

旅行速度推定に基づく
性能照査型道路計画手法に関する研究

A Study on the Performance-Oriented Highway Planning
Methodology Based on Travel Speed Estimation

柿元 祐史

KAKIMOTO, Yuji

名古屋大学大学院環境学研究科 博士（工学）

2021年

論文要旨

日本の道路計画は、道路の総量の拡充のための整備を重視し、仕様に基づく道路計画手法（仕様設計）により行われてきた。仕様設計は、仕様に沿って条件が決まっているため、全国统一基準で画一的に素早く整備を進めるうえで優れた設計手法である。また、仕様が満足されていればある一定の道路機能の性能が担保されているというものであり、従来の道路計画手法では断面交通量に関する性能を照査したものとなっている。現在では、日本の道路ネットワークは概成しており、量的な拡充のための整備から道路の持つ機能の質を向上させる整備に移り変わっている。道路の持つ機能の質の向上とは、道路ネットワークの連続性は確保された上でその道路の円滑性・安全性を向上させるための整備を指し、交通機能で言えば交通混雑の減少、速達性、時間信頼性の向上などが挙げられる。現在の日本の道路が抱える幹線道路の速度水準が低い一方、生活道路が抜け道利用されるなどの問題はこのような交通機能の質を考慮した整備が十分でないことが起因していると考えられる。これは、全国统一基準のもとで画一的に整備をしてきたこととも関連があり地域の状況を踏まえた道路整備が求められている。日本の道路計画の基本となる『道路構造令の解説と運用』においては、平成16年の改訂以降、全国統一的な基準を図る考え方から地域の状況を踏まえた弾力的な運用を認める考え方へと大きな転換が行われた。しかしながら、ここでの弾力的な運用は仕様で規定されている道路構造の値の範囲を地域の状況を踏まえて一部変更してもよいというものであり、言うなれば規制緩和に近い処置である。また、これまで仕様と性能にはある程度の対応関係があったものの、弾力的な運用に伴いその対応関係は不明瞭になったと言わざるを得ない。さらに、これらの改訂の際にも道路計画手法の手順に変更は見られず、断面交通量の観点における性能の照査のみであり、交通機能の質の評価に多く用いられる旅行速度に関しては触れられていない状況である。このように、道路の量的な拡充のために導入された仕様設計が、交通機能の質の向上を図る整備が必要な現在においても継続して使用されている状況では、現在の日本の道路が抱える課題を解決できるとは考えにくく、新たな道路計画手法への刷新が必要であると言える。

新たな道路計画手法として、地域の状況に応じた道路機能とその機能の性能の目標（性能目標）を定め、その性能目標を基に道路構造・交通運用条件の照査を行いながら道路計画を行うことで、道路の機能に基づくネットワークを構築していく性能照査型道路計画手法（性能設計）の重要性が言われている。交通工学研究会では、性能設計の手法を『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）』の中で体系的に整理されており、このガイドラインを用いて道路計画検討を実践した研究がいくつも行われている。しかしながら、性能目標の設定方法や道路構造・交通運用条件によって実現できる道路機能の性能の推定手法などは、定性的な整理にとどまっており、未だ実際の道路計画へ適用されていない。このように、実際に性能照査型道路計画手法を導入するためにはいくつかのハードルがあり、性能照査型道路計画手法の全体フレームワークの構築や性能目標の設定方法、道路構造・交通運用に基づく交通機能の性能の推定手法などフレームワークに実装する技術の開発が必要である。

我が国では、今後さらなる人口減少・少子高齢化の進展に伴い、公共投資はより一層の選択と集中を求められることとなる。このような将来に向けて、「国土のグランドデザイン2050」で提唱

されている「コンパクト・プラス・ネットワーク」では、生活機能や都市機能を拠点に集積し、拠点と周辺地域・拠点間の連絡性能を強化する国土構造を目指すことが示されている。さらに、重要物流道路制度の創設を契機として「新たな広域道路交通計画」の策定に向けた動きが加速し、広域道路ネットワークを再編してく追い風となっている。しかしながら、前述のとおり従来の道路計画手法のままでは、道路の交通機能の性能（特に、旅行速度）を照査した質の高い道路ネットワークを実現することは困難である。一方で、長年使用している従来の道路計画手法を短期間に大幅に改定することは、非常にハードルが高いことも事実である。

そこで本研究では、我が国の道路計画手法をベースとし旅行速度の照査を組みこんだ新たな道路計画手法として、旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法を開発することを目的とする。

本研究では、一般道路の道路計画手法に着目する。まず、性能照査を行う上で必要となる、性能目標としての目標旅行速度の設定手法、道路構造・交通運用に基づく交通性能の推定手法を開発・設定するとともに、従来の道路計画手法に旅行速度の照査を組み込んだ性能照査型道路計画手法のフレームワークを提案する。さらに、提案した道路計画手法を用いた実道路を対象としたケーススタディを行い、提案した道路計画手法の有用性を示す。

まず**第1章**では、わが国を取り巻く社会情勢・インフラ整備の現状を踏まえ、これから求められる道路計画手法の考え方について述べるとともに、従来の道路計画手法について、従来の道路計画手法での道路横断面の決定方法を概説するとともにその道路計画手法における課題を踏まえて、本研究の目的を述べた。

続いて**第2章**では、道路計画手法として目指すべき性能照査型道路計画手法の理想像を提示し、その計画手法を交通機能の性能（交通性能）の目標設定、将来交通量の推計、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の3項目に分け、それぞれの項目で設定すべき値および設定の方法について述べた。そして、従来の道路計画手法も同様に体系的に整理し、交通性能の目標設定が現在行われていないこと、将来交通量の推計が断面単位、日単位であること、道路の種級区分に応じた設計基準交通量のみが交通性能として設定されているなどの課題を確認した。また、先に述べた3項目に関して既往の研究や諸外国の道路計画時に用いる手法などのレビューを実施した。例えば、国内外における計画段階の交通性能の推定手法では、日本では道路種別等により画一的に決まる日交通量-速度関係を使用しているのに対し、アメリカやイングランドでは、詳細な幾何構造要素を用いた時間交通量-速度関係を用いており、より精緻に旅行速度を推定できることが明らかとなった。また、将来交通量の集計に際し、交通量の単位を時間単位などに細かくするためには調査体系の見直しから推計手法の開発など技術的なハードルがあることを確認した。これらの内容を踏まえて、目指すべき性能照査型道路計画手法を導入する上での技術的課題を明らかにするとともに、本研究で提案する従来の道路計画手法をベースにした性能照査型道路計画手法を概説し、本研究の位置づけとした。

第3章では、**第2章**の目指すべき性能照査型道路計画手法を行う上で必要となる目標旅行速度の設定手法の開発と道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法の検討を行った。目標旅行速度は、単純2経路の上位と下位の2階層を持つ仮想道路ネットワークを設定し、任意の拠点間を移動する際に上位の道路が旅行時間・旅行コストの各々の観点で下位の道路に比べて利用されるための必要条件を明らかにし、そのうち上位の道路の旅行速度の値を目標値とし設定するものである。道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法の検討として、信号交差点密度と沿道出入

に着目して、それぞれが旅行速度に与える影響を交通流シミュレーションや道路交通センサデータを用いて分析した。信号交差点密度、青時間比、指定最高速度が自由（旅行）速度に与える影響について分析し、信号交差点密度などの道路構造・交通運用とともに青時間比などの交通運用条件も自由速度に影響が大きいことを明らかにした。また、沿道出入と旅行速度の関係について、沿道の道路アクセスおよび施設アクセス密度をカウントし、旅行速度とアクセス密度との関係を明らかにした。特に、道路アクセス（信号交差点、無信号交差点、街路接続）による速度低下が大きく影響することを確認した。上記の分析を踏まえて、本研究で用いる道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法では、車線数、信号交差点密度、指定最高速度、飽和交通流率の基本値、信号サイクル長、青時間比を用いて設定される時間交通量-速度関係を用いることとした。

第4章では、**第3章**で検討した道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法を従来の道路計画手法で適用できるように、常時観測データ分析より得られた交通量変動指標と**第3章**で設定した時間交通量-速度関係から日交通量-速度関係のモデル化を行った。交通量変動指標としてピーク率と昼夜率を設定し、これらの指標と日交通量-速度関係の関連分析を行った。その結果、ピーク率が小さくなるほど、日交通量-速度関係において速度低下が開始する日交通量の値が大きくなることを明らかにした。さらに、昼夜率が小さくなるほど速度低下が緩やかになることが確認された。これらの関係を踏まえて、**第3章**で設定した時間交通量-速度関係に用いた道路構造・交通運用と交通条件（ピーク率、昼夜率）を説明変数として、日交通量-速度関係のモデル化を行った。説明変数に用いた道路構造・交通運用条件と交通条件はすべて有意となり、様々な道路構造・交通運用および交通条件を表現できる日交通量-速度関係が設定できるようになった。また、既存の日交通量-速度関係とモデルを用いた日交通量-速度関係の比較を行い、モデルを用いた日交通量-速度関係の有用性を示した。

第5章では、本研究で提案する旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法のフレームワークを説明するとともに、東海地域の道路から4本の経路を抽出し提案する道路計画手法のケーススタディを行った。本研究で提案する性能照査型道路計画手法では、種級区分の設定や設計基準交通量を用いる部分などは従来の道路計画手法の考え方を踏襲しつつ、旅行速度の照査を組み込んだ計画手法とした。また、旅行速度の照査の際に用いる設計交通量として計画交通量（日単位）、設計時間交通量（時間単位）の異なる交通量を設定できるようにすることで、着目したい設計交通量に応じた道路構造・交通運用および交通条件を決定することが可能となった。

最後に**第6章**にて、本研究の成果および得られた知見をまとめ、今後の課題と展望を述べて結論とした。

目次

第1章	序論	1
1.1	性能照査型道路計画の意義と我が国の道路計画手法の課題	1
1.2	本研究の目的	4
1.3	本論文の構成	4
第2章	道路計画手法における交通機能の性能照査の技術的課題	6
2.1	目指すべき性能照査型道路計画手法	6
2.2	交通機能の性能照査の観点から見た日本の道路計画手法の課題	8
2.2.1	日本の道路計画手法の流れ	8
2.2.2	日本の道路設計手法の実施手順	9
2.2.3	まとめ	16
2.3	道路計画手法の各項目に対する諸研究	17
2.3.1	交通性能の目標設定	17
2.3.2	将来交通量の推計	19
2.3.3	道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定	20
2.3.4	まとめ	27
2.4	本研究の位置づけ	28
第3章	交通性能照査のための目標旅行速度設定手法および交通性能推定手法の検討	31
3.1	道路の目標旅行速度設定手法の開発	32
3.1.1	目標旅行速度を設定するための仮説および計算条件	32
3.1.2	任意の道路ネットワークの目標旅行速度の設定手順	35
3.1.3	道路ネットワーク条件が目標旅行速度へ与える影響分析	39
3.1.4	まとめ	44
3.2	道路構造・交通運用に応じた交通性能推定手法の検討	46
3.2.1	信号交差点密度が自由速度へ与える影響分析	46
3.2.2	沿道出入が旅行速度へ与える影響分析	51
3.2.3	時間交通量-速度関係の設定	56

3.3	まとめ	61
第4章	交通量変動を考慮した日交通量-速度関係のモデル化	62
4.1	常時観測データを用いた交通量変動の基礎分析	63
4.1.1	常時観測データの概要	63
4.1.2	着目する交通量変動指標の設定	65
4.2	交通量変動を考慮した日交通量-速度関係の定式化	67
4.2.1	時間交通量-速度関係と交通量変動を用いた日交通量-速度関係の導出	67
4.2.2	交通量変動指標が日交通量-速度関係へ与える影響分析	70
4.2.3	日交通量-速度関係の定式化	76
4.3	交通量変動指標を用いた日交通量-速度関係のモデル化	81
4.3.1	重回帰分析による日交通量-速度関係のパラメータ推定	81
4.3.2	推定モデルの制約条件	92
4.4	既存の旅行速度推定手法と提案手法の比較	95
4.4.1	道路構造・交通運用および交通条件の設定	95
4.4.2	既存の旅行速度推定手法と提案手法の比較	95
4.5	まとめ	96
第5章	旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法の提案	97
5.1	本研究が提案する性能照査型道路計画手法の実施手順	97
5.2	本研究で提案する性能照査型道路計画手法の実践	101
5.2.1	ケーススタディ対象箇所の概要	101
5.2.2	交通性能の目標設定	102
5.2.3	将来交通量の推計	103
5.2.4	設計基準交通量の照査（車線数の決定）	104
5.2.5	道路構造・交通運用および交通条件に応じた交通性能の推定	104
5.2.6	推定旅行速度の照査	109
5.2.7	道路構造・交通運用および交通条件の決定	112
5.3	まとめ	113
第6章	結論	115
6.1	本研究の成果および得られた知見	115

6.2 今後の課題と展望.....	117
参考文献.....	119
謝辞	123

第1章 序論

1.1 性能照査型道路計画の意義と我が国の道路計画手法の課題

(1) 我が国を取り巻く社会情勢

道路、鉄道、水道、電気、ガスなどの社会資本インフラは、国の成長を支え、国民の生活を豊かにする重要な基盤を担ってきた。特に、高度経済成長期の我が国の経済成長と社会資本インフラ整備は切っても切れない関係にあらう。そのため社会資本インフラは、これまで量的な拡充を主とした設計思想の下で行われており、社会資本インフラが提供するサービスを楽しむ領域を拡大することで利用者のニーズに応えてきた。昨今、我が国の人口減少・少子高齢化の進展に伴い公共事業投資金額も減少傾向にあり、投資する公共事業の選択と集中がより一層求められている。

社会資本インフラのうち道路に着目すると、道路が提供するサービスは、道路ネットワークの充実、交通の安全性、円滑性、快適性、定時性、信頼性等、多くの指標がある(桐山, 2005)とされている。道路統計年報(国土交通省, 2018)によれば、各道路の総延長に占める実延長+重用延長(重複区間の延長)の割合は、一般国道、主要地方道(含主要市道)、一般都道府県道のそれぞれで96.5, 99.5, 98.4%, つまり未供用区間は5%未満となっており、我が国の道路ネットワークは概成している。つまり、道路ネットワークの充実が図れていることがわかる。しかしながら、信号交差点の連続による幹線道路の混雑、暫定2車線区間における容量不足などの交通課題は残存している。先に述べたとおり、今後さらなる人口減少・少子高齢化の進展に伴い公共投資はより一層の選択と集中を求められ、多くの課題に対応することは非常に困難となる。このような将来に向けて、「国土のグランドデザイン2050」(国土交通省, 2014)で提唱されている「コンパクト・プラス・ネットワーク」では、生活機能や都市機能を拠点に集積し、拠点と周辺地域・拠点間の連絡性能を強化する国土構造を目指すことが示されている。さらに、重要物流道路制度の創設を契機として「新たな広域道路交通計画」の策定に向けた動きが加速し、広域道路ネットワークを再編していく追い風となっている。また、車両の大型化や自動化に向けた道路インフラとしての対応も求められており、これまでの道路の量的な拡充とは異なる視点で道路の評価を行い、道路の機能の質を向上させる整備を行う必要性が増している。

(2) 仕様設計から性能照査型設計へ

従来の道路計画は、道路の量的な拡充のため全国统一基準で画一的な整備を進めてきた。この整備は、従来の道路計画手法として仕様設計を採用することで、同一規格の道路を大量に設計することを可能にした。仕様設計とは、これまでの経験や研究などを基に定められた基準や設計値等の「仕様」に基づき設計を行うことを指し、技術者自身の経験や実績は必要としない

ものである。原則として、「仕様」を満足していると一定の性能は保証されているものであることから、技術者自らが性能を照査することや設計内容の妥当性を評価する必要がなくなり、負担が軽減される。よって、仕様設計は、短期間に一定水準以上の道路を大量に設計する場合に適した手法であると言える。しかし、前述のとおり道路が量的に充実してきており、道路構造令の解説と運用(日本道路協会, 2015)にも地域に適した道路整備(図-1.1)が求められる旨が記載され、仕様設計に基づく道路計画を行う理由はもはやなくなりつつある。さらに、仕様設計の仕様の部分のみを理解するだけで道路設計が可能となるため、仕様により保証される性能が十分に理解されぬまま道路が設計され、設計時には想定されなかった交通渋滞が発生するなど、仕様設計による課題が顕在化している。

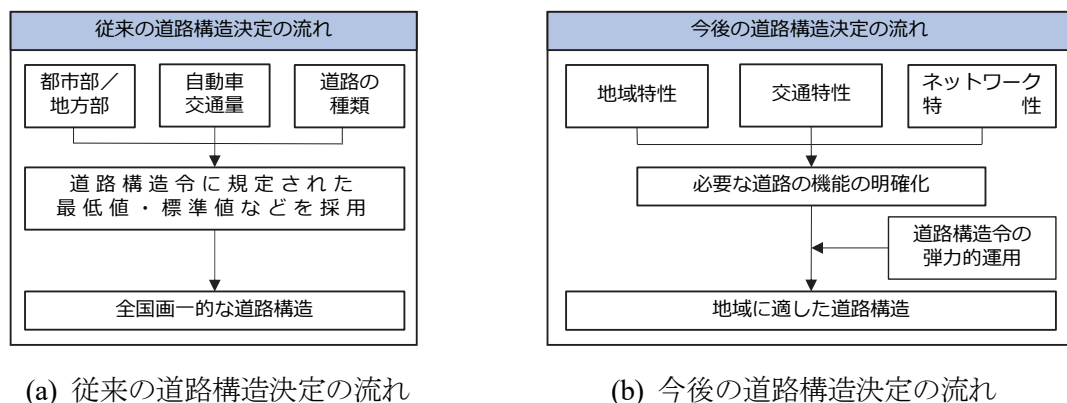


図-1.1 道路の基本構造の決定フロー（道路構造令の解説と運用より筆者が作成）

このような、仕様設計と反対に性能照査型設計（または性能設計）がある。性能照査型設計とは、設計対象が発揮する性能が、求められる（目標として設定した）性能を満足していれば、どのような設計手法・手順を導入することが可能となる設計体系である。このため、最新の設計手法や手順などをすぐに導入することが可能となる。しかし、性能照査型設計は、求められる性能の設定方法や性能を適切に照査する手法が必要である。一般的な工業製品であれば、○kNの衝撃に耐えられる、○時間の連続使用可能といった目標が設定され、サンプリング調査によりその性能の照査が行われている。しかしながら、ここで検討する道路に求められる機能は、○年の耐久性がある等の構造的なものではなく、道路上を通行する車両（交通）に係る交通機能を指す。これは、その道路の位置付けや地域の状況などに応じて設定されるもので一様に設定できるものではない。また、大規模構造物の一種であるためサンプリングによる性能の照査を行うことは不可能である。そのため、性能照査型設計を適用する場合、技術者の経験や豊富な研究成果が必要となり、技術者の負担が増大することは容易に想像できる。

道路の交通機能の質の向上が求められる今、ここで挙げた性能照査型設計の導入が不可欠であると言える。しかし、道路の交通容量が不足している区間や幹線道路で十分に高速走行できない区間などは国内に数多く存在し、大量の道路に対して対応しなくてはならない状況に変わりはない。そのため、性能を照査する基本的なプロセスは残しながらも、ある程度簡便に

道路を計画・設計するための手法の開発が望まれる。

(3) 性能照査型道路計画の観点からみた我が国の道路計画手法の課題

我が国の道路計画手法は先に述べたとおり仕様設計に基づく手法である。

まず、道路を地域区分（都市部/地方部）と自動車専用道路とそれ以外によって種区分を設定し、道路の種類（高速自動車国道、高速道路自動車国道以外の自動車専用道路、一般国道、都道府県道、市町村道）と地形・地区特性（平地部/山地部）、計画交通量によって級区分を決定している。これにより、道路をいくつかの種級（種級区分）に細分化することができる。ここで決まった種級区分に応じて、車線幅員や側方余裕をはじめとする道路の横断面構成が一意に決まる。また、横断面構成で特に重要となる車線数は、「道路の種級区分および地形区分ごとにその道路の構造条件（特に幅員構成と勾配）及び交通条件の標準値を想定して算定した交通容量を日単位に換算したものをもととし、さらに交通に対するサービスの程度、道路建設の経済性及び行政上の種々の判断等を勘案して定められたもの」である設計基準交通量と道路の将来交通量である計画交通量との関係からほとんど自動的に決まる仕組みとなっている。設計基準交通量に用いられる交通状況に関する条件は、交通需要のピーク特性として年平均日交通量の30番目時間交通量とされるK値やその時の重方向率D値が用いられ、これまでに観測された値を基に地域・地区条件や道路種別に応じて標準値が定められている。つまり、年間8,760時間のうち上位30番目の時間交通量を基準に設計されていることを指し、その時点において交通集中による渋滞が発生しないことを目指している。本来であれば、交通集中による渋滞が全時間において発生しないことを目指すべきであるが、経済的な観念により現在はこのように設定されている。また、少なくとも場所場所によって異なる交通需要のピーク特性は標準値で定めるのではなく、各場所の交通状況に応じて適宜見直されるべきであるが、実際には基準値をそのまま用いているのがほとんどである。さらに、一般道路において交通容量上のボトルネックとなる箇所は信号交差点でありその影響は考慮されているのか、車線数以外の交通容量の影響要因が基準値の中でどのように扱われているのか、基準値にどのような数値を用いて設計基準交通量が算出されているのかなど、いくつか不明瞭な部分が存在する。

従来の道路計画手法における速度の設定として、道路の設計速度が定められており、特に地形制約等の課題が大きい場合を除いて、種級区分に応じて定められた値を用いるとされている。設計速度とは、「天候が良好でかつ交通密度が低く、車両の走行条件が道路の構造的な条件のみに支配されている場合に、平均的な技量を持つ運転者が、安全にしかも快適性を失わずに走行できる速度である。」とされている。例えば、設計速度80 km/hの道路では、天候が良好で交通密度が低い状況であれば、少なくとも80 km/hの走行速度を実現できることを指す。しかしこれは、高速道路や自動車専用道路のような交差点や駐車車両、沿道との出入りなどない路線での話であり、一般道路においては設計速度と走行速度には大きな乖離が生まれる。設計速度は、実際の走行速度を考慮した値ではなく、幾何構造を決定するための統一尺度でしか

いことがわかる。つまり、設計速度は評価をする対象ではなく、種級区分と道路制約条件によって自動的に定まる値であり、道路構造・交通運用により期待される性能とは似て非なるものである。

道路の交通機能の性能は、大きく交通容量（量）と旅行速度（質）の2つとして考えることができる。従来の道路計画手法では、交通容量に類する値として設計基準交通量、旅行速度に類する値として設計速度が該当すると考えられる。設計基準交通量については、標準値の使用など課題はあるものの計画交通量との照査が行われている。しかしながら、設計速度は、前述のとおり種級区分に応じて自動的に決まるものであり、特に一般道路において旅行速度とは異なる性質のものである。そのため、旅行速度の照査に関しては全く触れられていないのが現在の我が国の道路計画手法である。また、旅行速度の照査を組み込んだ道路計画手法を導入するためには、照査の対象となる目標旅行速度、計画段階での旅行速度の推定手法を設定できる手法の開発が必要である。そして、それらの手法を組み込んだ性能照査型道路計画手法の全体のフレームワークの提案が求められている。

1.2 本研究の目的

本研究では、道路の交通機能のうち移動機能を重視する道路である幹線道路を対象に、従来の道路計画手法をベースとした旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法を提案することを目的とする。その際、交通性能照査に必要な性能目標の設定手法及び道路構造や交通運用条件と交通条件を考慮した交通量-速度関係の推定手法を開発するとともに、それらを用いた性能照査型道路計画手法を提案する。さらに、提案する性能照査型道路計画手法を実ネットワークに適用したケーススタディとして、設計交通量に応じた性能目標を達成可能な道路構造・交通運用および交通条件の検討を行う。

1.3 本論文の構成

本論文は、以下の6章で構成される。各章の内容を図-1.2に整理する。

第1章では、本研究の背景として、我が国の社会資本インフラ整備を取り巻く環境と道路の提供するサービスおよび我が国の道路計画手法の課題を示し、道路計画手法のあるべき姿から新たな性能照査型道路計画手法の必要性を概説した。また、研究の目的について述べ、論文の構成を示す。

第2章では、目指すべき性能照査型道路計画手法の理想像を述べるとともに、従来の道路計画手法の問題点と旅行速度の照査を組み込むうえでの課題を整理する。また、性能照査型道路計画手法の各段階における諸研究の整理を踏まえ、目指すべき性能照査型道路計画手法を導入する上での技術的な課題を明らかにする。そして、従来の道路計画手法と目指すべき性能照査型道路計

画手法を踏まえて本研究の位置づけを設定する。

第3章では、交通機能の性能照査のために必要となる目標旅行速度の設定手法の開発および交通性能の推定手法の検討を行う。目標旅行速度は、単純2経路の上位と下位の2階層を持つ仮想道路ネットワークを仮定し、任意の拠点間を移動する際に上位の道路が旅行時間・旅行コストの各々の観点で下位の道路に比べて利用されるための必要条件を明らかにし、そのうち上位の道路の旅行速度の値を目標値とし設定するものである。また、道路構造・交通運用条件が旅行速度へ与える影響について、信号交差点、沿道出入の観点から分析し、本研究で用いる時間交通量-速度関係に組み込むべき道路構造・交通運用を明らかにする。さらに、本研究で用いる時間交通量-速度関係（ $q-v$ ）の設定方法を示す。

第4章では、従来の道路計画手法との整合性を図る目的で日交通量-速度関係（ $Q-V$ ）のモデル化を行う。ここでモデル化する $Q-V$ の説明変数として**第3章**で設定した $q-v$ で考慮した道路構造・交通運用と交通変動指標として設定した交通条件（昼夜率・ピーク率）を用いることで、 $q-v$ と一貫性をもたせるとともに地域の交通状況に感度のある $Q-V$ の設定が可能となる。そのため、本研究で開発する $Q-V$ は、方向別に設定するものとなる。また、従来の $Q-V$ とモデル化により得られた $Q-V$ の比較を行い、その値の違いやモデルの有用性について論じる。

第5章では、本研究で提案する性能照査型道路計画手法の手順について概説し、既存の道路区間を対象にケーススタディを行う。ケーススタディでは、将来交通量として異なる設計交通量として設計時間交通量（ピーク時）と計画交通量（AADT:Annual Average Daily Traffic）の2つを用いて、各々の将来交通量の際に達成可能となる道路構造・交通運用および交通条件を明らかにした。

最後に**第6章**では、本研究の成果及び得られた知見の整理をするとともに、今後の課題と展望について述べる。

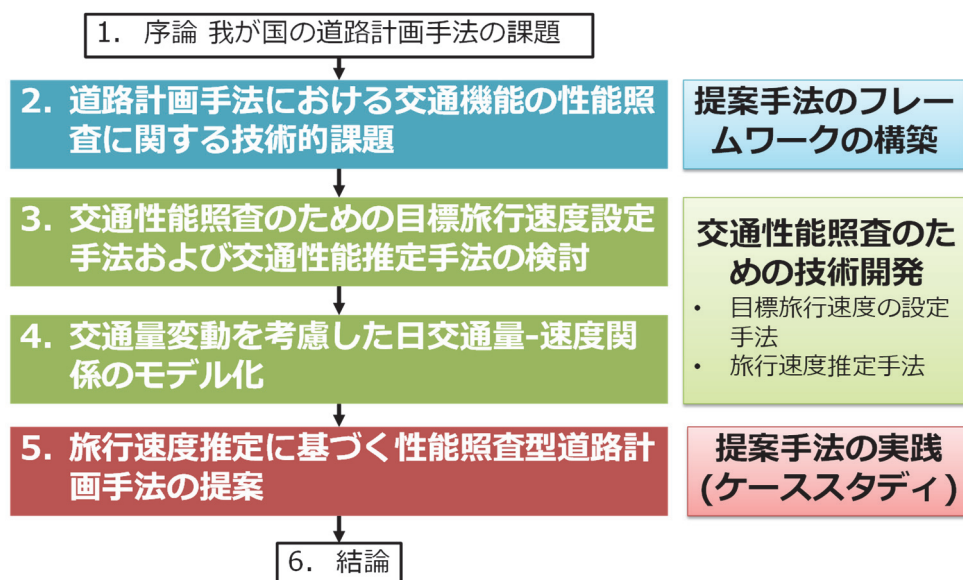


図-1.2 本論文の構成

第2章 道路計画手法における交通機能の性能照査の技術的課題

本章では、まず我が国に適した性能照査型道路計画手法を提案するにあたり目指すべき性能照査型道路計画手法を概説する。その後、我が国の従来の道路計画手法における交通機能の性能照査の実態を改めて把握するとともに、特に旅行速度の照査を組み込むうえでの課題を整理する。次に、性能照査型道路計画手法の各項目における諸研究をレビューし、目指すべき性能照査型道路計画手法を導入する際の技術的な課題や従来の道路計画手法からの部分的な改良の可能性を整理する。最後に、これらの内容を受けて本研究の位置づけを示す。

2.1 目指すべき性能照査型道路計画手法

本研究では、特に計画段階で照査すべき道路の交通機能の性能（以降、交通性能とする）を道路の交通容量（もしくは交通量）と道路区間の旅行速度とする。ここでは、それらの交通性能を可能な範囲で精緻に推定し、照査可能となる道路計画手法をここでは目指すべき性能照査型道路計画手法として示す。これまで、多くの研究(例えば、中村ら、2005、渡部ら、2011)の中で性能照査型道路計画手法のフローが示されている。その中で、重要な項目としては計画対象の道路の交通性能の目標設定、将来交通量の推計、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定であり、各項目を実務の手順に関して目指すべき性能照査型道路計画手法として図-2.1のとおり整理する。以降、各項目の概要について述べる。

(1) 交通性能の目標設定

交通性能の目標設定とは、将来の道路ネットワークで計画対象とする道路がどの程度の性能を持たせるかを設定する項目である。まず、対象とする道路が持つべき道路の機能を設定する。設定した道路の機能に応じて、その道路が目指すべき（達成すべき）性能目標を設定する。

本研究では、旅行速度の照査を組み込むことを検討するため、目指すべき性能の指標は、旅行速度として目標旅行速度を設定する。

(2) 将来交通量の推計

将来交通量の推計とは、将来ネットワークにおいて計画対象の道路の計画目標年次時点の交通量を推計する項目である。照査対象となる交通容量や旅行速度は、時間単位で扱うものが多いことから、将来交通量の推計値も時間単位とした設計時間交通量を用いることが望ましい。また、時間単位の将来交通量の推計を正確に行うためには、現況の道路交通状況のデータ（例えば、OD調査）なども365日、24時間などの細かく取得したものであることが望ましい。得られた道路交通状況のデータと将来の社会経済指標や将来ネットワーク計画を基に、時間

単位かつ方向別に交通量配分を行い、設計時間交通量を求める。交通量の配分に当たってはリンクコスト関数の設定が必要となり、これらは道路構造・交通運用に応じて設定される時間交通量-速度関係を用いることが想定される。より理想的な環境において年間の8760時間の交通量配分が行える場合は、ある特定の時間のみを用いて照査とするのではなく、8760時間すべてを設計時間交通量とすることも考えられる。

(3) 道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定

道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の項目では、計画対象区間の道路構造・交通運用に応じて時間交通容量や旅行速度等の交通性能を推定する。大口ら(大口ら, 2005)の提案する計画設計試論において、ボトルネックと非ボトルネックによって交通性能が大きく異なることを指摘しており、特に街路の計画をする際には、ボトルネックを対象に検討する必要があるとしている。そのため、交通容量の照査は対象区間のボトルネック時間交通容量と(2)で求めた設計時間交通量を比較することにより行うことが望ましい。旅行速度の照査は、時間交通量-速度関係に(2)で求めた設計時間交通量を代入することで推定旅行速度を算出し、(1)で求めた目標旅行速度と比較して行う。ここでは、道路構造・交通運用に応じた道路区間の時間交通量-速度関係の設定が重要となる。道路区間の道路構造・交通運用に感度のある時間交通量-速度関係を用いて、目標旅行速度が達成できる道路構造・交通運用を決定する。

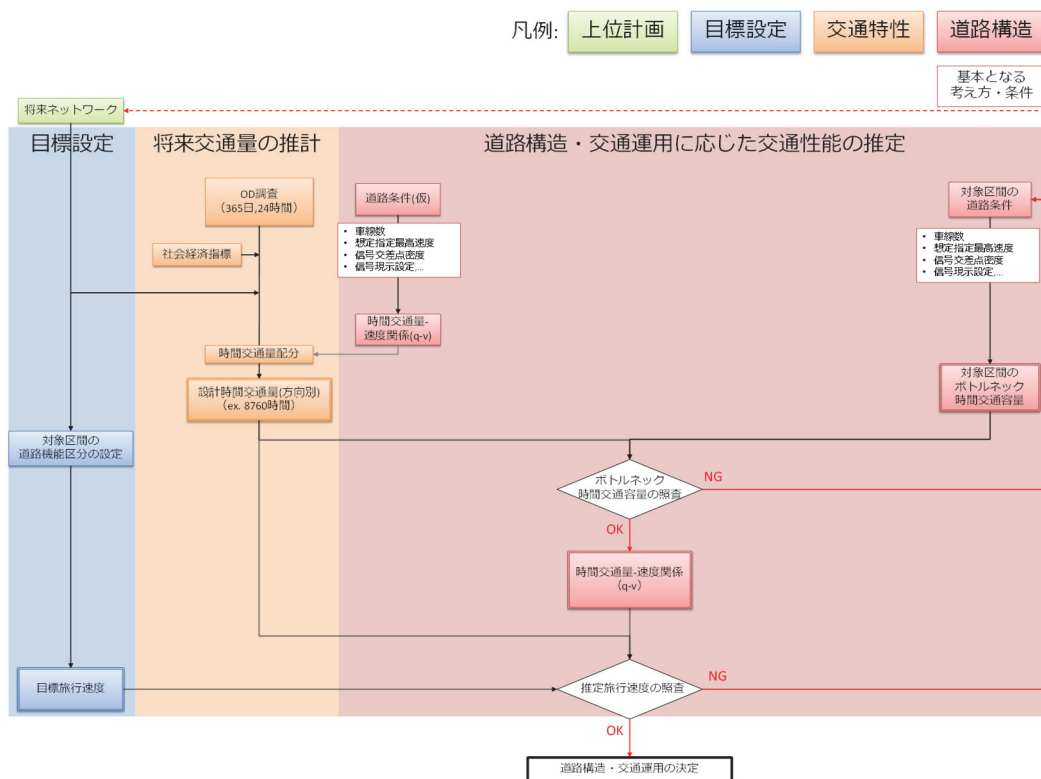


図-2.1 目指すべき性能照査型道路計画手法のフロー

2.2 交通機能の性能照査の観点から見た日本の道路計画手法の課題

2.2.1 日本の道路計画手法の流れ

日本の道路計画手法(日本道路協会, 2015)では図-2.2に示すとおり, 道路の機能を明確化するために地域特性, 交通特性, ネットワーク特性の把握を行い, どの機能(もしくは交通モード)を重視して道路空間を計画するかを検討する. ここで, 地域特性は, 「沿道土地利用や気象条件, 地形といった地勢や風土, 地域の歴史・文化環境や福祉, 災害, 公共交通機関, ライフライン(情報通信施設, 上下水道等), 景観, まちづくりに関わる現状や計画など」, 交通特性は, 「自動車, 歩行者, 自転車の各々の交通量及び自動車の車種, トリップ長, 交通量の変動特性, 速度分布や, 高齢者・障害者等歩行者の属性, 並んで歩く, 休憩等歩行者の利用形態など」, ネットワーク特性は, 「全国や広域, 都市内における当該道路の「ネットワーク上の位置づけ」を指している. 特に, 交通特性を基に, 自動車の交通機能, 歩行者・自転車の交通機能, 空間機能の各機能の検討を行うこととなる. 道路の分類と重視する機能の対応例が表-2.1のように整理され, 計画する道路は大きく5つに分類することができる. これにより, 交通機能に関する道路の機能の明確化が行われるようなプロセスとなっている. 「自動車専用道路」, 「歩行者専用道路」と「自転車専用道路」は, 機能とともに道路構造条件が明確になるものの, それ以外の道路に関しては自動車の通行, アクセス, 滞留, 歩行者などの通行, アクセス, 滞留の各交通機能をどの程度重視するのか, 道路構造条件をどのようなものとするかを明確にできない. そのため, 実際に道路計画・設計を行う上では, この道路の分類はほとんど用いられず道路の区分を利用している. 道路の区分は, 道路構造令が法令であるため, ある程度明確な指標を用いる必要があるため, ネットワーク特性は道路の種類で, 交通特性は自動車の計画交通量で代表させ, これらと自動車専用道路の別, 道路の存する地域, 地形の状況に応じ種別, 級別に区分している. 道路の種類と種級区分等との関係も合わせて整理されており, 高速自動車国道, 高速道路自動車国道以外の自動車専用道路, 一般国道, 都道府県道, 市町村道と種級区分の設定理由とともに各道路の種類が持つべき機能及び役割が示されている. 最後に道路の基本構造は, 先に決定した道路の区分に応じて決定する. 道路の基本構造は, 設計速度(道路線形), 設計基準交通量(車線数), 幅員(車道部, 歩道部・自転車道等, 植樹帯)によって構成される.

つまり, 我が国における道路の機能は道路の区分に読み替えられ, 道路の区分に応じた道路計画・設計を行っていることから, 本来どういった道路の機能を持たせる意図があるのかが見えなくなっている.

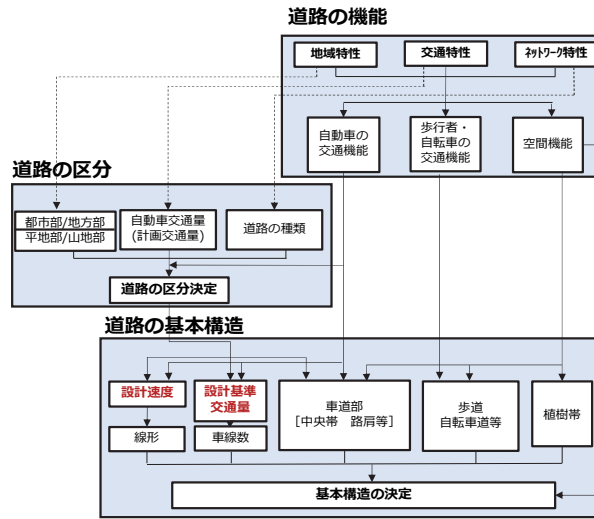


図-2.2 道路の基本構造の検討フロー（道路構造令の解説と運用より筆者が作成）

表-2.1 道路の分類と重視する交通機能の対応例

道路の分類		重視する交通機能					
		自動車			歩行者		
		通行	アクセス	滞留	通行	アクセス	滞留
自動車専用道路	自動車の通行機能に特化し、完全に入入り制限された道路（高規格幹線道路など）	◎	×	×	×	×	×
自動車の通行機能を重視する道路	自動車の通行機能に重視し、部分的に入入り制限された道路（地域高規格道路など）	◎	△	△	△	△	△
多機能道路	自動車の通行機能だけでなく、アクセスや滞留機能、歩行者等の交通機能も兼ね備えた道路（都市内の幹線道路など）	○	○	○	○	○	○
歩行者等の交通機能を重視する道路	自動車の通行機能よりも歩行者等の交通機能を重視した道路（歩車共存道路、コミュニティ道路など）	△	○	○	◎	◎	◎
歩行者専用道路 自転車専用道路	自動車が通行しない歩行者、自転車のための道路	×	×	×	◎	◎	◎

凡例 ◎：機能を重視する、機能を優先する ○：機能がある
△：機能が小さい、機能が制限される ×：機能を有しない

2.2.2 日本の道路設計手法の実施手順

2.2.1を踏まえて、特に道路構造や交通運用の決定に関する項目に着目し、従来の道路計画手法の手順を2.1と同様に交通性能の目標設定、将来交通量の推計、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の3項目に分けた場合の道路計画手法のフローを図-2.3に示す。フローは、中村(中村, 1993)を参考に作成した。以降、各項目において我が国の道路計画手法でどのように扱われているのかを述べる。

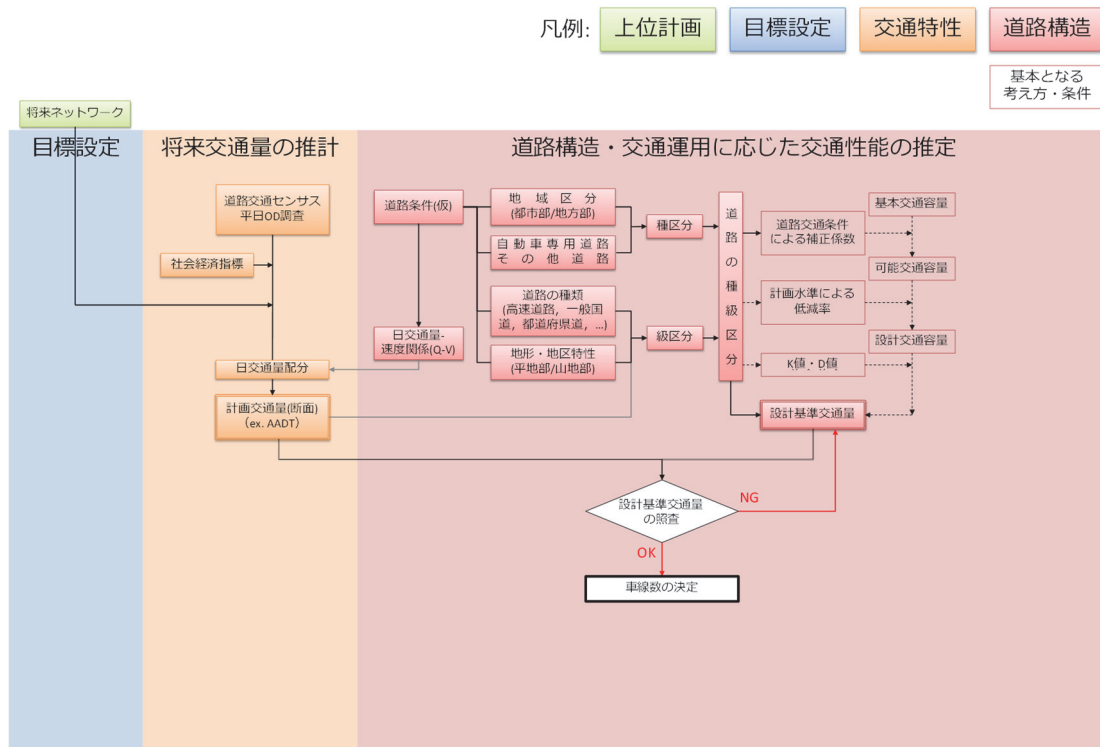


図-2.3 従来の道路計画手法のフロー ((中村, 1993)を引用・加筆)

(1) 交通性能の目標設定

図-2.3からもわかるとおり従来の道路計画手法の中では、明確に目標設定について触れられていない。これは、従来の道路計画手法において将来交通量を通すことが可能か否かで車線数を決定する方法を採用しており、将来交通量そのものが交通性能の目標となっているためである。もちろん、旅行速度に関する目標設定は行われておらず、道路構造令の解説と運用(日本道路協会, 2015)に「地域高規格道路のサービス速度は、自動車の通行機能、沿道や交通の状況等を総合的に勘案し、路線全体として概ね60km/h以上を確保しつつ、適切に設定する必要がある。」等の記述はあるものの、これを目標値として定め目標達成の可否を判断できる手法にはなっていないのが現状である。

(2) 将来交通量の推計

将来交通量の推計では、道路交通センサスや平日OD調査などで得られた現在の道路交通状況のデータを基に、将来の社会経済指標や将来ネットワーク計画を用いて日単位の交通量の配分を行っている。交通量の配分に当たってはリンクコスト関数の設定が必要となり、これらは道路構造・交通運用に基づく日交通量-速度関係などを用いて設定されることが多い。現在、将来交通量の推計で得られる計画交通量は、観測できる道路交通状況のデータの制約や交通量配分の推計精度のため、日単位、道路断面の年平均日交通量 (AADT:Annual Average Daily

Traffic) が多く用いられる。交通量配分の結果と関連の深い現在用いられている日交通量-速度関係については、(3)の中で概説する。

(3) 道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定

従来の道路計画手法での道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の項目は、道路の種級区分の設定を行い、それを基に定まる設計基準交通量と(2)で推計した計画交通量を比較して、計画交通量が設計基準交通量を下回る条件を確認し、車線数を決定するものである。ここでは、特に道路の種級区分の設定、設計基準交通量の設定、日交通量-速度関係の設定の方法とその課題を述べる。これらについては既往研究(森田, 2011)でも指摘があり、その内容の一部を参照しながらここで整理をする。

A) 道路の種級区分の設定

道路の種級区分の設定については前述にも触れているとおりであり、地域区分(都市部/地方部)と自動車専用道路とそれ以外によって種級区分を設定し、道路の種類(高速自動車国道、高速道路自動車国道以外の自動車専用道路、一般国道、都道府県道、市町村道)と地形・地区特性(平地部/山地部)、計画交通量によって級区分を決定している。これにより、計画対象の道路の種級区分を決めることができる。

種級区分は、地域特性(地形・地区特性)、交通特性(計画交通量)、ネットワーク特性(道路の種類)などの道路の機能に応じて設定しているとされているが、特に道路の種類や地形・地区特性と道路の機能は必ずしも関連性があるものではない。例えば、一般国道は一般に広域的な幹線道路としての機能を持つと考えられるが、信号交差点が多く接続する都市部ではその機能の性能を十分に発揮できる状態にあるとは言えない。つまり、従来の道路計画手法で検討している種級区分は、道路の交通機能の性能を十分に考慮したものであるとは言えないことがわかる。

B) 設計基準交通量の設定

設計基準交通量は、「道路の種級区分および地形区分ごとにその道路の構造条件(特に幅員構成と勾配)及び交通条件の標準値を想定して算定した交通容量を日単位に換算したものをもととし、さらに交通に対するサービスの程度、道路建設の経済性及び行政上の種々の判断等を勘案して定められたもの」とされている。つまり、従来の道路計画手法では、種級区分と地形区分が決まると設計基準交通量が自動的に決まり、これを用いて車線数の検討を行うものである。参考までに、本来の設計基準交通量の算出方法を記載する。

まず、設計対象とする道路の可能交通容量 c の算出を行う。ここでは、多車線道路における道路の可能交通容量 c の算出方法を、道路の交通容量(道路協会, 1984)を参考に示す。信号交差点のある道路は、単路部と交差点部の交通容量を算出し、最小となるものを用いるとしており、基本交通容量に各種補正率を乗じることで次式のように表される。

$$c = \min(c_1, c_2) \quad (2.1)$$

$$c_1 = 2500 \cdot \gamma_{L'} \cdot \gamma_{N'} \cdot \gamma_J \times N \quad (2.2)$$

$$c_2 = 2200 \cdot \gamma_L \cdot \gamma_C \cdot \gamma_N \cdot \gamma_I \times N \quad (2.3)$$

ここに、 γ_L は車線幅員による補正率、 γ_C は側方余裕による補正率、 γ_N は二輪車混入による補正率、 γ_J は交差点の信号による補正率、 γ_I は沿道状況（駐車）による補正率、 $\gamma_{L'}$ は交差点の車線幅員による補正率、 $\gamma_{N'}$ は交差点の二輪車混入による補正率、 N は車線数、 c_1 は交差点の交通容量[pcu/h]、 c_2 は単路の交通容量[pcu/h]、である。

次に、式(2.1)で算出した可能交通量にその道路の計画水準に応じた低減率（交通量・交通容量比）を乗じて設計交通容量を求める。設計交通容量（ c_d ）の算定は次のとおりとする。

$$c_d = c \times r_l \quad (2.4)$$

ここに、 c_d は設計交通容量[pcu/h]、 r_l は計画水準に応じた低減率、である。

最後に、式(2.4)で算出した設計交通容量に対してその路線の交通量の変動特性を考慮して日単位に換算することで設計基準交通量 Q_d を求める。

$$Q_d = c_d \times \frac{100}{K} \times \frac{100}{D} \quad (2.5)$$

ここに、 Q_d は設計基準交通量[pcu/day]、 K は年平均日交通量に対する30番目時間交通量の割合、 D は往復合計の交通量（1時間単位）に対する重方向交通量の割合、である。

設計基準交通量の算出には、基本交通容量、道路構造・交通条件の補正率、計画水準に応じた低減率、交通量の変動特性といった多くの条件を仮定していることがわかる。しかし、設計基準交通量は交通容量を基に算出された値ではあるものの、計画水準を乗じていることで従来の交通容量の概念である「道路上の1断面を単位時間あたりに通過し得る自動車の最大数」と同義ではないことがわかる。また、道路構造条件および交通条件が標準値と異なる道路を計画する場合は、記載されている設計基準交通量は必ずしも正確なものとはいえず使用にあたっては注意が必要となる。

C) 交通量配分のための日交通量-速度関係の設定

交通量配分に用いられる日交通量-速度関係（Q-V）は、図-2.4のように表されたものを用いることが多い。図-2.4にある各変数（ v^{Max} 、 $v^{Q^{\text{Max}}}$ 、 v^{min} 、 Q^{min} 、 Q^{Max} ）は、それぞれ、自由流速度（自由走行できる速度）、渋滞が発生する直前の速度、渋滞時の速度、自由走行できなくなる交通量、渋滞が発生する交通量として設定されている。これらの変数は、道路交通センサスや地域の情勢に合わせて調整を行い、現況再現性を高めるように設定している。また、便宜上道路の断面ごとにQ-Vが設定されており、上り線と下り線の合計の交通量を用いて、上下線の旅行速度が決まるものとなる。

Q-Vの設定例を坂祝町道路網整備計画(坂祝町, 2017)にを参考に紹介する。坂祝町道路網整備計画(坂祝町, 2017)には、「一般に交通量推計で用いるQV式は、道路の構造規格、沿道状況、車線数などの道路の条件によって区分しており、本町における推計では、道路種別、沿道状況、

車線数ごとに分類した（岐阜）県の推計データに基づき設定」と記述されている。

表-2.2に岐阜県の推計データに基づくQ-Vの分類を、図-2.5にQ-Vの各変数の数値とそれによって設定できるQ-Vを示す。道路種別，沿道状況，車線数等の道路条件ごとにQ-Vが設定されており，非常に簡便な手法であると言える。

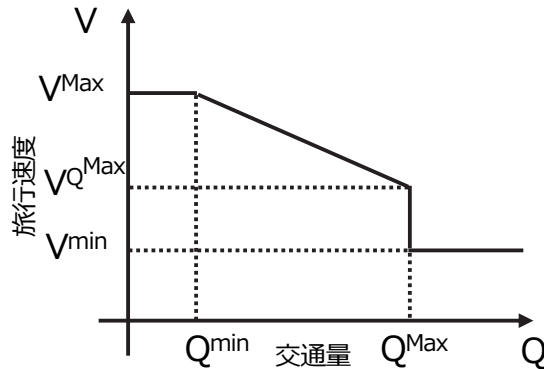


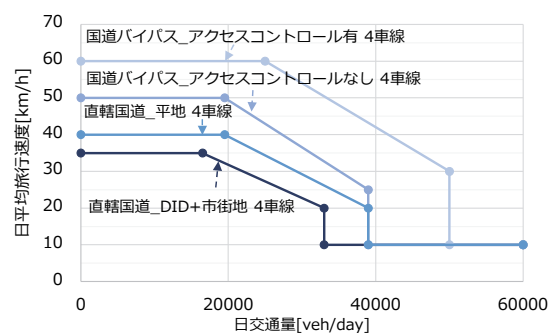
図-2.4 交通量配分に用いられる交通量-旅行速度関係の例

表-2.2 Q-Vの分類(坂祝町, 2017)

指標	区分
道路種別	高規格幹線道路，地域高規格道路，国道バイパス，直轄国道，補助国道，主要地方道，一般県道，幹線町道
沿道状況	区分1:平地部，山地部，都市部（高規格幹線道路，地域高規格道路） 区分2:DID，市街地，平地，山地（一般道）
車線数	1車線，2車線，(3車線)，4車線，6車線，8車線，10車線

- ※1 高規格幹線道路は，道路構造令における種級区分で各路線を分類。
- ※2 国道バイパスは，沿道状況をアクセスコントロールの有無で区分。
- ※3 車線数の3車線は，名古屋高速都心環状線のみ適用。

道路種別(沿道状況)	コード	車線	Vmax	Vl	Vmin	Qmin	Qmax
国道バイパス	100	6	60	30	10	40000	80000
	101	4	60	30	10	25000	50000
	102	2	50	25	10	10000	20000
	103	6	50	25	10	34000	68000
	104	4	50	25	10	19500	39000
	105	2	45	25	10	9000	18000
直轄国道	106	10	35	20	10	35000	70000
	107	8	35	20	10	32000	64000
	108	6	35	20	10	26500	53000
	109	4	35	20	10	16500	33000
	110	2	30	15	10	9000	18000
	111	6	40	20	10	34000	68000
	112	4	40	20	10	19500	39000
	113	4	40	20	10	15500	31000
補助国道	114	2	40	20	10	9000	18000
	115	2	40	20	10	5000	10000
	116	10	35	20	10	35000	70000
	117	8	35	20	10	32000	64000
	118	6	35	20	10	26500	53000
	119	4	35	20	10	16500	33000
補助国道	120	2	30	15	10	9000	18000
	121	6	35	20	10	25500	51000
	122	4	35	20	10	15000	30000
	123	2	30	15	10	9000	18000
	124	2	30	15	10	5000	10000



(a)各変数の設定値一覧(抜粋)

(b)Q-V

図-2.5 Q-Vの変数の設定値およびグラフ(坂祝町, 2017)

このQ-Vは、交通工学で通常用いられる時間交通量-速度関係 (q-v) と異なる性質を持っていることから、Q-Vの設定に使用する各変数 ($V^{\text{Max}}, V^{Q^{\text{Max}}}, V^{\text{min}}, Q^{\text{min}}, Q^{\text{Max}}$) の解釈とここで示すQ-Vを使用する上での課題について述べる。

まず、交通量の軸 (横軸) に関連する $Q^{\text{min}}, Q^{\text{Max}}$ から述べる。 Q^{Max} は、日平均旅行速度が V^{min} となる最小の日交通量であり日交通容量 c_{Day} と解釈される。道路の交通容量(日本道路協会, 1984)によるとこの日交通容量は、可能交通容量 c に対して計画水準に応じた低減率を乗じて求めた設計交通容量 c_d と、年平均日交通量に対する30番目時間交通量の割合 K とその時の重方向率 D によって設定され、設計基準交通量を指している。また、松井・藤田(松井・藤田, 1988)によれば、日交通容量の定義を「日容量とは、ピーク時交通量が時間容量に一致するときの日交通量である。」としており、以下の式(2.6)で表される。

$$c_{\text{Day}} = \sum_{i=1}^{23} q_i \quad (2.6)$$

$$\frac{q_p}{c} = 1 \quad (2.7)$$

ここで、 i は時間帯、 q_i は時間帯*i*の時間交通量、 q_p はピーク時間帯の時間交通量、 c は可能交通容量、である。

仮に、ピーク時間帯のみ交通容量と同じ交通量が流れそれ以外の時間帯で交通量が0であれば $c_{\text{Day}} = c$ 、全時間帯において交通容量と同じ交通量が流れた場合 $c_{\text{Day}} = 24 \times c$ 、となる。

道路の交通容量(日本道路協会, 1984)および松井・藤田(松井・藤田, 1988)のいずれの手法においても、日交通容量として設定しているものは、従来の交通容量の概念である「道路上の1断面を単位時間あたりに通過し得る自動車の最大数」ではなく、ある条件の下で求めた交通量を便宜的に交通容量と読み替えて扱っているに過ぎない。

Q^{min} は、日平均旅行速度が自由速度 V^{Max} を維持できる最大の日交通量と解釈できる。通常 Q^{Max} の値に応じて設定されており、道路条件に応じて補正係数 γ_Q が与えられている。

$$Q^{\text{min}} = \gamma_Q \times Q^{\text{Max}} \quad (2.8)$$

$$0 \leq \gamma_Q < 1.0 \quad (2.9)$$

現在、補正係数 γ_Q は自動車専用道路 (バイパス区間含む) とその他道路の2種類の道路に対して設定されており、以下の式(2.10)の関係にある。

$$\gamma_Q^M > \gamma_Q^O \quad (2.10)$$

ここで、 γ_Q^M は自動車専用道路 (バイパス区間含む) の補正係数、 γ_Q^O はその他道路の補正係数、である。

つまり、自動車専用道路 (バイパス区間含む) のほうが、その他道路に比べてより交通量が多くても自由速度を維持できることを指している。さらに、自動車専用道路 (バイパス区間含

む) とその他道路以外の条件による補正係数の違いがないこともわかる。

次に、速度の軸（縦軸）に関連する V^{Max} , $V^{Q^{\text{Max}}}$, V^{min} について述べる。 V^{Max} は、交通量が微小である状況において実現する最大の旅行速度であり、表-2.2に示す道路種別（種級区分）、車線数、沿道状況に加え指定最高速度も値の設定条件の一つとして考えられる。自動車専用道路（バイパス区間含む）などにおいて、 V^{Max} はおおむね指定最高速度と同値が設定される。また、その他道路においては特に沿道状況による影響を鑑み指定最高速度より小さい値が設定される。

沿道状況による影響について都市部を仮定して考えるとその要因は大きく以下の2つがあると考えられる。

- (a) 複数の道路が集積した交差し、(信号) 交差点間隔が短くなり、右左折や信号による停止により道路の円滑性が低下。
- (b) 沿道施設の密度が増加し、沿道出入により道路の交通を阻害。

しかしながら、交通量が微小である状況における上記2つの要因が V^{Max} へ与える影響を考えると、(b)は沿道出入車両に遭遇する確率も減少しその影響はほぼ無視できる。さらに、(a)は無信号の交差点であれば(b)と同様に影響を無視することができる。つまり、 V^{Max} の影響要因である沿道状況は信号交差点の設置・運用状況によるものであると解釈することが可能となる。しかし、表-2.2の沿道状況の区分では、DID+都市部、平地、山地程度の分類であり、この分類が信号交差点の設置・運用状況を代表するものとは言い難い。

$V^{Q^{\text{Max}}}$ は、日交通量 Q^{Max} になり渋滞流になる前の速度を指す。通常 V^{Max} の値に応じて設定されており、道路の条件に応じて補正係数 γ_V が与えられている。

$$V^{Q^{\text{Max}}} = \gamma_V \times V^{\text{Max}} \quad (2.11)$$

$$0 < \gamma_V \leq 1.0 \quad (2.12)$$

現在、補正係数 γ_V は自動車専用道路（バイパス区間含む）とその他道路の2種類の道路に対して設定されており、以下の式(2.9)の関係にある。

$$\gamma_V^M > \gamma_V^O \quad (2.13)$$

ここで、 γ_V^M は自動車専用道路（バイパス区間含む）の補正係数、 γ_V^O はその他道路の補正係数、である。

つまり、自動車専用道路（バイパス区間含む）のほうが、その他道路に比べてより渋滞前の交通量時点での速度の低下量が少ないことを指している。さらに、自動車専用道路（バイパス区間含む）とその他道路以外の条件による補正係数の違いがないこともわかる。

V^{min} は、日交通量が日交通容量を超過した際の速度であり、通常10 km/hか5 km/hが用いられている。実際に、交通容量を超過してもグリッドロックの状態でない限りは低速での走行が可能であるためこれらの速度での走行は十分に考えられる。

ここまで、従来のQ-Vの各変数の解釈及びその課題について整理した。各変数の設定は道路条件との関係、解釈が不明確なものがある。

- ・ 日交通容量と Q^{Max} の解釈
- ・ 道路構造・交通運用と γ_V, γ_Q の関係
- ・ 道路構造・交通運用と V^{Max} の関係

これらの内容が明確に説明できるものでないとQ-Vが実際の道路構造・交通運用および交通条件を的確に表現できるものになっているとは言えない。また、このQ-Vによって求められた将来交通量の推計値に対する扱いについても注意が必要となる。

2.2.3 まとめ

ここでは、我が国の現在の道路計画手法の流れを改めて示すとともに、その道路計画手法の各段階における方法論とその課題について整理した。

現在の道路計画手法では、道路が目指すべき目標が明確に設定されていないこと、また計画交通量がその目標の代替指標であることが確認された。また、将来交通量の推計に関しては、現在の調査体系や推計精度の問題から日単位の断面の交通量推計しか行えない課題を改めて指摘した。さらに、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定に関しては、道路の種級区分および設計基準交通量の持つ意味が形骸化している実態を明らかにするとともに、交通量配分で使用する日交通量-速度関係の設定に関する不明瞭な点を整理した。

本節での整理により、現在の道路計画手法は、その手法が確立された当時の目的や制約のまま仕様だけが現在まで踏襲され、仕様に紐づく性能が不明確になっていること、現在であれば解決可能な制約も残存すること等が改めて明らかとなった。

以上より、我が国の道路計画手法は、これからの道路整備に向けた刷新が必要であることは明らかである。しかし、簡便に道路計画を立案できるという意味では有用な手法であり、調査体系から道路事業評価に至るまでこの手法を基本に構築されていることから、全てを刷新することは非常に障害が多いことも考えられる。

2.3 道路計画手法の各項目に対する諸研究

次に、道路計画手法の各項目における諸研究をレビューし、目指すべき性能照査型道路計画手法を導入する際の技術的な課題や従来の道路計画手法からの部分的な改良の可能性を整理する。

2.3.1 交通性能の目標設定

ここでは、交通性能の目標設定として主に旅行速度の目標設定について既往のマニュアルや研究を整理する。まず、アメリカの道路の計画設計について記した、Highway Capacity Manual 6th edition (HCM 6th edition) (TRB, 2016)では、街路の旅行速度の数値に応じてサービスレベル (LOS:Level of Service) がA~Fの6段階で設定されている(表-2.3)。例えば、計画対象とする道路のLOSの目標値をB、基本自由速度を40 mi/hとすると、旅行速度の目標値は27 mi/h以上であると考えることが可能である。基本自由速度は道路構造・交通運用に応じて算出されるものであるが、計画対象の道路のLOSをいくつにすべきか、どのように設定するかは明確にされていない。おそらく、道路網計画をはじめとする上位計画により道路の位置づけに応じたLOSを設定していることが想定される。

表-2.3 サービスレベルの基準(TRB, 2016)

LOS	Travel Speed Threshold by Base Free-Flow Speed (mi/h)							Volume-to-Capacity Ratio ^a
	55	50	45	40	35	30	25	
A	>44	>40	>36	>32	>28	>24	>20	≤ 1.0
B	>37	>34	>30	>27	>23	>20	>17	
C	>28	>25	>23	>20	>18	>15	>13	
D	>22	>20	>18	>16	>14	>12	>10	
E	>17	>15	>14	>12	>11	>9	>8	
F	≤17	≤15	≤14	≤12	≤11	≤9	≤8	
F	Any							> 1.0

Note: ^a Volume-to-capacity ratio of through movement at downstream boundary intersection.

ドイツの交通ネットワーク計画指針RIN(FGSV, 2008)は、道路ネットワークが大都市、中核都市、生活圈などの様々な規模の拠点間を連絡する役割を持つとし、拠点はその役割や規模、重要度などによってレベル分けされ、そのレベルに応じて拠点間の目標旅行時間を設定している。つまり、道路の機能(役割)を明確にし、その役割に応じて目標を設定しているものである。この計画指針においては、拠点間の目標旅行時間がどのように設定されたかは明記されておらず、基本的には道路の上位計画に基づくものであると考えられる。また、日本においては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)(以降、ガイドライン)(交通工学研究会, 2018)の中で、拠点の階層と拠点間の連絡レベルに応じて目標旅行時間を設定している。ガイドラインは、RINの考え方を参考にしている部分が多くあることから、RINと同じように設定されている。この目標旅行時間の設定も国土のランドデザイン2050(国土交通省, 2014)の考え方を参考とするなど、道路の上位計画に基づき設定されている。

表-2.4 目標旅行時間(交通工学研究会, 2018)

連絡 レベル	拠点階層		目標旅行時間	
			①個別施設から拠点*まで	②同一階層の直近拠点*まで
I	大都市拠点 MEC		≤3.0h (3.5h)	≤3.0h
II	高次都市拠点 UUC	完結型	≤1.0h (2.5h)	≤1.5h
		依存・連携型		≤1.0h
III	生活拠点 LUC		≤30min (45min)	≤45min
IV	小さな拠点 SMC		≤15min (30min)	≤20min
V・VI	集落・住区 CMC		徒歩圏内	徒歩圏内

*拠点領域内の代表点(Center:代表点)を用いて評価する。()内は山地部集落などで目標旅行時間達成が困難な場合の特例値。

上位計画によらず旅行速度の目標値を設定する研究事例として、道路利用者のニーズにより設定する手法(船田ら, 2011)が提案されている。この手法では、道路利用者に対してアンケート調査を実施し、都市内の拠点施設への移動距離と理想的な旅行時間に関して回答を得ることで、道路利用者の希望旅行速度を把握し、その希望旅行速度に応じてサービス水準目標を設定するものである。移動距離とサービス水準に応じて理想とする旅行速度が設定可能となるが、アンケートの回答の精度(特に、移動距離)やドライバー属性によっても値が大きく変わるものである。また、医療施設に対する旅行速度の目標値として、カーラーの救命曲線を参考に設定した事例(鈴木ら, 2020)もある。

このように、旅行速度(旅行時間)の目標設定は、基本的には道路の上位計画を基に設定されている状況であり、上位計画がない場合においては任意の値を設定している状況であることが確認された。我が国において上位計画で目標旅行時間を設定している事例として静岡30(サーティ)構想(静岡県, 2011, 2013)があり、これは静岡県内の「地域の中心都市に30分で移動できる道路ネットワークの確立を目指す」ことを目的としている。しかし、国内の多くの上位計画(例えば、愛知県, 2020, 岐阜県, 2015)では、道路ネットワークの拡充を目標とした整備にとどまっておらず、〇分以内で移動できるといった目標旅行時間(目標旅行速度)の設定がなされていないのが現状である。そのため、上位計画に頼らずとも道路の性能目標を決定する手法の確立が望まれる。

2.3.2 将来交通量の推計

ここでは、将来交通量の推計に関連する分析や研究を整理する。将来交通量の推計にあたっては、まず現状の道路交通状況の調査が必要である。我が国では、5年に一度道路交通センサスとして、交通量、旅行速度、道路状況及びOD等の交通データを収集しており、将来交通量の推計の下となるデータを構築している。国土交通省(上坂ら, 2011)では、今後の調査体系として、交通量および旅行速度は常時観測(連続観測)を基本とし、常時観測機器の設置や一般車のプローブデータの活用により、効率的かつ連続的な交通量・旅行速度データの収集を行う方針を示している。また、自動車起終点調査(OD調査)に関しては、特に現況分析や道路事業評価で用いるOD表の作成はETCプローブを活用し、既存の調査から切り替えていく方針が示されている(国土交通省, 2018)。さらに、OD表構築に向けた検討(国土交通省, 2020)やOD交通量逆推定手法の検討(国土交通省, 2020)が進められており、2025年度を目途にETC2.0プローブ等を活用したODの常時観測方法の確立に向けて研究が進められている。目指すべき性能照査型道路計画手法では、より正確で連続的なデータが求められており、このような調査体系により実現の可能性が高まると言える。

将来交通量の推計手法は、現在は日交通量配分を行っているが上記のような豊富なデータが入手可能となる場合、より細かい時間単位での正確な交通量配分が実施可能となりうる。時間交通量配分や時間帯交通量配分に関しては、古くから研究が進められており、例えば藤田ら(藤田ら, 1988)は、1日の交通網交通流の時間変動を再現できる時間帯交通量配分モデルを開発し、その実用性を検討している。この手法は、交通流の時間変動を考慮できるよう1時間ごとに交通量推計を行い各時間帯の交通量の合計によって求めた日交通量が、日交通量配分によって求めた値よりも精度よく再現できていることを示した。また、井上・高山(井上・高山, 1995)は、これまで静的に扱われていた信号交差点を組み込んだ時間交通量配分の動的化を行い、より微小なOD交通量(10分間OD)を用いた交通量配分を可能にしている。その結果、時間経過に伴う渋滞長の延伸や解消が表現でき、またボトルネック交差点の信号現示の改良の効果を定量的に示すことが可能となった。このように、より細かい時間単位での交通量配分に関して研究がおこなわれているが実際の道路計画の場面で使用されておらず、特定の渋滞箇所における整備効果を示す目的などで活用されてきている。今後、調査体系の刷新により豊富な交通データが入手可能になると道路計画の場面での適用が加速することが予測される。また、イングランド(highways england,2020)では、日本とは異なり年平均時間交通量(AAHT: Annual Average Hourly Traffic)を推計している。求めたAAHTに対して、交通条件、平日休日別に設定されるHourly Flow Groupに応じて係数を乗じることで、Ordinary flow group(off-peak)、Adjacent-to-peak flow group、AM Peak flow group、PM Peak flow groupの交通量グループをそれぞれ設計時間交通量として用いることで、8760時間の交通状況を表現することを可能にしている。

交通流シミュレーションは、交通量配分時で検討する道路ネットワークよりも詳細な道路ネットワークの解析に用いられており、車両1台1台の動きを微小な時間単位で追うことが可能である。交通量配分と交通流シミュレーションを結合した方法として、溝上・中山(溝上・中山, 2005)は

マイクロ交通流シミュレーションを用いてリンクコスト関数を推定し、推定したリンクコスト関数を用いた時間帯別交通量配分に基づき将来交通量を予測している。マイクロ交通流シミュレーションを用いて推定してリンクコスト関数を用いることにより、ピーク時間、オフピーク時、および12時間合計の将来交通量の精度が高くなることが確認された。つまり、将来交通量を算出する際のリンクコスト関数の設定が、交通量推計の精度と直結しており、詳細な道路ネットワークの考慮が求められていると言える。

このように、目指すべき性能照査型道路計画手法で検討している将来交通量の推計が行えるように調査体系や交通量の推計手法などの構築が進められているものの、道路計画手法そのものへの導入は不確かな部分が多いのが現状である。

2.3.3 道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定

(1) 諸外国の道路計画時に使用される交通性能の推定手法

アメリカの道路の費用便益分析マニュアルである User Benefit Analysis for Highways (AASHTO, 2003)では、道路事業を「車線の増設 “ADDITIONAL LANES”」、 「道路の新設 “NEW HIGHWAY”」、 「交通制御 “TRAFFIC CONTROL”」、 「信号システム “SIGNAL SYSTEMS”」、 「高度交通システムへの改良 “INTELLIGENT TRANSPORT SYSTEMS IMPROVEMENTS”」、 「料金および規制政策 “PRICING AND REGULATORY POLICIES”」等に区分し、各事業における評価方法を提示している。ここでは、「車線の増設 “ADDITIONAL LANES”」を例に旅行速度の推定手法について概説する。車線の増設の事業については、Highway Capacity Manual 2000 (TRB, 2000)のワークシートを用いて道路区間の速度を算出することが示されている。しかしながら、単純な車線の増設プロジェクトの際には、簡便な手法として式(2.14)のBPR(Bureau of Public Roads, 1964)式や式(2.15)の交通量-旅行時間関係を用いることとしている。

$$t(v) = t_0 \left(1 + a \left(\frac{v}{c} \right)^b \right) \quad (2.14)$$

$$t \left(\frac{v}{c} \right) = 2 + \sqrt{a^2 \left(1 - \left(\frac{v}{c} \right) \right)^2 + \left(\frac{2a-1}{2a-2} \right)^2} - a \left(1 - \frac{v}{c} \right) - \frac{2a-1}{2a-2} \quad (2.15)$$

ここに、 $t(v)$ は交通量 v の時の旅行時間[min]、 t_0 は自由旅行時間[min]、 $\frac{v}{c}$ は交通量交通容量比、 a, b はパラメータ ($a, b > 0$)、である。

表-2.5に、一般的に式(2.14)で用いるパラメータを掲載する。道路の種別及び沿道状況に応じて異なる値が設定されていることがわかる。

表-2.5 交通量-旅行時間関係の典型的なパラメータ(AASHTO, 2003)

BPR Parameters	Freeway	Expressway	Collector	Arterial
			<i>Urban</i>	
a	0.1	0.1	0.075	0.05
b	10	10	10	10
Freeflow Speed (mph)	55	45	25	30
			<i>Rural/Suburban</i>	
a	0.1	0.1	0.075	0.05
b	10	10	10	10
Freeflow Speed (mph)	65	55	40	45

また、ここでは示していないが道路事業の種類に応じて式(2.14)に用いるパラメータの設定を変えて、その道路事業の特徴を反映できるようにしている。

HCM 6th Edition(TRB, 2016)では、道路の種類を「中断されない交通流 “UNINTERRUPTED FLOW”」、 「中断のある交通流 “INTERRUPTED FLOW”」の別に大きく区分し、それらに応じて、計画段階における旅行速度を推定し、性能の評価を行うことを提案している。ここでは、「中断されない交通流 “UNINTERRUPTED FLOW”」の都市内街路の計画段階における旅行速度の検討部分を概説する。

Step1: 道路構造・交通運用に応じた自由速度 S_f の設定

Step2: 交通量および交差点遅れを考慮した旅行速度 $S_{T,seg}$ の設定

Step1: 道路構造・交通運用に応じた自由速度 S_f の設定

道路の構造条件に応じた基本自由速度 S_{f0} と信号間隔の補正係数 f_L を用いて、式(2.16)のとおり自由速度を設定する。表-2.6に各補正係数の値を示す。

$$S_f = S_{f0} \cdot f_L \geq S_{pl} \quad (2.16)$$

$$f_L = 1.02 - 4.7 \frac{S_{f0} - 19.5}{\max(L_S, 400)} \leq 1.0 \quad (2.17)$$

$$S_{f0} = S_{calib} + S_0 + f_{CS} + f_A + f_{pk} \quad (2.18)$$

$$S_0 = 25.4 + 0.47S_{pl} \quad (2.19)$$

ここに、 S_f は都市内街路の自由速度[mi/h]、 f_L は信号間隔の補正係数[mi/h]、 L_S は隣接信号交差点間の間隔[ft]、 S_{f0} は都市内街路の基本自由速度[mi/h]、 S_{calib} は基本自由速度の補正值[mi/h]、 S_0 は速度定数[mi/h]、 f_{CS} は道路断面の補正係数[mi/h]、 f_A はアクセスポイントの補正係数[mi/h]、 f_{pk} は路上駐車補正係数[mi/h]、 S_{pl} は指定最高速度、である。

表-2.6 基本自由速度の補正係数(TRB, 2016)

Speed Limit (mi/h)	Speed Constant S_0 (mi/h) ^a	Median Type	Percent with Restrictive Median (%)		Adjustment for Cross Section f_{CS} (mi/h) ^b	
					No Curb	Curb
25	37.4	Restrictive	20		0.3	-0.9
30	39.7		40		0.6	-1.4
35	42.1		60		0.9	-1.8
40	44.4		80		1.2	-2.2
45	46.8		100		1.5	-2.7
50	49.1	Nonrestrictive	Not applicable		0.0	-0.5
55	51.5	No median	Not applicable		0.0	-0.5

Access Density D_a (points/mi)	Adjustment for Access Points f_A by Lanes N_{ib} (mi/h) ^c			Percent with On-Street Parking (%)	Adjustment for Parking (mi/h) ^d
	1 Lane	2 Lanes	3 Lanes		
0	0.0	0.0	0.0	0	0.0
2	-0.2	-0.1	-0.1	20	-0.6
4	-0.3	-0.2	-0.1	40	-1.2
10	-0.8	-0.4	-0.3	60	-1.8
20	-1.6	-0.8	-0.5	80	-2.4
40	-3.1	-1.6	-1.0	100	-3.0
60	-4.7	-2.3	-1.6		

Notes: ^a $S_0 = 25.6 + 0.47S_{pl}$ where S_{pl} = posted speed limit (mi/h).
^b $f_{CS} = 1.5 P_{rm} - 0.47 P_{curb} - 3.7 P_{curb} P_{rm}$ where P_{rm} = proportion of link length with restrictive median (decimal) and P_{curb} = proportion of segment with curb on the right-hand side (decimal).
^c $f_A = -0.078 D_a / N_{ib}$ with $D_a = 5,280 (N_{2,2,2} + N_{2,2,0}) / (L - W)$, where D_a = access point density on segment (points/mi); N_{ib} = number of through lanes on the segment in the subject direction of travel (in); $N_{2,2,2}$ = number of access point approaches on the right side in the subject direction of travel (points); $N_{2,2,0}$ = number of access point approaches on the right side in the opposing direction of travel (points); L = segment length (ft); and W = width of signalized intersection (ft).
^d $f_{pk} = -3.0 \times$ proportion of link length with on-street parking available on the right-hand side (decimal).

Step2: 交通量および交差点遅れを考慮した旅行速度 $S_{T,seg}$ の設定

Step1で求めた S_f を用いて、交通需要や右左折車両による遅れを考慮した道路区間の旅行時間の算出を行う。

交通量および交差点の遅れを加味した旅行速度は、式(2.20)に基づき算出する。

$$S_{T,seg} = \frac{3,600L}{5,280(t_R + d_t)} \quad (2.20)$$

ここに、 $S_{T,seg}$ は道路区間の直進車両の旅行速度[mi/h]、 L は道路区間延長[ft]、 t_R は道路区間の旅行時間[s]、 d_t は直進遅れ[s/veh]、である。

t_R は交通状況を考慮した旅行時間に、交差点の制御形式、接続道路の出入り、路上駐車による遅れを加えたものである。また、 d_t は車線構成（例えば、直進車線、左直車線、右直車線など）によって直進車両の走行が阻害される際に発生する遅れを表現している。これにより得られる時間交通量-速度関係は図-2.6のとおりである。

HCM 6th Editionにおける計画段階の旅行速度推定手法は、指定最高速度、中央分離帯、アクセスポイント、路上駐車、信号交差点、交差点の制御形式等の実際の道路の状況を詳細に考慮したのものとなっている。

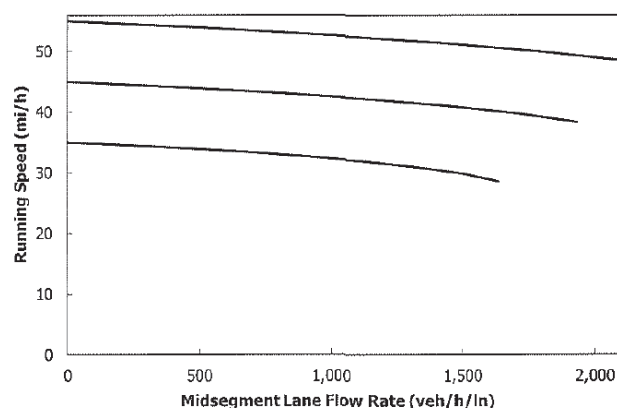


図-2.6 時間交通量-速度関係(TRB, 2016)

イングランドでは、計画段階の旅行速度推定について費用便益分析の用いるソフトウェア”COBA2020(highways england, 2020)”に詳細に記載がある。ここでは、COBA2020を用いてイングランドにおける計画段階の旅行速度推定手法について概説する。

COBA2020の旅行速度の推定は以下の手順に基づき行われる。

Step1: 道路種別 (Road Class) の設定

Step2: 道路種別に応じた道路構造・交通運用を考慮した交通量-速度関係の設定

Step1: 道路種別 (Road Class) の設定

計画対象とする道路の道路種別を表-2.7に基づき設定する。

Class1~6: 使用対象とする指定最高速度の制限がなく自動車専用道や多目的の一般道路

Class7,8: 指定最高速度48 km/hが適用される大きな都市や都市部の道路

Class9: 指定最高速度48 km/hや64 km/hが適用される小さな町村の道路

Class10: 指定最高速度64 km/hが適用される町や都市郊外の主要幹線道路

表-2.7 道路種別の一覧

Road Class	Description
1	Rural single carriageway
2	Rural all-purpose dual 2-lane carriageway
3	Rural all-purpose dual 3 or more lane carriageway
4	Motorway, dual 2-lanes
5	Motorway, dual 3-lanes
6	Motorway, dual 4 or more lanes
7	Urban, non-central
8	Urban, central
9	Small town
10	Suburban single carriageway
11	Suburban dual carriageway
12-14	User defined all-vehicle relationships
15-20	User defined light/heavy vehicle relationships

Step2: 道路種別に応じた道路構造・交通運用を考慮した交通量-速度関係の設定

Step1で設定した道路種別(Road class)別に交通量-速度関係を定め、さらにそれぞれ影響する道路構造・交通運用および道路構造・交通運用の影響度合いが設定されている。道路構造・交通運用は、道路の屈曲性、丘陵性、視距、道路幅員、大型車混入率などがあり、様々な道路構造・交通運用に対応できるようになっている。ここでは、代表してClass 7,8の交通量-速度関係の設定について紹介する。

Class 7,8は、人口が70,000人以上の町や指定最高速度48 km/hを適用する都市に用いる交通量-旅行速度関係である。基本的な交通量-旅行速度関係は、式(2.21)に示すとおりである。

$$v = v_0 - 30 \cdot \frac{Q}{1000} \quad (2.21)$$

ここに、 v は平均旅行速度[km/h]、 Q は交通量[vehs/h/3.65m lane]、 v_0 は道路種別Class 7,8の自由流速度 (v_0 の最大値は指定最高速度とする)、である。

また、Class 7,8での現実的な最大交通量 Q_C は800[vehs/h/3.65m lane]とし、最小旅行速度速度は実観測データを基に、Class7は25 km/h、Class8は15 km/hとしている。

Class 7の自由流速度は、式(2.22)で表現される。

$$v_0 = 64.5 - \frac{DEVEL}{5} [\text{km/h}] \quad (2.22)$$

ここに、 $DEVEL$ は都市の道路ネットワークに占める道路の間口開発率[%]を指し、オフィスや住宅開発は100%、オープンスペースは0%として定義している。 $DEVEL$ は通常50%~90%の範囲であり、平均は80%である。

Class 8の自由流速度は、式(2.23)で表現される。

$$v_0 = 39.5 - 5 \cdot \frac{INT}{4} \quad (2.23)$$

ここに、 INT は主要道路ネットワークの交差点の密度[number/km]、である。 INT は一般的に1kmあたり2~9の範囲で、平均は4.5となっている。仮に、 INT が2未満の値である場合は、道路種別をCentral からNon-Centralに変更をする必要がある。

図-2.7に典型的なRoad Class 7,8の交通量-速度関係を示す。同じ道路種別の中であっても、 $DEVEL$ や INT に応じて様々な道路に対する交通量-速度関係を設定することができることが確認された。

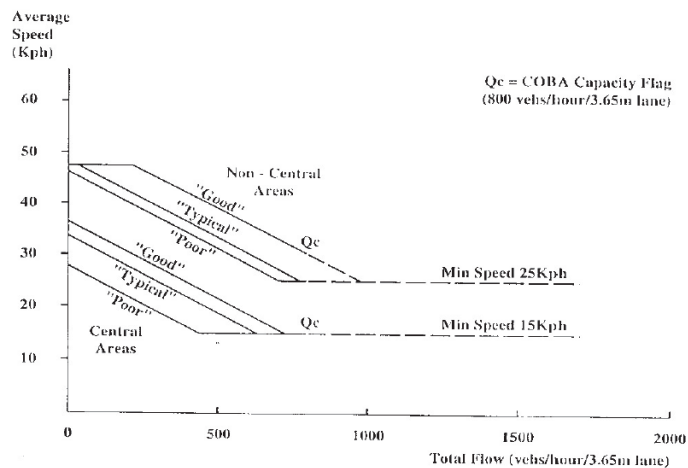


図-2.7 典型的なRoad Class7,8の時間交通量-速度関係(highways england, 2020)

(2) 交通性能の推定手法に関する諸研究

旅行速度照査に用いる推定旅行速度の算出のために、交通性能の推定方法に関して既往研究方法を整理する。Hong and Oguchi(Hong and Oguchi, 2007)は、高速道路を対象に縦断勾配や曲率半径などの道路幾何構造と実勢速度の関係について分析し、曲率半径が大きくなると実勢速度が低下している傾向を明らかにした。また、気象条件が交通予測の精度に与える影響を分析した研究(洪・大口, 2006, Lykourgos et al, 2012)もあり、雨天時などは速度の低下を引き起こすことも知られている。小型車の速度は大型車の速度に比べて縦断勾配の影響を大きく受けない(Leisch and Leisch, 1977)ことも知られており、道路構造条件と車種は旅行速度に強く影響していることがわかる。また、稲野ら(稲野ら, 2006)は、往復分離2車線の都市間高速道路の交通量-速度関係に対する影響要因を分析し、往復分離2車線の性能曲線(交通量-速度関係)を設定した。さらに、国際交通安全学会の報告書(IATSS, 2007)では、上流下流側の線形条件を考慮した交通量-速度関係のモデルを構築している。これらより、高速道路及び自動車専用道に関しては、主に車種や道路構造、天候が旅行速度に与える影響が大きいことが確認される。

一般道の旅行速度に関しては、道路構造条件と旅行速度の関係に着目して、道路交通センサス等を用いて旅行速度が50 km/hを達成している区間における道路構造等の共通条件を整理した分析がある(下川ら, 2018)。この研究により、山地部で線形不良などの固有の道路構造上の課題を除き表-2.8に示す共通条件を満たす道路区間は、旅行速度が50 km/hを達成することが示された。これにより、対象道路区間の旅行速度を直接取得することなく、対象道路区間の道路構造条件と表-2.8の共通条件との対比により、旅行速度の達成の可否を判断することが可能となる。同様の分析をすることにより指定の旅行速度を実現する共通条件を明らかにすることも可能と言える。

表-2.8 旅行速度50km/hを実現する共通条件(下川ら, 2018)

	多車線道路	2車線道路
①沿道状況	DID 地区でも実現可能 ただし、沿道との出入は一定程度の制限が必要	
②信号交差点密度	$y = -9.38 \times 10^{-4}x + 2.0, x \leq 800$ x : 交通量(pcu/車線・h) y : 信号交差点密度(箇所/km)	$y = -1.43 \times 10^{-4}x + 0.55, x \leq 350$ x : 交通量(pcu/車線・h) y : 信号交差点密度(箇所/km)
③出入制限	800pcu/車線・h 以上の場合に出入制限	—
④代表交差点の青時間比	60% (右折青矢時間を含む)	一定程度の割合は必要
⑤幅員構成	車線幅員 3.25m 以上	車道部幅員 6.5m 以上
⑥右折専用車線	設置が必要	必ずしも必要としない
⑦中央分離帯	全区間で設置が必要	—
⑧交差点密度	一定の関係はみられない。	
⑨道越禁止	—	共通条件とはならない

Lum et al(Lum et al, 1998)は、シンガポールの放射道路、環状道路、幹線道路に対して信号交差点数と信号交差点の遅れを考慮した旅行速度-交通密度モデルを開発した。道路の種類に応じて信号機が旅行速度に与える影響が異なり、旅行速度-交通密度モデルのパラメータが変化していることが確認された。また、栗林ら(栗林ら, 2016)は各道路構造・交通運用が旅行速度の分散に及ぼす影響を分析している。信号交差点密度、沿道状況、車線数、指定最高速度、道路種別、道路幅員が旅行速度に与える影響を把握するとともに、特に分散に関しては信号交差点密度が強く影響することを明らかにした。

吉田・原田(吉田・原田, 2002)は、均衡配分に用いるBPR式に関して、信号交差点の影響を考慮したBPR式のパラメータ推定を行い、リンクコスト関数に信号交差点密度を組み込むことよりも、リンクコスト関数に信号交差点での平均的な遅れを別途加算することで旅行時間の精度を高め、実務での扱いが容易となることを示した。さらに、交通量配分におけるQ-V関係の設定方法に関して、松井・藤田(松井・藤田, 1986, 松井・藤田, 1988)は、信号交差点密度、指定最高速度等を考慮して一般道路における時間単位の交通量-速度関係のモデル化を行い、モデル式と交通量の時間変動パターンの分散から日単位の交通量-速度関係（自由速度 V_0 と傾き）を導いている。ここで求めたQ-Vを用いて配分日交通量を算出し、実交通量との適合度の比較から新しい手法で適合度が上がることを示した。Akandwanaho et al(Akandwanaho et al, 2019)は、幹線街路を対象に信号交差点間隔、信号サイクル長、オフセットと交通量の違いが幹線道路の交通量-旅行速度関係に与える影響に関して分析を行っている。その結果、交差点間隔が短くなるほど、サイクル長が長いほど交通量が少ない状況下でも旅行速度が低下することなど、交通運用要件と旅行速度の関係を詳細に分析している。早河・中村(早河・中村, 2009)は、通過車両の走行性に大きく影響を与える沿道アクセス交通に着目し、旅行速度を用いて道路交通の質の評価を行った。沿道アクセスの程度に応じて実現する交通状況に関してミクロ交通シミュレータを用いて再現し、旅行速度の解析を行った。その結果、アクセス回数、最小車庫車頭時間、自由速度などを説明変数として重回帰分析により交通量-速度関係のモデル化

を行った。

このように交通性能の推定に関しては、様々な道路構造・交通運用条件、気象条件を考慮した手法が検討されている。また、日本独自の手法ともいえる日交通量-速度関係についても道路の構造条件を考慮した時間交通量-速度関係を基に作成した日交通量-速度関係が提案されている。しかしながら、従来の道路計画手法においてこれらが用いられてはならず、実用に至っていない状況である。

2.3.4 まとめ

ここでは、道路計画手法の各項目に関する既往研究や国外における交通性能の推定手法について整理した。交通性能の目標設定に関しては、いくつかの自治体の上位計画で目標が設定されている事例が出てきているものの、以前多くの自治体で明確に目標が設定されていない状況を確認した。また、目標の設定方法に関しても経験的な方法によるものが多く、目標設定の妥当性を把握できるものではないことが確認された。将来交通量の推計に関しては、従来の手法である日交通量配分から時間交通量変動を考慮できる時間帯配分や交通流シミュレーションを活用した手法など様々な研究が進められている。これらの研究の進展は、現在の道路状況のデータの収集状況（日単位、時間単位、1日、年間など）によっても影響を受けることも確認された。そのため、より精度の高い将来交通量の推計を行うには、道路交通センサをはじめとした調査体系の見直しから推定手法の構築まで多岐にわたることが明らかとなった。

諸外国における計画段階における交通性能の推定手法について、アメリカ、イングランドを例にレビューを行った。アメリカでは、HCM 6th Editionの方法に基づき交差点間隔や沿道施設の影響などを加味した時間交通量-速度関係により旅行速度の推定を行っている。しかし、費用便益分析の際などには簡便な手法としてBPR式によって計算をするなど、使い分けがされていることが確認された。イングランドでは、道路の種別に応じて時間交通量-速度関係を導出するための影響要因を変えていることが確認された。例えば、高規格の幹線道路などでは縦断勾配や平面線形などの道路幾何構造の影響を考慮し、市街地部の道路などでは、沿道出入や信号交差点といった周辺道路状況の影響を考慮するなど、様々な道路構造・交通運用に対応した時間交通量-速度関係となっている。アメリカやイングランドの手法は、時間交通量-速度関係を用いており、かつ様々な道路構造・交通運用を表現できる工夫がされていることが特徴といえる。しかしながら、諸外国の手法は、それぞれの国の道路計画手法に沿った推定手法であるため、そのまま日本に適用することは難しく、適用する場合でも日本の交通状況に合わせてパラメータ等の再設定が求められる。

交通性能の推定に関する諸研究からは、高速道路は、車種や幾何構造、気象条件が旅行速度に強く影響することが確認された。一般道路に関しては、交差点や沿道出入等が交通性能に与える影響が大きく、交通容量や旅行速度の低下要因となっていることが確認された。しかしながら、従来の道路計画手法で用いられる交通量-速度関係とは集計単位（日単位と時間単位）が異なっ

おり、既往研究における推定手法をそのまま従来の道路計画手法に用いることができない状況であることから、道路構造・交通運用に応じた従来の道路計画手法にも適用できる交通性能の推定手法が求められている。

2.4 本研究の位置づけ

ここまで、目指すべき性能照査型道路計画手法の理想像を示すとともに、従来の道路計画手法における課題を整理した。また、道路計画手法の各項目における国内外の既往研究をレビューした。従来の道路計画手法の大きな課題は、旅行速度の照査が全く含まれていない点である。しかし、既往研究の整理からもわかるとおり、いくつかの地域においては計画時に目標すべき旅行時間を上位計画で設定している事例(静岡県, 2011)や一般道路の交通性能の推定方法に関して研究が進んでいることがわかる。また、旅行速度照査を取り入れた道路計画手法に関して、交通工学研究会よりガイドライン(交通工学研究会, 2018)が発行されており、**図-2.8**の道路のネットワーク計画の流れが提示されている。**図-2.8**の道路ネットワーク計画の流れでは、まず道路の機能階層と性能目標の設定として、拠点間(OD間)の連絡性能目標(目標旅行時間)、道路の機能階層と性能目標(目標旅行速度)を設定する。その後、現況道路ネットワークの性能照査として旅行速度の照査を実施し、性能目標達成に向けた改善方針の検討、性能目標の達成可能な改善計画(案)の作成を行うこととしている。ガイドラインの手法では性能目標を用いて照査をしており、従来の道路計画手法に旅行速度の照査が組み込まれている。

実際にこのガイドラインに基づくフローやその他手法に基づき旅行速度照査を実践した実務研究が数多く行われている。**表-2.9**にそれらの実践的な研究例の一覧を示す。これらの実践的な研究は、日本全国各地を対象に道路の目標の設定から改善計画(案)の検討まで幅広く行われている。しかしながら、「改善計画(案)の策定」まで行われているものがまだわずかであることや改善計画(案)の策定がされているもののその効果について定性的にしか示されていないものが多くみられる。また、これらの分析は既存の道路に対して行われているものであり、新設の道路で同様の検討が行えるかについては定かではない。これは、改善計画(案)で検討した対策の効果が定量的に示されていないこと、新設される道路の交通条件などが明らかでなく検討ができないことに起因していると考えられる。

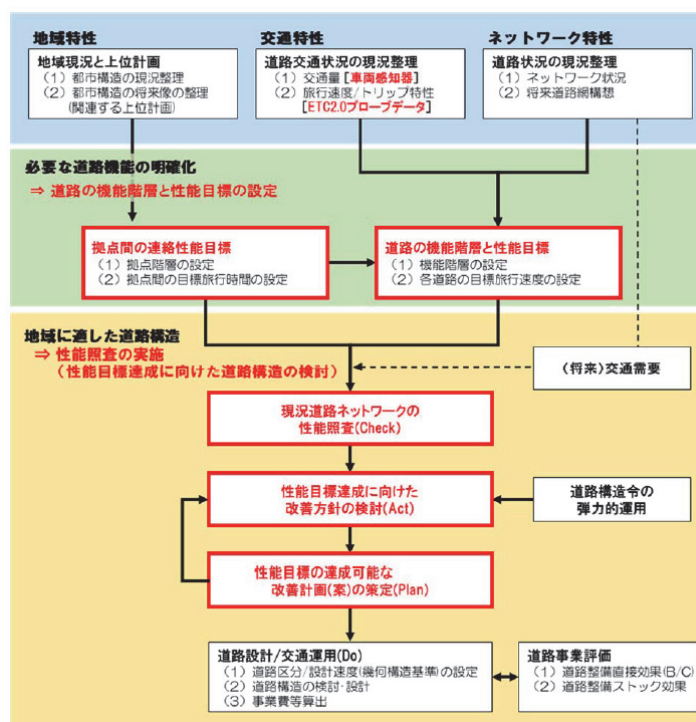


図-2.8 道路の交通性能を照査する道路ネットワーク計画の流れ(交通工学研究会, 2018)

表-2.9 旅行速度照査を取り入れた道路計画・設計に関する実践的な近年の研究例の一覧

筆者 年	道路の機能階層と性能目標の設定	性能照査の実施		
		性能照査 Check	改善方針の検討 Act	改善計画(案)の策定 Plan
立松ら, 2017	○	●	○	-
山川ら, 2017	●	-	-	-
大久保ら, 2017	○	●	○	-
齊藤ら, 2017	○	●	○	-
山川ら, 2018	○	●	○	○
岩澤ら, 2020	○	○	●	○
加藤ら, 2020	○	●	○	-
大久保ら, 2020	○	●	○	○
鈴木ら, 2020	●	○	○	-
神戸ら, 2020	●	-	-	-

凡例：●：重点的に実施，○：実施，-：未実施

このように、図-2.8の概略のフローだけでは、実務で適用することはできずまた、各検討時に使用される手法も確立されてものではないことが確認された。しかし、従来の道路計画手法に旅行速度の照査を組み込むことが喫緊に抱える道路の課題を解決する道路計画を検討することが可能となると考えられる。

以上を踏まえ、本研究では、従来の道路計画手法をベースに旅行速度の照査を組み込んだ図-2.8より詳細な計画手法を提案する。さらに、提案する道路計画手法を行うために必要な、目標旅行速度の設定手法、交通性能の推定手法の開発を行う。提案する道路計画手法のイメージを図-2.9に示す。従来の道路計画手法をベースとしながらも、旅行速度の照査を行う為に将来交通量の推計を断面単位から方向別へ変更することや、道路構造・交通運用に応じた日交通量-速度関係の導入によるより詳細な交通性能の推定等を行う。

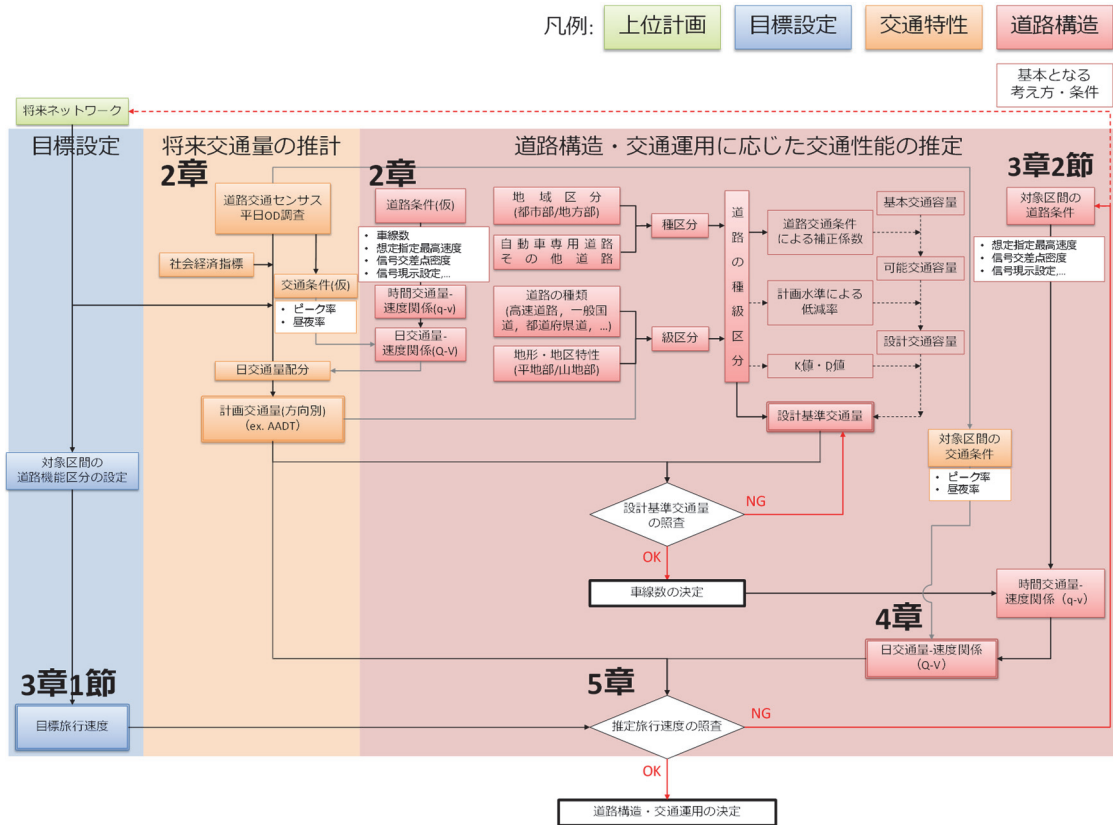


図-2.9 提案する性能照査型道路計画手法のフロー（設計交通量：計画交通量）

第3章 交通性能照査のための目標旅行速度設定手法および交通

性能推定手法の検討

第2章にて示した本研究で提案する性能照査型道路計画手法で用いる目標旅行速度の設定手法の開発と交通性能推定手法（時間交通量-速度関係）の検討を行う。提案する性能照査型道路計画手法における本章で開発・検討する各手法の位置づけは、図-3.1に示す青及び赤の着色部分である。目標旅行速度は、任意の道路ネットワークに対して検討対象の道路区間が、旅行時間や旅行コストの各々の観点で利用される必要条件を明らかにし、必要条件のうち旅行速度を性能目標とすることで設定する。また、本研究では交通性能として旅行速度を取り扱うことから、特に街路において旅行速度へ与える影響が大きいと考えられる信号交差点、沿道出入と旅行速度の関係を分析し、これらの影響分析結果を踏まえて考慮すべき道路構造・交通運用を設定し、それらが反映可能となる交通性能推定手法を検討する。

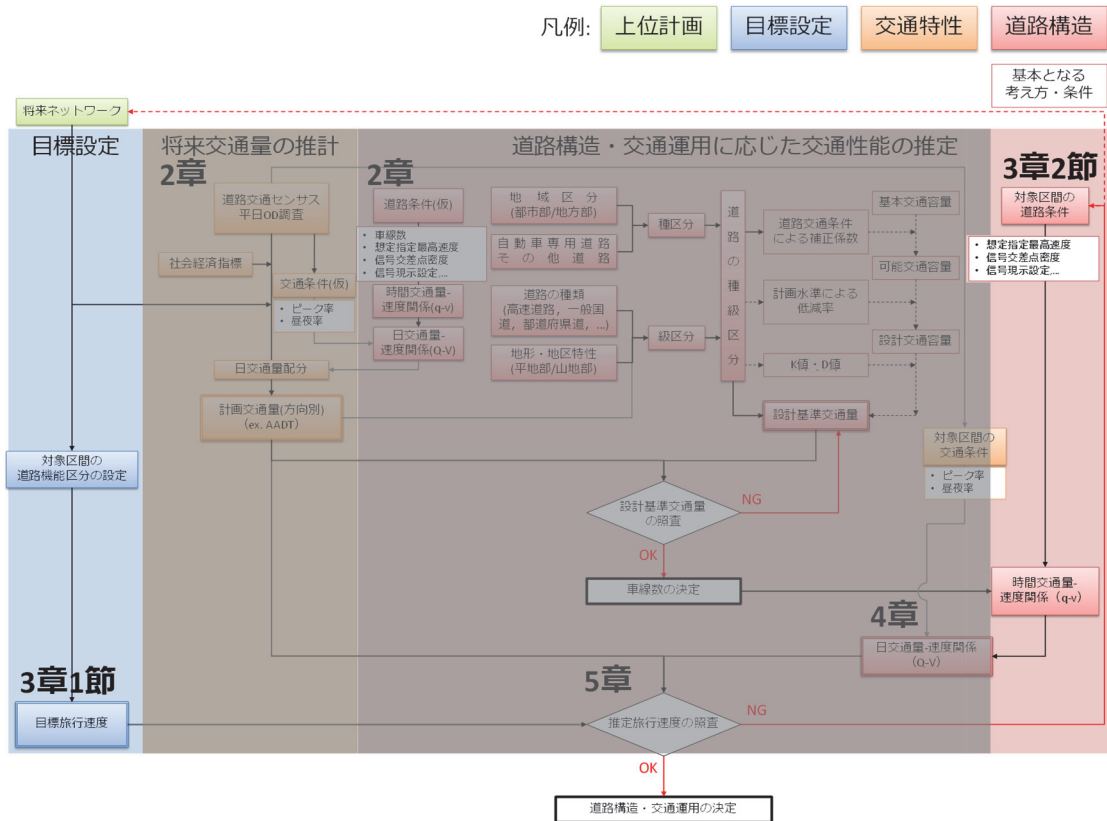


図-3.1 提案する性能照査型道路計画手法のフローと3章の位置付け

3.1 道路の目標旅行速度設定手法の開発

3.1.1 目標旅行速度を設定するための仮説および計算条件

(1) 仮想道路ネットワークの設定

本分析では、図-3.2に示す道路ネットワークを仮定する。このネットワーク上に、起点*i*から終点*j*に向かうODを設定し、起終点を一本の道路で結ぶ「一般道路経路」と起点からラインホール道路とアクセス/イグレスの道路を利用して終点に向かう「ラインホール道路経路」の2つの経路を想定する。本手法では、任意の道路ネットワークにおいて、一般道路経路ではなくラインホール道路経路が使用されるために必要な旅行速度を目標旅行速度と定義する。

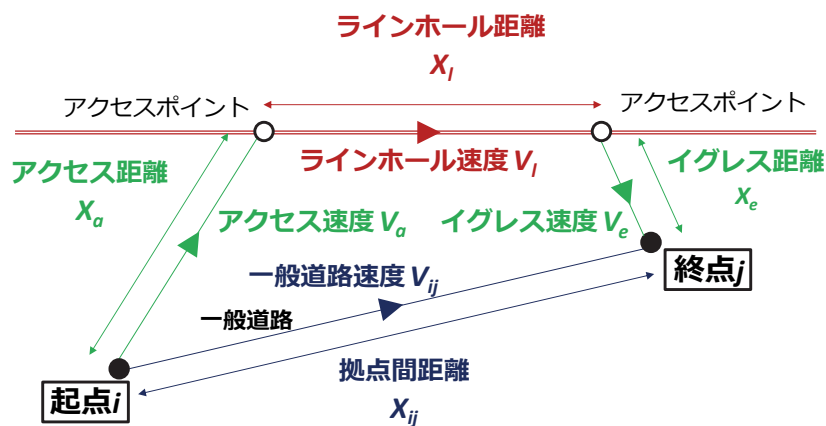


図-3.2 仮想ネットワーク

ここに、 X_{ij} , X_a , X_{line} , X_e は、それぞれ起終点間距離、アクセス距離、ラインホール距離、イグレス距離、 v_{ij} , v_a , v_{line} , v_e はそれぞれ一般道路の旅行速度、アクセス道路の旅行速度、ラインホール道路の旅行速度、イグレス道路の旅行速度である。

次に、ネットワークの特性を表現する変数として、式(3.1)、式(3.2)に示す変数 α , β を定義する。 α , β は図-3.3に示す。

$$\alpha = \frac{X_a + X_{line} + X_e}{X_{ij}} \quad (1.0 \leq \alpha) \quad (3.1)$$

$$\beta = \frac{X_{line}}{X_a + X_{line} + X_e} \quad (0 < \beta \leq 1.0) \quad (3.2)$$

ここに、 α はラインホール道路経路の総走行距離に対する一般道路経路の距離の比（以降、迂回率）、 β はラインホール道路の距離に対するラインホール道路経路の総走行距離の比（以降、ラインホール距離比）、である。

これにより、任意のOD間のネットワーク形状について分析を行うことが可能となる。

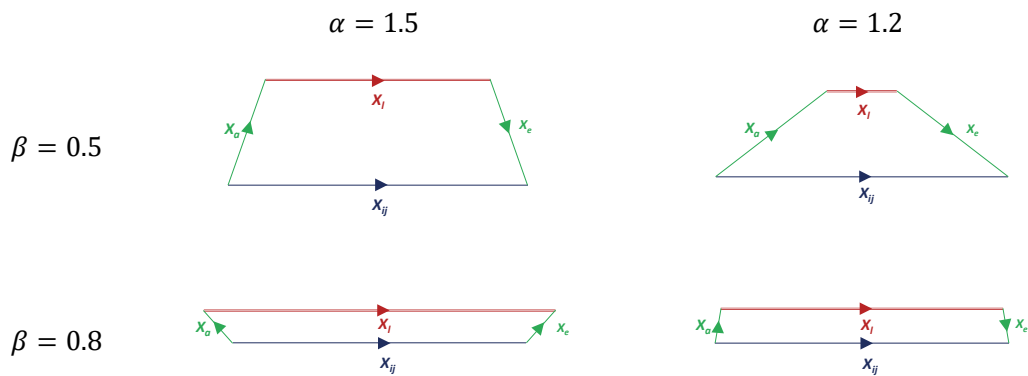


図-3.3 道路ネットワーク形状

(2) 経路評価指標の設定

本分析では、最短旅行時間と最小旅行コストの2つの指標を用いて、各経路を評価する。

A) 最短旅行時間経路

ラインホール道路を利用する経路が最短旅行時間経路となることを仮定すると、条件式は式(3.3)で表される。

$$\frac{X_a}{v_a} + \frac{X_{line}}{v_{line}} + \frac{X_e}{v_e} \leq \frac{X_{ij}}{v_{ij}} \quad (3.3)$$

$$v_{ij}, v_a, v_e < v_{line} \quad (3.4)$$

また、簡単のために $v_a = v_e$ とし、一般道路とラインホールとの間で速度の逆転が生じないという条件として、式(3.4)を与えている。

なお、一般的に道路ネットワークにおいては道路間の接続箇所には交差点やインターチェンジ等が存在し、道路間の移動時に遅れを伴うため、本分析で扱う旅行速度は、道路間の移動の遅れも含めた旅行速度を指すこととする。図-3.4に、各経路の総走行距離と総旅行時間の関係の模式図を示す。横軸が総走行距離、縦軸が総旅行時間となっており、縦軸からの傾きが旅行速度を表す。図-3.4では、一般道路を利用する経路の方がラインホールを利用する経路より総旅行時間が短いため、このネットワーク形状および旅行速度（道路ネットワーク条件）であれば一般道路経路を利用すると考えられる。

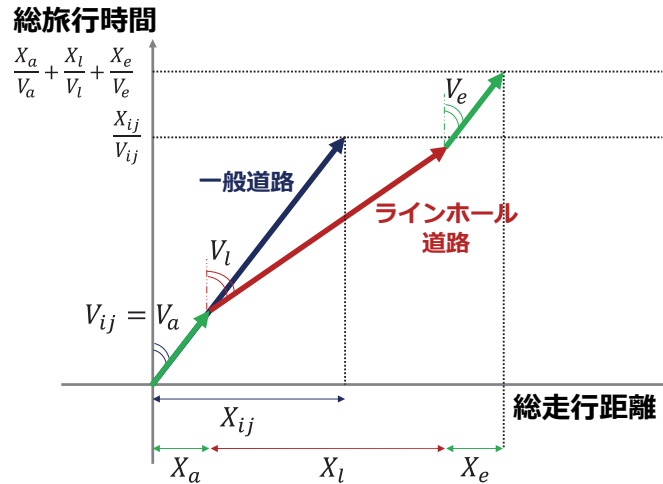


図-3.4 総走行距離と総旅行時間の関係

式(3.1)と式(3.2)で示した α と β の2変数を用いることで、式(3.3)を式(3.5)で示すことができる。

$$\frac{\alpha(1-\beta)}{v_{ae}} + \frac{\alpha\beta}{v_{line}} \leq \frac{1}{v_{ij}} \quad (3.5)$$

$$v_{ae} = v_a = v_e \quad (3.6)$$

ここに、 v_{ae} はアクセス道路とイグレス道路の旅行速度が同じである場合のアクセス/イグレス道路の旅行速度，である。

B) 最小旅行コスト経路

各道路の旅行コストは、式(3.7)により算出する。

$$Cost_x = BT_x + BR_x + Btoll_x \quad (3.7)$$

ここに、 $Cost_x$ は道路 $x = (ij, a, line, e)$ の旅行コスト[円/年]， BT_x ， BR_x ， $Btoll_x$ は道路 x の総走行時間費用，総走行経費，有料道路通行料，である。

ラインホール道路を利用する経路が最小旅行コスト経路となると仮定すると，その条件は式(3.8)で表される。

$$Cost_a + Cost_{line} + Cost_e \leq Cost_{ij} \quad (3.8)$$

ここに、 $Cost_{ij}$ ， $Cost_a$ ， $Cost_{line}$ ， $Cost_e$ はそれぞれ一般道路，アクセス道路，ラインホール道路，イグレス道路の旅行コスト[円/年]，である。

また，式(3.8)は簡便のため式(3.9)に変形して使用する。

$$Cost_{ae} + Cost_{line} \leq Cost_{ij} \quad (3.9)$$

ここに、 $Cost_{ae}$ はアクセス/イグレス道路の旅行コストであり、アクセス道路の旅行コストとイグレス道路の旅行コストの和 ($Cost_a + Cost_e$)、である。また、この時、アクセス/イグレス道路の旅行速度を $v_{ae}(=v_a=v_e)$ 、アクセス/イグレス道路の延長を $X_{ae}(=X_a+X_e)$ 、とする。

BT 、 BR は費用便益分析マニュアル(国土交通省、2018)を踏まえて式(3.10)、式(3.11)により算出する。本分析では、乗用車のみを対象とする。

$$BT = \sum_x (Q_x \times T_x \times \tau) \times 365 \quad (3.10)$$

$$BR = \sum_x (Q_x \times X_x \times \varphi_x) \times 365 \quad (3.11)$$

ここに、 Q_x は道路 x における乗用車の交通量[台/日]、 T_x は道路 x における乗用車の走行時間[分]、 τ は乗用車の時間価値原単位[円/分・台]、 X_x は道路 x の延長[km]、 φ_x は道路 x における乗用車の走行経費原単位[円/台・km]、である。

$Btoll$ は有料道路通行料であり、式(3.12)により算出する。

$$Btoll = \sum_x (Q_x \times toll_x) \times 365 \quad (3.12)$$

ここに、 $toll_x$ は道路 x の通行料[円/台]、である。

式(3.13)と式(3.14)は、それぞれ T_x と X_x を式(3.3)に示す変数で表したものである。

$$T_x = \begin{cases} \frac{X_{ij}}{v_{ij}} & \text{(一般道路経路)} \\ \frac{X_a, X_{line}, X_e}{v_a, v_{line}, v_e} & \text{(ラインホール道路経路)} \end{cases} \quad (3.13)$$

$$X_x = \begin{cases} X_{ij} & \text{(一般道路経路)} \\ X_a, X_{line}, X_e & \text{(ラインホール道路経路)} \end{cases} \quad (3.14)$$

これにより旅行コストによる分析においても旅行速度及びネットワーク形状に感度があることがわかる。

3.1.2 任意の道路ネットワークの目標旅行速度の設定手順

3.1.1に示した計算条件を基に、任意の道路ネットワークの目標旅行速度の設定手順を提示する。本手順においては、対象道路に対して(1)~(3)の状況下における目標旅行速度の設定について述べる。

(1) 地域の上位計画により対象道路の性能目標が設定されている場合

都道府県や市町村の上位計画に対象道路や対象拠点間に対する性能目標（目標旅行時間など）が設定されている場合、その上位計画を基に目標旅行速度 v^{target} を設定することが望ましい。上位計画に道路の性能目標が設定されている例として、静岡30「サーティ」構想(静岡県, 2011)がある。静岡30「サーティ」構想とは、「静岡県内に住む人が地域の中心都市と高規格幹線道路のインターチェンジに30分以内で到達できる道路網の確立を目指す。」とされており、対象拠点間(ここでは、自宅から地域の中心都市もしくは高規格幹線道路のインターチェンジ)の目標旅行時間が設定されている。

(2) 2階層の上位階層の道路が対象道路である場合

図-3.2の道路において上位階層の道路（ラインホール道路）を利用する経路を選択するために必要なラインホール旅行速度を把握する。式(3.5)をラインホール旅行速度について変形をすると、式(3.15)となる。

$$v_{line}^{\min} = \frac{\alpha\beta}{\frac{1}{v_{ij}} - \frac{\alpha(1-\beta)}{v_{ae}}} \quad (3.15)$$

ここに、 v_{line}^{\min} は下位のラインホール旅行速度の下限値、である。

この式により、ネットワーク形状（ α , β ）と一般道路の旅行速度、アクセス/イグレス道路の旅行速度を与えることで、上位階層の道路を利用する経路を選択するためのラインホール旅行速度の下限値を算出できる。すなわち、目標旅行速度 v^{target} は、式(3.16)のように表せる。

$$v^{target} \geq v_{line}^{\min} \quad (3.16)$$

(3) 3階層のうち中間階層の道路が対象道路である場合

対象道路に対して上位階層の道路が存在する場合（例えば、図-3.5）の性能目標設定手法を検討する。このとき、起点aから終点bに対する経路として、道路1を下位の一般道路、道路2を下位のラインホール道路とし、起点cから終点dに対する経路として道路2を上位の一般道路、道路3を上位のラインホール道路と仮定する。

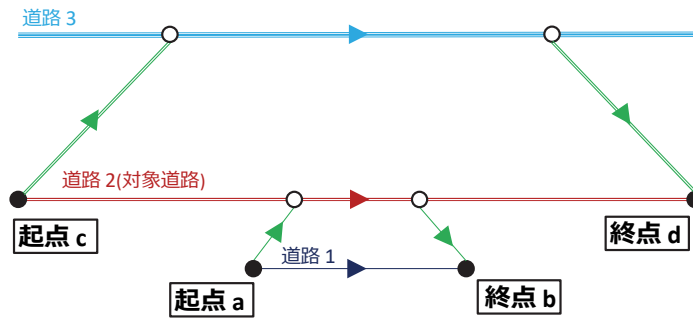


図-3.5 対象道路の階層に対して上位の階層の道路が存在するネットワークイメージ

下位のラインホール（道路2）旅行速度の下限值 v_{line}^{\min} は、起点aから終点bの経路の道路ネットワーク条件を用いて式(3.14)により算出される。

次に、上位のラインホール（道路3）旅行速度の下限值 v_{line}^{\min} は、下位のラインホール（道路2）旅行速度の下限值 v_{line}^{\min} を上位の一般道路（道路2）の旅行速度 v'_{ij} と仮定し、その値と起点cから終点dの経路の道路ネットワーク条件を式(3.15)に代入して得られる旅行速度の最小値を用いて、式(3.17)のように設定できる。

$$v_{line}^{\min} = \frac{\alpha' \beta'}{\frac{1}{v'_{ij}} - \frac{\alpha'(1-\beta')}{v'_{ae}}} \quad (3.17)$$

ここに、 v_{line}^{\min} は上位のラインホール旅行速度の下限值、 α' は上位のラインホール道路の総走行距離に対する一般道路の距離の比、 β' は上位のラインホール部分の距離に対する上位のラインホール道路の総走行距離の比、 v'_{ij} 、 v'_{ae} はそれぞれ上位の一般道路の旅行速度、上位のアクセス/イグレス道路の旅行速度、である。

ここで求めた v_{line}^{\min} は、対象道路から上位のラインホール道路へ経路を変更するための下限値であり、起点cから終点dの拠点間が上位のラインホール道路を使用するのに十分離れていない場合、対象道路からは目標旅行速度の上限値と読み替えることができる。すなわち、目標旅行速度 v^{target} は、式(3.18)のように表せる。

$$v_{line}^{\min} \leq v^{target} < v_l^{\min} \quad (3.18)$$

(4) まとめ

(1)~(3)を踏まえて、道路の性能目標（旅行速度）の設定手順を図-3.6に示すとおり提案する。これは、都市・地域の上位計画による性能目標の有無や対象道路に対する上位階層の道路の有無により対象道路の条件整理を行い、その条件に応じて性能目標を決定するものである。それらの値もしくは範囲は、次のとおり決まることになる。

- (1) $v^{target} =$ 上位計画の性能目標
- (2) $v^{target} \geq v_{line}^{min}$
- (3) $v_{line}^{min} \leq v^{target} < v_{line}'^{min}$

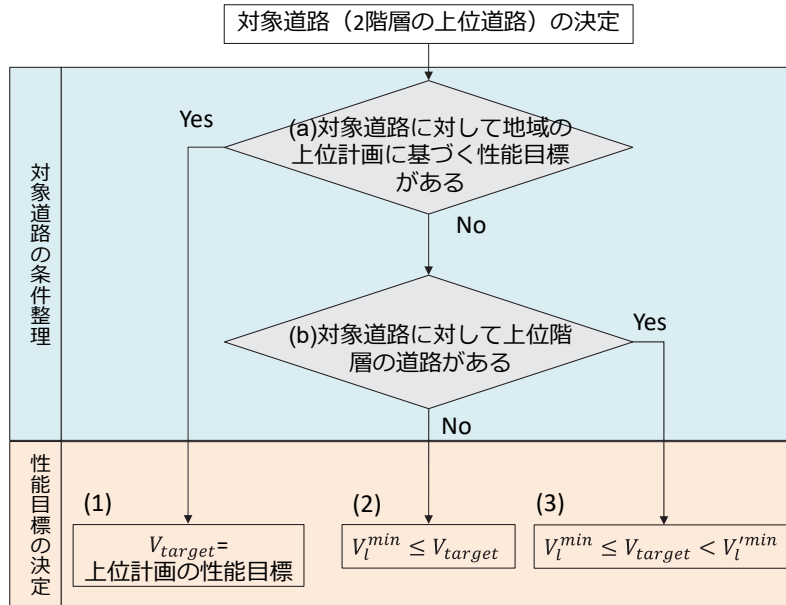


図-3.6 既存の道路に対する目標旅行速度の決定手順

3.1.3 道路ネットワーク条件が目標旅行速度へ与える影響分析

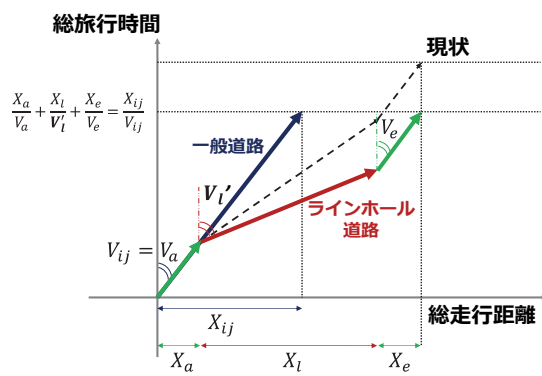
(1) 分析シナリオの設定

図-3.4に示すようなラインホール道路経路が一般道路経路より総旅行時間が長い状況や、ラインホール道路経路が一般道路経路より総旅行コストが高い状況にある経路から、式(3.5)もしくは式(3.9)を満たすような道路へ改良し、ラインホール道路経路へと経路変更させるため、以下の(a)~(c)の改良シナリオを検討する。図-3.7は、最小旅行時間の観点から各シナリオ（道路ネットワーク条件の変更）のイメージを示したものである。

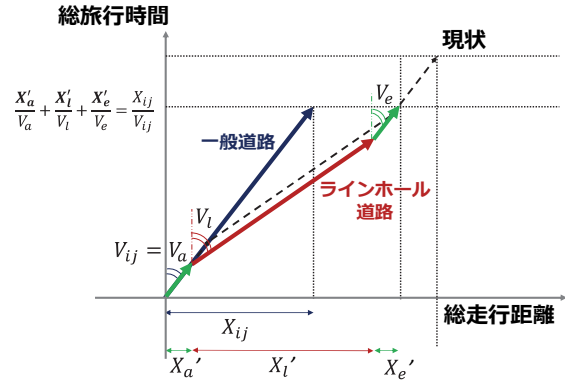
(a) ラインホール道路の改良によるラインホール旅行速度 v_{line} の引き上げ（図-3.7 (a)）

(b) 道路ネットワーク形状 (α, β) の改良（図-3.7 (b)）

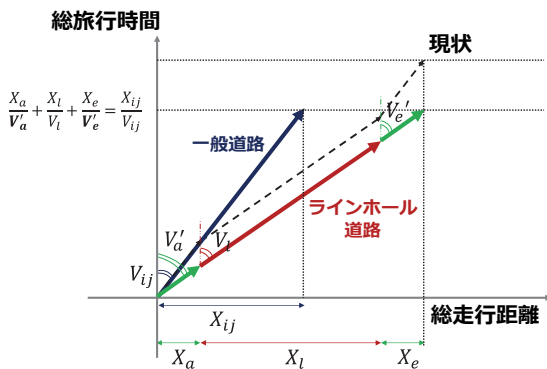
(c) アクセス/イグレス道路の改良によるアクセス/イグレス道路の旅行速度 v_{ae} の引き上げ（図-3.7 (c)）



(a) ラインホール旅行速度の引き上げ



(b) 道路ネットワークの改良



(c) アクセス/イグレス道路の旅行速度の引き上げ

図-3.7 分析シナリオのイメージ

図-3.7に示した各シナリオの変数を目的変数としてそれぞれ式(3.5), 式(3.8)を解くことにより, 最短旅行時間経路, 最小旅行コスト経路に必要なネットワーク形状および旅行速度を明らかにする。(c)については, (a)と(b)に対する追加改良として, 各々の分析に加えて実施する。

また, 表-3.1に, 費用便益分析マニュアル(国土交通省, 2018)に掲載されている, コスト算出に必要な各種のパラメータおよび原単位を示す。走行経費原単位について, 旅行速度70.0 km/h未満の場合は, 一般道(市街地)の値を, 70.0 km/h以上の場合は高速・地域高規格道路の値を用いる。これは, 日本において, 旅行速度70.0 km/h以上で走行できる道路は, 高速道路もしくは地域高規格道路であるためである。さらに, 本シナリオでは, 簡単のため有料道路の通行料は0とする。

表-3.1 コスト算出のための各種パラメータおよび原単位(国土交通省, 2018)

	条件	使用する値
一般道路の道路延長 X_{ij} *走行経費の L_x 算出のみに使用	-	10 km
交通量 Q_x	-	1 台/日
時間価値原単位(τ) [乗用車]	-	39.60 円/分・台
走行経費原単位(φ)* [乗用車, 一般道(市街地)の値] *条件にない速度の原単位は, 速度間の値を直線補間することにより算出	5 km/h	38.33 円/台・km
	10 km/h	28.02 円/台・km

	55 km/h	20.21 円/台・km
	60 km/h	20.35 円/台・km
走行経費原単位(φ)* [乗用車, 高速・地域高規格の値] *条件にない速度の原単位は, 速度間の値を直線補間することにより算出	70 km/h	8.50 円/台・km
	75 km/h	8.60 円/台・km

	85 km/h	8.91 円/台・km
	90 km/h	9.15 円/台・km

(2) ラインホール旅行速度の引き上げ

上位の階層の道路を選択するために必要なラインホール旅行速度を把握する。最小旅行時間経路は、式(3.5)をラインホール旅行速度について変形をした式(3.19)を用いて計算を行う。

$$v_{line} \geq \frac{\alpha\beta}{\frac{1}{v_{ij}} - \frac{\alpha(1-\beta)}{v_{ae}}} \quad (3.19)$$

この式により求められる値は、ラインホール旅行速度の下限値であることがわかる。以降は、この式の α , β , v_{ij} , v_{ae} にそれぞれ任意の値を代入し、ネットワーク形状に応じたラインホール旅行速度の下限値 v_{line}^{\min} を把握する。

最小旅行コスト経路に関しては、式(3.9)に表-3.1の値および α , β , v_{ij} , v_{ae} にそれぞれ任意の値を代入することで計算を行う。

A) ネットワーク形状とラインホール旅行速度の関係

図-3.8に、 $v_{ae} = v_{ij}$ を満たすネットワーク形状 α , β とラインホール旅行速度の下限値 v_{line}^{\min} の関係を示す。実線は最短旅行時間経路を、破線は最小旅行コスト経路をそれぞれ示す。

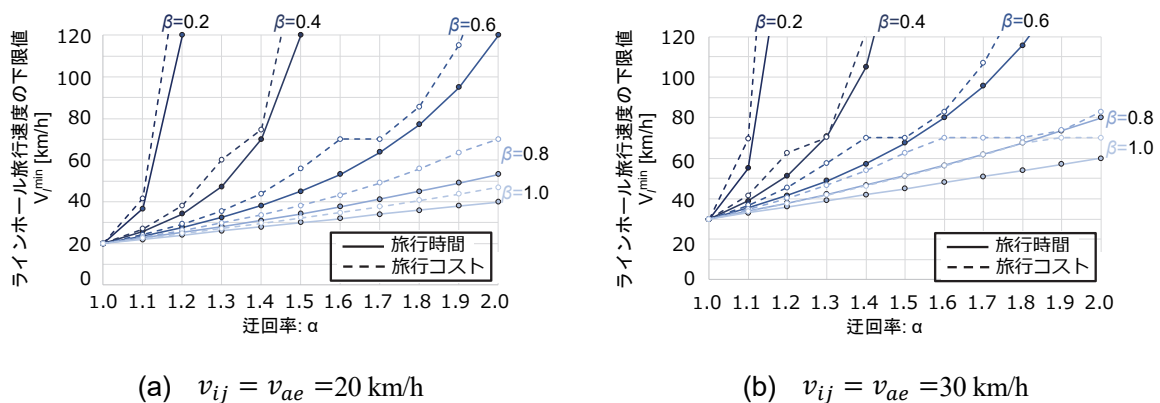


図-3.8 ネットワーク形状とラインホール旅行速度の関係

迂回率 α が増加すると、 v_{line}^{\min} が増加する。これは、総旅行距離が一般道路に比べて増加することにより、ラインホール道路を利用することで増加した距離を補うだけの速度で移動する必要があるためである。また、ラインホール距離比 β が減少すると、 v_{line}^{\min} が急激に増加する。これは、他の道路と速度差のあるラインホール区間が短くなるため、より短い区間で一般道路の旅行時間を下回る必要があるためである。また、 v_{ae} と v_{ij} の値が20 km/hから30 km/hに増加すると、 v_{line}^{\min} が高くなる。

最短旅行時間経路と最小旅行コスト経路でラインホール旅行速度の下限値 v_{line}^{\min} を比較すると、最小旅行コスト経路の方が、最短旅行時間経路よりも v_{line}^{\min} が高いことがわかる。これは、旅行時間の増分に伴い必要となる速度に加えて、走行経費の増加分に伴い必要となる速度を加味するためである。また、70 km/h前後で最小旅行コスト経路の線がいびつな形状となつて

いる理由は、前章で述べた走行経費原単位の違いのためである。高速・地域高規格道路の原単位を用いた場合 ($v_{line} \geq 70\text{km/h}$) では、最短旅行時間経路と最小旅行コスト経路の乖離が小さくなることがわかる。このことから高速・地域高規格道路として整備することにより、最短旅行時間経路に近い条件の旅行速度で、ラインホール道路経路へ経路が変更されることがわかる。

B) アクセス/イグレス道路の旅行速度引き上げ効果

図-3.9に、最短旅行時間経路での、アクセス/イグレス道路の旅行速度の引き上げを行った場合の結果を示す。実線は $v_{ae} = v_{ij}$ を満足する結果を、点線は $v_{ae} = v_{ij} + 5\text{km/h}$ の結果をそれぞれ示す。アクセス/イグレス道路の旅行速度が増加することにより、ラインホール旅行速度の下限值 v_{line}^{\min} が下へ移動していることがわかる。また、その変化量はラインホール距離比 β が小さいほど大きくなる。つまり、アクセス/イグレス距離の長い道路などでは、ラインホール旅行速度の引き上げより、アクセス/イグレス道路の旅行速度をわずかに引き上げるだけで、ラインホール道路へと経路変更を促すことができる可能性を示している。

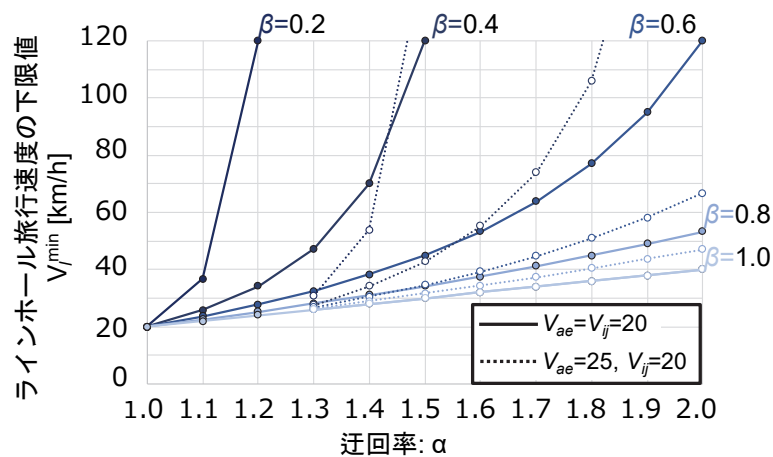


図-3.9 アクセス/イグレス道路の旅行速度の引き上げ（最短旅行時間経路, $v_{ij} = 20\text{ km/h}$, $v_{ae} = 25\text{ km/h}$ ）

(3) 道路ネットワーク形状の改良

上位の階層に経路を変更するために必要なネットワークの形状を把握するため、式(3.5)をラインホール距離比 β について解くと、式(3.20)となる。

$$\beta \leq \frac{1 - \frac{v_{ae}}{\alpha v_{ij}}}{1 - \frac{v_{ae}}{v_{line}}} \quad (3.20)$$

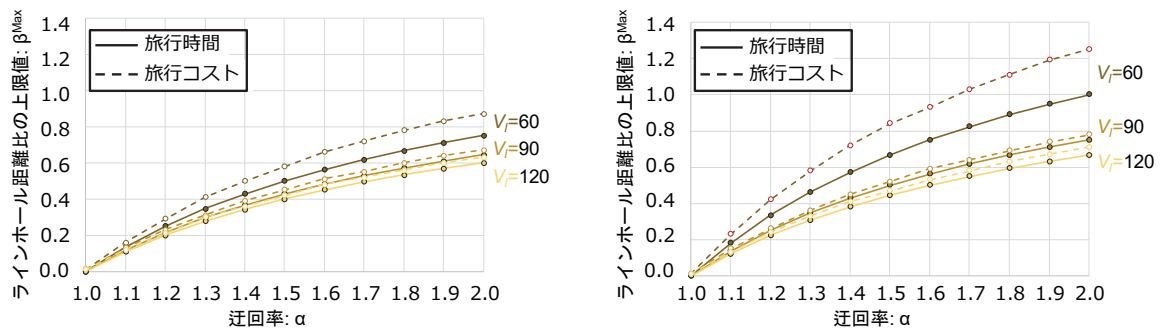
この式により求められる値は、ラインホール距離比の上限值であることがわかる。以降は、

この式の α , v_{line} , v_{ij} , v_{ae} にそれぞれ任意の値を代入し、ラインホール旅行速度 v_{line} に応じたラインホール距離比の上限値 β^{max} を把握する。最小旅行コスト経路に関しては、式(3.9)に表-3.1の値および α , v_{line} , v_{ij} , v_{ae} にそれぞれ任意の値を代入することで計算を行う。

A) ネットワーク形状とラインホール旅行速度の関係

図-3.10に、 $v_{ae} = v_{ij}$ での迂回率とラインホール距離比の上限値 β^{max} の関係を示す。実線は最短旅行時間経路、破線は最小旅行コスト経路をそれぞれ示す。迂回率 α が増加すると、 β^{max} が増加する。これは、総旅行距離が増加することにより、一般道路に比べて速度の高いラインホールで増加した時間を補うだけの移動が必要になるためである。また、ラインホール旅行速度 v_{line} が増加すると、 β^{max} が減少する。これは、一般道路との速度差が大きくなることにより、一般道路の旅行時間を下回るために必要な距離が短くなるためである。また、 v_{ae} と v_{ij} の値が20 km/hから30 km/hに増加すると、 β^{max} が大きくなる。

最短旅行時間経路と最小旅行コスト経路のラインホール距離比の上限値 β^{max} を比較すると、最小旅行コスト経路の方が、最短旅行時間経路よりも β^{max} が大きいことがわかる。これは、一般道路経路よりもラインホール道路経路の総走行距離の延長差による走行経費の増加分を、速度の高いラインホールの走行距離を延ばすことで、総旅行時間の短縮を図ることができるためである。



(a) $v_{ij} = v_{ae} = 20 \text{ km/h}$

(b) $v_{ij} = v_{ae} = 30 \text{ km/h}$

図-3.10 迂回率とラインホール距離比の関係

B) アクセス/イグレス道路の旅行速度引き上げ効果

図-3.11は、最短旅行時間経路の結果における、アクセス/イグレス道路の旅行速度の引き上げを行った場合の結果を示している。実線は $v_{ae} = v_{ij}$ となる条件における結果を示しており、点線は $v_{ae} = v_{ij} + 5 \text{ km/h}$ の結果を示す。

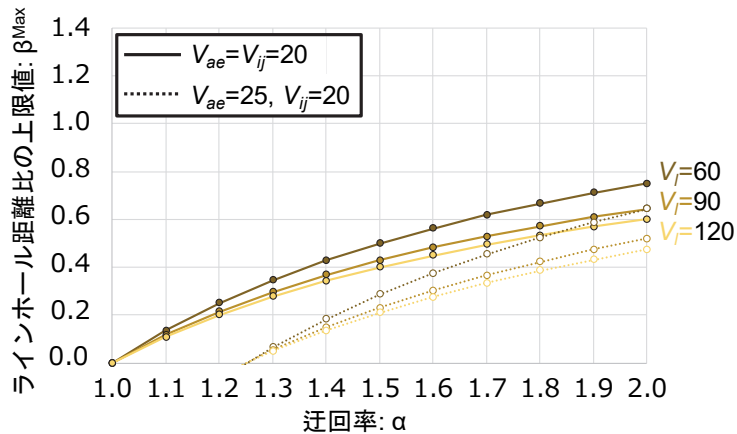


図-3.11 アクセス/イグレス道路の旅行速度の引き上げ（最短旅行時間経路, $v_{ij} = 20$ km/h, $v_{ae} = 25$ km/h）

アクセス/イグレス道路の旅行速度が増加することにより、必要なラインホール距離比の上限値 β^{\max} の値が減少していることがわかる。また、その変化量は、ラインホールの旅行速度60 km/hが最も大きく、90 km/hと120 km/hはほとんど同じとなっている。これは、高速・地域高規格道路の原単位によるものであり、 $v_{line} \geq 90$ km/hでは原単位が一定になることから変化量も同じになったと考えられる。

以上より、アクセス/イグレス道路の旅行速度をわずかに引き上げることで、ラインホール距離比が小さいネットワーク条件であってもラインホール経路が選択される可能性を示した。

3.1.4 まとめ

本節では、1OD2経路の簡易ネットワークを仮定して、道路の性能目標（旅行速度）の設定について、地域の上位計画の有無と周辺道路の状況に応じて設定が可能となる手順を提案した。また、道路ネットワークの機能的階層化に際して必要となる各道路ネットワーク条件（ $v_{line}, v_{ae}, \alpha, \beta$ ）を明らかにするとともに、その感度分析を行った。迂回率 α とラインホール距離比 β で表される道路ネットワーク形状の違いによるラインホール旅行速度の下限値 v_{line}^{\min} の分析では、 α が大きくなるほど v_{line}^{\min} は大きくなり、 β が大きくなるほど v_{line}^{\min} は小さくなることを示した。また、アクセス/イグレス道路の旅行速度 v_{ae} の引き上げが、 v_{line}^{\min} を小さくすることに大きく寄与することを明らかにした。

本項で示した目標旅行速度 v_{line} の設定手法により、任意の道路ネットワーク条件（ $v_{ij}, v_{ae}, \alpha, \beta$ ）が定まると目標旅行速度 v_{line} を一意に設定することが可能となる。本手法を実務で使用する場合は、に示す一覧表を用いることでより簡便に目標旅行速度 v_{line} の設定が可能となると考えられる。

表-3.2 道路ネットワーク条件と目標旅行速度 v_{line} の一覧表の例（最小旅行時間経路）

α	β	$v_{ij} = v_{ae} = 30\text{km/h}$					$v_{ij} = 30\text{km/h}, v_{ae} = 35\text{km/h}$				
		0.1	0.3	0.5	0.7	0.9	0.1	0.3	0.5	0.7	0.9
1.0		30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	13.1	22.5	26.3	28.3	29.5
1.1		-	43.0	36.7	34.5	33.4	21.8	29.1	31.2	32.2	32.8
1.2		-	67.5	45.0	39.4	36.8	48.5	38.6	37.1	36.4	36.1
1.3		-	130.0	55.7	44.8	40.3	-	53.2	44.0	41.0	39.5
1.4		-	-	70.0	50.7	44.0	-	78.8	52.5	45.9	43.0
1.5		-	-	90.0	57.3	47.6	-	135.0	63.0	51.3	46.5
1.6		-	-	120.0	64.6	51.4	-	-	76.4	57.1	50.1
1.7		-	-	-	72.9	55.3	-	-	93.9	63.4	53.7
1.8		-	-	-	82.2	59.3	-	-	118.1	70.4	57.5
1.9		-	-	-	92.8	63.3	-	-	-	78.0	61.3
2.0		-	-	-	105.0	67.5	-	-	-	86.5	65.2

\: $V_l \geq V_{ae}$ を満足しないもの -: 目標値が150km/h以上、および負の値になるもの

3.2 道路構造・交通運用に応じた交通性能推定手法の検討

ここでは、提案する性能照査型道路計画手法で用いる交通性能の推定手法を検討するため、考慮すべき道路構造・交通運用を信号交差点、沿道状況による影響分析を基に設定する。まず、信号交差点密度が道路区間の自由速度に与える影響を分析し、信号交差点密度や信号現示設定が交通性能に与える影響を分析する。次に、道路や沿道施設の立地（密度）が交通性能に与える影響を分析する。これらの影響分析の結果を踏まえて、交通性能として本研究で用いる時間交通量-速度関係を設定する。

3.2.1 信号交差点密度が自由速度へ与える影響分析

信号交差点の数や間隔が旅行速度に与える影響に関して、実データを基に分析した事例がある（小塚ら，2012）。しかしながら、実データでは交通量や沿道の施設による影響も同時に受けていることから純粋に信号交差点の数や間隔による影響を測ることはできない。よって、交通流シミュレータを用い他の影響要因を排除した状況下での信号交差点密度が自由速度へ与える影響分析を行う。

(1) 分析方法

個々の車両の旅行速度及び複数の信号現示の設定による分析を実施することから、既往の幹線街路の旅行速度の研究(Akandwanaho and Nakamura, 2019)でも使用されているマイクロ交通流シミュレータVISSIM7を用いる。図-3.12に示す1車線一方通行のリンクを仮定し、リンク及びシミュレータの各設定値を表-3.3に示す。本分析では、交通量が極めて少ない状態での自由速度と交差点密度との関係を把握するため、自由流の状態を表現可能な微小な交通量（100 veh/h）を仮定する。さらに、信号交差点は密度に応じて等間隔に配置する。信号現示のオフセットは、同時式オフセットを仮定する。青時間比とサイクル長は、速度への影響が大きいことが想定されることから、いくつかの値を設定する。希望速度は、信号交差点密度が0 箇所/kmの時に、検討する道路区間の指定最高速度の値を超過しないよう、自由速度が40.0, 50.0, 60.0 km/hとなるように校正し設定する。シミュレーションの実行ケースは以下の27ケースで、シミュレーション実行時間は3600 s、試行回数を5回とし、全時間のデータを集計に使用する。

- ・ 希望速度：40.0, 50.0, 60.0 km/hの3種類
- ・ 青時間比：0.67, 0.50, 0.33の3種類
- ・ サイクル長：90, 120, 150の3種類

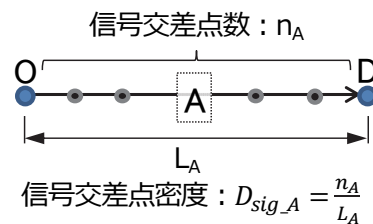


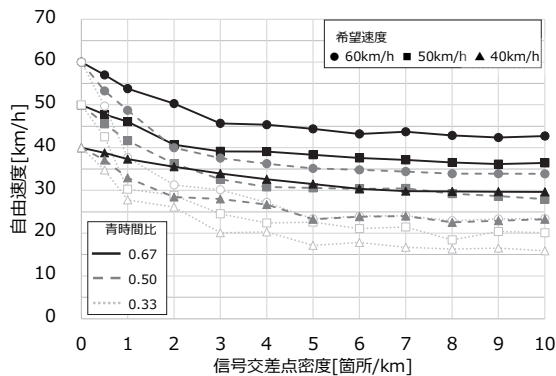
図-3.12 シミュレーションにおけるリンク条件

表-3.3 リンク及びシミュレーションの各設定値

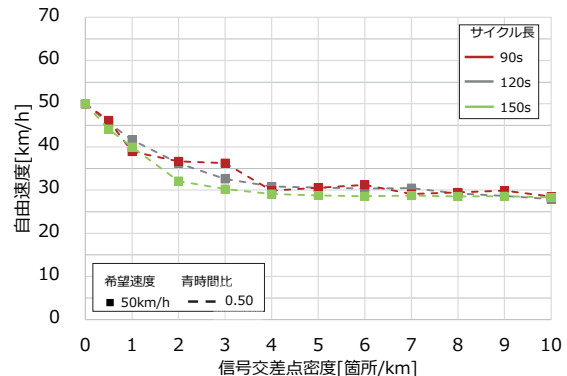
項目	設定値
計測延長[km]	2.0
交通量[veh/h]	100
希望速度[km/h]	交差点密度0のときに40.0, 50.0, 60.0になるように設定
信号交差点密度[箇所/km]	0, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10
サイクル長[s]	90, 120, 150
青時間比	0.33, 0.50, 0.67

(2) 分析結果

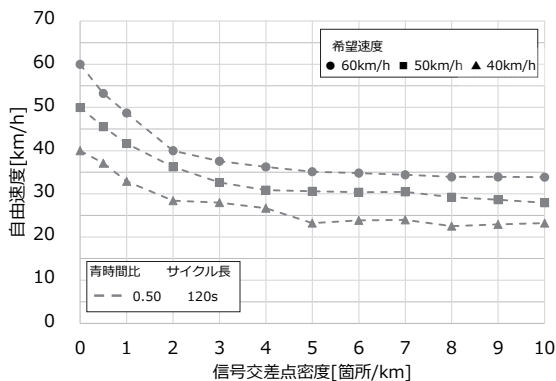
27ケースの信号交差点密度と自由速度の結果を、図-3.13に示す。全27ケースにおいて、信号交差点密度の増加に伴い速度が減少している。また、信号交差点密度が5箇所/km以上からほぼ横ばいになり、速度が収束していくことがわかる。サイクル長は、長くなるほど速度が低下する傾向がわずかに確認された。希望速度は、小さくなるほど速度が低下する。また、青時間比も、小さくなるほど速度が低下する傾向が確認された。これらより、自由速度は、信号交差点密度、青時間比、希望速度、サイクル長によって強く影響を受けることが確認された。



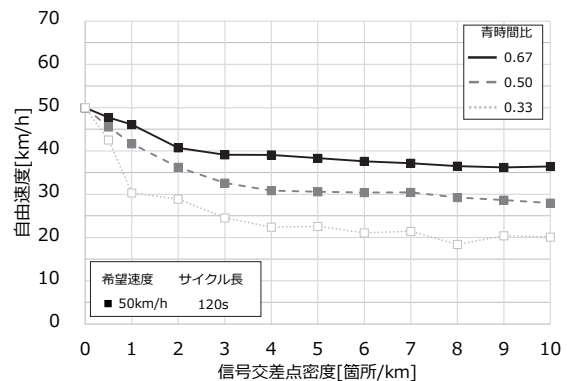
(a) サイクル長 120s



(b) サイクル長の影響



(c) 希望速度の影響



(d) 青時間比の影響

図-3.13 信号交差点密度と自由速度の関係

(3) 信号交差点密度に応じた自由速度推定式の提案

(2)で示した自由速度は、特定の信号交差点密度の場合の離散的な値に限定されており、様々な信号交差点密度の値に対応できないことから、連続的な信号交差点密度に応じた自由旅行速度の値を設定できるよう、重回帰分析によりモデル化を行う。図-3.13より、信号交差点密度の増加に伴い旅行速度が減少し、その減少速度は徐々に緩やかになる傾向が確認されるため、信号交差点密度は対数関数を仮定する。希望速度は指定最高速度を代替指標とすることも考えられることから連続数として扱わずダミー変数とする。それ以外の影響要因については簡便のため線形を仮定し、連続数として扱う。これらを踏まえて、式(3.21)を仮定しパラメータの推定を行う。

$$v_0(D_s) = a_1 \times \ln(D_s) + a_2 \times SL_{50} + a_3 \times SL_{40} + a_4 \times C + a_5 \times g + const. \quad (3.21)$$

表-3.4に重回帰モデルで得られた各係数及び重決定係数を示す。いずれの説明変数も(2)の分析結果で示す傾向と同じであるとともにt値および重決定係数も有意な値となり、精度の高い結果となった。

表-3.4 自由速度推定モデルの係数一覧

説明変数	係数	
切片	<i>const.</i>	24.9**
信号交差点密度 $\ln(D_s)$ [箇所/km]	a_1	-5.77**
希望速度40km/h ダミー SL_{40}	a_2	-10.5**
希望速度50km/h ダミー SL_{50}	a_3	-5.54**
サイクル長 C [s]	a_4	1.92×10^{-2} **
青時間比 g	a_5	45.9**
サンプル数 n	297	
重決定係数 R^2	0.939	

t値の凡例：**1%有意，*5%有意

図-3.14(a)にシミュレーション値と推定値の散布図を、図-3.14(b)に青時間比0.5の場合における、信号交差点密度と自由速度の関係についてシミュレーション値と推定値を示す。散布図は、概ね45度線上に分布しており、MAPE (Mean Absolute Percentage Error) の値も小さくばらつきが少ないことが確認できる。さらに、図-3.14(b)においてもほぼ同一の値を取っていることから、精度の高いモデルであることが確認された。

推定したモデル式は、信号交差点密度が極めて小さい時に無限大に発散することから、希望速度を超える場合の自由速度は、希望速度と同じと仮定することで、連続的に自由速度を設定できる。

これらより、本分析で用いる自由速度 v_0 は、式(3.22)および式(3.23)によって設定する。

$$v_0(D_s) = a_1 \times \ln(D_s) + a_2 \times SL_{50} + a_3 \times SL_{40} + a_4 \times C + a_5 \times g + const. \quad (3.22a)$$

(再掲)

$$a_1 \times \ln(D_s) + a_2 \times SL_{40} + a_3 \times SL_{50} + a_4 \times C + a_5 \times g + const. \leq SL \quad (3.22b)$$

$$v_0 = SL \quad (3.23a)$$

$$a_1 \times \ln(D_s) + a_2 \times SL_{40} + a_3 \times SL_{50} + a_4 \times C + a_5 \times g + const. > SL \quad (3.23b)$$

ここに、 D_s は信号交差点密度[箇所/km]、 SL は希望速度 (=指定最高速度) [km/h]、 a_n は各説明変数の係数、 $const.$ は定数項、である。

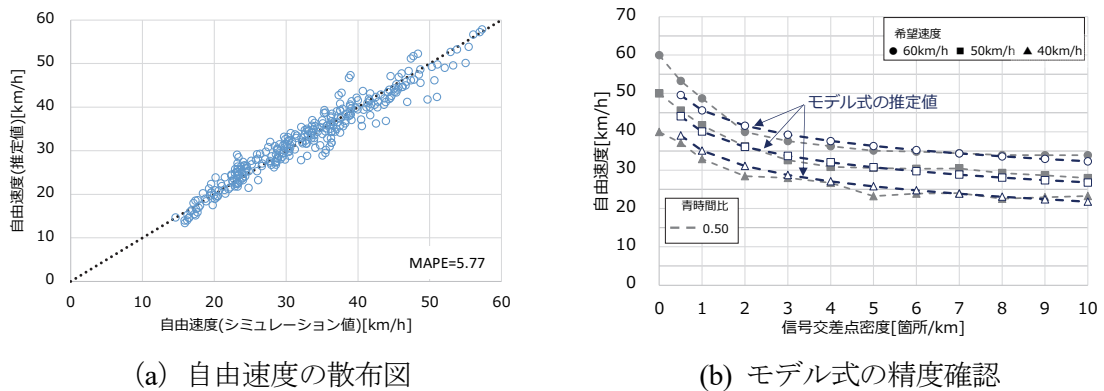


図-3.14 シミュレーション値とモデル値の比較

(4) 道路交通センサデータを用いた精度の検証

本分析では、交通量や沿道出入等の影響を排除するため交通シミュレータを用いたが、(3)で求めた推定式の値が実道での値に対して大きく乖離している場合、シミュレーションの精度が問われることとなる。そのため、(3)で求めた推定式の値が実際の道路における値と大きく乖離がないことを確認するため、平成27年度全国道路・街路交通情勢調査（以降、H27センサス）(国土交通省，2016)の愛知県、岐阜県、三重県、静岡県のデータを用いて検証を行う。実際の道路における値は、H27センサスの昼間非混雑時旅行速度（9時～17時）が、交通量の極めて少ない自由速度を表現できるものと仮定し、昼間非混雑時旅行速度と信号交差点密度を用いる。ここでは、信号交差点による影響を考慮すること、自由走行できる交通状況を用いること、その他イレギュラーなデータの影響を排除することを目的として下記に該当するデータを除外する。

【信号による影響を考慮するため】

- ・アクセスコントロール：完全出入制限，部分出入制限，地形要因等により出入制限なし
- ・信号交差点密度:0.0箇所/km

【自由走行できる交通状況を用いるため】

- ・ 昼間12時間平均旅行速度:0km/hと空欄
- ・ 混雑度:1.0以上

【イレギュラーなデータを除外するため】

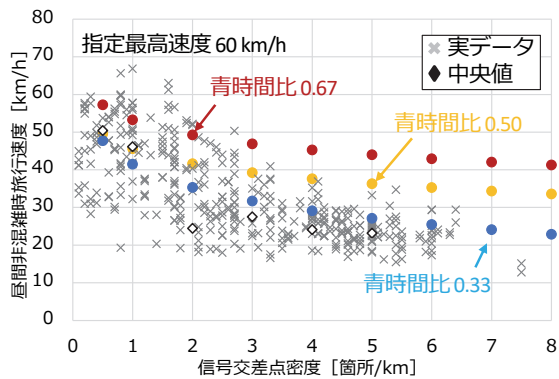
- ・ 調査交通量観測・非観測の別の非観測（推定値）とデータなし（推定不能）
- ・ 起点側・終点側の備考欄:データ有
- ・ 24時間自動車類交通量:0台
- ・ リンク延長:1.0km未満

上記の該当区間を除外した際のサンプル数を表-3.5に示す.

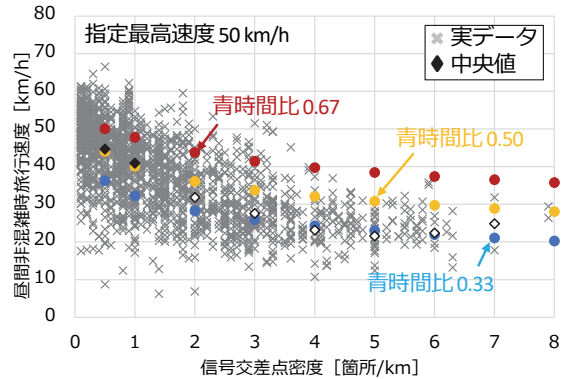
表-3.5 データサンプル数

指定最高速度	サンプル数	平均信号交差点密度[箇所/km]
60	394	2.84
50	1854	1.62
40	2783	1.20

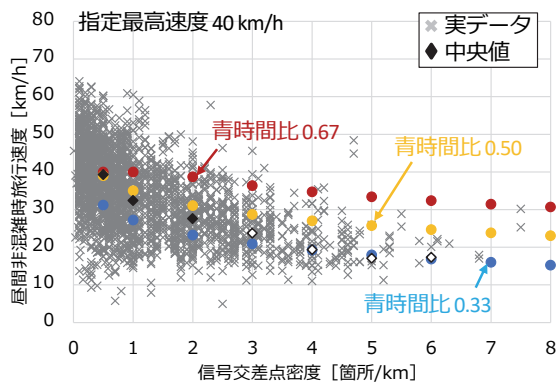
図-3.15に、信号交差点密度別の昼間非混雑時旅行速度（実データ）およびその中央値を示すとともに、(3)のモデル式を用いた自由速度を示す。実データから、信号交差点密度が大きくなるとともに、昼間非混雑時旅行速度が減少していく傾向がわかる。また、信号交差点密度別の昼間非混雑時旅行速度の中央値を見ると、信号交差点密度3以下の場合、推定式の青時間比0.67と0.33の値の間で推移していることが確認された。H27センサスの昼間非混雑時旅行速度のデータは、交通量や沿道出入の影響を受けていることが想定されるため、推定式の値より小さくなることは想定通りの傾向であると言える。よって、推定値のデータの傾向及び実データの傾向に大きな乖離は確認されず、良好なモデル式であると言える。



(a) 指定最高速度 60 km/h



(b) 指定最高速度 50 km/h



(c) 指定最高速度 40 km/h

*中央値のシンボルが白抜きになっているものは、サンプル数50未満である。

図-3.15 昼間非混雑時旅行速度と信号交差点密度の関係

3.2.2 沿道出入が旅行速度へ与える影響分析

沿道の施設および周辺街路への出入は、道路区間を直進する車両にとって速度の低下要因となる。一方、沿道出入を適切に制限することで、道路区間の速度低下要因を排除し、道路区間の旅行速度を維持することが可能となる。ここでは、沿道出入を道路アクセス、施設アクセスの2つに分類し、各々が旅行速度へ与える影響分析を行う。

(1) 分析方法

今回対象とする道路区間は、一般国道のバイパス区間とそれに並行する現道区間とする。バイパス区間と並行する現道区間では、機能が明確に分けられており、分析対象とした愛知県の一般国道のバイパス区間および並行現道は、表-3.6に示すとおりである。対象区間のうち、車線数や指定最高速度、アクセスコントロールにより旅行速度が大きく変化することを考慮し、これらの条件が区間を通して同一である延長のみを分析に使用する。

表-3.6 対象道路区間

路線	路線名・バイパス名	地域	分析延長 [km]	車線 数	指定最高 速度 SL[km/h]	アクセス コントロール	代表沿道状況*
1-1	西知多産業道路	知多市	8.3	4	70	完全出入制限	その他市街地
1-2	国道155号	知多市	9.0	2	40	出入自由	その他市街地
2-1	西知多産業道路	東海市	5.3	4	70	完全出入制限	その他市街地
2-2	国道247号	東海市	6.2	2	40	出入自由	DID(商業地域を除く)
3-1	国道23号 豊橋東バイパス	豊橋市	7.0	2	60	完全出入制限	平地部
3-2	国道42号	豊橋市	6.1	2	50	出入自由	平地部
4-1	半田大府バイパス	東浦町	4.8	2	60	出入自由	平地部
4-2	国道366号	東浦町	4.6	2	40	出入自由	DID(商業地域を除く)
5-1	国道155号 豊田南バイパス	豊田市	4.0	4	60	部分出入制限	平地部
5-2	国道419号	豊田市	5.2	2	50	出入自由	平地部
6-1	国道155号バイパス	小牧市	3.3	4	60	出入自由	その他市街地
6-2	国道155号	小牧市	2.4	4	50	出入自由	DIDかつ商業地域

*代表沿道状況のうち最も延長が長い代表沿道状況を記載。-1は、バイパス区間、-2は現道区間

沿道出入に関連するデータとして、沿道施設および接続街路の数をGoogle mapのストリートビューを用いて計測する。また、中央分離帯等で上下分離されていない道路区間については、右折により沿道出入を考慮することから上下線の合計値を用いる。本来、右折による沿道出入の影響は左折により影響よりも大きい(道路の閉鎖時間が長い)ことが考えられるが、本分析では簡便のため左折と右折の沿道出入の影響は同等であると仮定し、それに伴う補正は行わないものとする。各データの集計方法については、以下のとおりとする。

[沿道施設のアクセス密度(施設アクセス密度)]

道路状況調査単位区間における店舗、工場、会社、住宅駐車場などの沿道施設へ出入が可能な地点の箇所数[箇所/km].

$$\text{施設アクセス密度} = \frac{\text{沿道施設出入箇所数}}{\text{道路状況調査単位区間延長}} \quad (3.24)$$

[街路のアクセス密度(道路アクセス密度)]

道路状況調査単位区間における信号交差点を除く接続する道路の1km当たりの箇所数[箇所/km].

$$\text{道路アクセス密度} = \frac{\text{接続街路本数}}{\text{道路状況調査単位区間延長}} \quad (3.25)$$

対象道路における施設アクセス密度と道路アクセス密度を表-3.7に示す。

表-3.7 対象道路の施設アクセス密度および道路アクセス密度

路線	施設アクセス密度 [箇所/km]		道路アクセス密度 [箇所/km]		施設アクセス密度+道路アクセス密度 (アクセス密度)[箇所/km]	
	上り線	下り線	上り線	下り線	上り線	下り線
1-1	0.8	0.8	0.5	0.6	1.3	1.4
1-2	61.0		13.1		74.1	
2-1	-	-	0.6	0.8	0.6	0.8
2-2	70.3		7.7		78.0	
3-1	-	-	0.4	0.4	0.4	0.4
3-2	23.8		15.6		39.4	
4-1	1.9	1.9	1.5	2.3	3.4	4.2
4-2	76.5		11.7		88.2	
5-1	3.3	3.5	3.3	3.8	6.6	7.3
5-2	27.9		6.2		34.1	
6-1	29.7	26.7	8.2	7.9	37.9	34.6
6-2	55.0		10.4		65.4	

施設アクセス密度は、全ての並行現道(枝番-2)で20.0以上であり、50mに1箇所以上は沿道施設が立地し、沿道施設へのアクセス機会が非常に多いことがわかる。

道路アクセス密度は、路線6(小牧市)を除くバイパス区間(枝番1)で5.0未満であり、500mに1箇所他の道路との接続がある程度である。

これより、対象道路のほとんどがバイパス区間と並行現道で明確にアクセス密度が異なり、並行現道でアクセス密度が高いことが確認された。しかしながら、路線6(小牧市)では、バイパス区間においても施設アクセス密度が20.0以上と高くなっており、バイパス区間と並行現道区間でアクセス密度に差はあるものの他の区間に比べて傾向が異なることがわかる。

(2) 分析結果

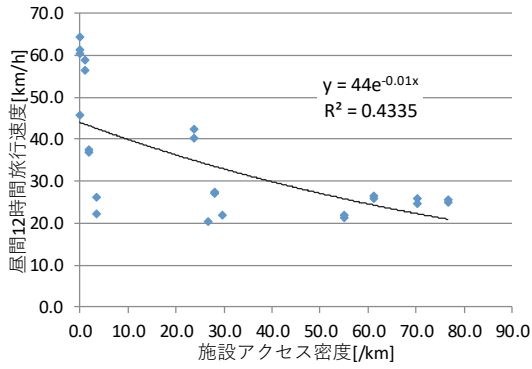
(1)で把握したアクセス密度を用いて、昼間12時間旅行速度との関係を図-3.16に示す。図-3.16(a)は、施設アクセス密度に着目したものであり、密度が高くなると旅行速度が減少していることがわかる。また、図-3.16(b)は、道路アクセス密度に着目しており、密度が高くなるにつれて指数関数的に減少していることがわかる。路線3(豊橋市)のみ、近似曲線から外れているが、これは交通量が非常に少なく、アクセス以外の影響が極めて少ないためと考えられる。また、図-3.16(c)に、表-3.4の自由速度のモデル式との比較を示す。指定最高速度60,50 km/hの箇

所では、自由速度の値に比べて昼間12時間旅行速度が大きく下回っており交通量及びそれに伴う沿道出入の影響を強く受けていることが想定される。指定最高速度40 km/hの箇所では、自由速度の値が昼間12時間旅行速度よりも小さくなっている。これは、指定最高速度40km/hの箇所の道路アクセス密度のうち信号交差点が接続している割合が低下することから、道路アクセス密度が高くてもあまり速度低下しないことが考えられる。

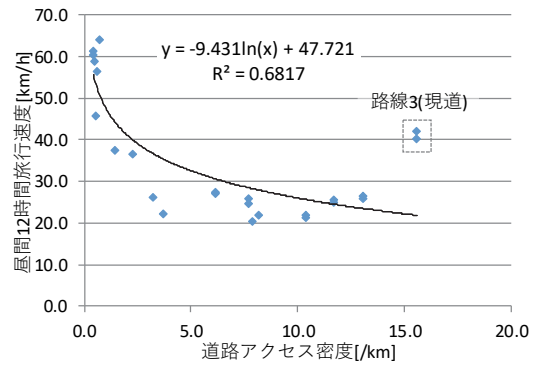
図-3.16(d)は、施設アクセス密度と道路アクセス密度を合計した値に対する昼間12時間旅行速度の関係を見たものであり、密度が高くなるにつれて指数関数的に減少していることがわかる。これらの結果より施設アクセス密度より道路アクセス密度が旅行速度に与える影響が大きいと言える。

図-3.17に各箇所の指定最高速度と昼間12時間旅行速度の差（速度低下量）とアクセス密度の関係を示す。バイパス区間は、アクセス密度が大きくなるにつれて速度低下量が大きくなっているのがわかる。現道区間は、アクセス密度と速度低下量の関係が明確ではない。現道区間は、指定最高速度の値そのものが小さいことに加え、利用頻度の低いアクセスポイント（細街路との交点、住宅の駐車場等）が数多く存在することから、速度低下量への影響が少ないことが考えられる。加えて、各箇所の交通量の値を考慮した速度低下量とはなっておらず、その影響によるものと考えられる。

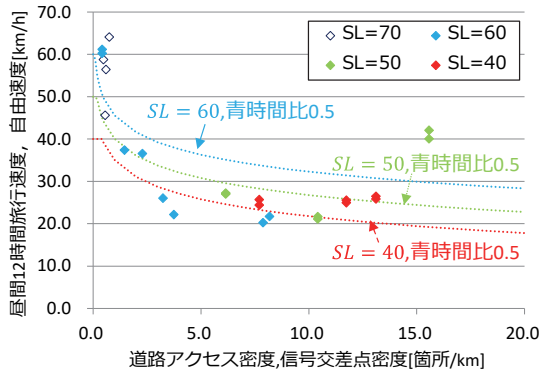
しかしながら、施設アクセス密度、道路アクセス密度に着目し旅行速度への影響を確認することができた。特に、道路アクセス密度の影響が大きく、道路アクセスに関する交差点に関する変数を考慮できる交通量-速度関係の設定の必要性が確認された。また今後、沿道出入の影響を正確に把握するためには、アクセス密度だけでなくアクセスポイントの利用頻度を考慮することの必要性が明らかとなり、同一箇所施設が増設された場合などを対象に分析を行うことが望まれる。



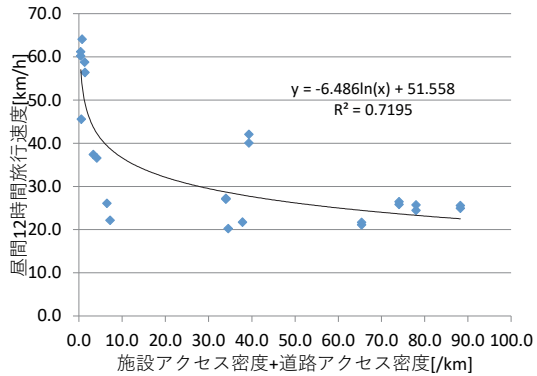
(a) 施設アクセス密度



(b) 道路アクセス密度



(c) 自由速度と昼間12時間旅行速度



(d) 施設アクセス密度+道路アクセス密度

図-3.16 各アクセス密度と昼間12時間旅行速度の関係

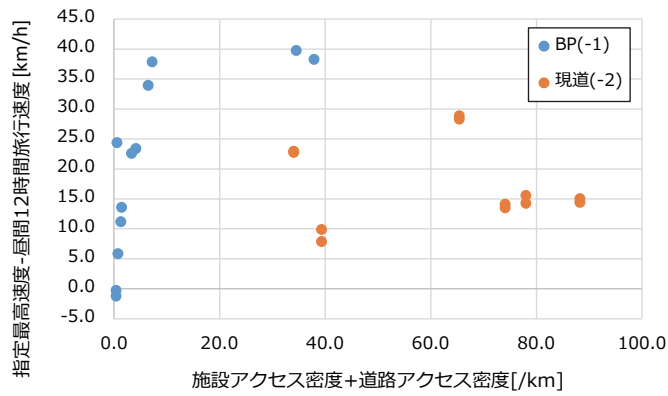


図-3.17 指定最高速度と昼間12時間旅行速度の差とアクセス密度の関係

3.2.3 時間交通量-速度関係の設定

ここでは、3.2.1と3.2.2で行った道路構造・交通運用が交通性能に与える影響分析結果を踏まえ、本研究で用いる時間交通量-速度関係 (q-v) の設定方法について示す。

(1) 時間交通量-速度関係の導出

時間交通量-速度関係 (q-v) の設定は、特に信号交差点の影響を考慮すること重視し、道路の交通容量(日本道路協会, 1984)の区間のサービス水準の考え方をを用いて設定する。

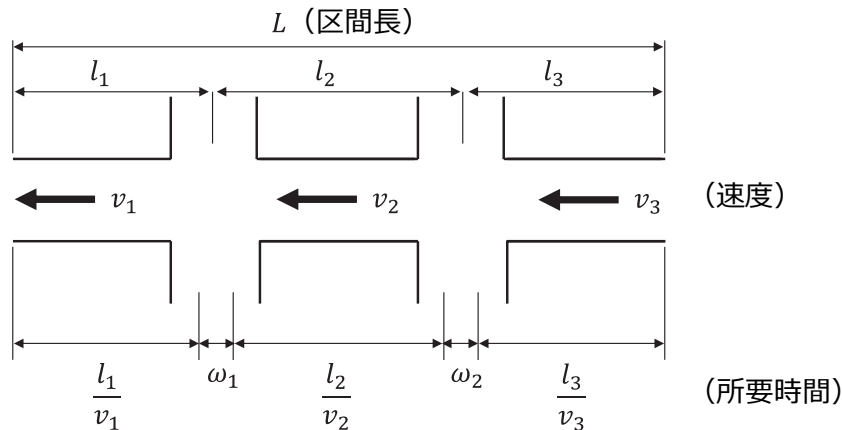


図-3.18 道路区間の時間交通量-速度関係の設定時の仮定

区間の旅行時間は、区間内の単路部の走行時間と、信号交差点の待ち時間によって構成され、次式のように表現される。

$$T = \sum_i \frac{l_i}{v_i} + \sum \omega_i \quad (3.26)$$

簡単のため各単路部での速度 $v_i = v$ 、交差点での待ち時間 $\omega_i = \omega$ とすれば、

$$T = \frac{L}{v} + n \cdot \omega = \frac{L}{v_s} \quad (3.27)$$

ここに、 L は区間延長、 v_s は(交差点での待ち時間を考慮した)交換の旅行速度、 n は信号交差点数、である。

運転手1人当たりの信号による待ち時間はランダム到着と仮定すると、次式のように表現される。

$$\omega = \frac{(1-g)^2}{2(1-g \cdot Z)} C + \frac{Z^2}{2q(1-Z)} \quad (3.28)$$

ここに、 g は青時間比、 C はサイクル長、 q は流入部の交通量、 Z は流入部の需要率 $= q/c$ 、 c は流入部の交通容量、である。

したがって、式(3.27)と式(3.28)より、式(3.29)が設定できる。

$$v_s = \frac{1}{\frac{1}{v} + D_s \cdot \left\{ \frac{(1-g)^2}{2(1-g \cdot Z)} C + \frac{Z^2}{2q(1-Z)} \right\}} \quad (3.29)$$

ここに、 D_s は信号交差点密度= n/L ，である。

ここで、 $Z = q/c$ の c は流入部の交通容量であるが、信号交差点が存在する区間においては、信号交差点流入部の交通容量の値が区間において最小値となることが多い。よって、これを区間の可能交通容量とみなせば、単路での q/c と Z は同種のものと考えることができ q/c と v_s の関係が表されることになる。また、 v は各単路部での速度であり交差点等による遅れを含んでいないものであることから、本研究では簡便のため指定最高速度と等しいと仮定すると、次式のように表せる。

$$v_s = \frac{1}{\frac{1}{SL} + D_s \cdot \left\{ \frac{(1-g)^2}{2(1-g \cdot Z)} C + \frac{Z^2}{2q(1-Z)} \right\}} \quad (3.30)$$

ここに、 SL は道路区間の指定最高速度，である。

式(3.30)において $Z \geq 1.0$ となる場合の旅行速度が計算できない。しかし、実際の道路では、交通容量を超過した場合 ($Z \geq 1.0$) でも車両は通行可能であるため、最小旅行速度 v^{\min} を定め式(3.31)によって算出する。

$$Z \geq 1.0 \text{の時 または } \frac{1}{\frac{1}{SL} + D_s \cdot \left\{ \frac{(1-g)^2}{2(1-g \cdot Z)} C + \frac{Z^2}{2q(1-Z)} \right\}} \leq v^{\min} \text{の時}$$

$$v_s = v^{\min}$$

Otherwise (3.31)

$$v_s = \frac{1}{\frac{1}{SL} + D_s \cdot \left\{ \frac{(1-g)^2}{2(1-g \cdot Z)} C + \frac{Z^2}{2q(1-Z)} \right\}}$$

(2) 交通容量の設定

信号交差点区間を含む道路区間の交通容量は、道路の交通容量(道路協会，1984)によれば単路部と交差点部の双方の交通容量を算出し、小さい値を用いるとされている。旅行速度は道路区間で検討されるべきものであるが、特に街路における交通容量はボトルネックの交通容量をターゲットに検討すべきである(大口ら，2005)。そのため、本研究では信号交差点の交通容量を用いることとする。

信号交差点の交通容量は、流入部の飽和交通流率と青時間比により式(3.32)のとおり算出される。また、飽和交通流率は式(3.33)の道路構造条件および交通状況によって設定される。

$$c = S_j \cdot g_j \cdot N = S_j \cdot \frac{G_j}{C} \cdot N \quad (3.32)$$

ここに、 S_j は流入部 j の飽和交通流率、 g_j は流入部 j の青時間比、 G_j は流入部 j の1信号サイクルに割り当てられた青時間、である

$$S = S_B \times \gamma_W \times \gamma_G \times \gamma_{RT} \times \gamma_{LT} \quad (3.33)$$

ここに、 S は実際の車線の可能飽和交通流率[pcu/青1時間]、 S_B は飽和交通流率の基本値[pcu/青1時間]、 γ_W は車線幅員の補正率、 γ_G は勾配の補正率、 γ_{RT} は右折車混入の補正率、 γ_{LT} は左折車混入の補正率、である。

(3) 時間交通量-速度関係の感度分析

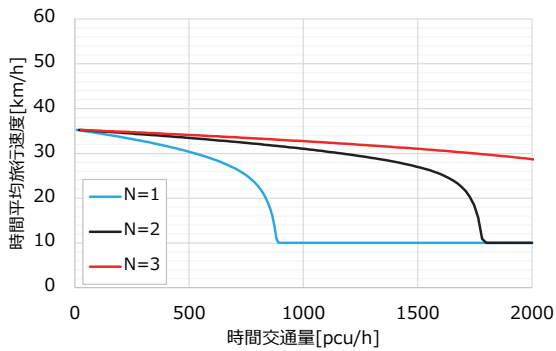
(1)と(2)の内容を踏まえここで検討している時間交通量-速度関係(q-v)の感度分析を行う。式(3.30)、式(3.32)、式(3.33)よりこのq-vでは、以下の道路構造・交通運用に感度のあるものとなる。

- ・ 車線数 N
- ・ 指定最高速度 SL
- ・ 飽和交通流率 SFR
 - 飽和交通流率の基本値 $BSFR$
 - 車線幅員 (本研究では影響を考慮しない)
 - 勾配 (本研究では影響を考慮しない)
 - 右折車混入割合 (本研究では影響を考慮しない)
 - 左折車混入割合 (本研究では影響を考慮しない)
- ・ 信号交差点密度 D_s
- ・ 信号サイクル長 C
- ・ 青時間比 g

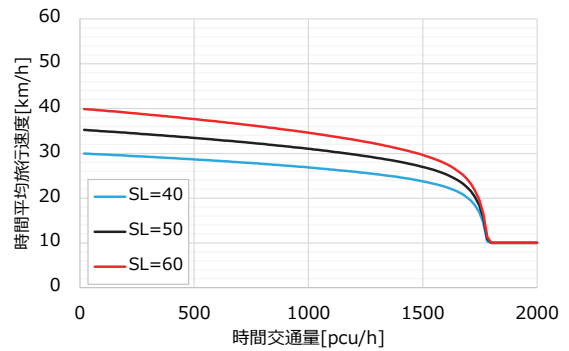
飽和交通流率は、飽和交通流率の基本値、車線幅員、勾配、右折車混入割合、左折車混入割合に応じて設定されるが、計画段階で詳細な道路構造条件、交通状況の設定が困難であることを踏まえ、車線幅員、勾配、右折車混入割合、左折車混入割合は、本研究で取り扱わないこととする。

図-3.19に、 $N = 2$, $SL = 50[\text{km/h}]$, $BSFR = 1800[\text{pcu/h}]$, $D_s = 2.0$ [箇所/km], $C = 120[\text{s}] = 0.033[\text{h}]$, $g = 0.5$, $v^{\min} = 10[\text{km/h}]$ を基本設定とし、各条件を変化させたq-vを示す。車線数、飽和交通流率の基本値は、式(3.31)からもわかるように主として交通容量に影響を与えており、値が大きくなるにつれてq-vが右に移動している。また、指定最高速度、信号交差点密度、サイクル長は、主として旅行速度に影響を与えており、指定最高速度が大きくなると旅行速度は大きくなり、信号交差点密度、サイクル長は小さくなると旅行速度が大きくなることが確認された。また、青時間比は、交通容量と旅行速度の双方に影響を与えており、青時間比が大き

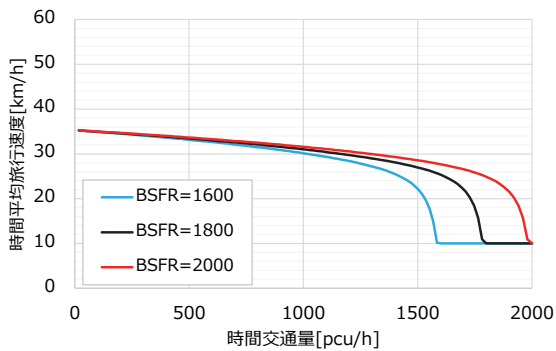
なると交通容量および旅行速度が増加することが確認された。



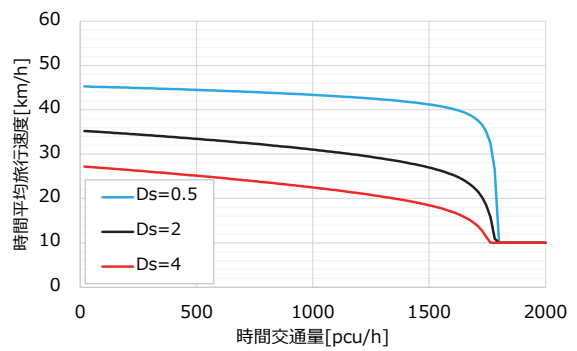
(a)車線数($N = 1, 2, 3$)



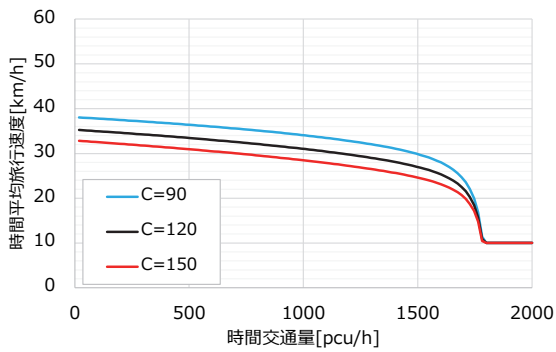
(b)指定最高速度($SL = 40, 50, 60$)



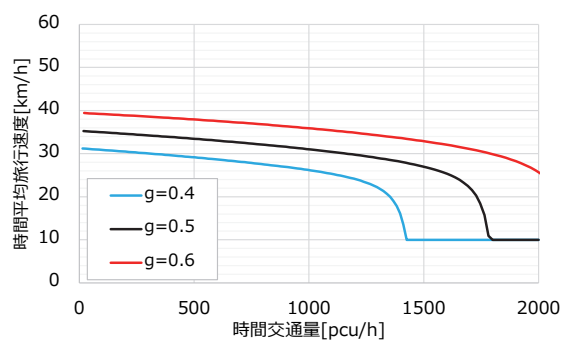
(c)飽和交通流率の基本値($BSFR = 1600, 1800, 2000$)



(d)信号交差点密度($D_s = 0.5, 2.0, 4.0$)



(e)サイクル長($C = 90, 120, 150$)



(f)青時間比($g = 0.4, 0.5, 0.6$)

図-3.19 道路構造・交通運用に応じた道路区間の時間交通量-速度関係 (q-v)

(4) モデル式を用いた自由速度値の精度検証

3.2.1のモデル式で算出される自由速度と式(3.31)のq-vを用いて算出される自由速度の比較により、自由速度値の精度検証を行う。自由速度値の推定精度が高ければこのq-vの推定精度が高いことを必ずしも保証するものではないものの、少なくとも自由速度値の値に乖離がないことで本研究で用いる上で一定の最低限の精度があることを確認する。

式(3.31)のZに0を代入し、次式から自由速度を算出する。

$$v_s = \frac{1}{SL + D_s \cdot \left\{ \frac{(1-g)^2}{2} C \right\}} \quad (3.34)$$

精度検証に用いた条件は、以下のとおりとした。

- ・ 指定最高速度 SL : 40, 50, 60
- ・ 信号交差点密度 D_s : 0.5, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0, 9.0, 10.0
- ・ 信号サイクル長 C : 90, 120, 150
- ・ 青時間比 g : 0.67, 0.50, 0.33

図-3.20に、式(3.34)により算出した自由速度とモデル式の自由速度の散布図を示す。全データのMAPEの値は、18.8と少し精度が低く、値にばらつきがあることが確認された。シミュレーション値やモデル式では、信号交差点密度の値が5を超えると一定に推移する傾向がみられたが、式(3.34)では信号交差点密度が大きくなるほど値が小さくなる条件式であるため、信号交差点密度が極めて高い状況で値の乖離が発生する可能性がある。そのため、信号交差点密度5.0以下とそれ以上に分けて再度MAPEにより精度の確認を行った。その結果、信号交差点密度5.0以下ではMAPEが10.6と比較的精度が高くなることが確認された。また、信号交差点密度5.0より大きい場合ではMAPEが28.7と全データの精度よりも悪くなることが確認された。

以上より、信号交差点密度が小さい場合、精度高く旅行速度が推定可能なq-vであることが確認された。

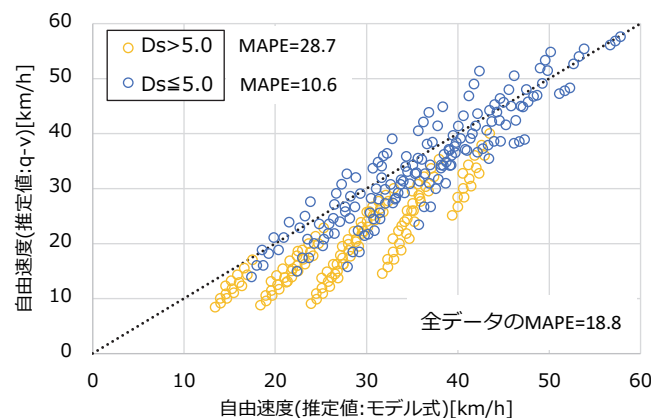


図-3.20 式(3.34)により算出した自由速度とモデル式の自由速度の比較

3.3 まとめ

ここでは、**第2章**にて示した本研究で提案する性能照査型道路計画手法に必要となる目標旅行速度の設定手法の提案を行った。目標旅行速度は、任意の道路ネットワークを迂回率とラインホール距離比で表現し、検討対象の道路区間が、旅行時間や旅行コストの各々の観点で利用される必要条件を明らかにし、必要条件のうち旅行速度を性能目標として設定する手法を提案した。また、信号交差点、沿道出入に着目して旅行速度への影響分析を行った。これにより、道路区間の自由速度は信号交差点密度が増加するに応じて徐々に減少していく傾向を確認した。その減少量は指定最高速度や青時間比等に関係しており、指定最高速度、青時間比、サイクル長、信号交差点密度に応じた道路区間の自由速度のモデル式を提案した。さらに、沿道出入による速度の影響について、道路アクセス密度と施設アクセス密度どちらも速度低下の要因となっていることを改めて確認し、道路アクセス密度は自由速度の分析の際に考慮した信号交差点の影響が強く、施設アクセス密度はその施設の利用頻度が大きく影響する可能性を指摘した。

これらの分析を踏まえて、本研究で用いる時間交通量-速度関係 ($q-v$) について設定をした。本研究で用いる $q-v$ では信号交差点数、信号現示設定を考慮できるよう、信号交差点密度を用いた $q-v$ とし、その計算に用いる時間交通容量は信号現示設定を考慮できる信号交差点の交通容量を用いることとした。その結果、道路構造（車線数、指定最高速度、信号交差点密度、飽和交通流率の基本値）、交通運用（サイクル長、青時間比）に応じて様々な $q-v$ を設定できるものとなった。

第4章 交通量変動を考慮した日交通量-速度関係のモデル化

第3章で、本研究で提案する性能照査型道路計画手法に必要となる目標旅行速度の設定手法と交通性能の設定手法を定めた。交通性能の設定手法は時間交通量-速度関係を用いており、従来の道路計画手法で用いる日交通量-速度関係とは単位が異なり、従来と同様の考え方で使用することはできない。よって、本章では、従来の道路計画手法でも使用することのできる交通性能の設定手法の検討を行う。提案する性能照査型道路計画手法において、本章でモデル化する日交通量-速度関係の位置づけは図-4.1に示す赤の着色部分である。まず、従来の道路計画手法の単位に変換するための交通条件として用いる交通量変動の抽出を行い、交通量変動を考慮した日交通量-速度関係(Q-V)のモデル化を行う。また、交通量変動を考慮した日交通量-速度関係とすることで、従来の道路計画手法との整合が図れるだけでなく、交通量変動に対する施策に対しても感度のある交通量-速度関係となることも特徴の一つである。

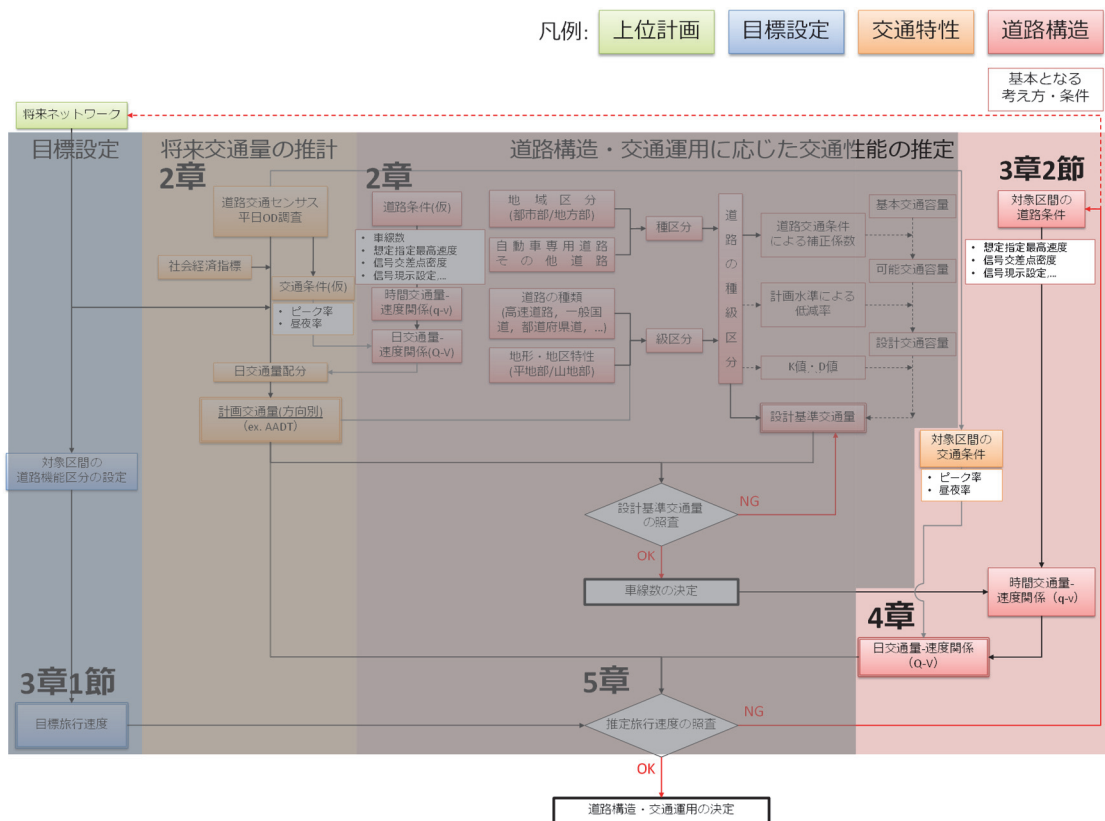


図-4.1 提案する性能照査型道路計画手法のフローと4章の位置付け

4.1 常時観測データを用いた交通量変動の基礎分析

4.1.1 常時観測データの概要

(1) 常時観測データの取得概要

本研究では、国土交通省中部地方整備局の協力の下、2015年4月1日～2016年3月31日(366日)の愛知県、岐阜県、三重県、静岡県の常時観測データを用いる。常時観測データは1時間ごと車種別(小型、大型)に観測される。観測点数、欠損、分析に用いた道路区間数を表-4.1に示す。上下別に全157区間を対象に交通量変動の分析を行う。

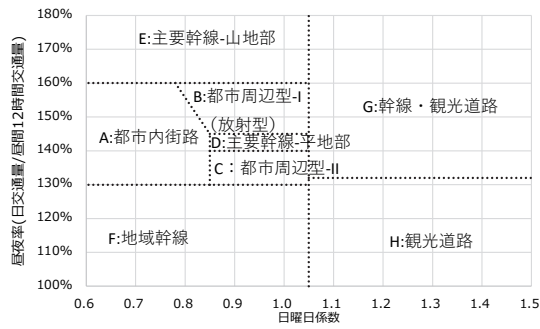
表-4.1 観測点数及び使用する道路区間数

	岐阜県	静岡県	愛知県	三重県	合計
全観測点数	18	34	21	14	87
欠測(うち片方向のみ欠測)	0	7(1)	1	1	9(1)
交通量変動の基礎分析に用いる道路区間数	36	55	40	26	157

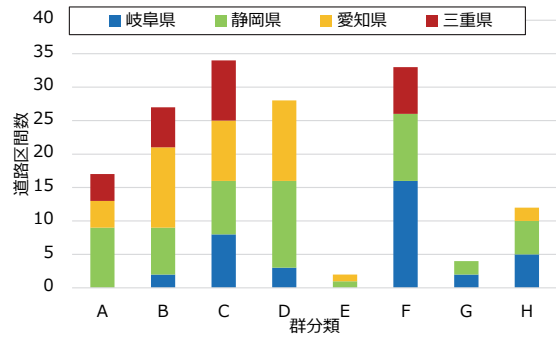
(2) 交通量変動の分析に使用する道路区間情報の把握

今回使用するデータが、様々な交通量変動を表現できるか確認するため箇所の特徴を確認する。箇所の特徴を把握するため、交通量常時観測調査報告書(国土交通省、2003)を参考に群分類を用いることとする。群分類は本来、道路の利用(観光交通の有無)、道路の配置(都市の周辺か否か)、都市間道路か都市内道路かなどの道路の情報を基に設定されるが、ここでは、交通量常時観測調査報告書(国土交通省、2003)のP.11の観測地点の群分類と昼夜率、日曜日係数との対応関係を基に整理する(図-4.2(a))。ここで求めた、昼夜率及び日曜日係数は、各車種の実交通量[veh]を用いて算出する。群分類は、A~Cが都市内及び都市周辺部、D,Eが主要幹線、Fが地域幹線、G, Hが観光道路に大きく分かれる。

図-4.2(b)、図-4.3に各都道府県別にどの群分類の道路区間が含まれているかを示す。岐阜県は、特に群分類Fが多く、愛知県、静岡県、三重県では群分類A~Cなどの都市部及び都市周辺部に多くなっている。群分類E, Gの区間数は少ないものの、群分類A~Hが全て存在し、幅広い交通状況を確認することができると言える。

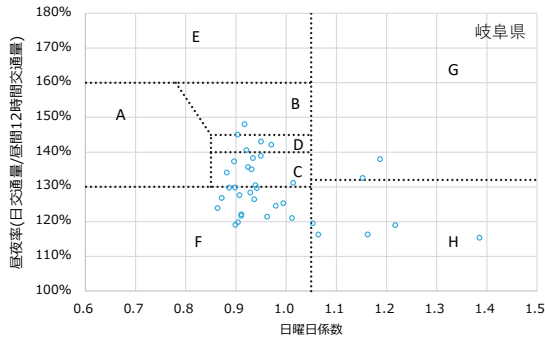


(a) 群分類と昼夜率、日曜日係数との対応関係

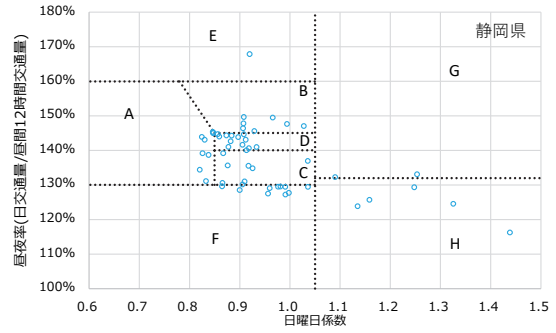


(b) 対象県別の群分類の道路区間数

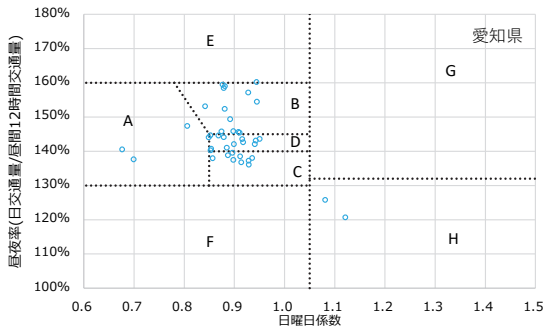
図-4.2 群分類および使用データ区間の概要



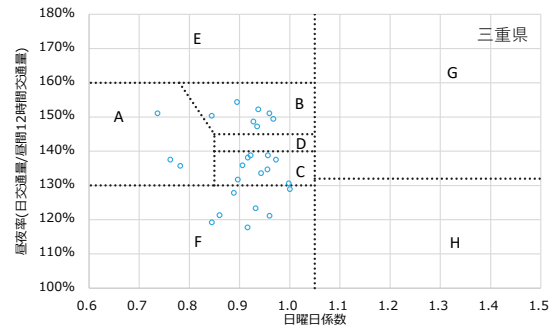
(a) 岐阜県



(b) 静岡県



(c) 愛知県



(d) 三重県

図-4.3 分析に用いた区間の群分類

4.1.2 着目する交通量変動指標の設定

ここで、本研究で着目する交通量変動指標を設定する。交通量変動は、対象とする単位に応じて存在し、月変動（季節変動）、週変動、日変動（曜日変動）、時間変動などがある。本研究では、時間交通量-速度関係(q-v)を基にした交通性能の推定手法を提案するため、交通量の時間変動に関する指標を選定する。また、時間変動の指標として、時間係数、ピーク率、昼夜率を用いる。各時間変動指標を図-4.4の道路区間のデータを例に説明する。以降、交通量は乗用車換算台数[pcu]を用いることとし、大型車の乗用車換算係数（PCE:Passenger Car Equivalent）は1.7とする。

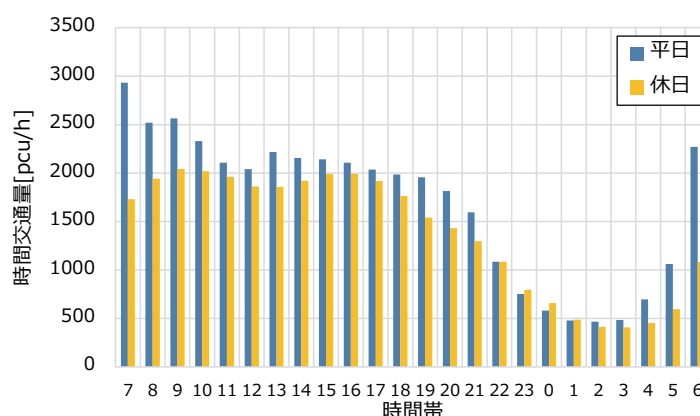


図-4.4 時間交通量の例_岡崎上り（国土交通省中部地方整備局）

時間係数 r_{Qt} は、ある1時間帯の時間交通量を日交通量で除した値であり、式(4.1)のように算出できる。また、ピーク率 p は時間係数の最大値をパーセントに直したものを指す。

$$r_{Qt} = \frac{q_t}{Q} \quad (4.1)$$

$$p = r_{Qt}^{Max} \times 100 \quad (4.2)$$

ここに、 q_t は時間帯 t の時間交通量[pcu/h]、 Q は日交通量（24時間交通量）[pcu/day]、 p はピーク率[%]、である。

昼夜率 r_{DN} は、日交通量を昼間12時間交通量で除してパーセントに直した値であり、式(4.3)のように算出できる。

$$r_{DN} = \frac{Q}{\sum_{t=7}^{18} q_t} \times 100 \quad (4.3)$$

ここに、 r_{DN} は昼夜率[%]、 $\sum_{t=7}^{18} q_t$ は7時台から18時台までの時間交通量の総和（昼間12時間交通量）、である。

図-4.5に時間係数の算出結果を、表-4.2にピーク率と昼夜率の算出結果を示す。時間係数は、時

間交通量を日交通量で除した値であり、**図-4.4**と変動の傾向は全く同じになるものである。また、平日と休日では、交通量の変動パターンが大きく異なる可能性があることも確認された。そのため本研究では、より多くの交通量変動指標の値を分析に使用するため、平日と休日を分けて集計を行い、314データ（157区間）を対象とする。**図-4.6**に全分析対象のピーク率と昼夜率の関係を示す。本研究では、この交通量変動指標の値を用いて分析を行う。

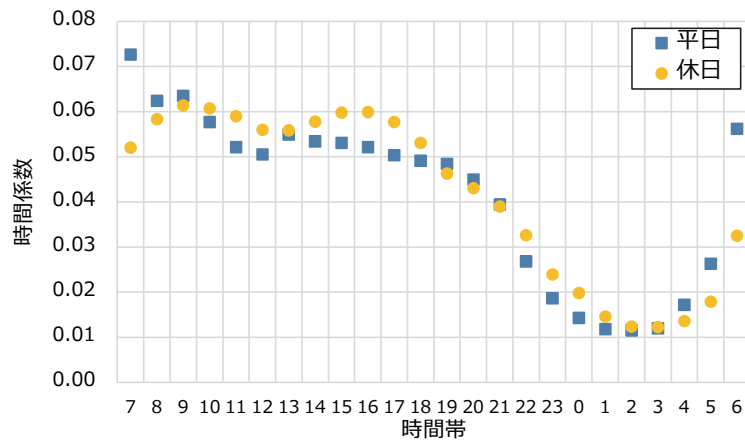


図-4.5 時間係数の例（岡崎上り）

表-4.2 ピーク率と昼夜率の算出例

岡崎上り	ピーク率	昼夜率
平日	7.3%	149%
休日	6.1%	145%

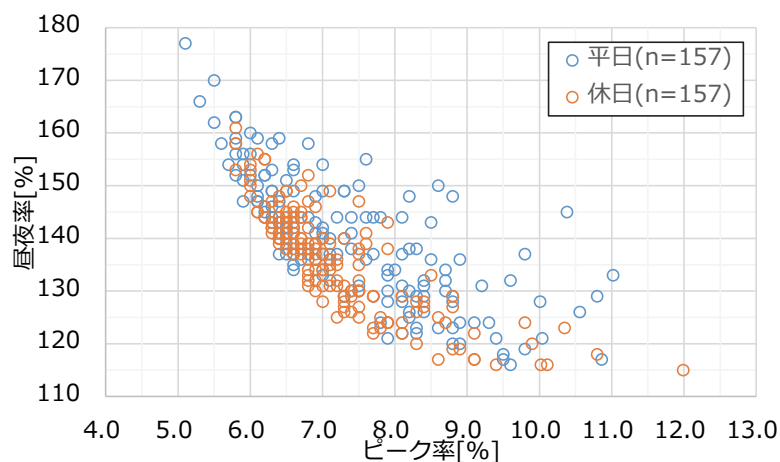


図-4.6 全分析対象データのピーク率と昼夜率の関係

4.2 交通量変動を考慮した日交通量-速度関係の定式化

4.2.1 時間交通量-速度関係と交通量変動を用いた日交通量-速度関係の導出

本研究では、時間交通量-速度関係(q - v)を基に交通量変動を考慮した日交通量-速度関係 (Q - V)を提案する。 Q - V の導出にあたっては、以下の仮定を置く。

仮定1：各道路区間の q - v は各時間帯で変化せず共通である。

仮定2：各道路区間の交通量変動パターンは日交通量とは無関係に一定である。

仮定1について、本研究で用いる q - v は、青時間比や信号サイクル長によって変化するものであり、厳密には昼間と夜間で信号サイクルの設定が異なる区間も存在し q - v が若干異なる可能性がある。しかしながら、計画段階において昼夜の信号サイクルの詳細な設定を検討することは考えにくいため、各道路区間の q - v は昼夜問わず同一であるとする。

仮定2について、道路区間の交通量および交通量変動は毎日少しずつ異なるが、日交通量の大小によらず道路区間の交通量変動は同一であると仮定し、年間の平均値をその道路区間の代表的な交通量変動パターンとする。

ある道路区間の各時間帯の交通量を q_t 、各時間帯の交通需要を q_t^d 、平均旅行速度を v_t 、また日交通量を Q とおくと、日平均旅行速度 V は、時間帯別旅行速度 v_t を交通需要 q_t^d で加重平均した値として、式(4.4)で示される。

$$V = \frac{\sum_{t=1}^{24} v_s(q_t^d) \cdot q_t^d}{\sum_{t=1}^{24} q_t^d} \quad (4.4)$$

$$q_t^d = q_t + \Delta q_{t-1} \quad (4.5)$$

$$\Delta q_{t-1} = (c - q_{t-1}^d) \quad (4.6)$$

$$Q = \sum_{t=1}^{24} q_t \quad (4.7)$$

ここに、 Δq_{t-1} は超過交通量、である。

また、交通需要 q_t^d が時間交通容量 c より大きい値となった場合は、時間平均旅行速度 $v = v_{min}$ として計算を行う。

仮定2の下で各時間帯の交通量 q_t は式(4.8)のとおり設定する。

$$q_t = r_{Q_t} \times Q \quad (4.8)$$

$$r_{Q_t} = \frac{q_t^o}{Q^o} \quad (4.9)$$

ここに、 r_{Q_t} は時間帯 t の時間交通量の日交通量に対する比（時間係数）、 q_t^o は時間帯 t の観測時間

交通量, Q^o は観測日交通量, である.

式(4.8)の日交通量 Q に任意の日交通量を入力することで, 同一の交通量変動指標下における日平均旅行速度 V が算出できる.

先に示す交通需要の算出では, 0時台から順に24時間の各時間帯の交通需要を算出すると特に0時~6時台で r_Q が小さく, 日交通量 Q に大きな値を設定しても全時間帯で交通容量を超える状態にはならない.

しかし, 式(4.10)のような日交通量 Q^{Max} となった場合, 日平均旅行速度は v^{min} に極めて近い値になるべきである.

$$Q^{\text{Max}} = c \times 24 \quad (4.10)$$

ここに, Q^{Max} は時間交通容量と同じ交通量が24時間流入した場合の日交通量, c は時間交通容量, である.

よって本研究では, 時間係数の比較的高い7時台から交通需要の算出を行い翌6時台までを日平均旅行速度を算出するための24時間とし, 時間係数の小さい時間帯においても前の時間帯の交通需要の交通容量の超過分による影響を受けるように設定する.

この考え方をもとに交通需要, 時間平均旅行速度の算出, Q-Vの作成イメージを図-4.7に示す. ここでは, 日交通量 Q としたときの時間平均旅行速度の算出の方法を示している. 得られた各時間帯の時間平均旅行速度を式(4.4)のとおり加重平均と取ることで, 日交通量 Q の時の日平均旅行速度 V を得ることができる. 以降, 同様に ΔQ ずつ日交通量の値を変えて異なる日交通量の時の日平均旅行速度を算出し, Q-Vを作成する.

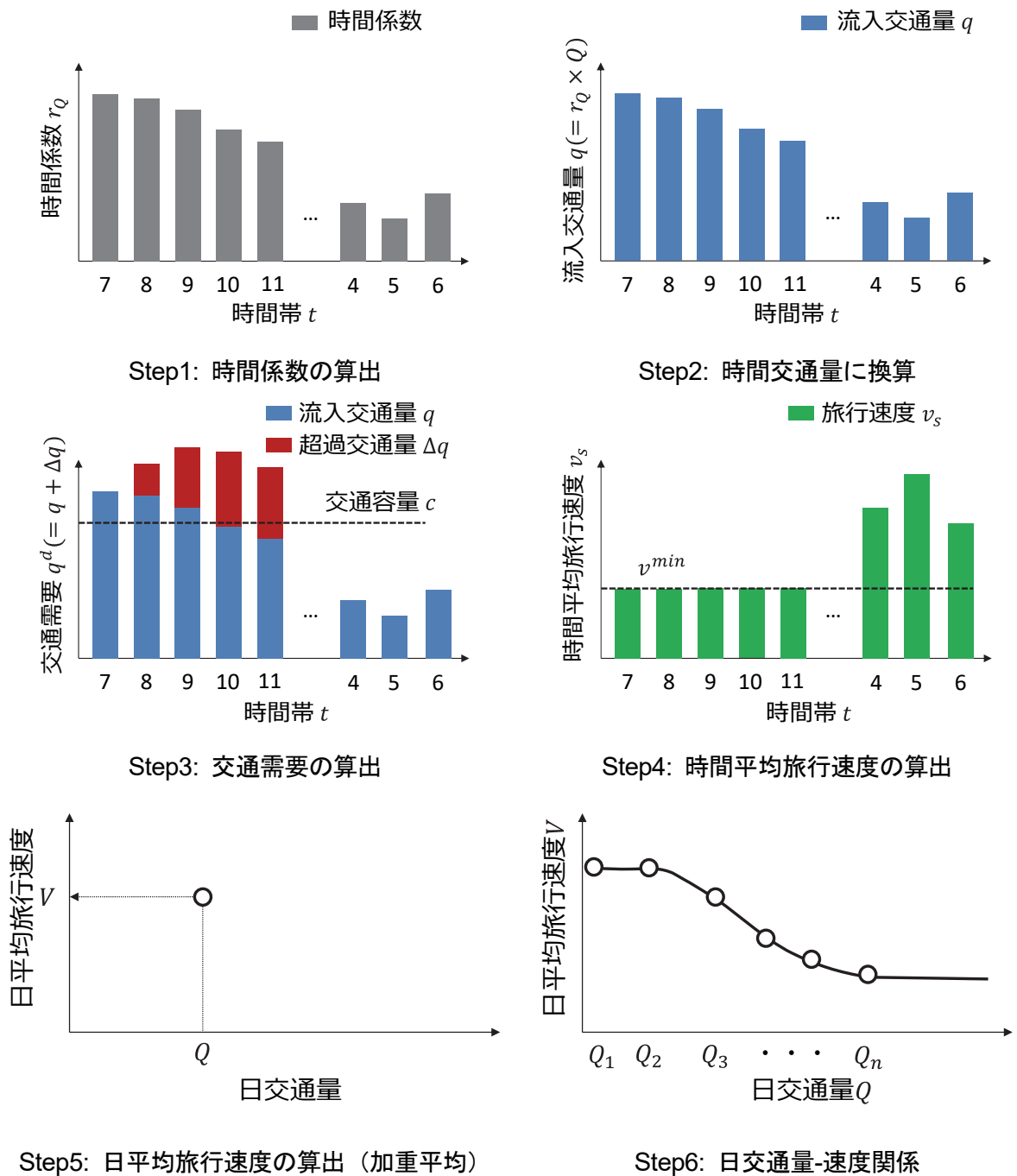


図-4.7 日交通量-速度関係の作成イメージ

ここまで示した手法をもとに、図-3.19に示す基本設定 ($N = 2$, $SL = 50[\text{km/h}]$, $BSFR = 1800[\text{pcu/h}]$, $D_s = 2.0$ [箇所/km], $C = 120[\text{s}] = 0.033[\text{h}]$, $g = 0.5$, $v^{\min} = 10[\text{km/h}]$) のq-vを用いて求めたQ-Vの一例を図-4.8に示す。

Q-Vは、日交通量の増加とともに速度が緩やかに低下し、ある時点で急激に速度が減少する傾向があることが確認された。また、日交通量 Q^{Max} の状態においては、おおむね速度 v^{\min} となって

おり，設定した条件を適切に反映できているといえる。

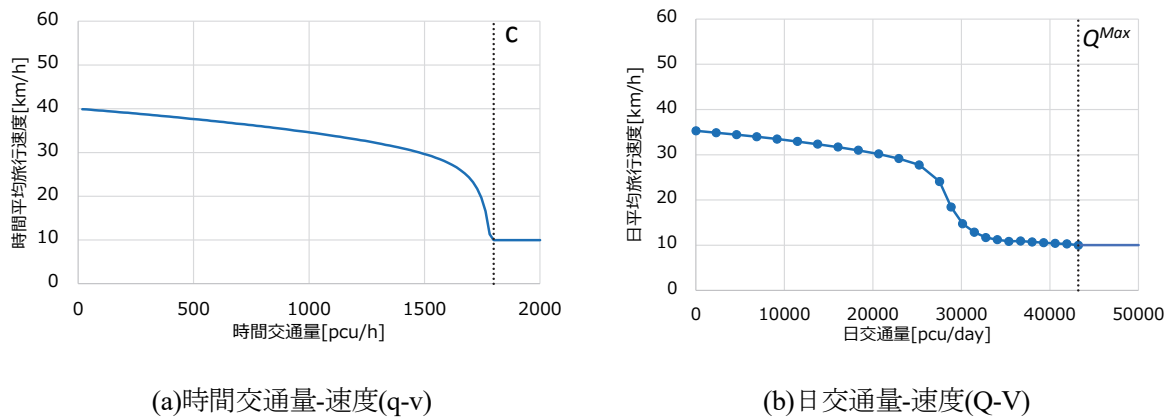


図-4.8 時間交通量-速度関係(q-v)と日交通量-速度関係(Q-V)の一例

4.2.2 交通量変動指標が日交通量-速度関係へ与える影響分析

4.2.1の計算方法を用いて，異なる交通量変動指標の下で日交通量-速度関係 (Q-V) がどのように変化するかその影響分析を行う．昼夜率とピーク率の影響分析では，図-4.9に示すピーク率の値の幅を固定し昼夜率の違いによる影響を把握するa~dと，昼夜率の値の幅を固定しピーク率の違いによる影響を把握する1~4に区分したデータの中からデータを抽出し比較することとする．

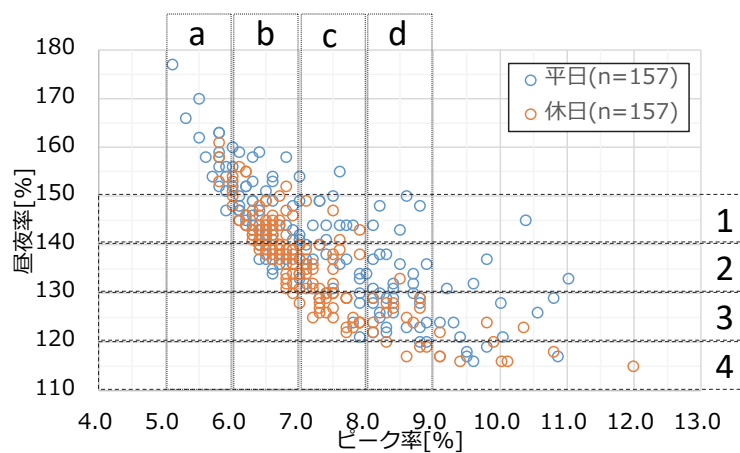


図-4.9 ピーク率と昼夜率

(1) ピーク率が日交通量-速度関係へ与える影響

図-4.10に昼夜率の値の範囲を固定した際の異なるピーク率によるQ-Vのグラフを示す。ピーク率が大きくなるほど日平均旅行速度が急激に低下し始める位置（時間交通容量超過開始時の日交通量）が左に移動していることがわかる。これは、ピーク率の値が大きくなるほどピーク時の時間交通量が大きくなるため、より小さい日交通量の値で時間交通量が時間交通容量を超過するためである。

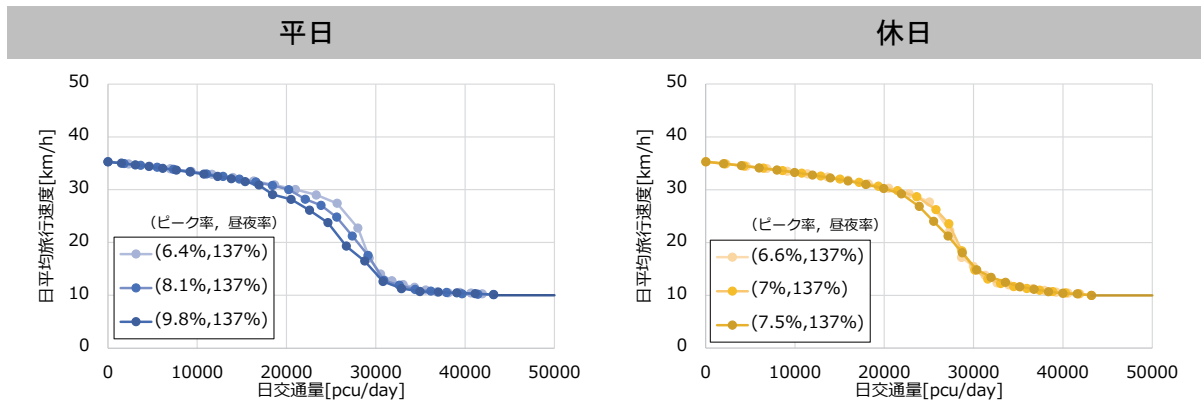


図-4.10 ピーク率が日交通量-速度関係に与える影響（昼夜率=137%）

図-4.10の傾向がどの昼夜率の値であっても同様であることを確認するため、昼夜率の値の範囲を替えた場合におけるピーク率がQ-Vに与える影響を図-4.11にて確認する。昼夜率の値に関わらず前述の「ピーク率の値が大きくなるほど日平均旅行速度が急激に低下し始める位置が左に移動する」傾向と同じであることを確認した。また、ピーク率及び昼夜率の値によらず日平均旅行速度の低下点まではほぼ同じ曲線となった。

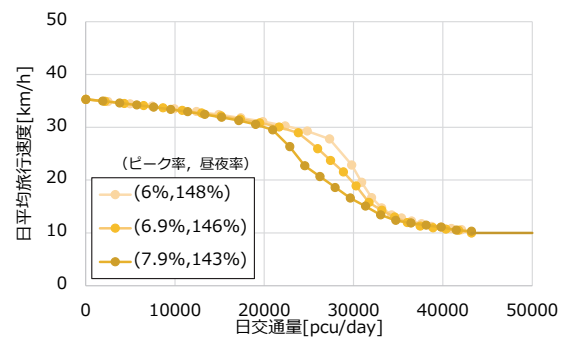
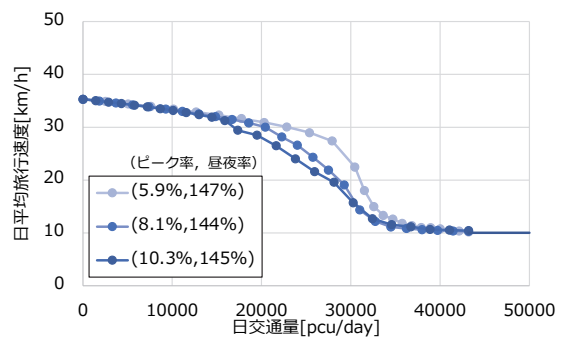
この時間交通容量超過開始時の日交通量は、ピーク率 p を用いて式(4.11)で示すことができる。

$$Q_p = \frac{c}{p} \times 100 \quad (4.11)$$

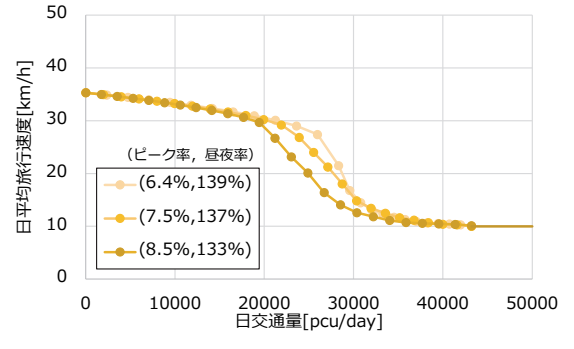
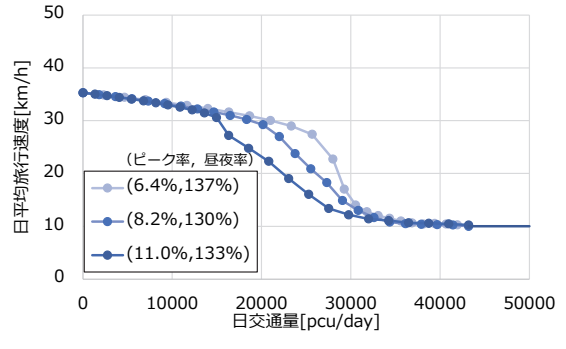
ここに、 p はピーク率、 Q_p は時間交通容量超過開始時の日交通量[pcu/day]、である。

式(4.11)より、ピーク率が大きくなると時間交通容量超過開始時の日交通量は小さくなり、時間交通容量が大きくなると時間交通容量超過開始時の日交通量は大きくなることわかる。

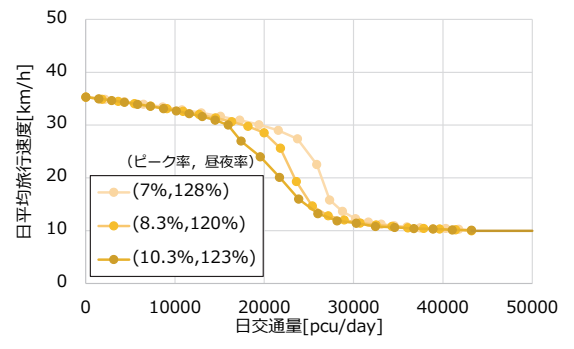
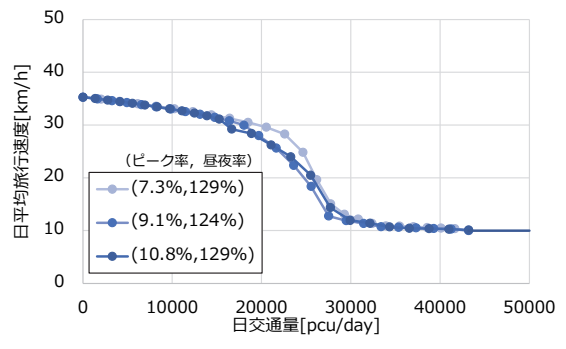
平日 **休日**



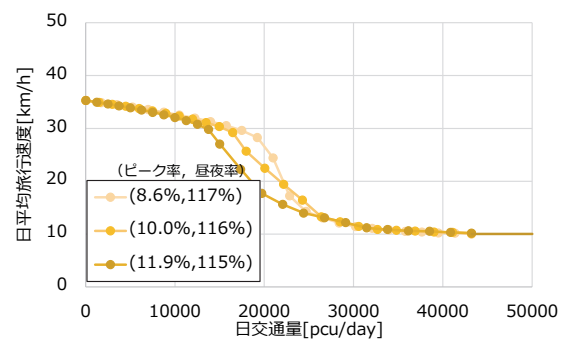
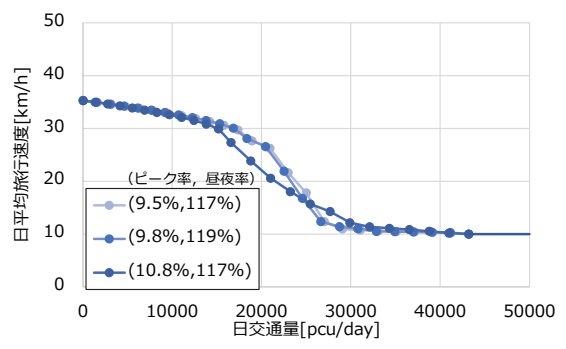
1) 昼夜率 140%~149%



2) 昼夜率 130%~139%



3) 昼夜率 120%~129%



4) 昼夜率 110%~119%

図-4.11 ピーク率が日交通量-速度関係に与える影響 (昼夜率=110%~149%)

(2) 昼夜率が日交通量-速度関係に与える影響

図-4.12にピーク率の値の範囲を固定した際の異なる昼夜率によるQ-Vのグラフを示す。昼夜率が大きくなるほど時間交通容量超過開始時の日交通量以降の速度の低下が緩やかになっていることがわかる。昼夜率が大きいとは昼間と夜間の交通量に大きな乖離があることを指している。つまり、昼夜率が大きい時間交通量変動特性を持った道路で時間交通容量超過開始時の日交通量になったとしても、直ちに他の時間帯も時間交通容量を超過するという事はない。逆に昼夜率が小さい場合は、時間交通容量超過開始時の日交通量になったのち、直ちに他の時間帯も時間交通容量を超過することとなり、急激な速度低下を引き起こす。

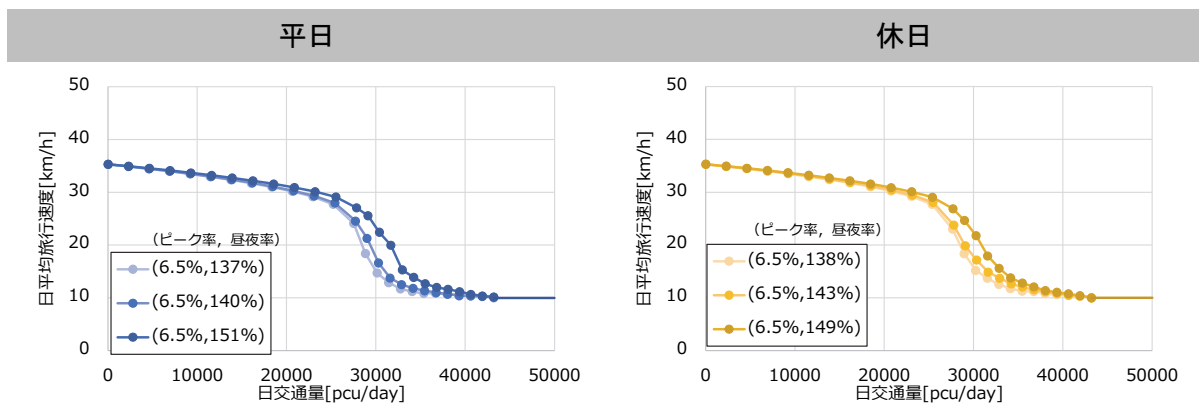
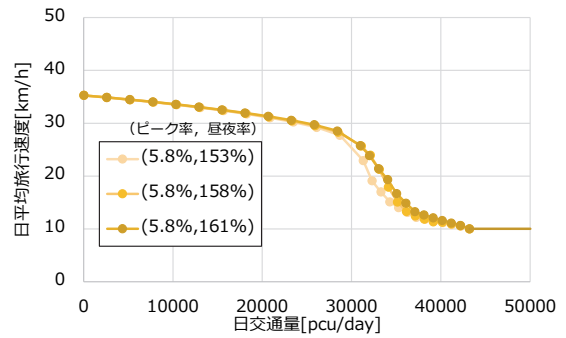
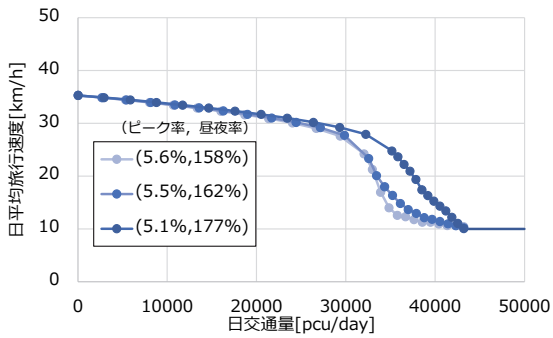


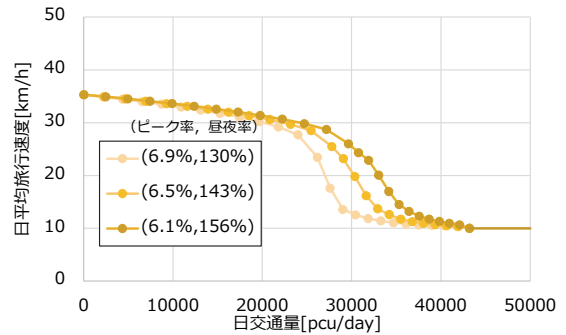
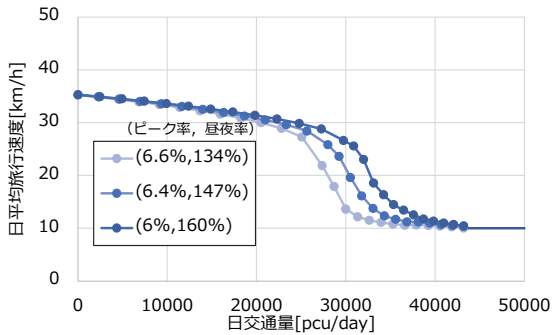
図-4.12 昼夜率が日交通量-速度関係に与える影響 (ピーク率=6.5%)

図-4.12の傾向がどの昼夜率の値であっても同様であることを確認するため、昼夜率の値の範囲を変えた場合におけるピーク率がQ-Vに与える影響を図-4.13にて確認する。ピーク率の値に関わらず上記で述べた「昼夜率が大きくなるほど時間交通容量超過開始時の日交通量以降の速度の低下が緩やかになる」傾向と同じであることを確認した。

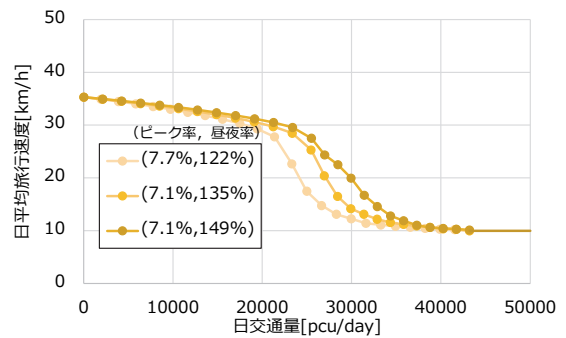
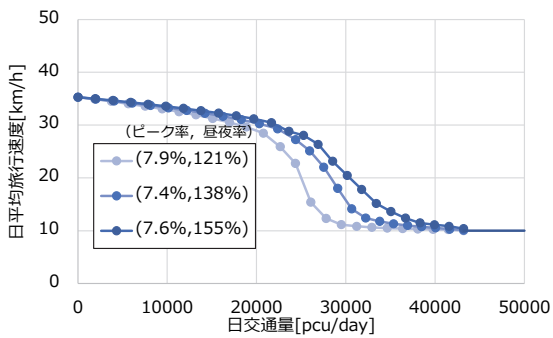
平日 **休日**



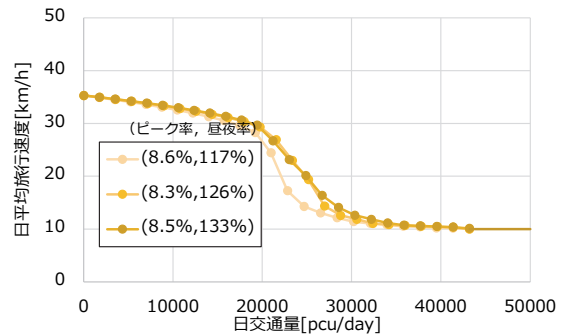
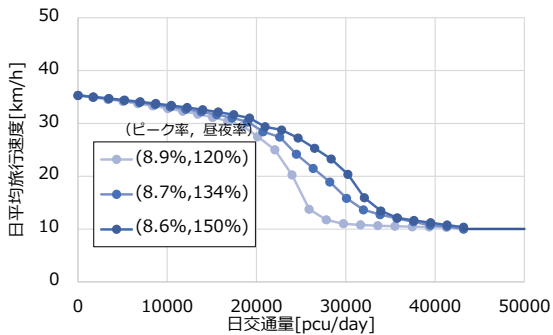
a) ピーク率 5.0%~5.9%



b) ピーク率 6.0%~6.9%



c) ピーク率 7.0%~7.9%



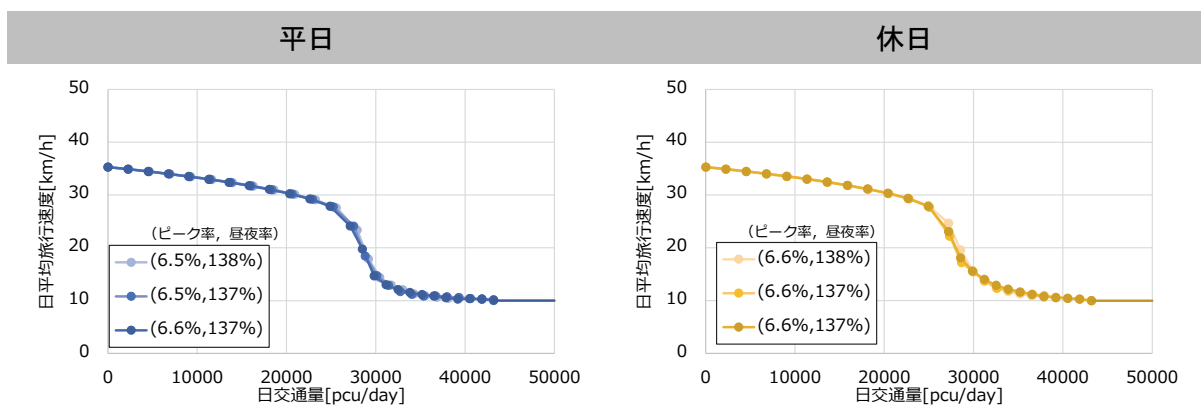
d) ピーク率 8.0%~8.9%

図-4.13 昼夜率が日交通量-速度関係に与える影響 (ピーク率=5.0%~8.9%)

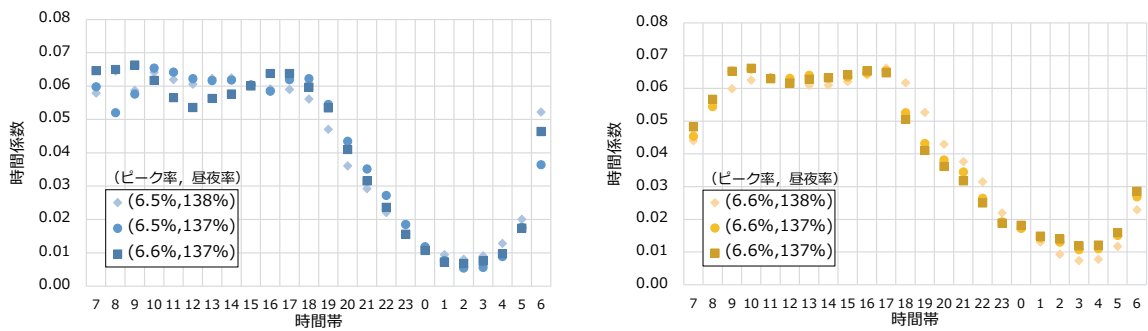
(3) その他の交通量変動指標が日交通量-速度関係へ与える影響

(1), (2)より, 本研究で提案するQ-Vはピーク率および昼夜率の交通量変動指標の影響を受けることが確認された. ここでは, その他の交通量変動指標による影響がないことを, ピーク率および昼夜率がほぼ同じとなる区間のデータを用いて確認を行う.

図-4.14にピーク率および昼夜率がほぼ同じとなる区間のQ-Vを平休別に示すとともに, それらの区間における各時間帯の時間係数値を示す. 平日休日ともにQ-Vに違いは見られない. 各時間帯の時間係数を確認すると特に平日と休日では, 6時台~8時台で違いがみられるがQ-Vに対してはほとんど感度がないことがわかる. よって, 本研究で提案するQ-Vはピーク率と昼夜率のみを交通量変動指標とする.



(a)日交通量-旅行速度関係



(b)各時間帯の時間係数

図-4.14 ピーク率=6.4%~6.6%, 昼夜率=136%~138%

4.2.3 日交通量-速度関係の定式化

4.2.2の分析結果より、ある時間帯の時間交通量が時間交通容量と等しいもしくはそれ以上となる日交通量 Q_p までとそれ以降で日交通量-速度関係 (Q-V) が変化していることが確認された。そこで、定式化にあたっては、日交通量の範囲に応じて関数形を変えて検討することとする。

(1) 日交通量が Q_p 以下 ($0 \leq Q \leq Q_p$)

日交通量が Q_p 以下となる条件では、いずれの時間帯においても時間交通容量を超過することがなく、q-vと同様に交通量の増加にともない緩やかに減少していく傾向がある。よって、式の形はq-vと同じ、極値を持つ対数関数として設定する。さらに、日交通量が0となる時の旅行速度が、時間交通量が0となる時の旅行速度を超えないことをQ-Vの条件とする。これらは、式(4.12)で表される。

$$\begin{cases} g_1(Q) = \eta \times \ln(\theta - Q) \\ g_1(0) \leq f(0) \end{cases} \quad (4.12)$$

$$0 \leq Q \leq Q_p \quad (4.13)$$

$$Q_p = \frac{c}{p} \times 100 \quad (4.14)$$

[再掲]

ここに、 $g_1(Q)$ は日交通量 Q における日平均旅行速度、 η, θ はパラメータ、 Q_p は最大の時間係数(ピーク率 p)の時間帯の時間交通量が時間交通容量 c と等しくなる日交通量、である。

(2) 日交通量が Q_p より大きく Q^{Max} 以下 ($Q_p < Q \leq Q^{\text{Max}}$)

日交通量が Q_p より大きくなる条件では、 Q^{Max} に向けてなだらかに旅行速度が減少していき、日交通量が Q^{Max} 時旅行速度が V^{min} となる。よって、頂点を($Q^{\text{Max}}, V^{\text{min}}$)にもつ2次関数であると仮定する。また、式(4.12)との連続性を担保するため($Q_p, g_1(Q_p)$)の点を通る関数として設定し、これら2点を用いてパラメータを設定する。これらは、式(4.15)で表される。

$$\begin{cases} g_2(Q) = \kappa \times (Q - Q^{\text{Max}})^2 + V^{\text{min}} \\ g_2(Q_p) = g_1(Q_p) \end{cases} \quad (4.15)$$

$$Q_p < Q \leq Q^{\text{Max}} \quad (4.16)$$

$$Q^{\text{Max}} = c \times 24 \quad (4.17)$$

[再掲]

ここに、 $g_2(Q)$ は日交通量 Q における日平均旅行速度、 κ はパラメータ、 V^{min} は日平均旅行速度の最小値(= v^{min})、である。

(3) 日交通量が Q^{Max} より大きい ($Q^{\text{Max}} < Q$)

日交通量が Q^{Max} より大きくなる条件では旅行速度 V^{min} に収束する。

$$g_3(Q) = V^{\text{min}} \quad (4.18)$$

$$Q^{\text{Max}} < Q \quad (4.19)$$

これら，(1)，(2)の条件式において各パラメータの推定を行う．様々な交通量変動の状態における条件で用いることのできるように，全314箇所全体が網羅できるよう図-4.15に示す境界部のデータおよび平均的な数値のデータ計30箇所をパラメータ推定に用いる．

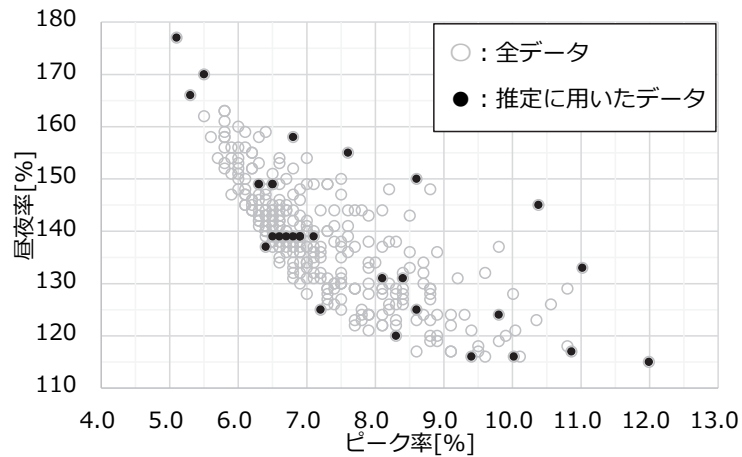


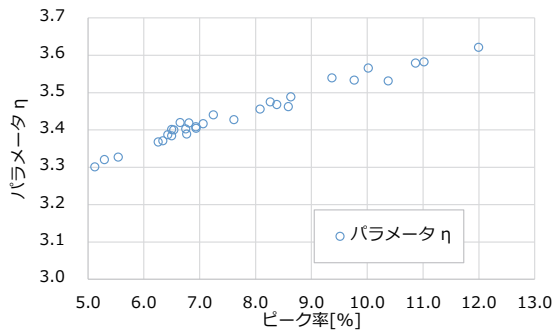
図-4.15 パラメータ推定に用いた交通量変動特性データ

ここでは，図-4.8(a)に示す $q-v$ を用いた結果を例示する．分析に用いた箇所の交通量変動指標の値，最小二乗法を用いて推定したパラメータ η, θ および推定したパラメータ η, θ を用いて求めたパラメータ κ を表-4.3に示す．対数関数を仮定し推定したパラメータ η, θ による曲線の決定係数はいずれも5%有意を満たしており，非常に精度の高い推定結果となった．

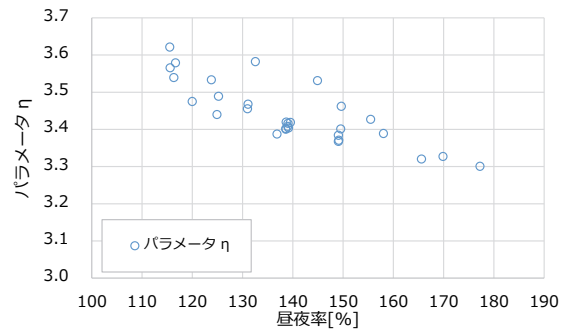
パラメータ η, θ と各交通量変動指標との関係を把握するため，図-4.16，図-4.17に各パラメータとピーク率及び昼夜率の散布図を示す．パラメータ η は，ピーク率が大きくなると単調増加し，昼夜率が大きくなると単調減少することが確認された．ピーク率が大きいとその他の時間帯の時間係数が相対的に小さくなることから，特に交通量が少ない時の旅行速度が大きくなるためパラメータ η は増加すると考えられる．また，昼夜率が大きいと昼間と夜間の交通量の差が小さくなることから，1日を通して交通量が多く旅行速度が小さくなるためパラメータ η は増加する．パラメータ θ は，ピーク率が大きくなると単調減少し，昼夜率が大きくなると単調増加することが確認された．ピーク率が大きいと日交通量が比較的小さい状況であっても時間交通需要が交通容量を超過し旅行速度が急激に低下するため，パラメータ θ は減少すると考えられる．また，昼夜率が大きいと昼間と夜間の交通量の差が小さくなり時間係数の差が少なくなることから，日交通量が比較的大きい状況であっても時間交通需要が交通容量を超過しにくいいため，パラメータ θ は増加すると考えられる．よって，パラメータ η, θ のどちらも各交通量変動指標の影響が妥当であると言える．

表-4.3 Q-V推定のパラメータ一覧（図-4.8のq-vを使用）

箇所 番号	交通量変動特性		(1) $0 \leq Q \leq Q_p$			(2) $Q_p < Q \leq Q^{Max}$	
	ピーク率	昼夜率	η	θ	R^2	κ	Q^{Max}
1	12.0	115	3.62	1.70×10^4	**	2.20×10^{-8}	4.32×10^4
2	11.0	133	3.58	1.90×10^4	**	2.53×10^{-8}	4.32×10^4
3	10.9	117	3.58	1.89×10^4	**	2.50×10^{-8}	4.32×10^4
7	10.4	145	3.53	2.19×10^4	**	2.96×10^{-8}	4.32×10^4
11	10.0	116	3.57	1.95×10^4	**	2.53×10^{-8}	4.32×10^4
14	9.8	124	3.53	2.12×10^4	**	2.93×10^{-8}	4.32×10^4
21	9.4	116	3.54	2.05×10^4	**	2.69×10^{-8}	4.32×10^4
45	8.6	150	3.46	2.62×10^4	**	3.97×10^{-8}	4.32×10^4
47	8.6	125	3.49	2.33×10^4	**	3.46×10^{-8}	4.32×10^4
53	8.4	131	3.47	2.48×10^4	**	3.83×10^{-8}	4.32×10^4
64	8.3	120	3.48	2.34×10^4	**	3.41×10^{-8}	4.32×10^4
73	8.1	131	3.46	2.52×10^4	**	4.02×10^{-8}	4.32×10^4
105	7.6	155	3.43	2.83×10^4	**	4.96×10^{-8}	4.32×10^4
141	7.2	125	3.44	2.54×10^4	**	3.56×10^{-8}	4.32×10^4
150	7.1	139	3.42	2.78×10^4	**	5.27×10^{-8}	4.32×10^4
166	6.9	139	3.40	2.82×10^4	**	5.51×10^{-8}	4.32×10^4
176	6.9	139	3.41	2.81×10^4	**	5.44×10^{-8}	4.32×10^4
186	6.8	139	3.42	2.78×10^4	**	5.22×10^{-8}	4.32×10^4
187	6.8	158	3.39	3.07×10^4	**	6.61×10^{-8}	4.32×10^4
195	6.7	139	3.40	2.85×10^4	**	5.69×10^{-8}	4.32×10^4
209	6.6	139	3.42	2.78×10^4	**	4.81×10^{-8}	4.32×10^4
227	6.5	139	3.40	2.87×10^4	**	5.70×10^{-8}	4.32×10^4
236	6.5	149	3.40	2.95×10^4	**	6.49×10^{-8}	4.32×10^4
240	6.5	149	3.38	3.04×10^4	**	6.99×10^{-8}	4.32×10^4
241	6.4	137	3.39	2.88×10^4	**	5.49×10^{-8}	4.32×10^4
262	6.3	149	3.37	3.11×10^4	**	7.74×10^{-8}	4.32×10^4
264	6.3	149	3.37	3.09×10^4	**	7.46×10^{-8}	4.32×10^4
311	5.5	170	3.33	3.46×10^4	**	1.34×10^{-7}	4.32×10^4
313	5.3	166	3.32	3.49×10^4	**	1.49×10^{-7}	4.32×10^4
314	5.1	177	3.30	3.69×10^4	**	2.26×10^{-7}	4.32×10^4
R ² の凡例：**1%有意, *5%有意							

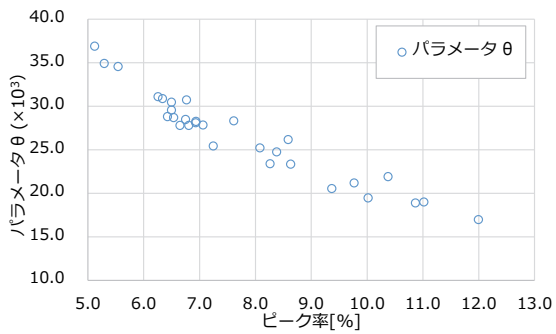


(a)ピーク率

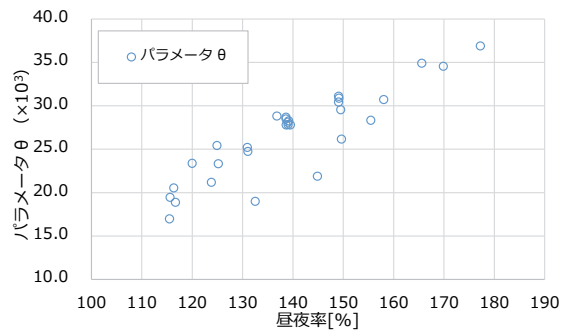


(b)昼夜率

図-4.16 交通量変動指標とパラメータηの関係



(a)ピーク率



(b)昼夜率

図-4.17 交通量変動指標とパラメータθの関係

パラメータ κ についても同様に各交通量変動指標との関係を把握するため、図-4.18にピーク率及び昼夜率の散布図を示す。

ピーク率が大きくなると負の指数関数的に減少し、昼夜率が大きくなると正の指数関数的に増加することが確認された。ピーク率が十分に小さいと各時間係数がどの時間帯においてもほぼ近い値である可能性が高く、ある時間帯の時間交通需要が交通容量を超過し始めるとすぐに別の時間帯においても時間交通需要が交通容量を超過し、急激に旅行速度が低下する。そのため、パラメータ κ は大きくなり、ピーク率がある程度大きくなると交通量の低下がピーク率の変化量に比べて微小となり感度が小さくなると考えられる。また、昼夜率が大きいと昼間と夜間の交通量の差が小さくなり時間係数の差が少なくなることから、日交通量が比較的大きい状況であっても時間交通需要が交通容量を超過にくいため、パラメータ κ は増加すると考えられる。

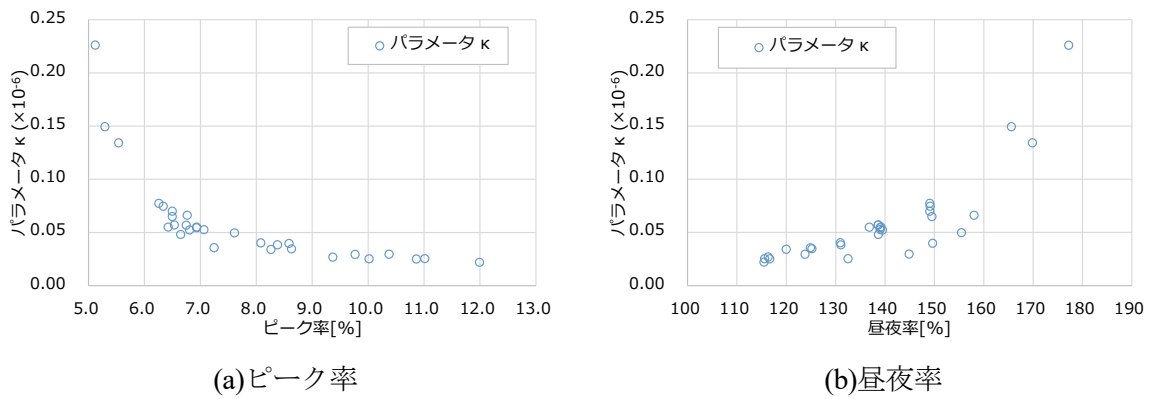


図-4.18 交通量変動指標とパラメータ κ の関係

表-4.3に示すパラメータの推定結果に基づくQ-Vと実データを基に描いたQ-Vを図-4.19に示す。いずれの交通量変動指標のケースにおいても日交通量が Q_p 以下の交通状況において、一致していると言える。また、日交通量が Q_p より大きい交通状況下においては、実データをもとに描いたQ-Vに比べて最大でも約4 km/h程度の差にとどまっており、比較的良好な精度であると言える。

よって、本節で設定した推定式を採用し、より様々な道路・交通条件下で使用できるようにパラメータ η, θ を推定するモデルを構築する。

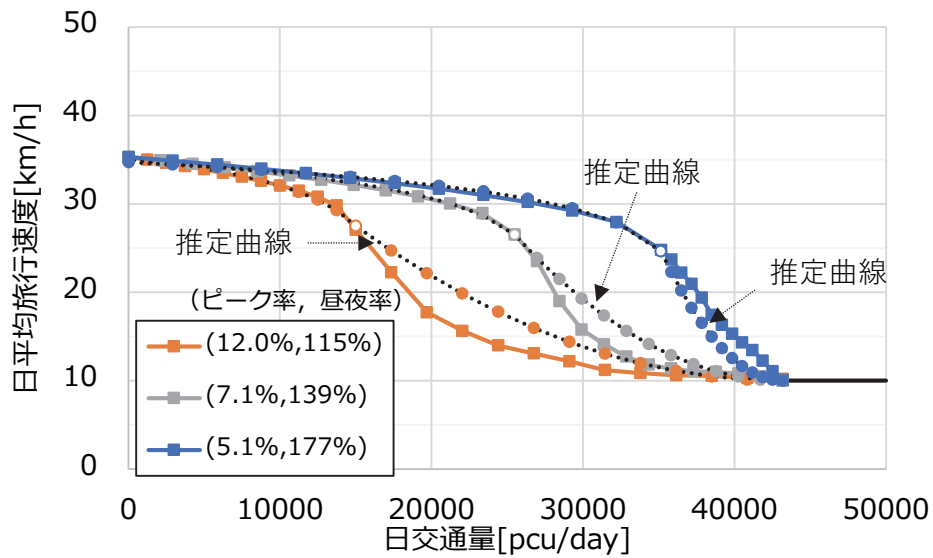


図-4.19 実データに基づくQ-Vと推定パラメータを用いたQ-V

4.3 交通量変動指標を用いた日交通量-速度関係のモデル化

4.3.1 重回帰分析による日交通量-速度関係のパラメータ推定

4.2.3の式(4.12)のパラメータ η, θ に対して交通条件及び道路構造・交通運用を説明変数とした重回帰分析により、日交通量-速度関係(Q-V)のモデル化を行う。パラメータ η, θ と各交通量変動指標との関係は4.2.3にて説明済みであるため、ここでは、パラメータ η, θ と道路構造・交通運用との関係について整理したのち、Q-Vのモデル化を行う。

道路構造・交通運用は、4.2.3で検討した道路構造・交通運用に対して影響を分析する。また、影響の分析には定式化の際に用いた30箇所のデータを用いる。

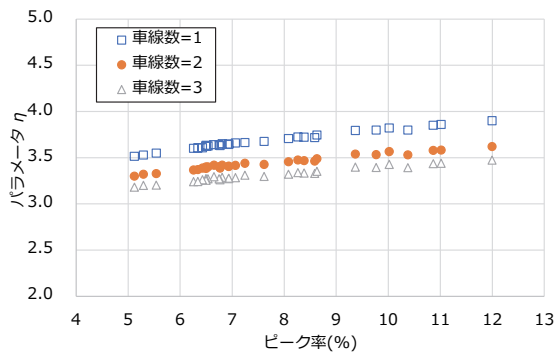
- ・ 車線数 $N = 1, 2, 3$
- ・ 指定最高速度 $SL = 40, 50, 60$
- ・ 飽和交通流率の基本値 $BSFR = 1600, 1800, 2000$
- ・ 信号交差点密度 $D_s = 0.5, 2.0, 4.0$
- ・ 信号サイクル長 $C = 90, 120, 150$
- ・ 青時間比 $g = 0.4, 0.5, 0.6$

表-4.4に道路構造・交通運用と各パラメータの関係の分析結果を示す。また、図-4.20、図-4.21にパラメータ η と道路構造・交通運用の関係、図-4.22、図-4.23にパラメータ θ と道路構造・交通運用の関係の散布図を示す。パラメータ η は、指定最高速度および青時間比が増加すると増加する傾向にある。パラメータ η が、Q-Vの速度（縦軸方向）に強く影響するパラメータであり、指定最高速度は旅行速度の上限値に影響があり、青時間比は交通容量の増加に強く影響するためこのような傾向が確認された。車線数、飽和交通流率の基本値、信号交差点密度およびサイクル長が増加するとパラメータ η が減少する。図-3.19より車線数および飽和交通流率の基本値が大きい場合、速度の低下が非常に緩やかになることからパラメータ η が小さくなると考えられる。信号交差点密度とサイクル長は、小さい値ほど時間平均旅行速度が高くなる傾向であるため、パラメータ η が小さくなると考えられる。

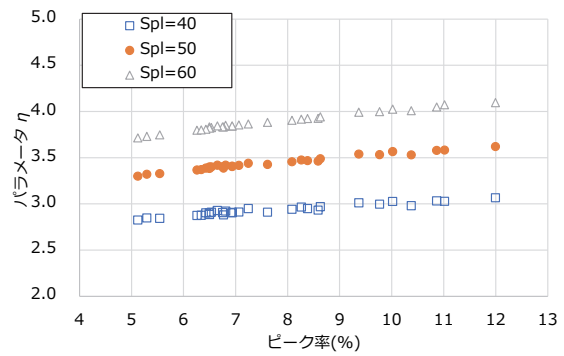
パラメータ θ は、車線数、飽和交通流率の基本値および青時間比が増加すると増加する傾向にある。パラメータ θ が、Q-Vの交通量（横軸方向）に強く影響するパラメータであり、車線数、飽和交通流率の基本値、青時間比が交通容量の増加に強く影響するためこのような傾向が確認された。また、車線数と青時間比は、ピーク率や昼夜率の値によって道路構造・交通運用による変化量が異なることが確認された。指定最高速度とサイクル長が増加してもパラメータ θ はほとんど変化しない。これは図-3.19のq-vの交通容量に変化がなく曲線もほぼ同じであるためである。信号交差点密度が増加すると、パラメータ θ が小さくなる。これは、信号交差点密度が増加すると時間平均旅行速度が大きく減少するためである。また、信号交差点密度の変化によるパラメータ θ の変化量が、0.5から2、2から4と大きく異なることから非線形に変化していると考えられる。

表-4.4 道路構造・交通運用と各パラメータの関係（総括）

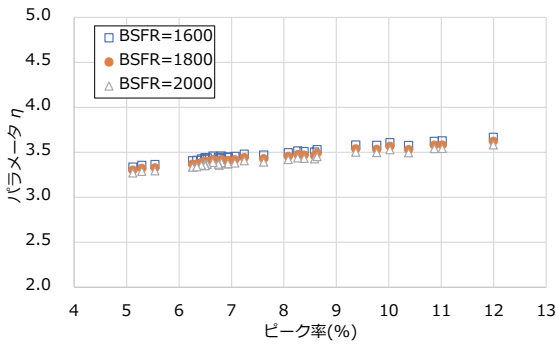
道路構造・交通運用の変化	パラメータ η	パラメータ θ
車線数が増加 \uparrow	減少 \downarrow	増加 \uparrow
指定最高速度が増加 \uparrow	増加 \uparrow	減少 \downarrow
飽和交通流率の基本値が増加 \uparrow	減少 \downarrow	増加 \uparrow
信号交差点密度が増加 \uparrow	減少 \downarrow	減少 \downarrow
サイクル長が増加 \uparrow	減少 \downarrow	減少 \downarrow
青時間比が増加 \uparrow	増加 \uparrow	増加 \uparrow



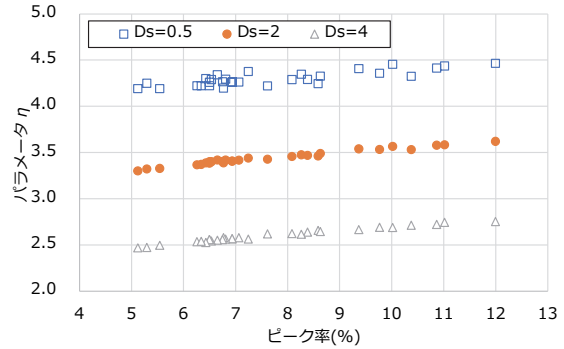
(a) 車線数 ($N = 1, 2, 3$)



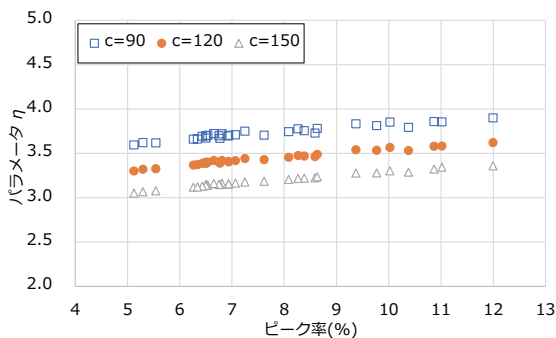
(b) 指定最高速度 ($SL = 40, 50, 60$)



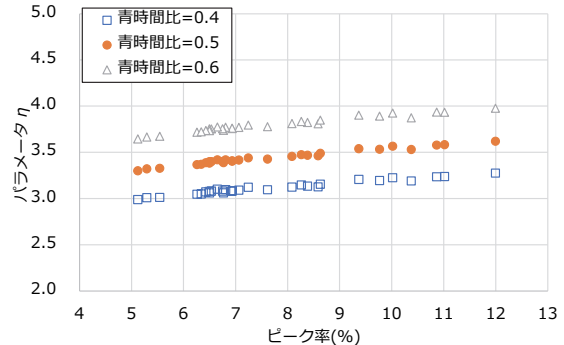
(c) 飽和交通流率の基本値 ($BSFR = 1600, 1800, 2000$)



(d) 信号交差点密度 ($D_s = 0.5, 2.0, 4.0$)

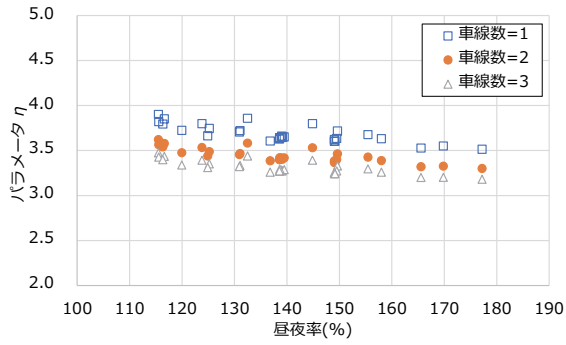


(e) サイクル長 ($C = 90, 120, 150$)

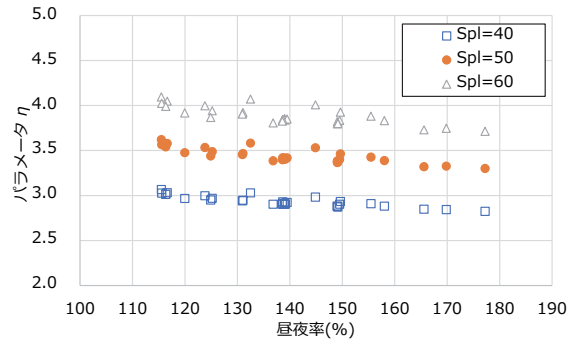


(f) 青時間比 ($g = 0.4, 0.5, 0.6$)

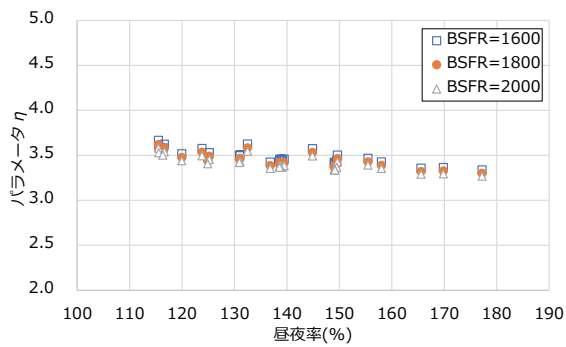
図-4.20 道路構造・交通運用に応じたパラメータ η とピーク率の関係



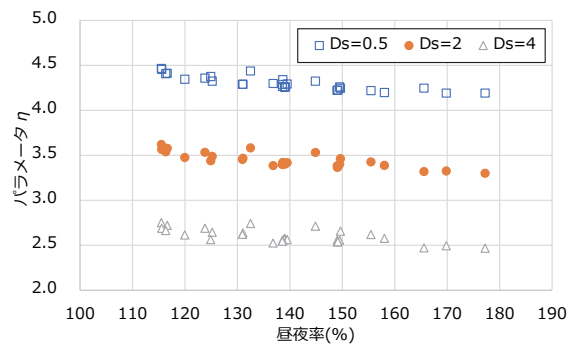
(a)車線数($N = 1, 2, 3$)



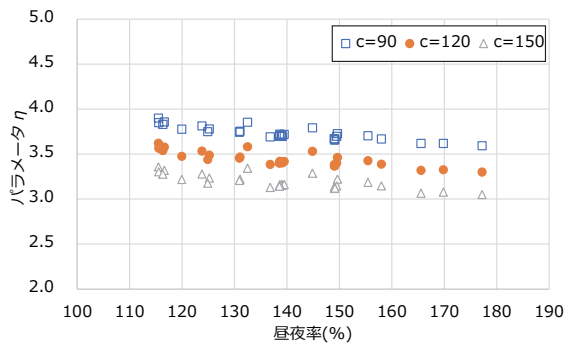
(b)指定最高速度($SL = 40, 50, 60$)



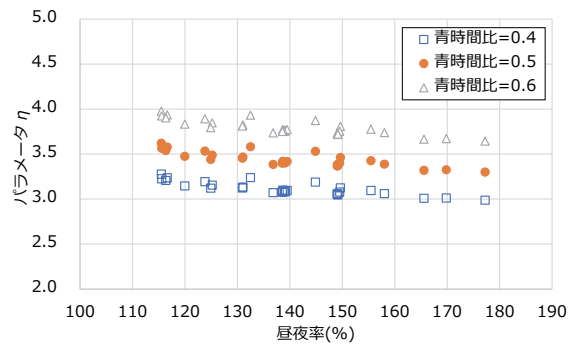
(c)飽和交通流率の基本値($BSFR = 1600, 1800, 2000$)



(d)信号交差点密度($D_s = 0.5, 2.0, 4.0$)

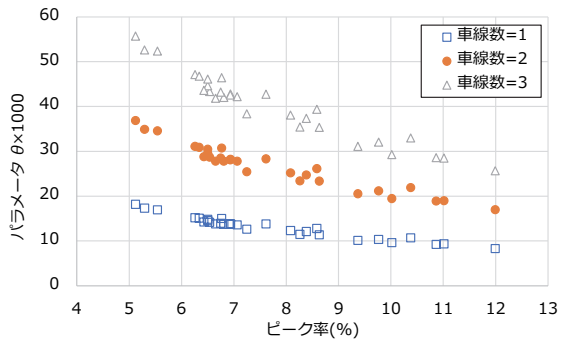


(e)サイクル長($C = 90, 120, 150$)

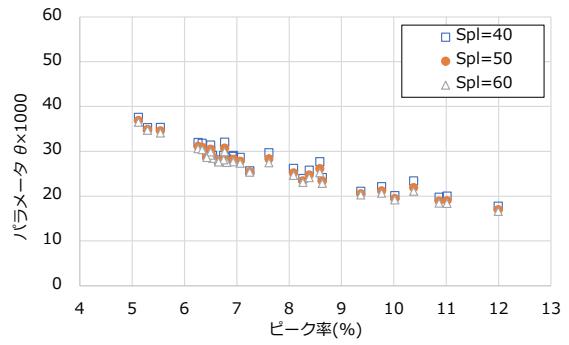


(f)青時間比 ($g = 0.4, 0.5, 0.6$)

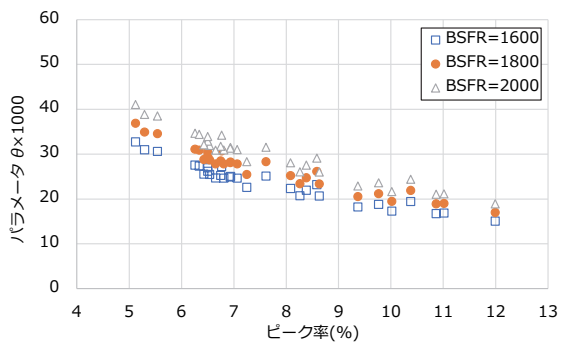
図-4.21 道路構造・交通運用に応じたパラメータ η と昼夜率の関係



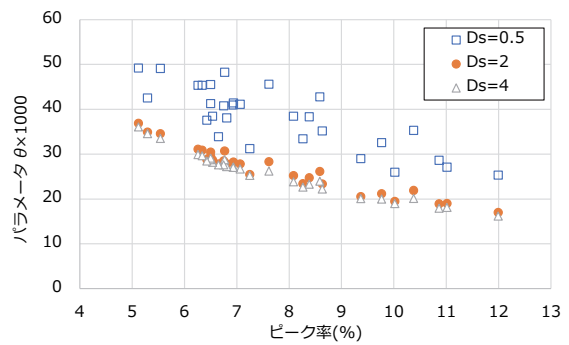
(a)車線数($N = 1, 2, 3$)



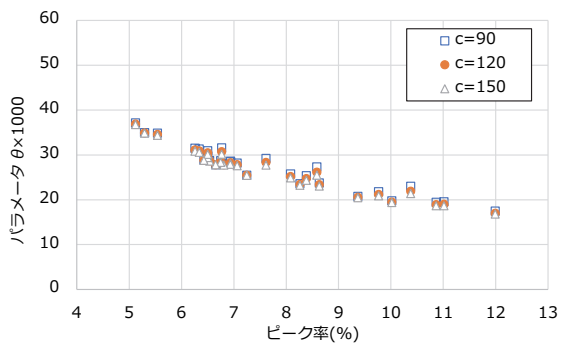
(b)指定最高速度($SL = 40, 50, 60$)



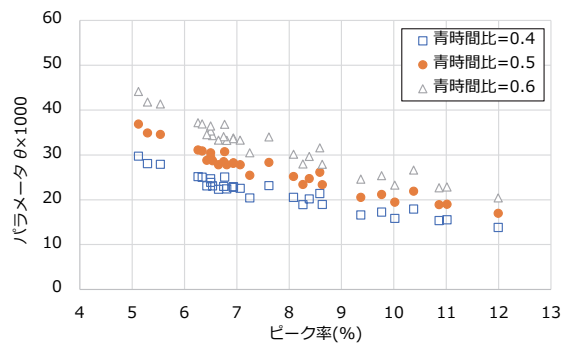
(c)飽和交通流率の基本値($BSFR = 1600, 1800, 2000$)



(d)信号交差点密度($D_s = 0.5, 2.0, 4.0$)

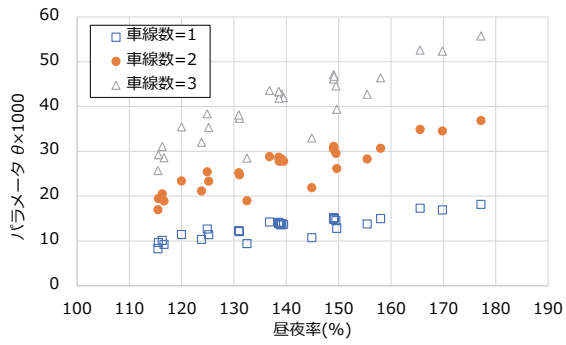


(e)サイクル長($C = 90, 120, 150$)

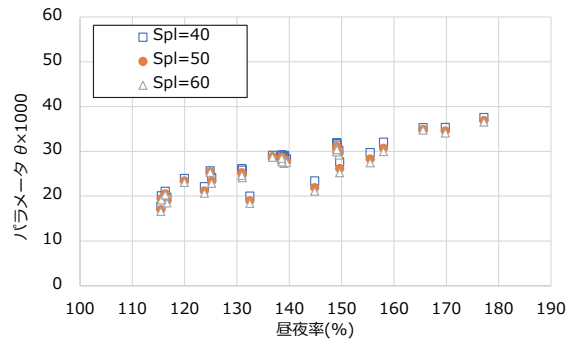


(f)青時間比 ($g = 0.4, 0.5, 0.6$)

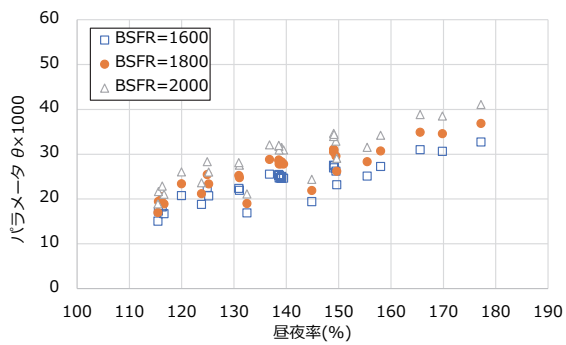
図-4.22 道路構造・交通運用に応じたパラメータ θ とピーク率の関係



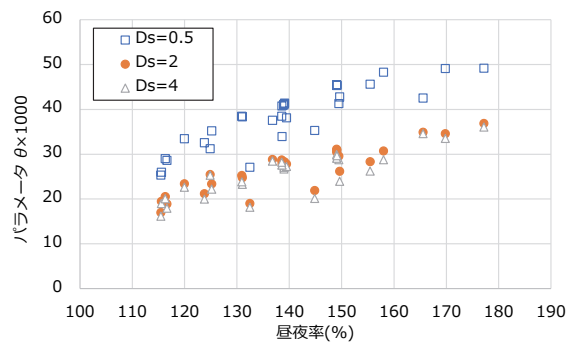
(a)車線数($N = 1, 2, 3$)



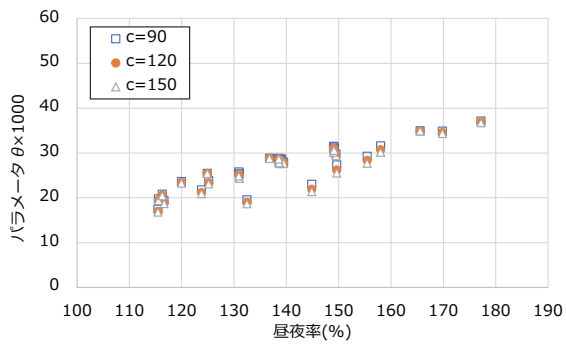
(b)指定最高速度($SL = 40, 50, 60$)



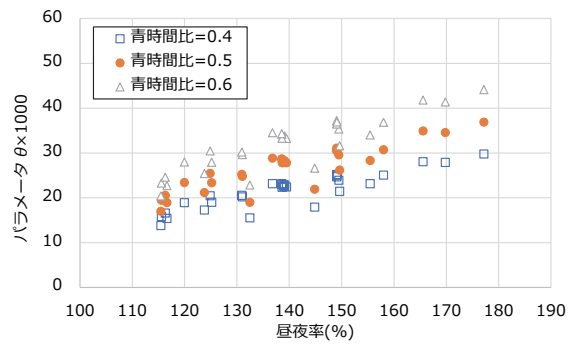
(c)飽和交通流率の基本値($BSFR = 1600, 1800, 2000$)



(d)信号交差点密度($D_s = 0.5, 2.0, 4.0$)



(e)サイクル長($C = 90, 120, 150$)



(f)青時間比 ($g = 0.4, 0.5, 0.6$)

図4.23 道路構造・交通運用に応じたパラメータ θ と昼夜率の関係

図-4.20~図-4.23の結果を踏まえて、パラメータ η, θ をそれぞれ式(4.20), 式(4.21)に基づき重回帰分析を行う。

$$\eta(N, g) = a_1 \cdot p + a_2 \cdot r_{DN} + a_3 \cdot BSFR + a_4 \cdot SL_{40} + a_5 \cdot SL_{50} + a_6 \cdot D_s + a_7 \cdot C + const. \quad (4.20)$$

$$\theta(N, g) = b_1 \cdot p + b_2 \cdot r_{DN} + b_3 \cdot BSFR + b_4 \cdot SL_{40} + b_5 \cdot SL_{50} + b_6 \cdot \ln(D_s) + b_7 \cdot C + const. \quad (4.21)$$

ここに、 $\eta(N, g)$ は車線数 N , 青時間比 g の時のパラメータ η , $\theta(N, g)$ は車線数 N , 青時間比 g の時のパラメータ θ , $a_1 \sim a_7$, $b_1 \sim b_7$ は各変数の係数, SL_{40} , SL_{50} は指定最高速度40km/hダミー, 50km/hダミー, $const.$ は定数項, である。

車線数 N と青時間比 g は、前述のとおりピーク率, 昼夜率の値によって各パラメータへの影響が異なることから、重回帰分析の説明変数からは除く。また、パラメータ θ は信号交差点密度 D_s の値が大きくなると影響度が急激に小さくなることから、対数関数を仮定し説明変数に加える。指定最高速度を除き、様々な道路構造・交通運用に対応できるようにピーク率, 昼夜率, 飽和交通流率の基本値, 信号交差点密度, サイクル長は連続数として扱う。ただし、各々の値の範囲は以下のとおりである。

$$5.1 \leq p \leq 12.0 \quad (4.22a)$$

$$115 \leq r_{DN} \leq 177 \quad (4.22b)$$

$$1600 \leq BSFR \leq 2000 \quad (4.22c)$$

$$0.5 \leq D_s \leq 4.0 \quad (4.22d)$$

$$90 \leq C \leq 150 \quad (4.22e)$$

表-4.5~表-4.7にパラメータ η , 表-4.8~表-4.10にパラメータ θ の推定結果をそれぞれ示す。

パラメータ η は、車線数別青時間比別に行った重回帰分析においていずれのモデルも重決定係数は0.9以上かつ説明変数すべてが有意水準5%以内となり精度の高いモデルとなった。いずれの係数も図-4.16および表-4.4で確認された傾向と同じとなった。

パラメータ θ は、車線数別青時間比別に行った重回帰分析においていずれのモデルも重決定係数は0.8以上かつ定数項を除き説明変数すべてが有意水準5%以内となり、精度の高いモデルとなった。いずれの係数も図-4.17および表-4.4で確認された傾向と同じとなった。

図-4.24に重回帰分析に用いた実パラメータ値と推定したパラメータ値の散布図を示す。いずれのパラメータもおおむね45度線に乗っているが、特にパラメータ θ が大きい値の際に推定値が過小評価されている状況が確認された。推定値が過小評価されている場合、パラメータ θ が Q_p 以下となり、曲線を設定できない道路構造・交通運用が発生する可能性がある。これについては、次

項で詳細な分析を行う。

表-4.5 パラメータ η の重回帰分析の結果（車線数1,青時間比別）

パラメータ η	N = 1		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	6.60**	6.59**	6.43**
ピーク率 p [%]	3.39×10^{-2} **	3.94×10^{-2} **	4.27×10^{-2} **
昼夜率 r_{DN} [%]	-1.44×10^{-3} **	-1.30×10^{-3} **	-1.34×10^{-3} **
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	-2.03×10^{-4} **	-2.12×10^{-4} **	-1.71×10^{-4} **
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	-0.973**	-1.12**	-1.28**
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	-0.460**	-0.534**	-0.604**
信号交差点密度 D_s [箇所/km]	-0.611**	-0.525**	-0.416**
サイクル長 C [s]	-8.87×10^{-3} **	-7.93×10^{-3} **	-6.24×10^{-3} **
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.931	0.936	0.933
t 値の凡例：**1%有意，*5%有意			

表-4.6 パラメータ η の重回帰分析の結果（車線数2,青時間比別）

パラメータ η	N = 2		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	6.13**	6.13**	6.12**
ピーク率 p [%]	2.75×10^{-2} **	3.28×10^{-2} **	3.58×10^{-2} **
昼夜率 r_{DN} [%]	-1.33×10^{-3} **	-1.19×10^{-3} **	-1.22×10^{-3} **
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	-1.81×10^{-4} **	-1.89×10^{-4} **	-2.00×10^{-4} **
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	-0.912**	-1.05**	-1.22**
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	-0.431**	-0.501**	-0.588**
信号交差点密度 D_s [箇所/km]	-0.557**	-0.477**	-0.369**
サイクル長 C [s]	-8.23×10^{-3} **	-7.36×10^{-3} **	-6.09×10^{-3} **
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.932	0.936	0.940
t 値の凡例：**1%有意，*5%有意			

表-4.7 パラメータ η の重回帰分析の結果（車線数3,青時間比別）

パラメータ η	N = 3		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	5.85**	5.87**	5.86**
ピーク率 p [%]	2.59×10^{-2} **	3.09×10^{-2} **	3.36×10^{-2} **
昼夜率 r_{DN} [%]	-1.17×10^{-3} **	-1.05×10^{-3} **	-1.08×10^{-3} **
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	-1.67×10^{-4} **	-1.75×10^{-4} **	-1.85×10^{-4} **
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	-0.877**	-1.01**	-1.18**
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	-0.415**	-0.483**	-0.567**
信号交差点密度 D_s [箇所/km]	-0.532**	-0.457**	-0.352**
サイクル長 C [s]	-7.87×10^{-3} **	-7.05×10^{-3} **	-5.83×10^{-3} **
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.932	0.936	0.940
t 値の凡例：**1%有意，*5%有意			

表-4.8 パラメータ θ の重回帰分析の結果（車線数1,青時間比別）

パラメータ θ	N = 1		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	-4.21×10^3 **	-4.40×10^3 **	-6.21×10^3 **
ピーク率 p [%]	-6.16×10^2 **	-7.95×10^2 **	-9.37×10^2 **
昼夜率 r_{DN} [%]	67.1**	83.4**	1.05×10^2 **
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	6.98**	8.70**	10.9**
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	9.85×10^2 **	1.31×10^3 **	1.85×10^3 **
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	3.83×10^2 **	5.14×10^2 **	7.75×10^2 **
信号交差点密度 $\ln(D_s)$	-1.99×10^3 **	-2.77×10^3 **	-3.93×10^3 **
サイクル長 C [s]	-6.40**	-11.4**	-15.8**
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.884	0.877	0.867
t 値の凡例：**1%有意，*5%有意			

表-4.9 パラメータ θ の重回帰分析の結果（車線数2,青時間比別）

パラメータ θ	N = 2		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	$-6.01 \times 10^3^{**}$	$-5.07 \times 10^3^{**}$	$-6.19 \times 10^3^{**}$
ピーク率 p [%]	$-1.34 \times 10^3^{**}$	$-1.74 \times 10^3^{**}$	$-2.07 \times 10^3^{**}$
昼夜率 r_{DN} [%]	$1.37 \times 10^2^{**}$	$1.67 \times 10^2^{**}$	$2.10 \times 10^2^{**}$
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	14.3**	17.7**	21.6**
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	$2.39 \times 10^3^{**}$	$3.10 \times 10^3^{**}$	$4.14 \times 10^3^{**}$
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	$9.36 \times 10^2^{**}$	$1.22 \times 10^3^{**}$	$1.63 \times 10^3^{**}$
信号交差点密度 $\ln(D_s)$	$-5.04 \times 10^3^{**}$	$-6.76 \times 10^3^{**}$	$-9.39 \times 10^3^{**}$
サイクル長 C [s]	-23.5**	-36.3**	-51.8**
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.883	0.879	0.870
t 値の凡例：**1%有意, *5%有意			

表-4.10 パラメータ θ の重回帰分析の結果（車線数3,青時間比別）

パラメータ θ	N = 3		
	$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
切片 <i>const.</i>	$-5.41 \times 10^3^{**}$	-3.15×10^3	-3.79×10^3
ピーク率 p [%]	$-2.15 \times 10^3^{**}$	$-2.78 \times 10^3^{**}$	$-3.32 \times 10^3^{**}$
昼夜率 r_{DN} [%]	$2.01 \times 10^2^{**}$	$2.43 \times 10^2^{**}$	$3.07 \times 10^2^{**}$
飽和交通流率の基本値 <i>BSFR</i> [pcu/h]	21.6**	26.5**	32.4**
指定最高速度40km/h ダミー SL_{40}	$3.84 \times 10^3^{**}$	$4.92 \times 10^3^{**}$	$6.54 \times 10^3^{**}$
指定最高速度50km/h ダミー SL_{50}	$1.51 \times 10^3^{**}$	$1.93 \times 10^3^{**}$	$2.57 \times 10^3^{**}$
信号交差点密度 $\ln(D_s)$	$-8.17 \times 10^3^{**}$	$-1.08 \times 10^4^{**}$	$-1.49 \times 10^4^{**}$
サイクル長 C [s]	-44.1**	-64.6**	-90.6**
サンプル数 n	2430	2430	2430
重決定係数 R^2	0.886	0.882	0.875
t 値の凡例：**1%有意, *5%有意			

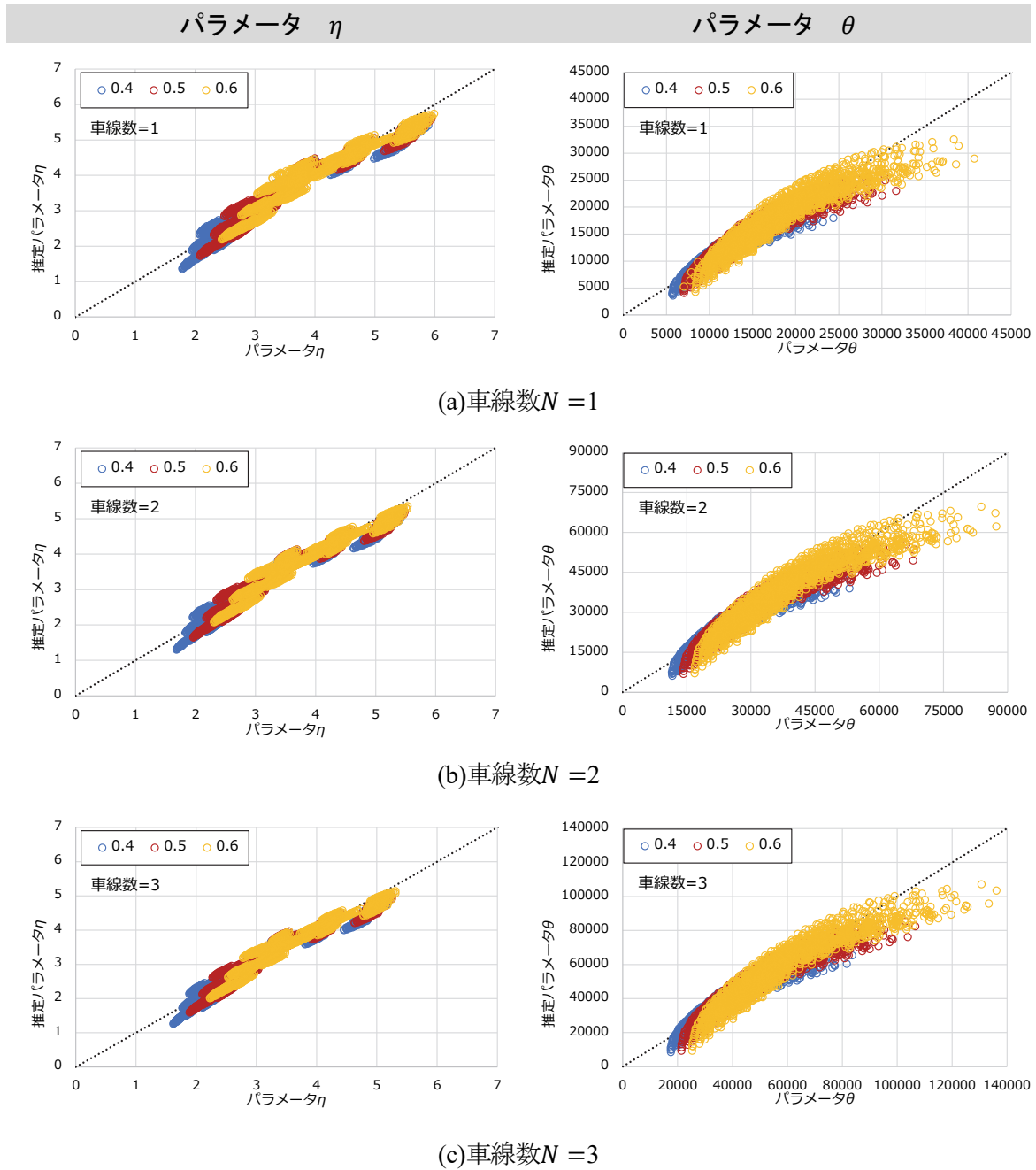


図-4.24 実パラメータ値と推定値の比較 (パラメータ η, θ)

以上より、特定の道路構造・交通運用および交通量変動指標においては曲線を設定できない可能性があるものの、検討した説明変数を用いて交通量変動指標に応じたQ-Vが設定できることを示した。

図-4.25に重回帰分析のモデル式を用いたQ-Vと実データを基に描いたQ-Vを示す。いずれの交通量変動指標のケースにおいても日交通量が Q_p 以下の交通状況において、ほぼ同じ傾向を表現できていると言える。また、実データとの誤差は最大約5 km/h程度の差にとどまっており、比較的良好な精度であると言える。

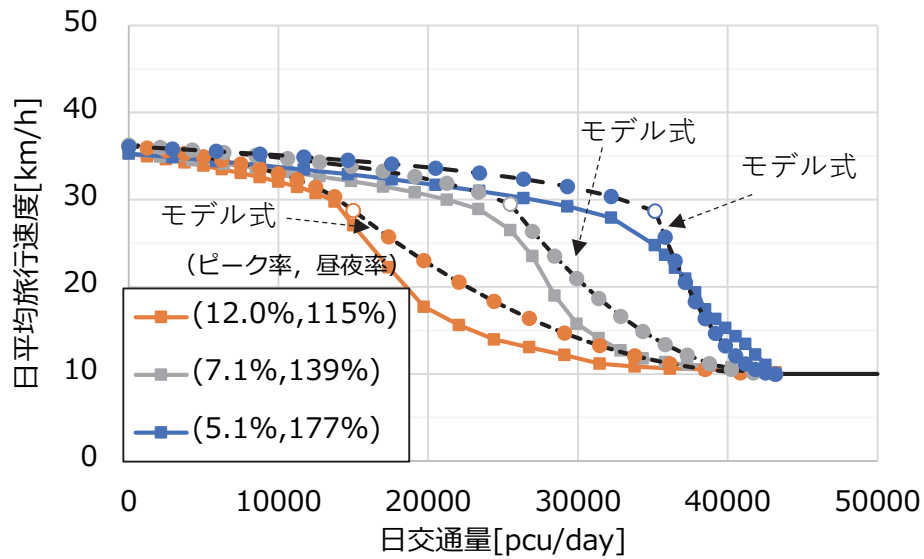


図-4.25 実データに基づくQ-Vとモデル式によるQ-V

4.3.2 推定モデルの制約条件

図-4.26に推定パラメータ θ と Q_p の散布図を、表-4.11に推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となるサンプル数を示す。いずれの車線数別、青時間比別のモデルにおいても一定数推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用が存在することが確認された。また、車線数が少なく、青時間比が大きいとその割合が多くなる傾向にある。

図-4.27~図-4.29に車線数、青時間比以外の道路構造・交通運用において推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となる割合を示す。飽和交通流率の基本値、指定最高速度、サイクル長ほどの値もまんべんなく推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用が存在する。信号交差点密度に関しては、 $D_S = 4.0$ で推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用条件の9割以上を占めていることが確認された。式(4.22)でモデルに使用できる説明変数の値を提示しているが、特に信号交差点密度 $D_S = 4.0$ では推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となることがあるため、モデルの適用に当たっては十分に留意する必要がある。

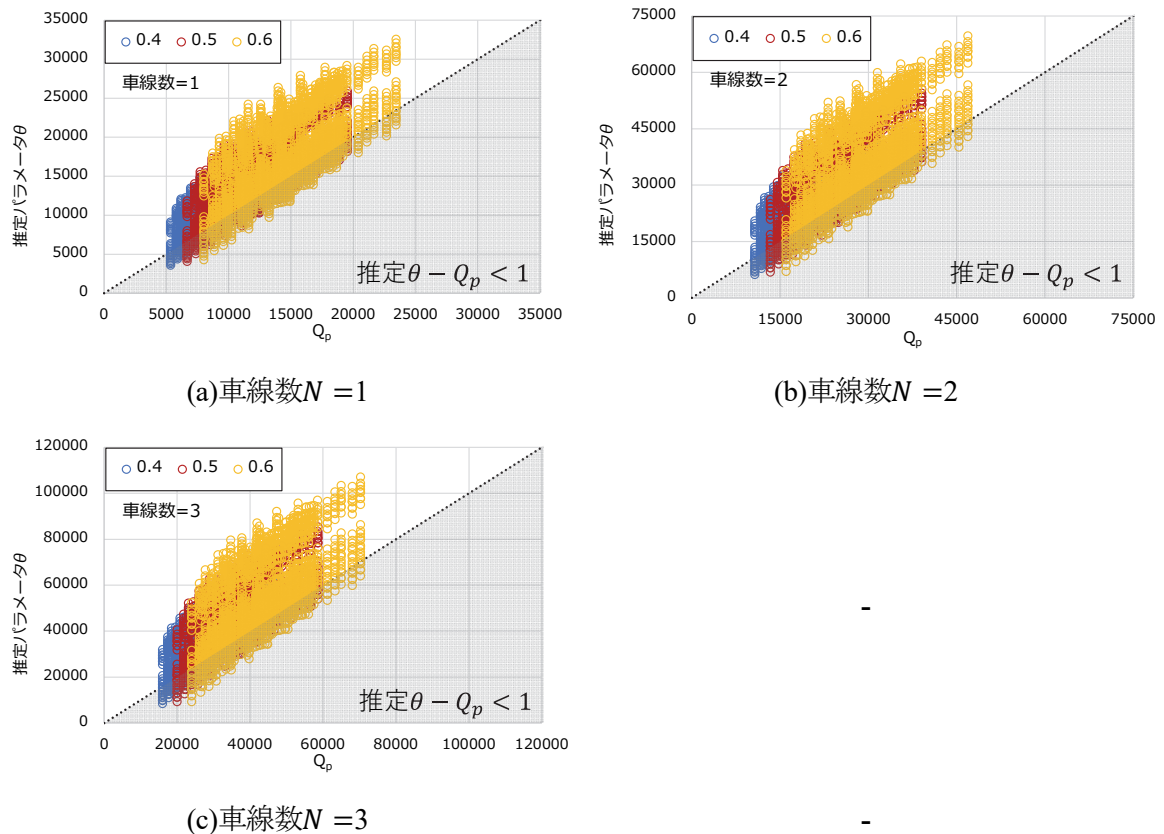


図-4.26 Q_p と推定パラメータ θ の関係

表-4.11 推定パラメータ $\theta - Q_p < 1$ となるサンプル数一覧

パラメータ θ		$g = 0.4$	$g = 0.5$	$g = 0.6$
$N = 1$	サンプル数	2430	2430	2430
	うち推定 $\theta - Q_p < 1$ となるサンプル数	414(17%)	475(20%)	526(22%)
$N = 2$	サンプル数	2430	2430	2430
	うち推定 $\theta - Q_p < 1$ となるサンプル数	381(16%)	445(18%)	489(20%)
$N = 3$	サンプル数	2430	2430	2430
	うち推定 $\theta - Q_p < 1$ となるサンプル数	361(15%)	434(18%)	483(20%)

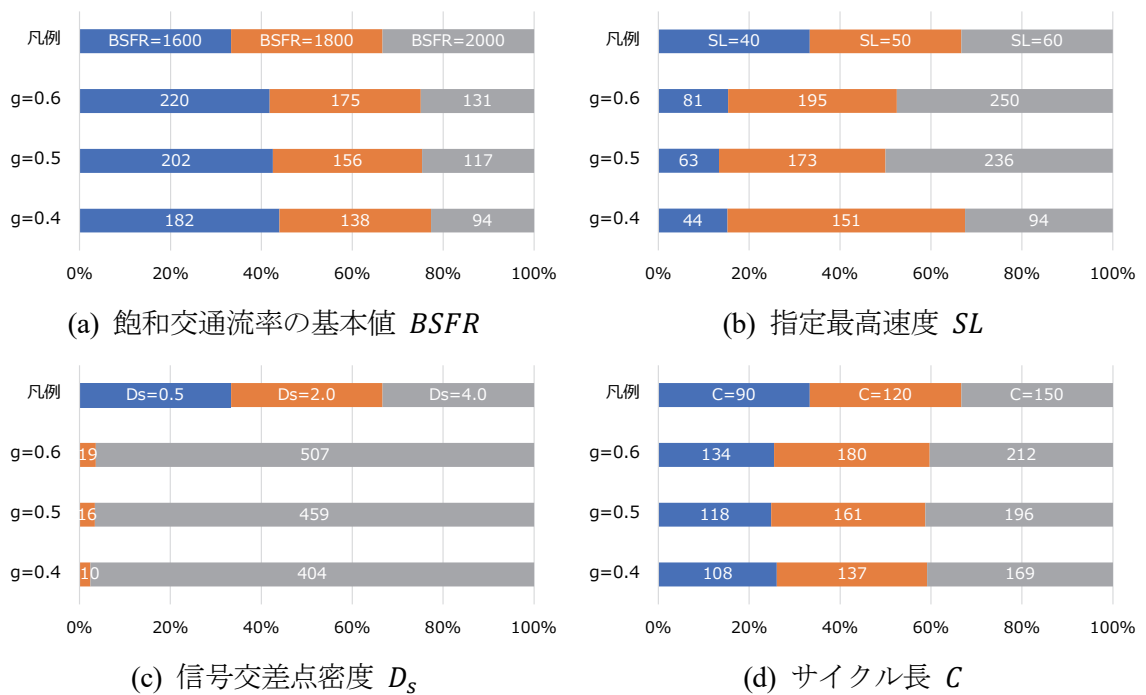
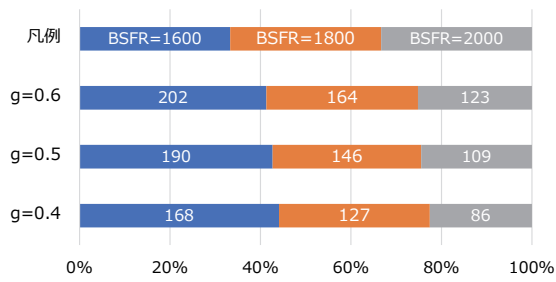
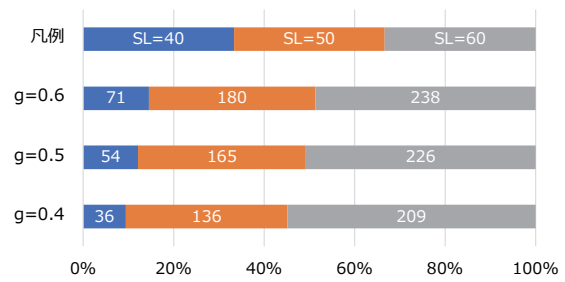


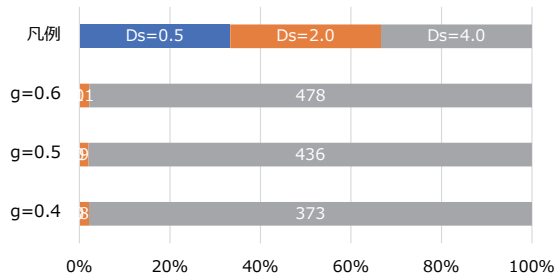
図-4.27 推定 $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用条件（車線数=1）



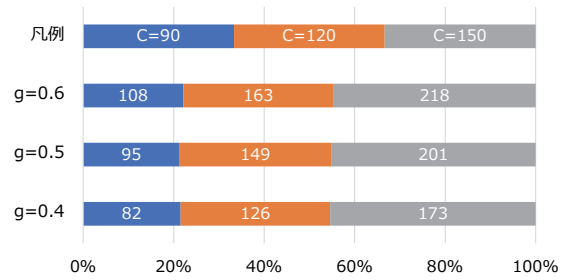
(a) 飽和交通流率の基本値 $BSFR$



(b) 指定最高速度 SL

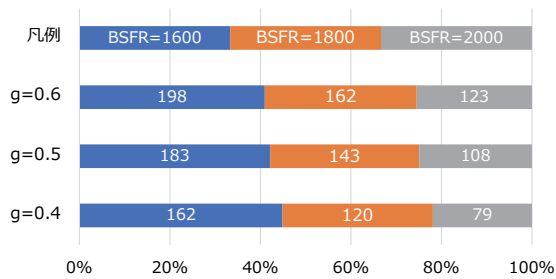


(c) 信号交差点密度 D_s

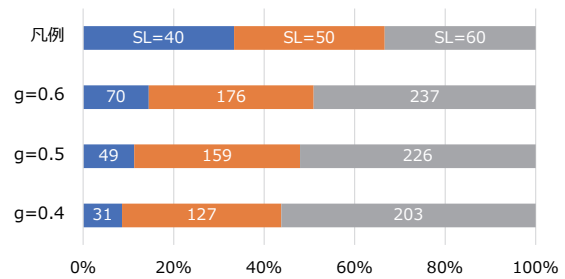


(d) サイクル長 C

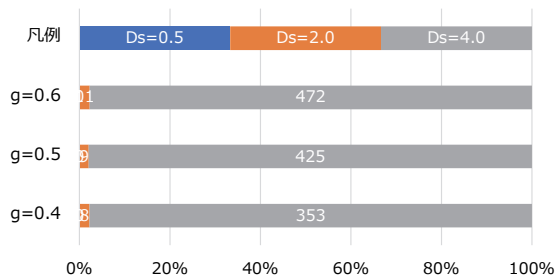
図-4.28 推定 $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用条件 (車線数=2)



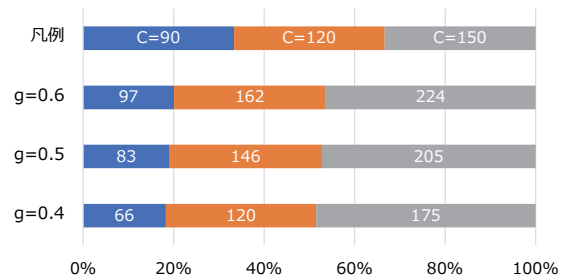
(a) 飽和交通流率の基本値 $BSFR$



(b) 指定最高速度 SL



(c) 信号交差点密度 D_s



(d) サイクル長 C

図-4.29 推定 $\theta - Q_p < 1$ となる道路構造・交通運用条件 (車線数=3)

4.4 既存の旅行速度推定手法と提案手法の比較

ここでは、既存の旅行速度推定手法として交通量配分などで一般的に用いられている値によって設定した日交通量-速度関係（既存Q-V）と4.3で開発した推定モデルに基づく日交通量-速度関係（提案Q-V）を比較する。

4.4.1 道路構造・交通運用および交通条件の設定

既存Q-Vは、2.2.2で整理したとおりQ-Vを設定するために必要な道路構造・交通運用として、道路種別、指定最高速度、沿道状況、車線数を設定している。また、提案Q-Vでは、道路構造・交通運用（信号交差点密度、飽和交通流率の基本値、信号サイクル長、青時間比）、交通条件（ピーク率、青時間比）の設定が必要となる。ここでは、実際の道路区間を一例として抽出し、その道路・交通条件に対する既存Q-Vと提案Q-Vを設定し、比較を行う。

交通条件は、表-4.2に示す岡崎上り線（平日）の $p = 7.3$ 、 $r_{DN} = 149$ とし、道路構造・交通運用条件は、道路交通センサスの岡崎の区間（23300010310）を参考に、直轄国道、市街地、車線数往復4車線（ $N = 2$ ）、 $SL = 50[\text{km/h}]$ 、 $D_s = 2.4[\text{箇所/km}]$ とする。その他、提案Q-Vに必要な道路構造・交通運用は、以下の値を用いる。

- ・ $g = 0.5$,
- ・ $C = 120[\text{s}] = 0.0333[\text{h}]$,
- ・ $BSFR = 1800[\text{pcu/h}]$

既存Q-Vは、日交通量の単位がveh/dayでありかつ上下線合計の交通量-速度関係を示している。そのため、大型車混入率20%、PCE=1.7と仮定し、上り線と下り線の交通量は等しいものとして提案Q-Vと同じ片方向、乗用車換算台数[pcu/day]となるよう変更を加える。さらに、2.2.2で述べたとおり、既存Q-Vで用いられている可能交通容量には計画水準に応じた低減率を乗じている。計画水準に応じた補正を乗じていない提案Q-Vとそのまま比較するのは不適切であるため、既存Q-Vの交通量を計画水準の値で除すことで提案Q-Vと同等の条件に修正する。計画水準に応じた低減率 r_l は、道路の交通容量(日本道路協会、1986)の「計画水準1は高いサービスが求められる第1種の道路に適用し、計画水準2はその他の道路に対して適用する。」の記載に従い、計画水準2（都市部）の値である0.9を用いる。

4.4.2 既存の旅行速度推定手法と提案手法の比較

図-4.30に既存Q-Vと提案Q-Vのグラフを示す。既存Q-Vと提案Q-Vは日交通量が少ない状態においては極めて近い形状をしているが、速度低下開始点が大きく異なり日交通量22,000 [pcu/day]付近の値では日平均旅行速度が約10 km/h異なることが確認された。提案Q-Vは、日交通量25,000 [pcu/day]程度までは緩やかに速度が減少し、それ以上の日交通量になると急激に速度が減少する形状となっている。また、参考までに既存Q-Vと近い形状になる提案Q-Vにおける交通条件を確

認し、そのQ-Vを図中の点線として示す。 $p = 11.9$, $r_{DN} = 115$ となる交通条件で提案Q-Vが既存Q-Vに形状に近いものとなった。この交通条件は、今回モデルに用いたデータの中で最もピーク率が大きく、最も昼夜率が小さいものであり直轄国道（市街地）の区間の平均的な値を指すとは考えにくい。また、道路の交通容量(日本道路協会, 1984)で示されているピーク率の値は6.9%~9.1%, 昼夜率は123%~147%となり大幅に標準とは異なる条件になっていることがわかる。

既存Q-Vと提案Q-Vとの比較により提案Q-Vが既存Q-Vと比べて形状等異なるものの、自由速度の値などは近い値を取っており、これまでのものから大きく逸脱したものでないことが確認できた。また、道路構造・交通運用条件が同じであっても交通条件により形状が大きく変わり、様々な条件を表現できるQ-Vを設定することが可能となった。

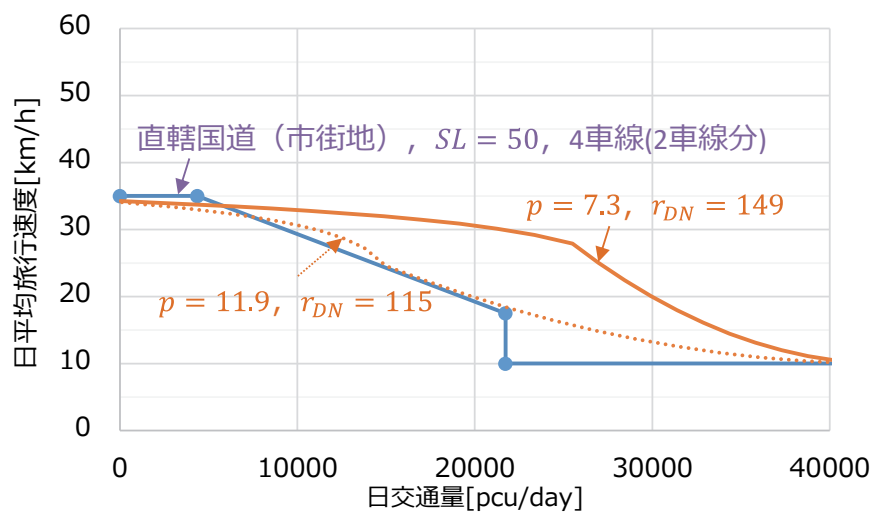


図-4.30 既存Q-V（大型車混入率20%, PCE=1.7）と提案Q-Vの比較

4.5 まとめ

本章では、計画段階において検討する交通条件の抽出及びその交通条件を検討可能な交通量-速度関係として、新たな日交通量-速度関係（Q-V）を提案した。本研究では、旅行速度照査を時間交通量-速度関係(q-v)にて実施することから関連の高い時間交通量の変動指標であるピーク率と昼夜率を選定した。道路構造・交通運用条件に応じて決定するq-vと交通量変動指標（ピーク率と昼夜率）を用いて新たなQ-Vのモデル化を行った。車線数と青時間比別にモデルを構築し、道路構造・交通運用およびピーク率、昼夜率を説明変数として精度の高いモデルを構築した。構築したモデルによるQ-Vと既存の手法のQ-Vを比較し、既存のQ-Vに比べて条件設定に対する柔軟性やとりうる値が多くなるなどの構築したモデルの優位性が明らかとなった。

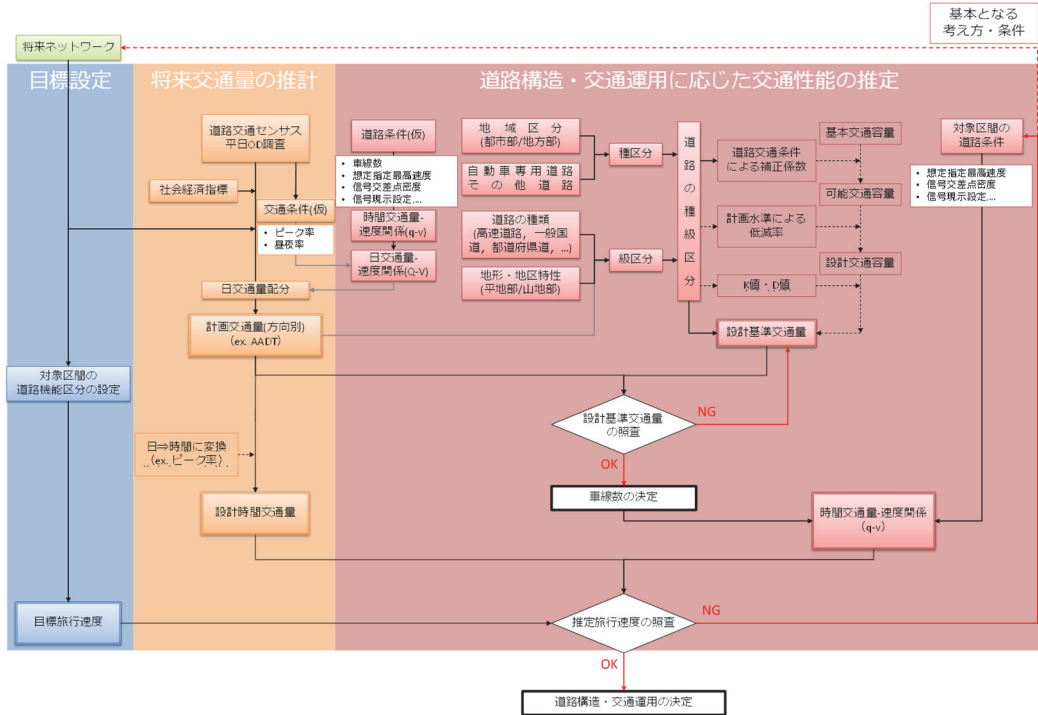
第5章 旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法の提案

5.1 本研究が提案する性能照査型道路計画手法の実施手順

本研究で提案する旅行速度照査に基づく性能照査型道路計画手法は第1章でも述べたとおり、対象とする道路区間が目標旅行速度を達成するために必要な道路構造・交通運用を決めるためのもであり、できる限り従来の道路計画手法を踏襲する形で提案するものである。また、本手法で異なる単位の設計交通量でも道路構造・交通運用を検討可能であるものとなる。設計交通量とは、どの程度の交通状況まで目標を達成できるようにするか的设计対象とする交通量を指す。例えば、設計時間交通量（ピーク時）を用いて旅行速度の照査を行った場合は、計画交通量のピーク時間帯の時間交通量の状況まで時間平均旅行速度が目標旅行速度を達成できることを指し、計画交通量（AADT）を用いて旅行速度の照査を行う場合は、AADTの日交通量の状況まで日平均旅行速度が目標旅行速度を達成できることを指す。この場合、前者の方が求められる道路構造・交通運用が高規格なものとなる。また、前者は道路構造・交通運用の変更や交通量のピークカットの施策の影響を反映することが可能である。後者は、前者で考慮できる影響に加えてピークシフトの施策の影響を反映することが可能である。このように、目的に合わせて旅行速度の照査対象を変更できることも本手法の特徴である。

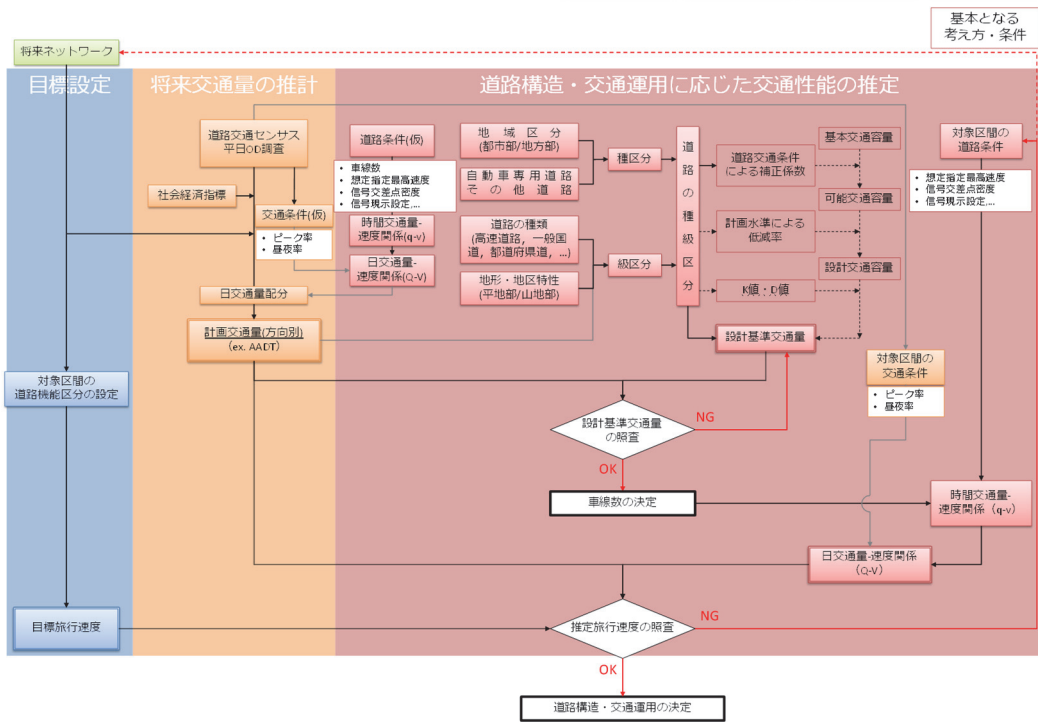
図-5.1に本研究で提案する性能照査型道路計画手法の概要を示す。第2章の整理と同じく、交通性能の目標設定、将来交通量の推計、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の3つの項目に分かれており、以降(1)～(3)で各段階での手順を説明する。

凡例: 上位計画 目標設定 交通特性 道路構造



(a) 設計交通量：設計時間交通量

凡例: 上位計画 目標設定 交通特性 道路構造



(b) 設計交通量：計画交通量

図-5.1 提案する性能照査型道路計画手法のフロー

(1) 交通性能の目標設定

計画対象とする道路区間の交通性能の目標設定を行う。ここでは、交通性能として旅行速度を選定する。3.1.2の手法を用いて目標を設定することとし、設定手順を図-5.2に再掲する。まず、対象道路区間を含む周辺道路ネットワーク条件を決定する。その後、対象区間の道路に関する上位計画の有無を確認し、上位計画がある場合は上位計画に定められた内容を基に目標を設定する。そうでない場合は、周辺道路ネットワークを確認する。周辺道路ネットワークを確認し、設計対象とする道路が上位、中位のいずれの位置づけとなるかを把握し、用いる目標旅行速度の条件式を選定し、各々の手順に沿って目標旅行速度を設定する。

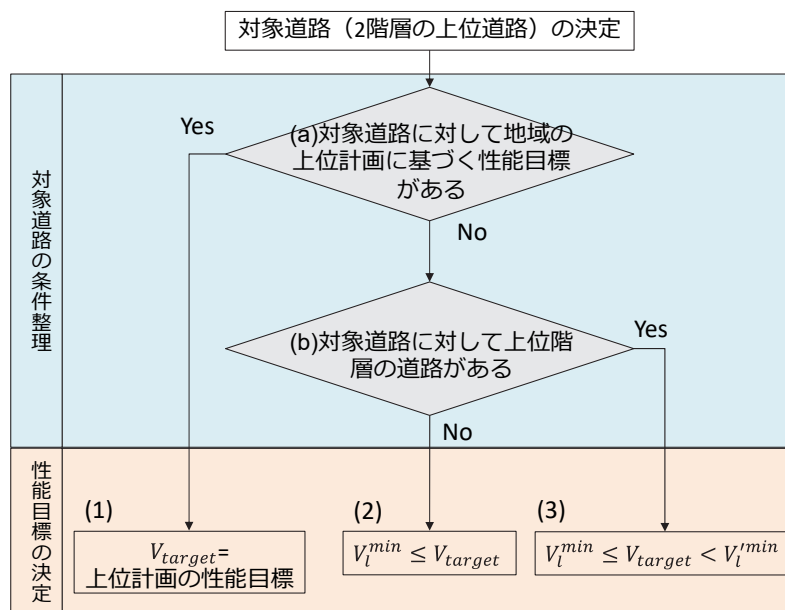


図-5.2 目標旅行速度の決定手順（再掲）

(2) 将来交通量の推計

将来交通量の推計は、基本的に従来の道路計画手法と同じ手法により行うことを想定している。従来手法と異なる部分は、交通量配分に用いる日交通量-速度関係(Q-V)が本研究で提案する交通量変動を考慮した方向別の日交通量-速度関係(提案Q-V)を用いることである。提案Q-Vは、従来の道路計画では考慮していない信号交差点密度、サイクル長、青時間比、飽和交通流率の基本値、ピーク率、昼夜率を用いる。既存道路の改良・改築であれば、既存道路の値を仮設定することとなる。新設道路であれば、目標旅行速度を見据えて道路構造・交通運用条件を仮設定する必要がある。ピーク率・昼夜率などの交通条件は道路交通センサデータを基に類似の道路の値を引用することとなる。また、提案Q-Vは上下別に設定されるものであり、将来交通量の推計値も上下別別となることに留意が必要である。

提案Q-Vを用いて日交通量配分を行うことで、より実際の道路構造・交通運用条件を考慮し

た方向別の計画交通量（例えば、AADTなど）を設定することが可能となる。また、旅行速度の照査の際には、計画交通量を用いるか計画交通量を時間換算した設計時間交通量を用いるかを選択することで、設計交通量に応じた検討が行える。

(3) 道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定

道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定は、大きく2つのフローが存在しており、1つは従来の道路計画手法で行われている道路の種級区分と設計基準交通量の設定である。(2)で算出した方向別の計画交通量を上り線と下り線で合算することで従来と同様に断面の計画交通量を設定できる。これを用いて、道路の種級区分を決定する。また、道路の種級区分から得られた設計基準交通量と断面の計画交通量を用いて車線数の検討を行う。

次に、将来交通量の推計で仮設定した道路構造・交通運用と決定した車線数を用いて交通量-速度関係を設定する。設定した交通量-速度関係を用いて計画交通量もしくは設計時間交通量時点での推計旅行速度を算出し、推定旅行速度の照査を行う。照査の結果、目標旅行速度を達成できない場合は道路構造・交通運用の再検討を行い、目標旅行速度を達成できる場合は、その道路構造・交通運用および交通条件を採用する。

本手法では、**2.2.2**で指摘した道路の種級区分から設計基準交通量を設定する際の課題は残存するものの、交通渋滞が発生する道路構造・交通運用では目標旅行速度の達成は不可能であることから、従来手法の課題を旅行速度の性能照査の部分で補完するフローとする。

5.2 本研究で提案する性能照査型道路計画手法の実践

5.2.1 ケーススタディ対象箇所の概要

本研究では性能照査型道路計画手法の実践として、4つの経路を対象にケーススタディを行う。

表-5.1にケーススタディ経路の概要を示す。経路A～Cは名古屋の市内を通る経路であり、それぞれ国道19号、国道22号を対象区間とする。経路Dは、静岡県富士市役所から沼津市役所を対象とする。この経路は、静岡市役所から三島市役所の間に位置し、上位階層の道路として伊豆縦貫自動車道や東名高速道路が存在するため、中間階層の道路として検討をする。

表-5.1 ケーススタディ経路の概要

経路	起点 (上位階層)	終点 (上位階層)	対象区間
A	名古屋市役所	守山区役所	国道19号
B	守山区役所	名古屋市役所	国道19号
C	中川区役所	名古屋市役所	国道22号
D	富士市役所 (静岡市役所)	沼津市役所 (三島市役所)	国道1号 (伊豆縦貫,東名)



(a) 経路A (国道19号)



(b) 経路B (国道19号)



(c) 経路C (国道22号)



(d) 経路D (国道1号)

図-5.3 各経路の詳細

5.2.2 交通性能の目標設定

(1) ケーススタディ経路のネットワーク条件

表-5.2に、ケーススタディ区間の道路情報を示す。道路の区間延長や旅行時間の情報はGoogleマップの情報を用いる。経路A~Cの下位道路の実旅行速度 v_{ij} 及びアクセス/イグレス道路の実旅行速度 v_{ae} は、17.5~21.3 km/hであったため、20.0 km/hと仮定して計算を行う。また、経路Dの v_{ae} 、 v_{ij} 、 v'_{ae} は、実測値の小数第一位を切り上げた値を用いる。本ケーススタディでは、最短時間経路により目標旅行速度を設定する。

表-5.2 ケーススタディ経路の情報

経路	起点 (上位階層)	終点 (上位階層)	ラインホール	X_{ij} [km]	X_{line} [km]	$X_a + X_e$ [km]	α (α')	β (β')	v_{ae}^* [km/h]	v_{ij}^* [km/h]
A	名古屋市役所	守山区役所	国道19号	8.4	2.4	6.4	1.0	0.3	20	20
B	守山区役所	名古屋市役所	国道19号	7.5	3.2	4.7	1.1	0.4		
C	中川区役所	名古屋市役所	国道22号	8.5	4.2	5.8	1.2	0.4		
D	富士市役所 (静岡市役所)	沼津市役所 (三島市役所)	国道1号 (伊豆縦貫,東名)	19.3 (62.3)	15.0 (69.4)	7.0 (7.6)	1.1 (1.2)	0.7 (0.9)	23 (23)	32 (46)

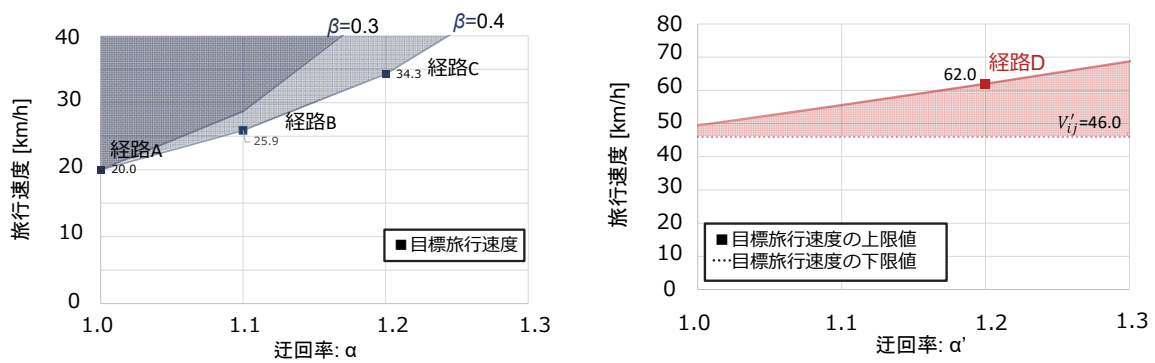
—: $v'_{ij} = v_{line}$ として得られた値

*経路A~Cの v_{ae} と v_{ij} は、20 km/hと仮定する。また、経路D,Eの v_{ae} 、 v_{ij} 、 v'_{ae} は実測値の小数第一位を切り上げた値を用いる。

(2) 対象道路の目標旅行速度設定

図-5.4に、表-5.2に示す経路A~Dの目標旅行速度 v^{target} の検討結果を示す。経路Aは、迂回率が約1.0であったためラインホールの目標旅行速度はアクセス/イグレスなどと同レベルの速度が目標旅行速度の下限値となった。それ以外の経路は、迂回率が1.0より大きいためアクセス/イグレス速度より大きい値となった。また、経路Dは上位の階層に高速道路を有する中間層の道路であったため、下限値と上限値を設定した。

表-5.3に各経路の目標旅行速度の下限値と上限値を整理した。また、参考としてGooglemapの経路検索で得られる旅行時間データから計算した現在の予測旅行速度も掲載している。Googlemapの旅行速度と比較すると、経路A以外の経路では旅行速度が目標旅行速度を下回っていることが確認された。Googlemapの旅行時間データは、閑散時のデータに限らず交通量の多い時間のデータも含まれている。このことから当該区間は旅行速度の観点から見て、低い性能となってしまっていることがわかる。



(a) 経路A~C ($v_{ij} = 20$ km/h, $v_{ae} = 20$ km/h) (b) 経路D ($\beta' = 0.9$)

図-5.4 各経路の目標旅行速度の領域

表-5.3 最短旅行時間経路の目標旅行速度とGoogleの旅行速度

経路	起点 (上位階層)	終点 (上位階層)	下限値 [km/h]	上限値 [km/h]	Googleの v_{line}^* [km/h]
A	名古屋市役所	守山区役所	20.0	-	28.8
B	守山区役所	名古屋市役所	25.9	-	24.0
C	中川区役所	名古屋市役所	34.3	-	21.0
D	富士市役所 (静岡市役所)	沼津市役所 (三島市役所)	46.0	62.0	42.9

*Googleの v_{line} を計算するための旅行時間はGoogleマップから入手

5.2.3 将来交通量の推計

将来交通量の推計は、前述のとおり基本的に従来の道路計画手法と同じ手法により行う。本研究では、日交通量配分を行っての将来交通量の推計は割愛し、常時観測データにより得られたAADTを将来交通量の推計結果に基づく計画交通量として以降の検討を行う。計画交通量を設計時間交通量に換算する際は、現在の交通条件の値としてピーク率を用いて設定する。設定した計画交通量および設計時間交通量は表-5.4に示す。

表-5.4 ケーススタディ経路の計画交通量および設計時間交通量

経路	対象道路 (常観箇所)	計画交通量 AADT [pcu/day]	設計時間交通量 (ピーク時)[pcu/h]	ピーク率 p
A	国道19号 (瑞穂通下り)	32,996	2,145	6.5
B	国道19号 (瑞穂通上り)	32,293	2,196	6.8
C	国道22号 (黒川上り)	26,995	1,917	7.1
D	国道1号 (富士上り)	25,541	1,737	6.8

5.2.4 設計基準交通量の照査（車線数の決定）

設計基準交通量の照査も基本的に従来の道路計画手法と同じ手法により行う。本研究では、既存道路の改良に関するケーススタディであり、設計基準交通量の照査は実施済みとする。よって、車線数は既存の道路と同じものを採用し、表-5.5に示すとおりとする。

表-5.5 ケーススタディ経路の車線数

経路	対象道路 (常観箇所)	車線数
A	国道19号 (瑞穂通下り)	3
B	国道19号 (瑞穂通上り)	3
C	国道22号 (黒川上り)	3
D	国道1号 (富士上り)	2

5.2.5 道路構造・交通運用および交通条件に応じた交通性能の推定

(1) 道路構造・交通運用の設定

経路A~Dの道路構造・交通運用の初期条件を設定する。本ケーススタディでは、既往道路の改良を検討しているため、基本的な道路構造・交通運用は既存の道路の条件を踏襲するものとして設定する。また、既存道路の条件として道路交通センサ等からデータの取得が困難な、飽和交通流率の基本値、青時間比およびサイクル長はそれぞれ、1800[pcu/h]、0.5、120[s]と仮定する。ケーススタディ経路の道路構造・交通運用は表-5.6に示すとおりとする。また、新設の道路の場合は、交通量-速度関係のモデルに使用する道路構造・交通運用を任意に設定することとなる。

表-5.6 ケーススタディ経路の現在の道路構造・交通運用

経路	対象道路 (常観箇所)	道路構造・交通運用条件					
		SL	N	$BSFR$	D_s	g	C
A	国道19号 (瑞穂通下り)	60	3	1800	4.2	0.5	120
B	国道19号 (瑞穂通上り)	60	3	1800	4.2	0.5	120
C	国道22号 (黒川上り)	60	3	1800	3.5	0.5	120
D	国道1号 (富士上り)	60	2	1800	1.8	0.5	120

(2) 交通条件の設定

交通条件の設定は、検討する道路計画が新規事業か改良事業によって方法が異なる。新規事

業において新規の道路区間の交通量変動指標は全くの未知であるのに対し、改良事業では既存の交通条件を基に検討することが可能である。本研究のケーススタディでは、既存道路の改良として考え、表-5.7に示す既存の交通条件を用いる。

表-5.7 ケーススタディ経路の現在の交通条件

経路	対象道路 (常観箇所)	交通条件	
		p	r_{DN}
A	国道19号 (瑞穂通下り)	6.5	142
B	国道19号 (瑞穂通上り)	6.8	137
C	国道22号 (黒川上り)	7.1	141
D	国道1号 (富士上り)	6.8	158

しかしながら、実務での適用を検討した際、交通条件を考慮する本手法においてその値の設定は非常に重要である。ここでは、中部地方整備局管内の岐阜県、三重県、愛知県、静岡県直轄国道の常時観測データを用いて、交通条件（ピーク率、昼夜率）と道路構造条件との関連を分析し、交通条件の推定に向けた基礎集計結果も記す。

A) 改良事業における交通条件の設定

改良事業における交通条件は現在の交通条件と同じであると仮定することも可能である。しかしながら、本研究で用いた交通条件は常時観測データを基に1年間のデータを集計して算出したものであり、全ての道路で行うのは現実的ではない。そのため、道路交通センサスで求めることができる交通条件の値が常時観測データで求めた値との乖離を確認し、常時観測データがない場所における交通条件の設定が可能かを確認する。

ここでは、常時観測データの取得箇所と道路交通センサス区間をマッチングし、道路交通センサス情報の昼夜率および昼間12時間ピーク比率により求めた値との比較を検討する。

道路交通センサスにおける昼夜率及び昼間12時間ピーク比率[%]は、次式にて与えられる。

$$\text{昼夜率} = \frac{\text{24時間自動車類交通量}}{\text{昼間12時間自動車類交通量}} \quad (5.1)$$

$$\text{ピーク比率} = \frac{\text{ピーク時間自動車類交通量}}{\text{昼間12時間自動車類交通量}} \times 100 \quad (5.2)$$

式(5.2)に昼夜率の逆数をかけることにより、式(5.3)のとおりピーク率を算出することが可能である。

$$\text{ピーク率} = \frac{\text{ピーク時間自動車類交通量}}{\text{24時間自動車類交通量}} \times 100 \quad (5.3)$$

道路交通センサスの昼夜率と式(5.3)によって求めたピーク率と常時観測データの全日の交

通量変動指標との関係を図-5.5に示す。ピーク率は、値が小さい（5%～8%）において概ね45度線上にあるものの、それより値が大きくなるとばらつきが大きくなる傾向にある。また、昼夜率は、一部のデータを除きほぼ45度線上に値があることが確認された。これにより、ピーク率は、いくつかの値を用いて性能評価を行うか安全側を取って大きいピーク率を使用することが想定される。昼夜率は、道路交通センサデータの値そのままを用いることで問題ないと言える。

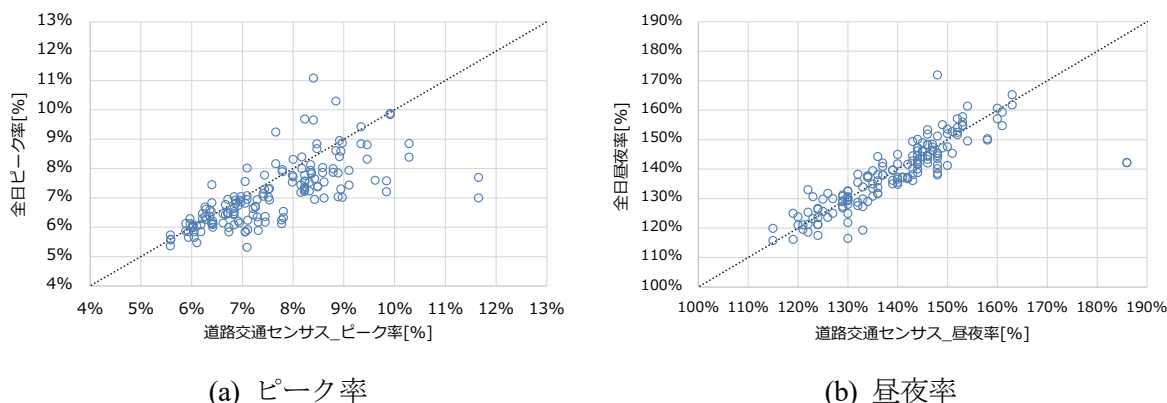
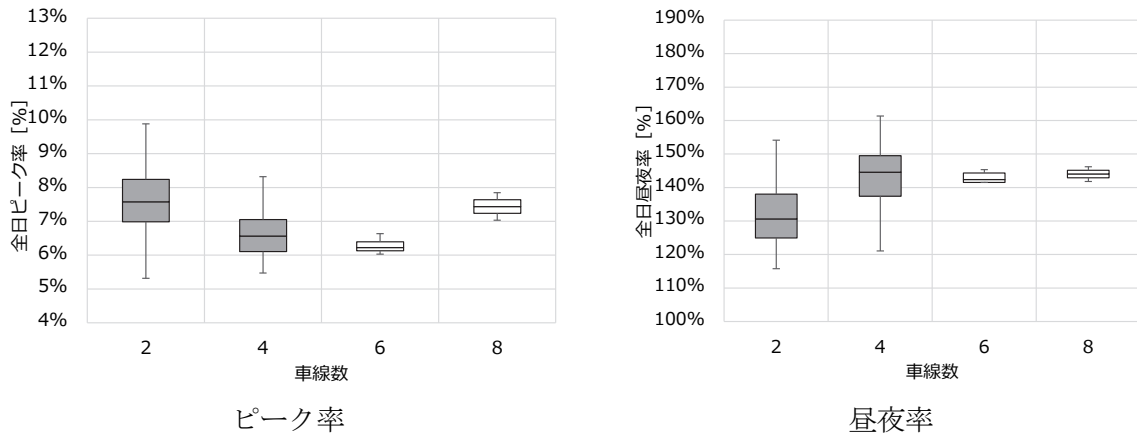


図-5.5 道路交通センサデータの交通条件と全日の交通条件の関係

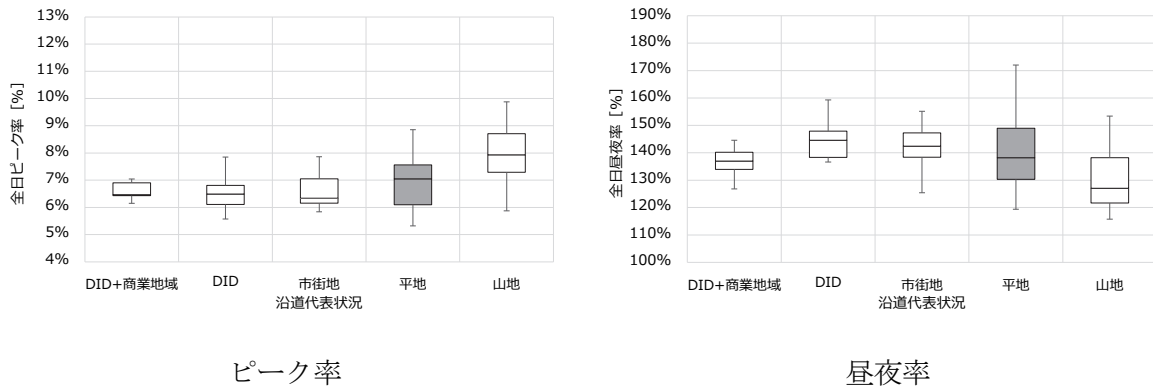
B) 新規事業における交通条件の設定

図-5.6にそれぞれ、道路交通センサから得た車線数、沿道代表状況、指定最高速度と常時観測データから求めた全日の交通条件（ピーク率、昼夜率）の関係を箱ひげ図で示す。ここで示す、箱ひげ図は、箱の長さ（第1-第3四分位点間）の1.5倍より離れている値を外れ値とし、最大値及び最小値を算出している。また、サンプル数が50未満のデータは白抜きとする。

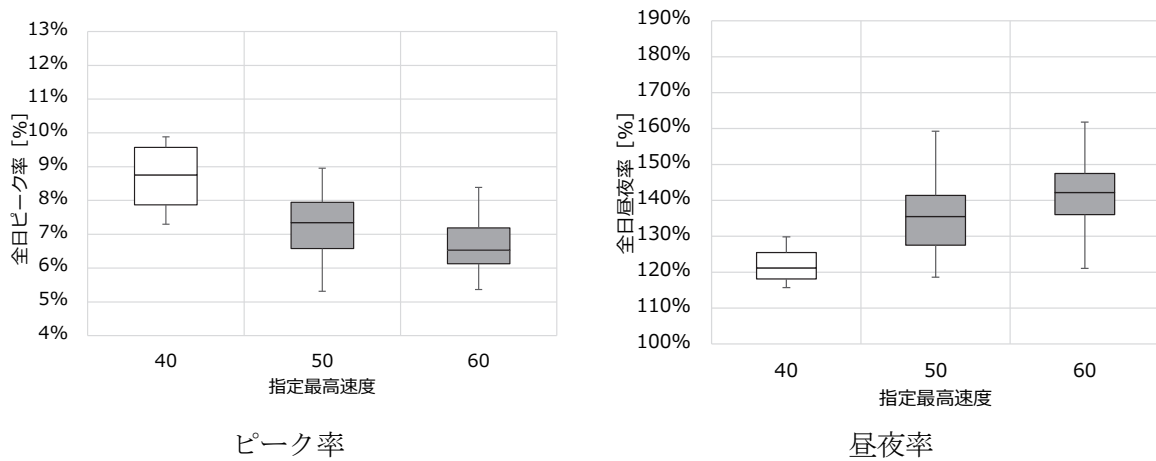
車線数とピーク率の関係を見ると、2車線区間で中央値は約7.6%，4車線区間で中央値が約6.6%となり、箱の大きさ（25パーセンタイル値から75パーセンタイル値まで）も幅1%程度であった。車線数と昼夜率においても、2車線区間で中央値は約131%，4車線区間で中央値が約145%となり、箱の大きさ（25パーセンタイル値から75パーセンタイル値まで）も幅10%程度であった。また、沿道代表状況では、サンプル数が平地に偏っており、沿道代表状況によってピーク率、昼夜率を定めることは難しい。さらに、指定最高速度では、指定最高速度60 km/hでばらつきが小さく、ピーク率の中央値は約6.5%，昼夜率の中央値は142%であり、ある程度交通条件を絞り込むことが可能である。このように簡易ではあるものの新規路線の道路構造・交通運用条件を定めることによって交通条件を絞り込むことが可能となる。実際には周辺の道路状況や新規路線の階層・利用のされ方に応じて交通条件を決定する方法の開発が必要である。



(a) 車線数と全日の交通量変動指標の関係



(b) 沿道代表状況と全日の交通量変動指標の関係

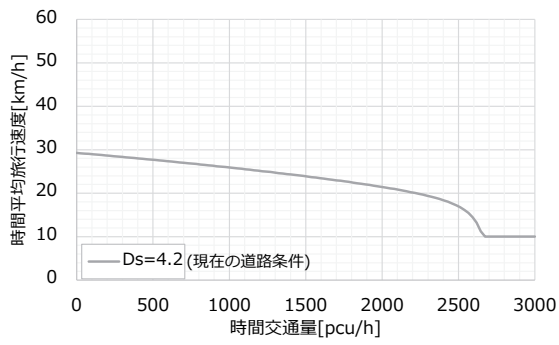


(c) 指定最高速度と全日の交通量変動指標の関係

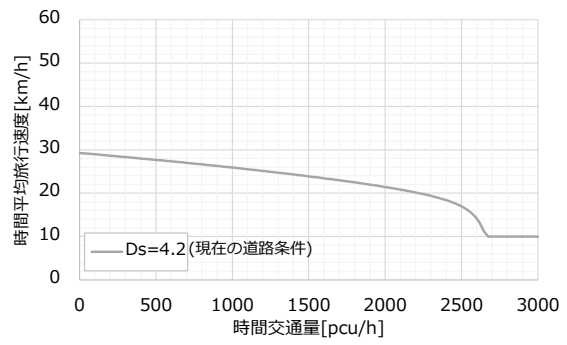
図-5.6 道路条件と全日の交通条件（ピーク率，昼夜率）の関係

(3) 交通量-速度関係の設定

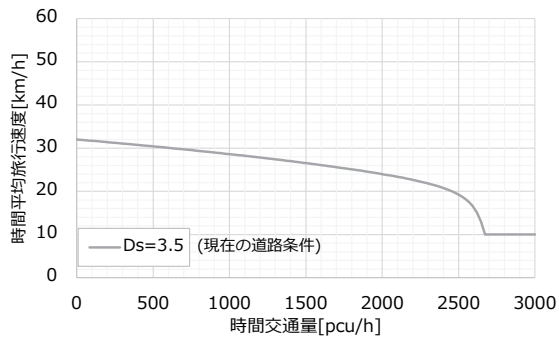
(1), (2)で設定した道路構造・交通運用と交通条件を基に交通量-速度関係の設定を行う。結果により設定する。3.2.3に示す手法を基に設定した時間交通量-速度関係を図-5.7に示す。



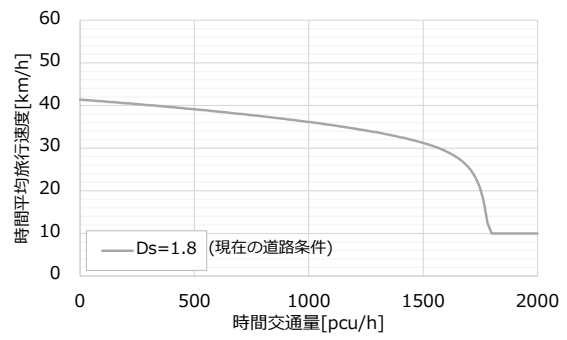
(a) 経路A



(b) 経路B

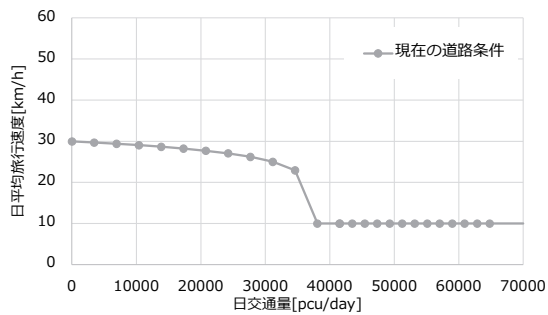


(c) 経路C

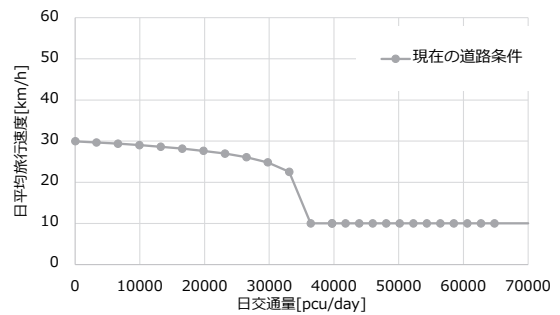


(d) 経路D

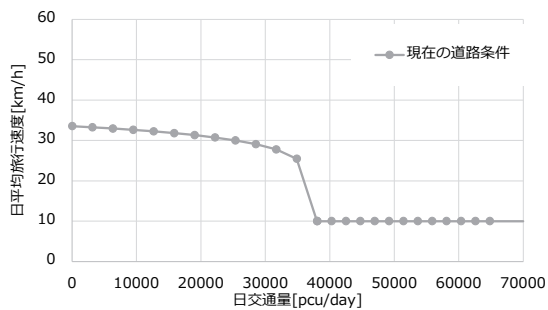
図-5.7 現在の道路構造・交通運用を基に推定した時間交通量-速度関係



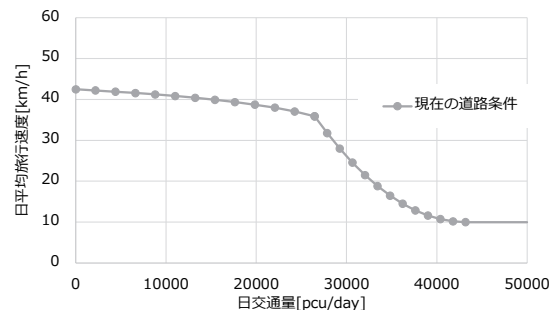
(a) 経路A



(b) 経路B



(c) 経路C



(d) 経路D

図-5.8 現在の道路構造・交通運用，交通条件を基に推定した日交通量-速度関係

5.2.6 推定旅行速度の照査

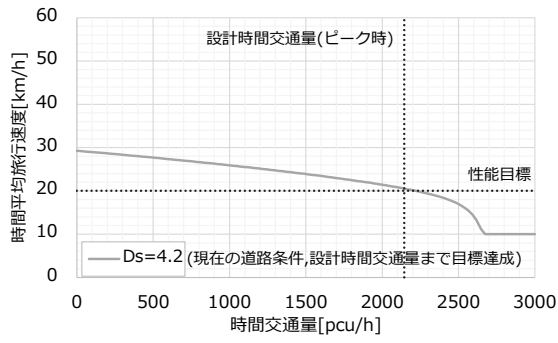
ここでは、5.2.5で設定した交通量-速度関係に交通量を代入することで推定旅行速度を算出し、目標旅行速度と比較することで照査を行う。設計交通量には、最大日（時間）交通量や平均日（時間）交通量など道路区間に期待するサービスレベルに応じた値を用いることで、様々なサービスレベルの道路構造・交通運用の検討が可能である。設計時間交通量（時間単位）を用いる場合は、ある時間交通量まで目標旅行速度が達成できるか否かを判定するものである。設計時間交通量は計画交通量を時間単位に換算することで算出することとする。換算に当たっては、対象区間のピーク率を用いる。また、計画交通量（日単位）を用いる場合は、1日（24時間）の旅行速度の加重平均値が目標旅行速度を達成できるか否かを判定するものである。計画交通量は、年平均日交通量（AADT）を用いる。本ケーススタディでは、5.2.3で設定した値を用いる。

(1) 設計時間交通量（ピーク時）を設計交通量とした場合

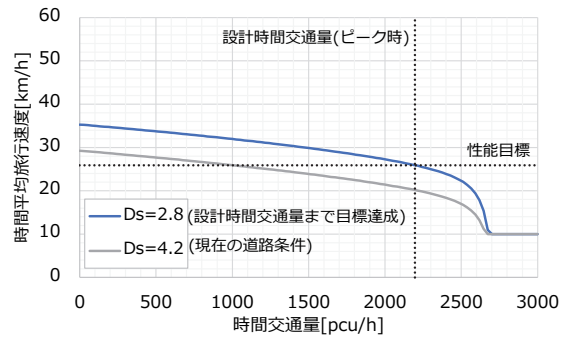
図-5.7で設定した $q-v$ に設計時間交通量（ピーク時）を代入して推定旅行速度を算出し、設計時間交通量（ピーク時）時点の推定旅行速度が目標旅行速度を上回る道路構造・交通運用を検討する。

図-5.9に、各経路における現在の道路構造・交通運用での $q-v$ と信号交差点密度を変えて設計時間交通量（ピーク時）時点で目標旅行速度が達成可能となる道路構造・交通運用の $q-v$ を示す。経路Aは、現在のままでも目標旅行速度を達成可能であるため信号交差点密度の変更はない。経路B、経路C、経路Dは、それぞれ信号交差点密度を4.2から2.8、3.5から1.8、1.8から0.3まで減らすことで目標旅行速度が達成できる道路構造・交通運用となることが確認された。いずれの経路でも信号交差点密度を1以上減らす必要があり、実際に信号交差点密度を減らすためには交差点の閉鎖、立体化、部分出入制限などが必要となる。

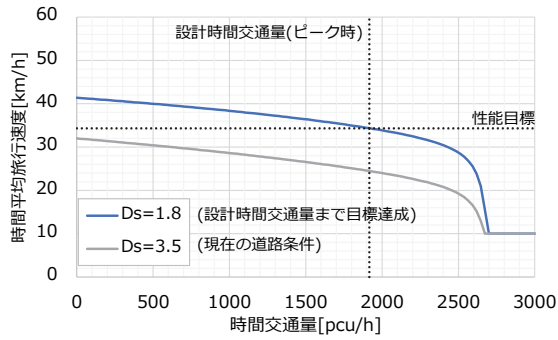
図-5.10に、信号交差点密度の大幅な削減が難しい場合、他の条件の改良によって目標旅行速度を達成できる道路構造・交通運用を示す。経路Bは、現在の信号交差点密度のままでも青時間比を多く与えることで目標旅行速度が達成できることが確認された。経路C、経路Dでは、青時間比やサイクル長を変更することで信号交差点密度の削減量を減らしても目標旅行速度が達成できることを確認した。このように、道路構造・交通運用に感度のある $q-v$ を用いることで、地域の道路の状況に応じたあらゆる対策の検討を行うことができる。



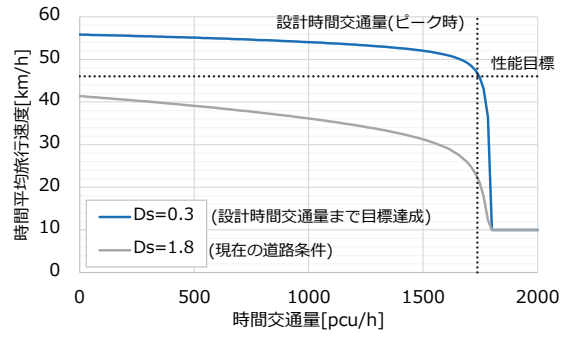
(a) 経路A ($D_s = 4.2$)



(b) 経路B ($D_s = 4.2 \Rightarrow D_s = 2.8$)

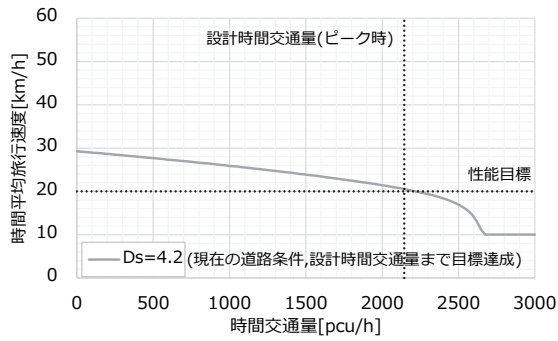


(c) 経路C ($D_s = 3.5 \Rightarrow D_s = 1.8$)

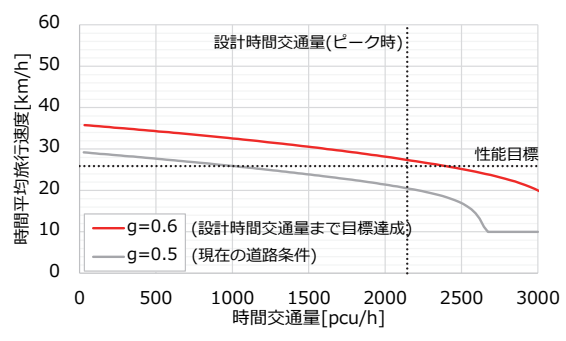


(d) 経路D ($D_s = 1.8 \Rightarrow D_s = 0.3$)

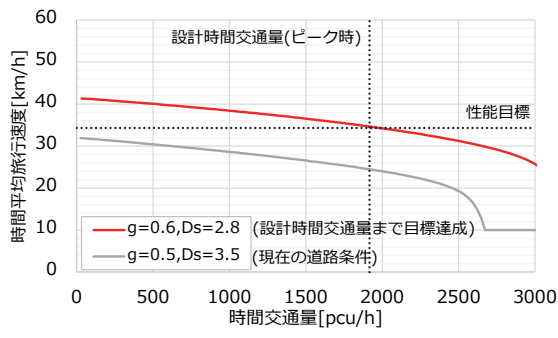
図-5.9 現在のq-vと設計時間交通量まで目標達成可能なq-v (信号交差点密度を変更)



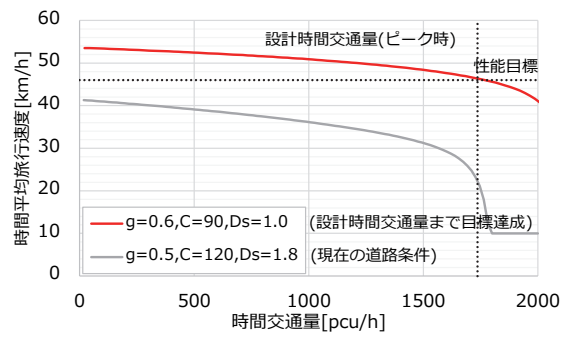
(a) 経路A ($D_s = 4.2$)



(b) 経路B ($D_s = 4.2 \Rightarrow D_s = 4.2$)



(c) 経路C ($D_s = 3.5 \Rightarrow D_s = 2.8$)



(d) 経路D ($D_s = 1.8 \Rightarrow D_s = 1.0$)

図-5.10 現在のq-vと設計時間交通量まで目標達成可能なq-v (様々な条件を変更)

(2) 計画交通量（AADT）を設計交通量とした場合

図-5.8で設定したQ-Vに計画交通量（AADT）を代入し推定旅行速度を算出し、計画交通量（AADT）時点の推定旅行速度が目標旅行速度を上回る道路構造・交通運用を検討する。

図-5.11に、各経路における現在の道路構造・交通運用でのQ-Vと信号交差点密度を変えて計画交通量時点で目標旅行速度が達成可能となる条件のQ-Vを示す。経路Aは、現在のままでも目標旅行速度を達成可能であるため信号交差点密度の変更はない。経路B、経路C、経路Dは、それぞれ信号交差点密度を4.2から3.7、3.5から2.5、1.8から0.4まで減らすことで目標旅行速度が達成できる道路構造・交通運用となることが確認された。設計時間交通量を設計交通量とした場合の信号交差点密度に比べて、少ない信号交差点密度の削減量でも目標旅行速度が達成できることとなっており、箇所に応じて段階的な整備を検討するうえで有益な検討材料となりうるということが確認された。

図-5.12に、信号交差点密度の大幅な削減が難しい場合に、その他の道路構造・交通運用や交通条件に対する施策によって、目標旅行速度を達成できる条件を示す。経路Bは、現在の信号交差点密度のままでもピーク率や昼夜率の変化により目標が達成できることが確認された。これにより、ピークカット及びピークシフトなどのTDM（Transportation Demand Management）施策の効果を反映することが可能であることがわかる。経路C、経路Dでは、青時間比やサイクル長を変更することで信号交差点密度の削減量を減らしても目標旅行速度が達成できることを確認した。このように、道路構造・交通運用および交通条件に感度のあるQ-Vを用いることで、地域の道路の状況に応じた対策やソフト対策の検討を行うことができる。

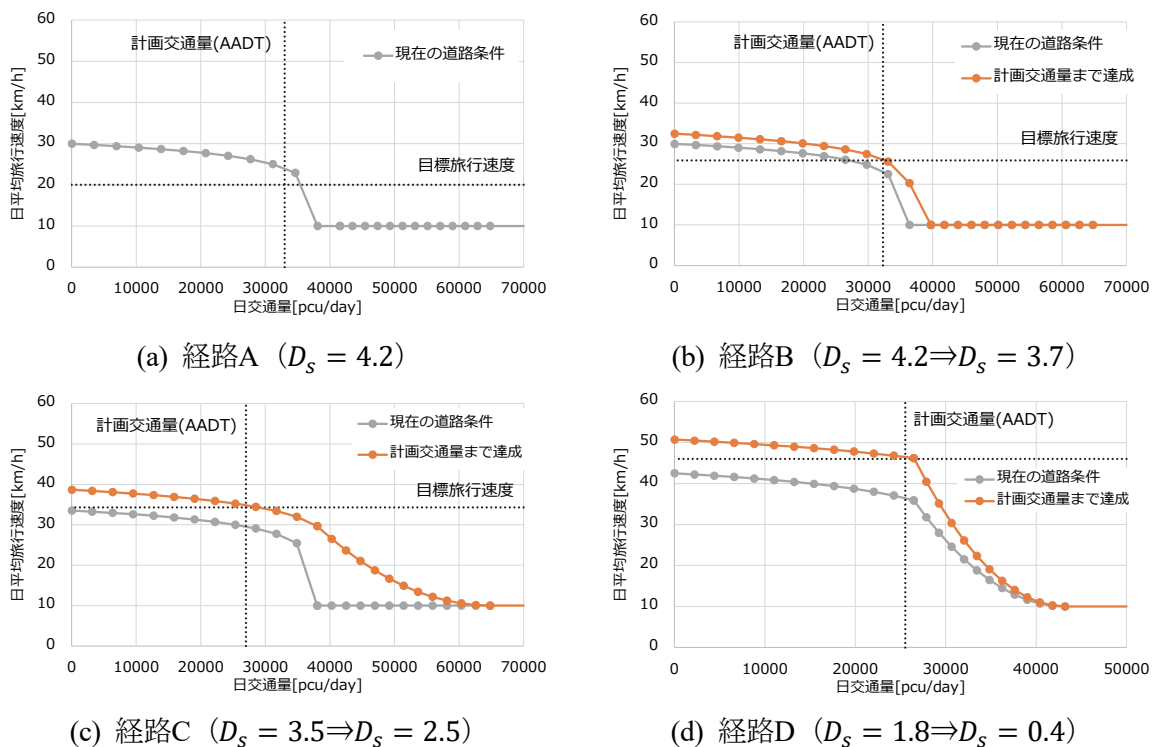
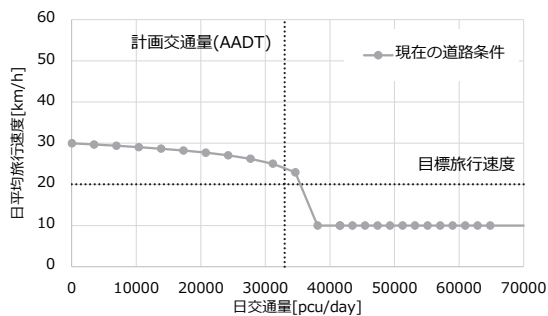
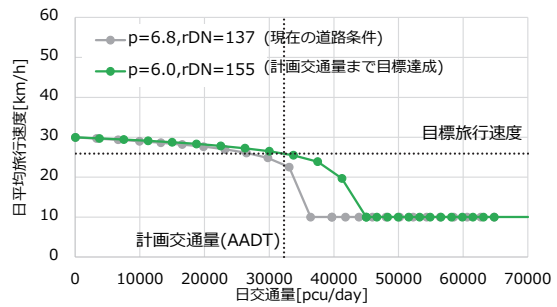


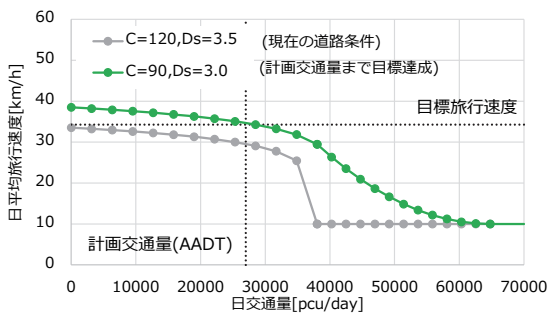
図-5.11 現在のQ-Vと計画交通量まで目標達成可能なQ-V（信号交差点密度を変更）



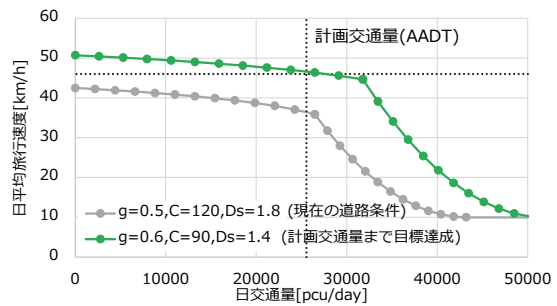
(a) 経路A ($D_s = 4.2$)



(b) 経路B ($D_s = 4.2 \Rightarrow D_s = 4.2$)



(c) 経路C ($D_s = 3.5 \Rightarrow D_s = 3.0$)



(d) 経路D ($D_s = 1.8 \Rightarrow D_s = 1.4$)

図-5.12 現在のQ-Vと計画交通量まで目標達成可能なQ-V（様々な道路構造・交通運用を変更）

5.2.7 道路構造・交通運用および交通条件の決定

5.2.6の照査結果を踏まえ道路構造・交通運用と交通条件を決定する。表-5.8に設計時間交通量（ピーク時）で目標旅行速度が達成できる道路構造・交通運用を示す。本ケーススタディでは、主に信号交差点密度や青時間比を変化させることで目標旅行速度を達成する道路構造・交通運用を検討しているが、ほかにも指定最高速度、車線数や飽和交通流率の基本値に影響を与える対策などを検討することでも考えられる。さらに、表-5.9に計画交通量（AADT）で目標旅行速度が達成できる道路構造・交通運用および交通条件を示す。通常計画段階で検討することなかったが本手法では、想定される交通条件では目標旅行速度が達成できない場合、事前にTDMをはじめとするピークカット、ピークシフトの施策により交通条件を変えることで目標を達成できる道路区間を実現することも可能である。

表-5.8と表-5.9の道路構造・交通運用を比較すると設計時間交通量（ピーク時）を用いた照査によって得られる条件の方が厳しいことがわかる。設計交通量（ピーク時）で検討した際に、目標が達成できないため目標値に低減率をかけるなどの対応をとると、その道路の交通機能の性能が不明確になってしまう。その際に、設計交通量を変えることで目標は同一としながらも目指すべき性能を達成するための道路構造・交通運用が設定でき、設計時間交通量（ピーク時）で達成できるようにするための段階的に改良・整備の検討に活用できる。

表-5.8 設計時間交通量（ピーク時）まで目標旅行速度が達成可能な道路構造・交通運用

経路	対象道路 (常観箇所)	道路構造・交通運用					
		SL	N	$BSFR$	D_s	g	C
A	国道19号 (瑞穂通下り)	60	3	1800	4.2	0.5	120
B	国道19号 (瑞穂通上り)	60	3	1800	2.8	0.5	120
		60	3	1800	4.2	0.6	120
C	国道22号 (黒川上り)	60	3	1800	1.8	0.5	120
		60	3	1800	2.8	0.6	120
D	国道1号 (富士上り)	60	2	1800	0.3	0.5	120
		60	2	1800	1.0	0.6	90

着色は道路構造・交通運用条件の変更点

表-5.9 計画交通量（AADT）まで目標旅行速度が達成可能な道路構造・交通運用，交通条件

経路	対象道路 (常観箇所)	道路構造・交通運用						交通条件	
		SL	N	$BSFR$	D_s	g	C	p	r_{DN}
A	国道19号 (瑞穂通下り)	60	3	1800	4.2	0.5	120	6.5	142
B	国道19号 (瑞穂通上り)	60	3	1800	3.7	0.5	120	6.8	137
		60	3	1800	4.2	0.5	120	6.0	155
C	国道22号 (黒川上り)	60	3	1800	2.5	0.5	120	7.1	141
		60	3	1800	3.0	0.5	90	7.1	141
D	国道1号 (富士上り)	60	2	1800	0.4	0.5	120	6.8	158
		60	2	1800	1.4	0.6	90	6.8	158

着色は道路構造・交通運用条件，交通条件の変更点

5.3 まとめ

本章では、第2章で整理した目指すべき性能照査型道路計画手法と従来の道路計画設計を踏まえて、本研究で提案する性能照査型道路計画手法の内容について概説した。従来の道路計画手法を踏襲しながら旅行速度の照査を取り込むことで、すぐに実務に適用することのできる手法を構築した。また、本手法では、計画交通量（日単位）と設計時間交通量（時間単位）の両方による旅行速度照査を可能にし、検討する設計交通量に応じて使い分けが可能となることも大きな特徴である。

本研究で提案する性能照査型道路計画手法を、第3章と第4章までに開発した手法を用いて実道

路を対象にケーススタディを行った。任意の道路ネットワークの目標旅行速度の設定を行い、各経路の目標旅行速度を設定した。また、交通条件の設定に際しては、既存の道路の改良事業であれば現在の交通条件を用いることが想定されるが、新設の道路では交通条件の設定が必要となることから、参考値として中部地方整備局管内の常時観測データを用いて車線数、沿道代表状況、指定最高速度と交通量変動指標（ピーク率、昼夜率）を示した。推定旅行速度の照査では、信号交差点密度のみを変えて目標旅行速度を達成するケースと信号交差点密度の削減量を減らし他の道路構造・交通運用条件、交通条件を変えて目標旅行速度を達成するケースの双方を行い、道路構造・交通運用条件、交通条件に感度のある交通量-速度関係を用いることで様々な施策が検討可能となった。さらに、計画交通量を用いた旅行速度照査と設計時間交通量を用いた旅行速度照査により、検討する設計交通量を変えることで目標を達成する道路構造・交通運用および交通条件が異なることを示した。

第6章 結論

6.1 本研究の成果および得られた知見

道路の量的拡充から道路の交通機能の質的な向上を図る機運が高まっている今、従来の道路計画手法を仕様設計から性能設計へ転換することが望まれている。従来の道路計画手法からの大規模な転換は数年単位では行うことが不可能であり、また、道路計画手法のみならずその他の調査、評価体系にも影響を及ぼす。しかしながら、交通機能の質の低下がもたらす交通課題への対応や広域道路ネットワークの再編は喫緊に対応すべき課題である。これらのニーズに対し、本研究では、性能照査を行う上で必要となる性能目標としての目標旅行速度の設定手法、道路構造・交通運用に基づく交通性能の推定手法を開発し、従来の道路計画手法に旅行速度の照査を組み込んだ性能照査型道路計画手法の具体的なフレームワークを提案した。さらに、提案した道路計画手法を用いた実道路を対象としたケーススタディを行い、提案した道路計画手法の有用性を示した。

(1) 従来の道路計画手法を踏まえた性能照査型道路計画手法の提案

道路計画手法として目指すべき性能照査型道路計画手法の理想像と従来の道路計画手法を交通性能の目標設定、将来交通量の推計、道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定の3項目に分け、体系的に整理を行った。その中で、目指すべき性能照査型道路計画手法において必要となる調査体系や技術的な内容を明らかにするとともに、従来の道路計画手法で交通機能の照査を行う上での課題を指摘した。目指すべき性能照査型道路計画手法では、新たな調査体系の確立や将来交通量の推定手法及び推定精度などの技術的な課題が未だ多く存在することが確認された。さらに、従来の道路計画手法では、交通機能の性能の目標設定が行われていないこと、将来交通量の推計が断面単位、日単位であること、道路の種級区分に応じた設計基準交通量のみが交通性能として設定されているなど、道路の区間単位旅行速度の照査が困難な状況にあることを明らかにした。これを踏まえて、目指すべき性能照査型道路計画手法で示されている交通性能の目標設定と道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法を従来の道路計画手法に取り入れた性能照査型道路計画手法のフレームワークを提案した。これにより、従来の道路計画手法から大きく変更を伴わず、道路区間の旅行速度の性能を照査する性能照査型道路計画が可能となった。

(2) 目標旅行速度の設定手法の開発

性能照査型道路計画手法を行う上で必要となる目標旅行速度の設定手法を開発した。目標旅行速度の設定では、単純2経路の上位と下位の2階層を持つ仮想道路ネットワークを設定し、任意の拠点間を移動する際に上位の道路が旅行時間・旅行コストの各々の観点で下位の道路

に比べて利用されるための必要条件を明らかにした。検討する道路ネットワーク形状(迂回率, ラインホール距離比)とアクセス/イグレス旅行速度, 一般道路の旅行速度を変数として, 目標とする対象道路(ラインホール)の目標旅行速度を設定することが可能となった。

(3) 旅行速度照査に用いる交通性能推定手法の開発

従来の道路計画手法では, 旅行速度の照査が行われていない関係で交通性能の推定手法が定められておらず, また道路事業評価などでは日平均旅行速度が用いられており諸研究で検討されている交通性能の推定手法をそのまま用いることはできない。よって, 本研究では, 本研究で提案する性能照査型道路計画手法で用いる交通性能推定手法を開発した。ここでは, 交通量-速度関係により交通性能を設定している。

様々な道路構造・交通運用に感度のある交通量-速度関係として, 車線数, 信号交差点密度, 指定最高速度, 飽和交通流率の基本値, 信号サイクル長, 青時間比を用いて設定される時間交通量-速度関係を用いることとした。また, 従来の道路計画手法で適用できるよう, 常時観測データ分析より得られた交通量変動指標(昼夜率とピーク率)と設定した時間交通量-速度関係から日交通量-速度関係のモデル化を行った。これにより, 様々な道路構造・交通運用や交通条件を表現できる日交通量-速度関係が設定可能となった。

(4) 提案する性能照査型道路計画手法の実践

本研究で提案する旅行速度推定に基づく性能照査型道路計画手法のフレームワークを用いて, 東海地域の道路から4本の経路を抽出しケーススタディを行った。提案する道路計画手法に基づき交通性能の目標設定, 将来交通量の推計(割愛), 道路構造・交通運用および交通条件に応じた交通性能の推定を行い, 目標旅行速度が達成可能な条件を設定した。計画交通量(日単位)と設計時間交通量(時間単位)の異なる設計交通量における道路構造・交通運用および交通条件を決定することが可能となった。

6.2 今後の課題と展望

本研究で提案した性能照査型道路計画手法について、残された課題及び今後の展望は以下のとおりである。

(1) 目指すべき性能照査型道路計画手法の実現に向けた研究

今回は、従来の道路計画手法を踏まえた性能照査型道路計画手法の提案を行っているが、2.1で述べた目指すべき性能照査型道路計画手法を行えることが本来は望ましい。そのため、目指すべき性能照査型道路計画手法の導入に向けて、調査体系の見直しや将来交通量の推計手法及び推定精度の向上に関する研究が必要である。交通性能の目標設定や道路構造・交通運用に応じた交通性能の推定手法などは本研究で開発した手法を用いることが可能であり、段階的に目指すべき性能照査型道路計画手法への移行が求められる。

また、今回提示した目指すべき性能照査型道路計画手法では、交通機能に高い性能が求められる幹線道路などを対象としていることから旅行速度の照査を行っている。そのため、生活道路など交通機能を重視しない（沿道出入機能などを重視する）道路に本手法を適用することは必ずしも適切ではない。よって、道路の求める機能に応じた性能を照査することができる道路計画手法の検討も今後必要である。

(2) 交通性能の目標設定の考え方

今回は、交通性能の目標値として、任意の拠点間を移動する際に上位の道路が旅行時間・旅行コストの各々の観点で下位の道路に比べて利用されるための旅行速度を用いた。しかしながら、これは幹線道路などの高い交通機能の性能が求められる道路に対する目標設定の考え方であり、より下位の生活道路などは交通性能の目標を旅行速度で与えること自体が適切でない。よって、旅行速度以外の交通性能の指標の目標を設定する手法の検討も必要となる。

(3) 日交通量-旅行速度関係のモデルの適用範囲および精度向上

今回は、道路構造・交通運用条件として車線数、指定最高速度、飽和交通流率の基本値、信号交差点密度、サイクル長、青時間比をある範囲の中でのみ集計してモデルを構築している。そのため、実務で用いる際に、これらの説明変数の範囲外となる道路構造・交通運用条件を持つ区間も存在するため適用範囲の拡大が必要である。また、4.2.1で述べたとおり日交通量-旅行速度関係が描けない道路構造・交通運用条件も存在することから、分析ケースの拡充および推定式の見直しも検討していく必要がある。さらに、本研究で構築した日交通量-速度関係の横軸の単位は[pcu/day]と大型車を乗用車換算したものであり、PCE=1.7を使用している。この値は、道路の交通容量(日本道路協会, 1984)で示された値であり、それ以降の研究(桑原・陳, 1991, 鹿田ら, 2000)により一般道路のPCEは1.4~1.6程度となる報告もあることから、乗用車

換算を行わず、大型車混入率を説明変数として追加し、単位を[veh/day]とするなどの改良も考えられる。

(4) 目標旅行速度を達成できる道路構造・交通運用および交通条件の評価

目標旅行速度を達成できる道路構造・交通運用および交通条件は、一意に決まるものではなく複数存在する。本論文では、特に信号交差点密度の減少と信号交差点密度の減少を少なくする場合の2ケースをケースステディで紹介した。これら以外にも、目標を達成する条件は多々あることから、複数の道路構造・交通運用および交通条件に対して、費用の観点、土地制約、他の道路の交通状況などによる実現可能性の評価を行うことで、最適な条件の設定をすることが可能となる。

(5) 将来交通量の推計への適用および道路事業評価との連携

本研究では、将来交通量の推計などで日単位の交通量、旅行速度を用いることも考慮し日交通量-速度関係のモデル化を行っている。旅行速度は上下線を別々の区間として考えるのが妥当であることから、日交通量-速度関係も片方向としている。しかしながら、従来の日交通量配分は断面で行っているものであり、本研究の中で実際に開発した日交通量-速度関係を用いて方向別の日交通量配分を行っていない。そのため、開発した日交通量-速度関係を用いることによる将来交通量の推計精度の検証が求められる。

道路事業評価や環境負荷量の評価に将来交通量の推計値が用いられることから、ここで開発した日交通量-速度関係により従来と結果が変わってくる可能性がある。従来の日交通量-速度関係に比べて、様々な道路構造・交通運用および交通条件への感度があることから従来評価が難しかった道路施策の評価も可能となる可能性があり、実際に実事例に適用してその効果を把握したい。

(6) 実務への導入に向けたツールの開発

本研究で提案する性能照査型道路計画手法のフレームワークでは、様々な道路構造・交通運用および交通条件を試行錯誤しながら目標旅行速度を達成する条件を見つける必要があり、大きな手間となっている。上位計画および道路ネットワーク条件に応じた目標旅行速度、設計交通量（計画交通量、設計時間交通量）、現在の道路構造・交通運用および交通条件を入力すると自動的に改良案を複数出力するようなツールを開発することで、より実務への導入が促進されると考える。

参考文献

- 愛知県(2020) : ~社会資本整備の基本方針~愛知県建設部方針 2020, <https://www.pref.aichi.jp/soshiki/kensetsu-kikaku/0000087700.html>,
- 井上秀行, 高山純一(1995) : 信号交差点を組み込んだ時間交通量配分モデルの動的化に関する研究, 都市計画論文集, 第 30 巻, pp.637-642.
- 一般社団法人交通工学研究会(2015) : 平成 24~26 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」最終成果報告書, <http://www.jste.or.jp/Activity/act1.html>.
- 一般社団法人交通工学研究会(2018) : 平成 27 年度全国道路・街路交通情勢調査 一般交通量調査. DVD-ROM.
- 一般社団法人交通工学研究会(2018) : 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 27~29 年度 基幹型研究課題, <http://www.jste.or.jp/Activity/act1.html>.
- 一般社団法人交通工学研究会(2019) : 平面交差の計画と設計 基礎編.
- 稲野晃, 中村英樹, 内海泰輔 (2006) : 往復分離 2 車線自専道における交通量-速度曲線への影響要因分析, 土木計画学研究・講演集 No.33, CD-ROM
- 岩澤功英, 阿部義典, 深井靖史, 葛西誠, 浜岡秀勝 (2020) : 秋田都市圏道路網の現状分析と機能階層型環状道路網の形成について, 土木計画学研究・講演集, No.62, CD-ROM.
- 上坂克巳, 門間俊幸, 橋本浩良, 松本俊輔, 大脇鉄也(2011) : 道路交通調査の新たな展開~5 年に 1 度から 3 65 日 24 時間へ~, 土木計画学研究・講演集, No.43, CD-ROM.
- 大久保証文, 坂田知己, 西山祐司, 湯浅貴大 (2020) : 新規道路整備における性能照査型道路計画の適用事例, 土木計画学研究・講演集, No.62, CD-ROM.
- 大久保証文, 阿部義典, 佐藤大介, 柳沼敬司, 高橋健一, 桐生宇健志 (2017) : 性能照査型道路計画設計の価値に関する, 現況道路ネットワークからの検証, No.55, CD-ROM.
- 大口敬, 中村英樹, 森田綽之, 桑原雅夫, 尾崎晴男(2005) : ボトルネックベースで考える道路ネットワーク計画設計試論, 土木計画学研究・講演集, No.31, CD-ROM
- 加藤哲, 柴田優作, 矢澤修一, 川渕友寛, 草野孝佳, 中村悟 (2020) : 新潟都市圏を対象とした道路ネットワークの性能照査の実務への適用, 土木計画学研究・講演集, No.62, CD-ROM.
- 神戸信人, 内海泰輔, 鳥海梓, 喜多秀行 (2020) : 階層型道路ネットワーク計画の立案における拠点階層と目標旅行時間の設定法, 土木計画学研究・講演集, No.62, CD-ROM.
- 桐山孝晴(2005) : 道路のサービス水準の考え方について, 交通工学, Vol.40, No.1, pp.21-pp.26.
- 岐阜県(2015) : 県土整備ビジョン, <https://www.pref.gifu.lg.jp/page/3865.html>
- 栗林志帆, 浜岡秀勝, 森田綽之(2016) : 道路環境が旅行速度の分散に及ぼす影響分析. 土木計画学研究・講演集, No.54, CD-ROM.
- 桑原雅夫, 陳鶴 (1991) : 大型車の乗用車換算係数に関する研究, 生産研究, 第 43 巻, 12 号, pp.606-609, .
- 鹿田成則, 片倉正彦, 大口敬(2000) : 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.927-832.
- 公益財団法人国際交通安全学会 (2007): 性能照査型道路設計のための交通容量・サービス水準に関する研究, 平成 19 年度研究調査報告書.
- 公益社団法人日本道路協会(1984): 道路の交通容量.
- 公益社団法人日本道路協会(2015): 道路構造令の解説と運用.
- 国土交通省(2014): 国土のグランドデザイン 2050 ～対流促進型国土の形成～.
- 国土交通省(2018): 2020 円自動車起終点調査(OD 調査)の検討課題, <https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/ict/pdf02/04.pdf>.
- 国土交通省(2020):ETC プローブデータ等を活用した OD 表構築に向けた検討, <https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/ict/pdf04/05.pdf>.
- 国土交通省 (2020): ETC プローブデータ等を活用した OD 交通量逆推定手法の検討, <https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-council/ict/pdf04/06.pdf>.
- 国土交通省道路局(2018): 道路統計年報 2018 (道路現況総括表), <https://www.mlit.go.jp/road/ir/ir-data/tokei-nen/2018/nenpo02.html>. (最終閲覧日: 2019 年 9 月 08 日)
- 国土交通省道路局(2018): 平成 27 年度 全国道路・街路交通情勢調査 (集計結果整理表、箇所別基本表及び時間帯別交通量表), <http://www.mlit.go.jp/road/census/h27/index.html>. (最終閲覧日: 2018 年 7 月 24 日)
- 国土交通省道路局(2018): 平成 27 年度 全国道路・街路交通情勢調査 一般交通量調査 集計表(箇所別基本表及び時間帯別交通量表に関する説明資料). <http://www.mlit.go.jp/road/census/h27/data/pdf/kasyorep.pdf>. (最終閲覧日: 2020 年 5 月 5 日)
- 国土交通省道路局都市局(2018): 費用便益分析マニュアル.
- 小塚清, 上坂克己, 青木亮二(2012): 道路交通センサデータからみた混雑度と旅行速度の関係に関する一考察. 土木計画学研究・講演集, No.46, CD-ROM.
- 齋藤浅里, 下川澄雄, 吉岡慶祐, 野平勝 (2017): 地方部の都市間連絡におけるサービス水準野実態とその特徴, 土木計画学研究・講演集, No.55, CD-ROM.
- 坂祝町(2017): 坂祝町 道路網整備計画 2017 改訂版, https://www.town.sakahogi.gifu.jp/life/category13/pdf/12_01.pdf. (最終閲覧日: 2020 年 4 月 19 日)
- 静岡県(2011): 静岡県総合計画 富国有徳の理想郷”ふじのくに”のグランドデザイン 基本計画 (平成 22 年度～平成 25 年度), pp.55, <http://www.pref.shizuoka.jp/kikaku/ki-030/documents/keikaku-fujinokuni-h2302.pdf>.
- 静岡県交通基盤部道路局(2013): ふじのくにの道づくり(本編), <http://www.pref.shizuoka.jp/kensetsu/ke-210/mi-tidukuri/documents/honpen.pdf>. (最終閲覧日: 2020 年 3 月 27 日)
- 下川澄雄, 森田紘之, 小山田直弥(2015): 一般道路の道路構造が旅行速度に及ぼす影響に関する実証的分析. 交通工学論文集, 第 1 巻, 第 2 号 (特集号 A), pp.A_19-A_25.
- 下川澄雄, 小山田直弥, 吉岡慶祐, 森田紘之(2018): 中間速度を実現するための道路構造条件の分析, 交通工学論文集, 第 4 巻, 第 1 号(特集号 A), pp.A_55-A_63.

- 鈴木忠英, 安達弘展, 中村英樹, 柿元祐史, 小川明人, 福田佳典, 横井孝幸 (2020) : 連絡レベルに着目した拠点階層の設定と道路ネットワーク設定, 土木計画学研究・講演集, No.62, CD-ROM
- 中村英樹, 大口敬, 森田綽之, 桑原雅夫, 尾崎晴男(2005) : 機能に対応した道路幾何構造設計のための道路階層区分の試案. 土木計画学・講演集, No.31, CD-ROM.
- 中村英樹(1993) : 休日交通の実態と道路計画上の問題, IATSS Review, Vol.19, No.2
- 立松秀樹, 渡部数樹, 下川澄雄, 後藤梓, 中村英樹 (2017) : 道路機能の階層性を考慮した道路整備計画検討に関するケーススタディ, 土木計画学研究・講演集, No.55, CD-ROM.
- 橋本雄太, 小林寛, 山本彰, 上坂克己(2012) : 都市間道路のサービス水準の実態と道路階層性評価, 土木計画学研究・講演集, No.45, CD-ROM.
- 早河辰郎, 中村英樹(2009) : 幹線街路における沿道アクセス機能に応じた旅行速度性能曲線の定式化, 土木計画学研究・講演集, No.39, CD-ROM.
- 船田尚吾, 永尾慎一郎, 内海泰輔, 手塚誠, 中村英樹(2011) : 道路利用者ニーズに基づく道路交通の目標サービス水準設定手法, 土木計画学研究・講演集, No.43, CD-ROM.
- 藤田素弘, 松井寛, 溝上章志(1988) : 時間帯交通量配分モデルの開発と実用化に関する研究, 土木学会論文集, 第 389 号, IV-8, pp.111-119.
- 洪性俊, 大口敬(2006) : 高速道路における交通性能の変動要因分析, 土木計画学・講演集, Vol.33, CD-ROM.
- 松井寛, 藤田素弘(1986) : 交通量配分における Q-V 式の設定方法に関する研究. 土木計画学研究・論文集, No.3, pp.153-160.
- 松井寛, 藤田素弘(1988) : 交通量配分における日交通容量と Q-V 式の合理的設定方法に関する研究. 土木計画学研究・論文集, No.6, pp.153-160.
- 溝上章志, 中山直智(2005) : 時間帯別交通量配分と交通シミュレーションを結合した動的ミクロ交通流分析法の移転可能性, 土木計画学研究・講演集, No.31, CD-ROM.
- 森田綽之(2011) : 『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 (土木計画学), Vol.67, No3, pp.203-216.
- 山川英一, 藤間翔太, 野中康弘, 石田貴志 (2018) : 高次都市拠点エリア内における幹線道路の階層性, 土木計画学・講演集, Vol.57, CD-ROM.
- 山川英一, 藤間翔太, 野中康弘, 石田貴志 (2017) : 道路機能の階層性を考慮した高次都市拠点エリア内における道路整備方針策定に関するケーススタディ, 土木計画学・講演集, Vol.55, CD-ROM.
- 吉田禎雄, 原田昇(2002) : 均衡配分用 BPR 式パラメータの推計. 土木学会論文集, No.695/IV-54, pp.91-102.
- 渡部数樹, 山川英一, 阿部義典(2011) : 性能照査型道路設計の流れと設計要件に関する考察, 土木計画学・講演集, Vol.43, CD-ROM.
- Akandwanaho, E., Nakamura, H. (2019): Analysis of Travel Speed on 4-Lane Signalized Arterials, World Conference on Transportation Research – 15th WCTR 2019 Mumbai, 14pages.
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) (2003). USER BENEFIT AN

- ALYSIS FOR HIGHWAYS, Publ. No.:AE-UBA-2, ISBN:1-56051-243-1
- Bureau of Public Roads (1964): Traffic assignment manual, Urban Planning Division, US Department of Commerce, Washington DC.
- Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (FGSV) (2008). Richtlinien für Integrierte Netzgestaltung RIN. (in German).
- Google Map: <https://www.google.co.jp/maps/>
- highways England (2020) THE COBA 2020 USER MANUAL,<https://www.tamesoftware.co.uk/manuals/manuals.html>. (最終閲覧日 : 2021 年 1 月 05 日)
- Hong, S. and Oguchi, K. (2005) : EVALUATION OF HIGHWAY GEOMETRIC DESIGN AND ANALYSIS OF ACTUAL OPERATING SPEED, Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 6, pp. 1048 – 1061
- Leisch, J. E., and J. P. Leisch.(1977): New Concepts in Design-Speed Application. In Transportation Research Record 631, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 4-14.
- Lum, K. M., Fan. H. S. L. and Olszewski, P.(1998) Speed-Flow Modeling of Arterial Roads in Singapore. Journal of Transportation Engineering 124.3, 213-222.
- Lykourgos Tsirigotis., Eleni I. Vlahogianni. and Matthew G. Karlaftis. (2012) Does Information on Weather Affect the Performance of Short-Term Traffic Forecasting Models? International Journal of Intelligent Transportation System Research
- Transportation Research Board of the National Research Council (1999): NCRHRP Report 420, Impacts of Access Management Techniques.
- Transportation Research Board of the National Academies (2016): Highway Capacity Manual 6th Edition.
- Transportation Research Board of the National Academies (2000): Highway Capacity Manual 2000
- Transportation Research Board of the National Academies (2014): Access Management Manual second Edition.

謝辞

本研究および学位論文の作成にあたっては、非常に多くの方々にご指導とご支援を頂きました。ここに深く感謝いたします。

指導教員である中村英樹教授（名古屋大学大学院環境学研究科）には、私が研究室に配属され博士前期課程を修了するまでの約4年間、そして助教として所属してからの約3年の計7年間の長きにわたり大変熱のある指導を賜り、また自由に研究を行える環境を提供していただきましたことを心より感謝申し上げます。交通工学の面白さ、重要性、そして難しさそのすべてを教えていただき、また現場の大切さ、“工学”の研究とはどうあるべきなのか、研究者・実務者それぞれの役割、国内外の研究者とのつながりの重要性等、数多くのことを学ぶ機会を提供していただきました。これらすべての知識・経験が、本論文を完成させるための力となったことは言うまでもありません。深く感謝申し上げます。

副査をしていただきました加藤博和教授（名古屋大学環境学研究科）には、本研究のキーワードの語用、その解釈の重要性から本研究の発展の可能性を踏まえて数多くの示唆を頂いたことをはじめ、業務上のご配慮ならびに本研究についていつも気にかけていただきましたこと、心より感謝申し上げます。下川澄雄教授（日本大学理工学部）には、（一社）交通工学研究会の基幹研究やシンポジウム等で本研究につながる気づきを与えていただいたことをはじめ、丁寧な内見指導をしていただきましたこと、誠に感謝申し上げます。井料美帆准教授（名古屋大学環境学研究科）には、本研究の核となる分析に関して多くの意見をはじめ、実務とのつながりに関する指摘を頂きましたこと、誠に感謝致します。

（一社）交通工学研究会の基幹研究「道路の交通容量とサービスに質に関する研究グループ」では、委員会およびWGの皆様との議論を通じて、非常に多くのことを学ばせていただきました。ガイドライン・フォローアップWGでは、内海泰輔WG長（株式会社長大）をはじめ、ガイドライン・フォローアップWGの皆様とガイドラインが実務者にとって理解してもらえるものか、どうすれば使ってもらえるかを検討したこの試行錯誤は、本研究で提案する道路計画手法に通ずるものがありました。交通状態量に関する検討WGでは、野中康弘WG長（株式会社道路計画）をはじめ、交通状態量に関する検討WGの皆様と実務及び研究の成果を取りまとめていく中で、成果を一つにまとめ上げる難しさやまとめ上げるための段取りなど、同じく論文を作成する上で重要なことを気づかせていただきました。委員会およびWGの中で本研究内容について報告することはほとんどかないませんでした。この委員会およびWGへの参加が刺激となり論文を取りまとめることができたと思っております。委員会およびWGの皆様、誠にありがとうございました。

本研究を進めるにあたり株式会社オリエンタルコンサルタンツでの実務経験や仕事のやり方がとても助けになりました。株式会社オリエンタルコンサルタンツの皆様には深く感謝申し上げます。

本研究を進めるにあたり必要不可欠であった貴重な常時観測データについては、国土交通省中部地方整備局道路計画課様より提供いただいております。ここに深謝いたします。本研究内容が、地域の道路計画検討の一助になれば幸いです。

また、本研究における性能目標の設定の部分に関しては、新道路技術会議『道路政策の質の向上に資する技術研究開発』において採択された『地域・都市構造に応じた機能階層型道路ネットワーク計画・評価手法についての技術研究開発』における成果を一部ものであり、ここに記して謝意を表します。

李克平教授（同济大学）、Manfred Boltze 教授（ダルムシュタット工科大学）、Bhargab Maitra 教授（インド工科大学カラグプール校）、唐克双教授（同济大学）には、毎年開催される国際博士セミナーにおいて、本研究に対して多くのご意見を頂きましたことを感謝致します。また、大口敬教授（東京大学生産技術研究所）、鳥海梓助教（東京大学生産技術研究所）には、年に一度開催される東京大学と名古屋大学とのセミナーにおいて、本研究に対して多くのご意見をいただきましたことを感謝いたします。

名古屋大学土木系教室の皆様には、いつも暖かく見守っていただき、その懐の深さに心救われることが多くありました。心から御礼申し上げます。特に、奥岡桂次郎准教授（現：岐阜大学新学部設置準備室）、三浦泰人准教授、尾花まきこ講師、笠井拓哉助教、酒井崇之助教、清水優助教、趙容桓助教、干場大也助教、吉川高広助教には、講義や教室運営の際に助けていただくとともに、気軽に話をする中で自然とリラックスできる居心地の良い場を提供していただきました。また、環境学研究科附属持続的共発展教育研究センターの先生方、スタッフの皆様にも業務上のご配慮をいただきまして、誠にありがとうございました。

研究室の皆様には、研究者として人間として大変多くの勉強をさせていただきました。張馨特任助教には、ご自身の博士論文の経験や家族のことなども含め多くのことを相談・議論させていただきました。今井恵加技術補佐員には、事務的な仕事のみならず、学生のケアや研究室のありとあらゆる仕事をサポート頂きました。関原敏裕研究員には、道路計画・設計に関する実務的な手法に関して丁寧にお教えいただきました。朱研究員には、そのひたむきに研究に打ち込む姿に惹かれこちらも集中して研究に取り組むことができました。

研究室の学生の皆さんには、一生懸命研究に取り組む姿にこっちもつられて研究に励むことができました。特に博士後期課程の学生に対しては、負けないように対抗心を燃やし奮い立たせてもらいました。また、研究室のOB・OGの皆様には、いつも元気をもらっていました。絹田裕一氏（一般財団法人計量計画研究所）、鈴木弘司准教授（名古屋工業大学大学院工学研究科）、馬渕太樹氏（岐阜県）、磯和賢一氏（株式会社トヨタマップマスター）、Wael K.M. Alhajyaseen 准教授（カタール大学）、康楠准教授（南京工業大学）、吉岡慶祐助教（日本大学理工学部）、早川辰郎氏（中日本高速道路株式会社）、真島君騎氏（株式会社八千代エンジニアリング）をはじめとするOB、OGの皆様にご支援をいただきました。本当にありがとうございました。

最後に、いつも楽しく心なましてくる友人と常に支え見守ってくれる両親、兄、そして妻と娘に心より感謝して結びとさせていただきます。