510	1,280	9,000
		第 3 級	2,500	0.545	1,360	1,170	8,000
		第 4 級					
	山地	第 2 級	2,500	0.521	1,300	1,100	7,000
		第 3 級	2,500	0.471	1,180	1,000	6,000
		第 4 級	2,500	0.427	1,070	910	5,000
第 4 種	都市部	第 1 級	2,500	0.551	1,380	1,240	12,000
		第 2 級	2,500	0.498	1,250	1,130	10,000
		第 3 級	2,500	0.498	1,250	1,130	10,000

付表 3-6(2)　設計基準交通量（多車線，2 車線あたり）

種区分	地形等	級区分	基本 交通容量 （台／時）	補正率 （合計）	可能 交通容量 （台／時）	設計 交通容量 （台／時）	設計基準 交通量 （台／日）
第 1 種	平地	第 1 級					
		第 2 級	2,500	0.860	2,150	1,610	14,000
		第 3 級	2,500	0.860	2,150	1,610	14,000
		第 4 級	2,500	0.808	2,020	1,520	13,000
	山地	第 2 級					
		第 3 級	2,500	0.730	1,830	1,370	10,000
		第 4 級	2,500	0.686	1,720	1,290	9,000
第 2 種	都市部	第 1 級					
		第 2 級					
第 3 種	平地	第 1 級					
		第 2 級	2,500	0.524	1,310	1,110	9,000
		第 3 級	2,500	0.474	1,190	1,010	8,000
		第 4 級	2,500	0.429	1,070	910	8,000
	山地	第 2 級					
		第 3 級	2,500	0.402	1,010	860	6,000
		第 4 級	2,500	0.364	910	770	6,000
第 4 種	都市部	第 1 級	2,500	0.480	1,200	1,080	12,000
		第 2 級	2,500	0.402	1,010	910	10,000
		第 3 級	2,500	0.375	940	850	9,000