



道路政策の質の向上に資する技術研究開発
成果報告レポート
No.17-3

研究テーマ

道路機能に対応した性能目標照査型
道路計画・設計手法論の研究開発

平成 20 年 7 月

研究代表者：	名古屋大学大学院	教授	中村 英樹
共同研究者：	首都大学東京大学院	教授	大口 敬
	東京大学生産技術研究所	教授	桑原 雅夫
	日本大学総合科学研究所	教授	森田 綽之
	東洋大学	教授	尾崎 晴男

新 道 路 技 術 会 議

目次

第 1 章	性能照査型道路計画設計の考え方	1
1.1	はじめに	1
1.2	道路計画設計方針の再考の必要性	2
1.3	性能照査型道路計画設計のフレームワーク	2
1.4	技術的検討課題	3
第 2 章	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	6
2.1	はじめに	6
2.2	道路階層区分の試案	6
第 3 章	道路の利用特性に応じたカテゴリ分類	9
3.1	はじめに	9
3.2	道路の利用特性に対応したカテゴリ分類	10
3.3	カテゴリ別の交通量変動特性	14
3.4	まとめ	16
第 4 章	年間を通じた時間交通需要変動推計手法の構築	17
4.1	はじめに	17
4.2	利用データの概要	18
4.3	年間を通じた時間交通需要変動推計手法	18
4.4	道路カテゴリ別時間交通需要変動の推計	20
4.5	まとめ	24
第 5 章	各種条件下における時間交通量～平均速度関係の定式化	25
5.1	はじめに	25
5.2	往復 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	25
5.3	多車線自専道における交通量 - 速度関係の分析	28
5.4	都市間一般道路における交通量-速度関係の分析	35
第 6 章	信号交差点を含む幹線街路における走行性能照査型道路計画設計手法	39
6.1	はじめに	39
6.2	幹線街路における走行性能推計手法の構築	39
6.3	推計精度の検証	41
6.4	幹線街路の走行性能照査型計画設計	42
6.5	まとめ	43
第 7 章	追従状態を考慮した往復 2 車線道路の性能照査手法	44
7.1	はじめに	44
7.2	分析データの収集	44
7.3	往復 2 車線道路の性能評価指標の提案	44
7.4	追従状態の確率的判定手法の構築	45
7.5	往復 2 車線道路における性能照査手法の提案	52
7.6	まとめ	54
第 8 章	性能照査型道路計画設計手法の体系的構築	56
8.1	はじめに	56
8.2	性能照査型道路計画設計手法の体系化	56
8.3	横断面設計ケーススタディ	61
8.4	性能照査型道路計画設計支援パッケージの作成	62
8.5	おわりに	64
第 9 章	総括	65
9.1	研究成果	65
9.2	今後の課題	67
謝辞		68

研究成果概要

平成17年度採択分
平成20年7月30日作成

研究課題名 道路機能に対応した性能目標照査型道路計画・設計手法論の研究開発

研究代表者及び共同研究者

- ・研究代表者氏名(ふりがな) 中村 英樹 (なかむら ひでき)¹⁾
- ・共同研究者氏名(ふりがな) 大口 敬 (おおぐち たかし)²⁾
桑原 雅夫 (くわはら まさお)³⁾
森田 綽之 (もりた ひろひさ)⁴⁾
尾崎 晴男 (おざき はるお)⁵⁾

所属研究機関・役職

- 1) 名古屋大学大学院 工学研究科 教授
- 2) 首都大学東京大学院 都市環境科学研究科 教授
- 3) 東京大学 生産技術研究所 教授
- 4) 日本大学 総合科学研究所 教授
- 5) 東洋大学 工学部 教授

【研究の概要】

道路のトラフィック機能、アクセス機能に対応した交通性能を十分発揮しつつも、コストを抑えることのできる、合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入可能な、性能照査型の道路計画設計手法を提案し、その実現に必要な要素技術に関わる基礎的研究を進めることによって、本手法論を体系的に提示した。

【キーワード】

道路計画設計、性能照査型、交通運用、サービス水準

(研究開始当初の背景・動機)

日本の道路交通は、本来その道路に求められるはずのトラフィック機能やアクセス機能に対応した望ましい性能が十分発揮できるものとなっておらず、道路構造や交通運用の上で、多くの改善の余地が残されている。コストを抑え、かつその道路に必要な機能に応じた性能を十分に発揮させるよう交通の質を改善可能な、コスト・パフォーマンスの高い道路として整備・改良を施していくことが必要である。これらに対処するためには、従来の日本の道路計画設計手法では限界があり、柔軟な発想に基づく

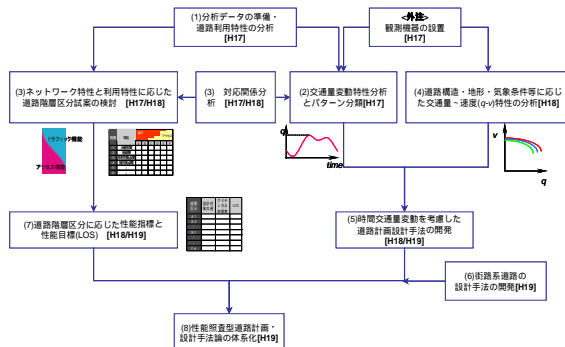
技術的工夫を取り入れることが求められる。機能に対応した性能を実現するために必要な道路構造と交通運用の組み合わせを柔軟に採用する、性能照査型道路計画設計手法の導入が必要である。

(研究の目的)

その道路の持てる交通性能を十分発揮しつつもコストを抑えることのできる、合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入可能な、性能照査型の道路計画設計手法を提案し、その実現に必要な要素技術に関わる基礎的研究を進めることによって、本手法論を体系的に提示することを目的とする。

(研究の方法)

研究の方法は下図の通りである。



(研究の主な成果)

主な研究成果は次の通りである： 道路機能に対応した道路階層区分の提案， 道路利用特性の分析と利用特性カテゴリ推定手法の開発， 年間を通じた時間交通需要推計手法の開発， トラフィック性能曲線の定式化， 往復2車線道路の追従状態評価手法の開発， 信号交差点を含む道路区間の性能照査法の開発， 性能照査型道路計画設計手法の体系化， 性能照査型道路計画設計のケーススタディ， ソフトウェアパッケージの作成。

(主な発表論文)

審査付論文15編， 審査なし論文・論説等計20編以上．主なものを次に挙げる：

- 1) 内海泰輔・中村英樹：時間交通需要変動特性を考慮した交通性能照査型道路計画設計法，土木計画学研究・論文集Vol.25, 2008.(掲載予定).
- 2) Catbagan, J. L. and Nakamura, H.: Two-Lane Highway Desired Speed Distributions under Various Conditions, 87th TRB Annual Meeting, 10 pages, CD-ROM, 2008.1.
- 3) Hong, S. and Oguchi, T.: Lane Use and Speed-Flow Relationship on Basic Segments of Multilane Motorways in Japan, TRB 87th Annual Meeting Compendium of Papers, CD-ROM, 2008.01.
- 4) 内海泰輔・中村英樹・渡辺将光：性能照査型道路計画設計のための年間を通じた時間交通需要変動推計手法の構築，土

木計画学研究・論文集Vol.24, pp.825-834, 2007.11.

- 5) 洪 性俊・大口 敬：高速道路単路部における車種別車線利用率の実証分析および定式化，第27回交通工学研究発表会論文報告集，vol.27, pp.45-48, 2007.11.
- 6) 内海泰輔・中村英樹：性能照査型道路計画設計のための道路の利用特性に応じたカテゴリ分類に関する研究，交通工学，Vol.42, No.5, pp.53-64, 2007.9.
- 7) 桑原雅夫・森田綽之・尾崎晴男・中村英樹・大口 敬・浜岡秀勝・田中伸治：階層的道路ネットワーク - 計画設計のモデル化，土木計画学研究・講演集No.35, 4ページ，CD-ROM, 2007.6.
- 8) Catbagan, L.J. and Nakamura, H.: Evaluation of Performance Measures for Two-Lane Expressways in Japan, Transportation Research Record 1988, pp.111-118, Transportation Research Board, 2006.12.
- 9) 大口 敬・中村英樹・桑原雅夫：交通需要の時空間変動を考慮した新たな道路ネットワーク計画設計試論，土木計画学研究・講演集No.33, 4ページ，CD-ROM, 2006.6.
- 10) 中村英樹・大口 敬・森田綽之・桑原雅夫・尾崎晴男：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，土木計画学研究・講演集No.31, 4ページ，CD-ROM, 2005.6.

(今後の展望)

各種技術の精緻化とデータ更新による手法の改良を，継続的研究活動によって地道に行っていくことが重要である．また，計画設計現場における実務的課題とのすり合わせを行うことによって，手法の適用性を高める．そして，実用化のための段階的展開スキームを検討する．

(道路政策の質の向上への寄与)

本研究開発において性能照査型の道路計画設計手法を開発し，交通の性能，すなわち道路の質の向上とコスト削減の両立が可能であることを示したことは，今後の道路の改良整備を進めていくに際して，有益な技術指針を提示するものとして道路政策の質の向上に寄与する．

第1章 性能照査型道路計画設計の考え方

1.1 はじめに

道路延長や道路面積といった量を指標としてみると、日本の道路はかなりの整備が進んできた。また昨今、特に新規の道路整備に対して一部から厳しい批判が向けられ、「真に必要な道路」とは何かが問われている。

その一方で道路交通の質に目を向けると、日本の道路交通状況の現状が、先進国としてふさわしいものになったかどうかは極めて疑わしい。幹線道路における旅行速度は依然として極めて低いレベルにあり、交通容量の不連続性による交通渋滞も一向に解消されない。また、街路では通過交通・路上駐車・歩行者/自転車が入り乱れた混沌とした状況にある。すなわち、自動車専用道路から生活道路に至るまでの種類を問わず、本来その道路に求められるはずの通行(トラフィック)機能やアクセス機能に対応した望ましい性能が十分発揮できるものとなっておらず、道路構造や交通運用の上で、未だ多くの改善の余地が残されている。コストを抑え、かつその道路に必要な機能に応じた性能を十分に発揮させるよう、交通の質を改善可能な、コスト・パフォーマンスの高い道路として整備・改良を施していくことが必要であり、これこそが、「真に必要な道路」の姿であると考えられる。

上記のような現状の背景にある本質的な技術的問題点として、次の事項について指摘できる¹⁾、²⁾：

- ・ 現行の道路構造令に基づく道路の計画設計手法が、特に計画交通量に大きく依存して道路構造がほぼ自動的に決定される「仕様設計」であり、実現する交通状況に関するチェックがされてい

ないこと

- ・ 仕様設計であるが故に可能な道路構造や交通運用の柔軟性を欠くこととなり、特に空間的・予算的制約のある場合には機能の確保を難しくしていること
- ・ 通常の単路部を出発点として計画設計が行われ、交差部など設計上クリティカルなボトルネックの交通容量に関する対応が必ずしも十分でないこと
- ・ 道路計画設計に際して交通運用はあまり考慮されず、両者を切り離して考える傾向があるため、ピークの著しい交通需要特性への対応を難しくしたり、供用後に性能を十分発揮できない場合が少なくないこと

厳しいコスト制約の中で、これらの問題点に対処するためには、従来の日本の道路計画設計手法では限界があり、柔軟な発想に基づく技術的工夫を取り入れることが求められる。このため我々は、従来のような「決まった規格の道路を造る」といった考え方ではなく、「機能に対応した性能を実現する」ために必要な道路構造と交通運用の組み合わせを柔軟に採用する、いわばオーダーメイド型の性能照査型道路計画設計手法を提唱してきた^{3)~5)}。

本研究開発プロジェクトは、その道路の持てる交通性能を十分発揮しつつもコストを抑えることのできる、合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入可能な、性能照査型の道路計画設計手法を提案し、その実現に必要な要素技術に関わる基礎的研究を進めることによって、本手法論を体系的に提示することを目的とする。

本章では、まず性能照査型計画設計手法の全体

コンセプトについてその概要を説明する。次に、その体系化にあたって開発すべき技術的検討課題について述べ、本研究開発プロジェクトの中での取り扱い方を示す。

1.2 道路計画設計方針の再考の必要性

(1) 設計の考え方⁶⁾⁻⁸⁾など

一般に構造物や製品の設計の考え方には、「性能照査型」と「仕様型」とがある。

性能照査型とは、その設計物に求められる性能を満足するか否かを事前に照査して設計する考え方であり、これに基づくことによって設計物の性能を保証することができる。また、この設計法によれば、求められる性能さえ満足すればいかなる手法でも採用できるため、最新の技術や工法を比較的自由に導入することが可能であり、様々な制約条件の中で最も適切な手法を選択することができる。しかしその一方で、設計物の性能を的確に照査しなければならず、これがこの考え方を適用する上で大きな障害となる場合がある。たとえば、個々の地点の自然条件に応じて設計条件が大きく変化する土木構造物の性能照査には、数多くの経験が必要とされ、技術者に高い技術力が要求される。

これに対して仕様型とは、過去の研究や経験などに基づき定められた仕様によって設計する考え方である。これは、設計物の性能を照査する必要がなく技術者の負担を質・量ともに軽減でき、一定水準のものを短期間で大量に生産する場合に適している。しかし、時代の流れや技術水準の進歩によって求められる性能が仕様の規定された当時から変化したり、新たな性能指標での評価が求められたりするようになると、これらを満足できないものを設計する惧れがある。また、仕様が強制力のあるルールや法令となる場合が多く、たとえ良質で経済的な技術、工法が開発されても、これらを簡単に導入できないという欠点も併せ持っている。

(2) 現行の道路計画設計法とその功罪

現在、我が国の道路は、道路構造令⁹⁾に基づき計画設計されている。これは、自動車専用道路(以下、自専道)か否かと地方部/都市部により区分される種と、地形区分、道路種別、計画交通量によって決まる級の組合せ(以下、種級区分)に応じて道路横断面の仕様が定められているもので、いわゆる仕様型設計である。

産業や生活の基盤となる道路が絶対的に不足していた戦後の高度成長期には、ある一定水準の道路を短期間で大量に整備することが求められ、現行の仕様型設計は極めて重要な役割を果たしたといえる。しかし、既にかかなりの量的ストックが形成され、道路整備の目標が量の拡充から質の向上へと替わりつつあり、真に必要な道路やその適切な構造とは何かが問われる現在、この仕様型設計が必ずしも適切な計画設計法であるとはいえないと考えられる。

道路には、旅行速度など道路機能に応じて求められる性能があり、本来それを満足するように計画設計しなければならない。しかし、現行の仕様型設計にはこのような思想が十分反映されておらず、求められるべき性能が保証されない道路を計画設計してしまう場合がある。また、信号制御やリバーシブルレーンなどの交通運用が計画設計段階では十分考慮されることがないため、交通需要変動に応じて持てる性能が十分発揮できなかったり、必要以上にコストのかかる構造になっている場合も多いと考えられる。これらの解決策の一つとして、時代に対応して弾力的に仕様を変更することが考えられるが、それにはかなりの時間を要するため短期間に仕様を変更することは難しい。実際に、現行の仕様の基本は、1970年以降実質的にほとんど変更されていない。

道路を取り巻く環境の変化を考慮すると、道路の計画設計法は、現行の仕様型から、道路の機能に応じて求められるべき性能が保証され、また予算、空間、環境といった制約条件の中で最も適切な道路構造と交通運用の組合せが選択できる性能照査型へと転換すべきであろう。

1.3 性能照査型道路計画設計のフレームワーク

図1-1に、本研究で提案する性能照査型道路計画設計手法の流れを示す。上位の広域道路ネットワーク計画から、その道路の(a)交通機能を考慮した階層区分とこれに対応した(b)性能目標を設定することができる。また、交通需要予測や需要管理戦略により、その道路のAADTや大型車交通量など基本的な交通条件が、従来の手順に準じて前提条件として与えられることを想定する。これらの情報に基づき、(c)交通量の時間変動等の交通特性の詳細を推定する。また一方で、(a)道路の階層区分から該当する交通機能に対応した(c)道路構造と交通運用を想定し、それらの道路構造をはじめとする各種条件に応じて(e)道路交通性能を表現

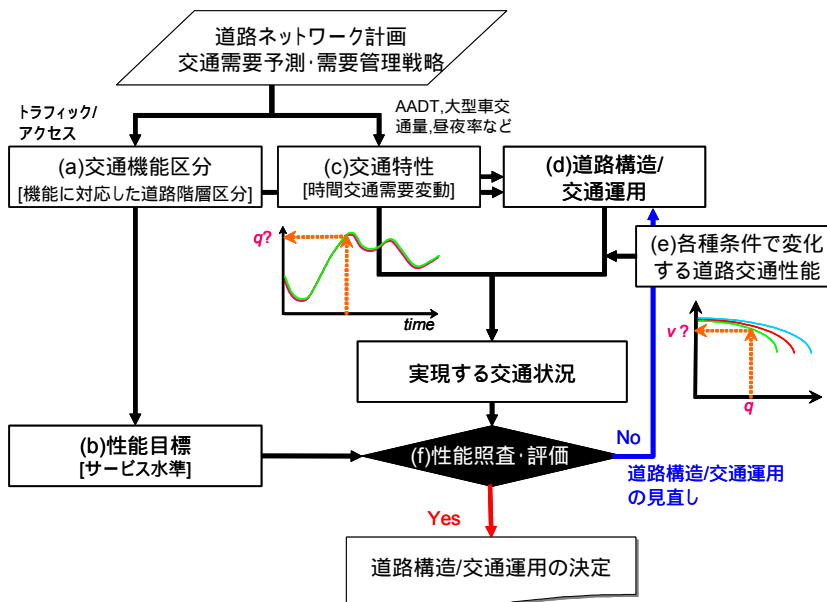


図 1-1 性能照査型道路計画設計のフロー

する性能曲線(時間交通量 - 速度曲線など)を用意しておく。(c)の交通条件をこれに入力することにより、その道路で実現する任意の時間帯の交通状況を推計する。そして、これを(b)で設定された性能目標と(f)照査し、評価を行うことで、その道路構造と交通運用の可否を判定する。もし性能が満足されない場合には、道路構造や交通運用について再考する、というものである。

このようなアプローチを採ることによって、各道路階層の機能に応じた性能が、新設・改築を問わず計画設計段階においてかなり保証されることとなる。例えば、幹線街路の設計において、信号交差点が連続し供用時に旅行速度が低下してしまうことを事前にチェックし、対策を検討することができる。あるいは、自動車専用道路のボトルネック区間で空間的制約等の理由から拡幅がfeasibleでない場合に、部分的に車線幅員を狭めてでも車線増を行ったり、ピーク時において路肩を車線として運用を行ったりすることで、所要の性能を確保することが可能となる。

以下では、性能照査型道路計画設計手法の体系化にあたっての主な技術的検討課題と、それらへの対応状況について述べる。

1.4 技術的検討課題

(1) 道路階層区分の再検討

現在、日本の道路は道路構造令で定める種級に基づいて区分されているが、この区分と道路機能との対応関係が曖昧である。特に級区分は、地形、

国道/県道などの道路種別や計画交通量に応じて決定されているが、国道/県道の指定と機能は的確に対応していないし、交通量だけで機能が判断できるものでもない。これはあくまで便宜上のものである。そこで、道路の機能に応じた道路階層区分を日本の交通特性や各種条件を考慮した上で吟味し、道路網の機能的再構築を行うことが必要である。このため、本研究ではそのたたき台として、理想的と考えられる道路階層区分と各区分の道路相互の接続ルールについての試案を第2章で提案する。

しかし、理想と現実とは大きなギャップがあるのが事実であり、特に通行(トラフィック)機能もアクセス機能も求められるような、いわゆる多機能道路として整備され、結果的にいずれの機能も中途半端となっている事例が極めて多いのが実態である。このような道路では、重視する機能をより明確に打ち出したり、副道の設置などによる既存道路空間の再配分を行ったりすることによって、機能向上を図って行かねばならない。

また、地形や土地利用、都市構造などに応じて、理想的な階層ネットワーク形状と各階層の道路の密度について、理論的に明らかにすることが大きな研究課題^{10,11)}である。そして、各階層の道路の機能を確保する上で必要な施設配置や土地利用などについて、交通工学サイドから都市計画サイドに提言し、少しずつそれに近づけていくことも重要であろう。

(2) 性能指標(MOE)と性能目標(LOS)の設定

対象道路が性能を発揮できるかチェックするためには、機能に対応した性能指標(MOE: Measure of Effectiveness)が必要である。この性能指標は、求められる機能に応じた交通性能を的確に表現でき、データの取得が容易で、わかり易いものであることが必要である。通行機能の程度を表現する場合には、速度が最も端的でわかり易いであろう。

ただし、道路延長の大部分を占める往復2車線道路については、多車線道路と異なり追越が困難であるため、追従状況についての的確に反映可能な性能指標が必要である¹²⁾。このため、これについてはHCMをはじめ海外各国においても重要な研究課題となっており、本研究においても第7章で検討する。

また、交通状況と利用者認識との関係についても明らかにすることが望まれており、これまでも国内でも幾つかの研究が進められている^{13),14)}など。

一方、道路構造に応じたアクセス機能・滞留機能の表現¹⁵⁾については、様々な道路利用主体の観点から検討の必要な課題である。

(3) 各種条件で変化する交通性能の分析と推定技術

道路の交通性能は、道路構造や路面状況などの道路条件、天候や明るさなどの走行環境条件、大型車混入やドライバー特性などの交通条件など、各種の条件により変化する。これらの性能評価指標(MOE)に与える影響について定量的に分析を行い、有意な感度を持つ要因を整理した上で、交通量に応じた性能曲線として用意する必要がある。そこで、本研究では第5章で、都市間道路単路部について、大型車混入率、天候、勾配や路面状況など様々な条件下における地点速度と交通量との関係の定式化を行う。

また、道路の大部分を占める往復2車線道路においては、追い越しが困難であることから、追従状況についても考慮した道路設計が必要である。これについては、本研究では第7章において、追従状態を考慮した性能指標を用いた性能照査手法の提案を行う。

一方、特に都市内幹線街路をはじめとする一般道路については、様々な要因により走行速度が地点によって大きく変動するため単路部の地点速度を用いることは不適切であり、旅行速度を用いて表現することが望ましい。走行抵抗要因として、特に信号交差点は旅行速度を支配的に左右する要因である。このため、計画設計段階において、

信号交差点を複数含む区間の旅行速度を予め推定する手法を開発し、性能目標と照査できるようにすることが必要である。これについては、第6章でその手法の検討を行う。

(4) 変動する交通需要の考慮

交通需要は季節や曜日、時刻といった時間的要因により変動し、またこの変動の大きさは路線・地域特性によって異なる。特に著しく大きな変動特性は、道路の合理的な計画設計を難しくしている。現行の手法では、年間の30番目時間交通量を設計時間交通量とすることによってこの時間的変動特性を考慮するという古典的な考え方に基づいているが、これは単一の時間帯を設計対象としている、顕在化時間交通量(需要)の時系列的因果関係を無視している、といった点において問題である。さらに、日本では標準化されたK値を用いているため、路線特性、地域特性についても十分に反映することができない。

そこで、各路線の年間の時間交通量変動を時系列的に推定することで、すべての交通状況を時間軸上で連続的に評価することが一つの方法として考えられる。この方法を用いることにより、動的な車線運用などピーク時需要への交通運用による対応も計画設計段階において考慮に入れ易くなる。

このような交通需要の時間的変動は、本来ならば人間のアクティビティに基づいて各階層の道路について推計することが理想であるが、現状ではデータ制約もあり、その技術開発は極めて困難であると言わざるを得ない。そこで、まずは既存の車両感知器データを利用し、断面で観測(推定)される交通量(需要)変動をパターン化して、これを与えられる各種の交通特性値(図1-1の(c))から推定することによって対応することが考えられる。この方法論については、第3章、および第4章で述べる。この方法は当該区間の広域的なネットワーク上での位置づけを必ずしも十分に考慮することができないため、あくまで便法ではあるが、広域道路ネットワーク計画における交通需要予測に基づく計画交通量を与えられ、これに基づき道路構造の立案がなされるといった現行の道路計画体系を取り崩すことなく採用可能な当面の対応として、現実的な方法であると考えられる。また、将来に亘って交通需要の時間変動を子細に推定することは、精度上の疑問が残ることも事実ではあるが、この手法はコンセプトの上で、少なくとも現行の方法よりは合理的であろう。

(5) 交通性能を確保するための道路構造と交通運用

あらゆる状況に応じて道路構造だけで交通性能を確保するには莫大なコストがかかり、現実的でない。したがって、状況に応じて柔軟な道路構造や交通運用を取り入れることで対応することが求められる。例えば、ピーク時における路肩の走行車線としての運用や、乗用車による観光交通の多い休日は一部を狭幅員車線としたり、分合流部での車線数や車線運用を変更したりするなどの可変レーンマーキング、リバーシブルレーンなどが考えられる。これらの中には海外では実際に導入されているものもあるが、日本では導入実績がないためデータが存在しない。海外の事例データを精査し解釈を進めると同時に、日本においても可能な箇所から実験的に導入してデータを収集することが望まれる。ハンブや狭窄などによる車両の走行速度抑制効果の検討と同様に、制約条件の下でどのような道路構造上・交通運用上の工夫をすれば所要の性能を確保することができるのかといった技術的検討も重要な課題である。これらの特殊な道路構造や交通運用を考慮した場合の性能照査の例を、第8章で示す。

(6) 実務での適用性

現行の道路計画設計手法は、戦後短期間に全国一律の道路構造を実現することを意図して確立されたものであることから仕様設計の考え方が採用されており、シンプルで実務上利用し易い体系として確立されている。これに対して、機能に応じた性能を確保するための道路構造と交通運用の組み合わせを状況に応じて検討することとなる性能照査型道路計画設計の導入に際しては、手順も煩雑となり現場技術者の技量が求められることとなる。しかしながら、適用に際して過度に負担を強いるものであってはならないため、図1-1の流れに示す処理をソフトウェアとして用意したり、代表的なケースについて予め計算を行いその結果をワークシートとして提供したりすることにより、これを簡便に利用できる環境を整えることも実務上不可欠な検討課題である。本研究では、ソフトウェアパッケージのプロトタイプを第8章で作成する。

参考文献

1) 中村英樹：高級な道路の供給から合理的な機

能の提供へ、交通工学、Vol.38 増刊号、pp.5-13、2003.10.

- 2) 大口 敬：交通運用を活かす道路設計試論、交通工学、Vol.38 増刊号、pp.14-20、2003.10.
- 3) 中村英樹：道路交通パフォーマンスとサービス水準、交通工学、Vol.40, No.1, pp.7-10, 2005.1.
- 4) 大口 敬, 中村英樹, 森田綽之, 桑原雅夫, 尾崎晴男：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vol.31, 4ページ, CD-ROM, 2005.6.
- 5) 中村英樹：道路機能に対応した性能照査型道路計画と交通運用, IATSS Review, Vol.31, No.1, pp.75-80, 2006.
- 6) 岡村 甫：良いものを安く造るシステムの実現に向けて、土木学会誌 第85 第4号, pp.3, 2000.4.
- 7) 大橋雄二：仕様規定から性能規定へ 性能要求と保証の歴史 法規制における性能規定化の趣旨と歴史的 position 付け, コンクリート工学, Vol.35, No11, pp.8-9, 1997.11.
- 8) 前川宏一：新しい示方書 - 仕様規定から性能照査へ - 改訂の動向・経緯, 土木学会誌 第85 第4号, pp.30-31, 2000.4.
- 9) (社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用, 2004 .
- 10) 水野貴一, 浜岡秀勝：地方都市における道路ネットワーク階層性の評価, 土木計画学研究・講演集, vol.33, CD-ROM, 2006.6.
- 11) 桑原雅夫, 中村英樹, 大口 敬, 森田綽之, 尾崎晴男：階層的な道路ネットワーク - 計画設計のモデル化, 土木計画学研究・講演集, vol.35, CD-ROM, 2007.6.
- 12) Catbagan, J. L. and Nakamura, H.: Evaluation of Performance Measures for Two-Lane Expressways in Japan, Transportation Research Record 1988, pp.111-118, TRB, 2006.12.
- 13) 喜多秀行, 須田佳孝, 谷本圭志：道路サービスの質に対するドライバーの認識評価構造, 土木計画学研究・講演集, vol.33, CD-ROM, 2006.6.
- 14) 河内 朗, 喜多秀行：順序効果の影響を考慮した走行サービスの質に対するドライバーの認識・評価構造の分析, 土木計画学研究・講演集, vol.35, CD-ROM, 2006.7.
- 15) 齊藤裕子, 中村英樹, 内海泰輔, 馬淵太樹：ランドアクセスからみた道路のサービス水準の定量化に関する研究, 土木計画学研究・講演集No.34, CD-ROM, 2006.12.

第2章 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

2.1 はじめに

第1章で述べたように，我が国の道路交通の質の低さは，各道路の担うべき機能設定の曖昧さと，その機能に対応した明確な性能目標の不在によるところが大きいと考えられる。

道路構造令¹⁾においては，我が国の道路は，自動車専用道路か否かと地方部/都市部の別によって第1種～第4種に区分されている。さらに，これらはそれぞれ，地形区分，国道/県道などの道路種別や計画交通量に応じて，いくつかの級に細分されている。しかしながら，これらの種級区分は道路の機能との対応関係が極めて曖昧であり，また，種級区分に応じて実現性能のチェックがなされることのないままに道路構造がほぼ一義的に決定されてしまう点が問題である。古くから交通計画や道路工学のほとんどの教科書に掲載されているように，道路の階層区分は，本来図2-1の左に示すように大都市圏連絡のような長距離交通を担う道路から生活道路に至るまで，段階的な機能分担がなされて然るべきであるにもかかわらず，我が国では上述のような理由から，同図右のような機能区分の極めて不明確な状況にあるのが現状と言ってよい。

本章では，我が国の道路区分を根本から見直し，ネットワーク特性に応じた独自の道路階層区分の試案を提示する。これは，提案する性能照査型道路設計手法の最上流部(図1-1(a))に位置づけられる。

2.2 道路階層区分の試案

試案の作成にあたっては，ドイツの道路ネットワ

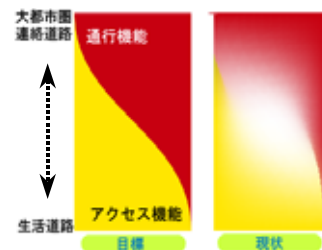


図2-1 道路の階層区分と交通機能分担

ーク区分に関する指針であるRAS-N²⁾を範としつつも，日本特有の都市構造や道路事情を考慮した。これを表2-1に示す。この道路階層は，(1)交通機能，ならびに(2)都市や拠点間の連絡スケール，の2つの軸によって区分される。

(1) 交通機能軸

交通機能としては，通行(トラフィック)機能～アクセス機能の程度を基本として，A～Eの5段階に区分する。このうち，最下位Eの道路には，滞留機能を重要な機能として位置づけている。

(a) 機能Aの道路は，純粋に通行機能のみを考慮する道路である。これらの道路は高水準の通行機能が確保されれば必ずしも自動車専用道路である必要はなく，上位の一般国道ではこのような機能の道路があつて然るべきと考えられる。しかしながら，我が国ではこれまで自動車専用道路とそれ以外という区分が定着しているため，ここではAのうち特に自動車専用道路をA_Mとしておく。

(b) 機能Bの道路は，通行機能に重点を置きつつも，沿道施設へのアクセスをある程度考慮する区分の道路である。日本においては，主に地方部において，主要道路沿線に疎らに各種施設が存在す

表2-1 日本の道路階層区分の試案

交通機能 連絡スケール (トリップ長)		通行(トラフィック)		アクセス			滞留
		"highway"または『街道』		"street/avenue"または『街路』			
		A		B	C (主に 大都市/都市部)	D	E
		A _M (自専)	(非自専)	(主に地方部)			
I	大都市圏連絡 (>300km) [首都圏～中京圏]*	(都市間高速) [東名]*	(非自専) [R1]**	-	-	-	-
II	地域間連絡(100km) [中越～中通]	(都市間高速) [磐越]	(非自専) [R50]**	-	-	-	-
III	市町村間連絡 (30km) [修善寺～土肥]	(都市間高速) [圏央道]	-	主要道 [R136, 主要地 方道/県道]	***	-	-
IIIu	日常生活圏	(都市内高速) [首都高速]	[東京環七・ 横浜環二]**				
IV	毎日の買物圏	-	-	集落間道路 [市町村道]	幹線街路	-	-
V	生活道路	-	-	-	-	住区街路 [補助幹線]	モール
VI	地先道路	-	-	-	-	区画街路	コミュニテイ 道路
		A _M (自専)	A	B	C	D	E

注) * []内はその区分に位置づけられるべき道路のイメージを示している。
 ** あくまで参考として、路線の性格上位置づけられるべきポジションを示したもので、現状の道路構造や交通運用を意味するものではない。
 ***C-IIIは、大部分の現状の主要幹線道路が該当しており、機能上まさにグレーゾーンの道路であるが、これらの道路はA-IIIuとD-IVに再配分すべきであると考えている。

るような道路が多く見受けられるが、これらをイメージしているものである。

(c)機能Cの道路は、機能Bの道路と同様に通行機能とアクセス機能の双方を考慮した道路であるが、特に都市部において沿道アクセス施設がより稠密に存在しているケースで、その分アクセス機能が卓越している道路である。我が国の大部分の主要幹線道路の現状は、都市部のみならず地方部でもこのような性格のものとなっている場合が多い。

(d)機能Dの道路は、駐停車や積み卸し、沿道施設への出入りなどのアクセス機能に特化した道路である。

(e)機能Eの道路は、アクセス機能に加えて滞留機能を併せ持った道路である。このような道路では、通行機能は最小限とすることで、通過交通が十分に排除されるような道路構造とすることが

必要である。

以上の各機能区分のうち、A、A_M、Bは通行機能の卓越した都市間の道路であるので、英語で表現すると"highway"となり、C、D、Eは都市内の街路であるから"street/avenue"ということになる。これらの区分による道路設計思想の違いについては、文献³⁾にてその概念の提案を行っている。

(2) 都市・拠点間連絡スケール軸

大都市圏連絡から自宅周辺の生活道路まで、I～VIの6段階に区分する。

(a)連絡スケールIIは、首都圏～中京圏などの大都市圏間を直接連絡するレベルであり、A_M-Iとして東名高速や名神高速がこれに該当する。自動車専用道路ではないA-1は現状では存在しないが、国道1号線のような極めて重要な国道は、本来は通行機能を重視した構造としてこのポジション

に位置すべきであろう。

(b)連絡スケールIIIは、関東地方、東北地方などの地方の内部を構成する地域間を連絡するイメージである。このスケールにおいても通行機能を重視するため、AおよびA_Mのみが該当する。

(c)連絡スケールIIIは、地域内部での中距離の移動である。地方部においては市町村間連絡であるが、首都圏のような極めて規模の大きな都市圏では、通勤などのために日常的に移動する範囲となる。このように、地方部と大都市部とは同じ移動スケールでもトリップ特性が異なると考えられることから、大都市部についてはIII_uとして区別することとした。自動車専用道路であるA_M-III_uには、首都高速などの都市高速が含まれる。

またB-IIIは、重要幹線以外の国道や主要地方道のイメージである。より頻繁なアクセスを許すこととなるC-IIIはここで定義していないが、事実上我が国の都市部主要幹線道路の大部分の現状がここに位置づけられる。中距離の移動を担う道路は、通行機能をより重視したA-III_uとするべきである。あるいは、他の代替路線にA-III_uの機能を持たせた上で、当該路線の中距離移動路線としての機能を放棄して移動スケールを一段階落とし、C-IV(主要街路)とすることもあり得る。いずれにせよ、C-IIIに相当するような機能のグレーないわゆる多目的道路については、その路線の機能をより明確にして再編すべきであると考える。

(d)連絡スケールIVは、日常的に買い物に出かけ

るような範囲を想定している。地方部では集落間を連絡するような市町村道がB-IVとして、都市部では主要幹線街路がC-IVとしてこれに該当する。

(e)連絡スケールVは、いわゆる生活道路で、都市部においてアクセス機能を重視した補助幹線としての住区街路や、中心市街地のモールなどがこれに相当する。

(f)連絡スケールVIは、いわゆる地先道路で、区画街路(alley)や住宅地内のコミュニティ道路がこれに相当する。このスケールでは通過交通を対象としない。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2004.2.
- 2) Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil: Leitfaden für die funktionale Gliederung des Straßennetzes RAS-N, 1988.
- 3) 大口 敬，中村英樹，森田綽之，桑原雅夫，尾崎晴男：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, 2005.6.

第3章 道路の利用特性に応じたカテゴリ分類

3.1 はじめに

図1-1で示した、本研究で開発する性能照査型道路計画設計手法の全体の流れをより詳細に示すと、図3-1のようになる。

道路を計画/設計する際には、ネットワーク特性、地域特性、交通特性といった道路の利用特性を的確に把握し、それに対して適切な道路構造/交通運用を検討することが必要である。現行の設計手法¹⁾においても、「多様な機能を重視して道路の計画・設計するには、道路の特性に応じて必要な道路の機能と、その機能の確保に必要な道路構造について総合的に判断することが重要である」とされている。そこで、まず道路を利用特性に対応したいくつかのカテゴリに分類する[1]。そして、分類したカテゴリの特徴に応じて適切な道路構造/交通運用の組合せを検討[2]することにより、道路の利用特性を計画/設計に反映させる。また一方で、幹線系、観光系など道路の利用特性によって異なる時間交通需要変動パターンをカテゴリごとに推定[3]する。そして、検討した道路構造/交通運用と時間交通需要変動パターンとを組合せることで、想定される道路性能を時間帯ベースで推定[5]することが可能となる。なお、このためには、道路条件(車線幅員、側方余裕)や交通条件(交通量、大型車混入率)、気象条件といった各種条件で変化する道路の性能を事前に分析しておくことが必要である[4]。

以上により得られた時間帯ベースでの道路性能[B]と、別途設定される計画/設計道路の性能目標[A]とを照査することで、本来有すべき機能を発揮することができる道路を計画/設計することが可能となる。なお、実際に導入する道路構造と交通運用については、想定される道路性能のほか、建設/維持管理費用や沿道環境など様々な観点か

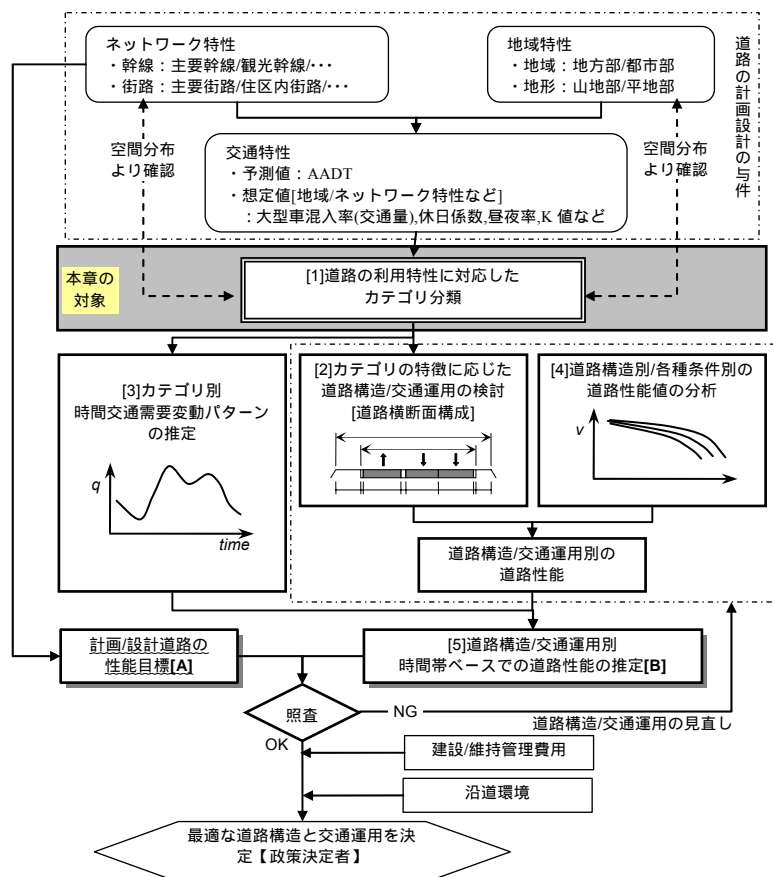


図3-1 性能照査型道路計画設計の流れ

表3-1 利用データの概要

道路区分	管理主体	機器設置箇所	取得期間	集計時間間隔	車種分類
一般道	国土交通省	大都市郊外部及び中都市以上の都市間に設置	2001.4～2004.3 [3年分]	1時間	乗用, 小型貨物, バス, 大型貨物
自 専 道	都市間	旧日本道路 公団	2002.1～2004.12 [3年分]	5分間	小型車, 大型車
	都市内	名古屋高速 道路公社	2003.4～2005.3 [2年分]	5分間	- (全車種)

*東名・名神高速など主要路線については約2km間隔で設置。

ら政策決定者が総合的に判断し決定する。

本章では、このような新たな道路計画設計手法を開発するための第一段階として、最新の交通量データにより一般道と自動車専用道(以下、自専道)の利用特性をいくつかのカテゴリに分類し、それを推定する手法を構築する。また、道路構造/交通運用の組合せの検討や時間交通需要変動パターンを推定する際に重要となる各カテゴリの交通量変動特性の特徴について分析する。

3.2 道路の利用特性に対応したカテゴリ分類

(1) 分類方法

(a) 既往の分類方法

我が国の道路計画/設計時に用いられている道路分類としては、K値を設定する際の都市部、平地部、山地部の3つの分類がある。しかし、実際の道路の利用状況は、たとえ同じ山地部であっても観光地の近くなのか、幹線系道路なのかといった地域やネットワークの特性によって異なっており、この3つの分類のみで利用特性に応じた道路を計画/設計することは困難であるといえる。

一方で利用特性に着目し道路を分類する代表的なものとして国土交通省の分類方法²⁾がある。これは、各道路の地図上の位置や、12時間交通量、昼夜率といった6つの交通指標に特定の基準を設け、一般道を8つの群に分類するものである。しかしこの基準は1975年に策定されたものであり、当時に比べて道路の利用形態が大きく変化した現在でも適切に道路を分類できるかどうか疑問である。またこの分類が、実際の道路計画/設計に全く利用されていないこと、交通量の変動特性とは必ずしも一致していないと指摘されていること^{3), 4)}などを考慮すると、道路の計画/設計段階で利用できる新たな道路のカテゴリ分類が必要であると考えられる。

山田・中村ら^{3), 4)}は、日交通量の変動特性に着目し、日交通量変動係数(年間の日交通量の標準偏差/AADT)や休日係数などに独自の基準を設け、一般道を8～9つのカテゴリに分類している。また、分析対象以外の道路についてもカテゴリが推定でき

るようAADTや休日係数、昼夜率といった一般的な交通指標を説明変数としたカテゴリ推定式を作成している。井上⁵⁾は、月係数と季節変動図の概観から、一般道を8つの季節変動パターンに分類している。一方、奥木・大蔵⁶⁾は、AADTや大型車混入率(平, 休)、昼夜率、ピーク時間係数といったいくつかの代表的な交通指標について主成分分析、クラスター分析を行い、統計的な観点より自専道を7つの路線特性に分類した。

なお、上記の分類方法はいずれも一般道、自専道どちらか一方を対象としたものであり、両方を同じ観点から分類したものではない。

(b) 本研究での分類方法

道路の利用特性を分類するためには、ネットワーク特性、地域特性、交通特性を考慮することが必要である。しかし実際には、ネットワーク特性や地域特性の結果として、交通特性が顕在化していると考えられる。例えば、都市内の街路に比べ都市間を連絡する道路では、大型車の交通量(混入率)が多い。また、地方部に比べて都市部の方が交通量が多く、昼夜率は高い。すなわち、交通特性を分析することにより、ネットワーク特性、地域特性についてもある程度把握することができると考えられる。既存の道路分類の事例¹⁾をみても、主に交通特性に着目しているものがほとんどである。地図上の位置から道路の地域特性を考慮している国土交通省の分類方法も、分類基準の多くが12時間交通量や昼夜率、日曜日係数といった交通特性によるものとなっている。

以上より、本研究では特に交通特性に着目し一般道、自専道の利用特性をいくつかのカテゴリに分類する。なお、分類後はその結果を地図上にプロットし空間的な分布特性を確認することで、これらがネットワーク特性、地域特性の傾向を反映しているかどうか検証する。

(2) 分析データ

(a) 利用データの概要

交通特性により道路の利用特性を分類するためには、各道路の交通特性を表わす交通指標、交通

量データが必要である。ここでは、一般道や自専道に設置されている車両感知器の最新の観測データを利用する。利用データの概要は表3-1のとおりである。なお、名古屋高速道路は全車種合計のデータであるため、大型車交通量/混入率といった車種別データが必要な場合はH11年道路交通センサスにより代替する。

(b) 欠測データの補完処理

車両感知器の観測データは、機器のメンテナンスや天候、気温など各種条件により年に数時間から数百時間程度データが取得できず欠測する場合がある。より多くのデータによって分析を行うため、これら欠測データを同一地点の正常データによって補完する。

ここでは、補完方法として次の3つを検討した。そして、欠測データがほとんど存在しない地点/年(年度)のデータを用いて作為的に欠測状況を作り出し、それぞれの補完精度について検証した。なお、今回は同一地点のデータにより欠測データを補完するため、補完による道路特性への影響は特にないと考える。

方法1：前後年度の類似日、同時刻における正常データにより代替する。

例：2003/6/11(水) 13:00のデータが欠測している場合は、年変化(当該地点の2003年AADT/2002年AADT)を考慮した2002/6/12(水)13:00のデータにより代替する。

方法2：同年度の同月、同曜日、同時刻における正常データの平均値を用いる。

例：2003/6/11(水) 13:00のデータが欠測している場合は、2003/6/04(水) 6/18(水) 6/25(水)の13:00のデータの平均値を用いる。

方法3：欠測前後の正常データから推計する。

例：2003/6/11(水) 13:00のデータが欠測している場合は、2003/6/11(水)12:00と14:00のデータにより補完値(欠測時間が1時間の場合は前後の正常データの平均値)を推計する。

補完精度の検証結果を表3-2に示す。地点によるバラつきはあるものの、方法1、2に比べて方法3の方が補完精度が高い地点が多い。また方法1、2では、補完精度が極端に低くなる地点が存在する。これは、集中工事や事故、悪天候といった非日常的な事象が数多く発生した地点である。この結果をふまえ、本論文では方法3により欠測データの補完を行う。なお、方法3の場合でも、データが長時間連続して欠測すると精度が低下するため、十分な精度が確保できる(観測値と補完値との相関係数[表3-2]が概ね0.9以上となる)連続欠測時間2時

表3-2 補完精度の検証結果
[観測値と補完値との相関係数]

		方法1	方法2	方法3		
				1時間	2時間	3時間
一般道	国道1号 [岡崎]	0.95	0.96	0.93	0.89	0.82
	国道19号 [木曾山口]	0.93	0.93	0.90	0.88	0.83
	国道23号 [名四名古屋]	0.48	0.96	0.98	0.97	0.92
	国道41号 [神岡]	0.88	0.86	0.97	0.96	0.93
自専道	東名高速 [名古屋IC - 東名三好IC]	0.89	0.93	0.97	0.95	0.90
	中央道 [飯田IC - 豊原IC]	0.82	0.96	0.97	0.94	0.93
	東名阪道 [山田東IC - 山田西IC]	0.93	0.69	0.97	0.93	0.87
	東海北陸道 [関IC - 美濃IC]	0.92	0.94	0.98	0.97	0.93

網掛け部分は、相関係数が0.9以下。

表3-3 分析対象地点の抽出

道路区分	分析対象地点数				延べ分析対象地点数 (A×1+B×2+C×3)	
	(A+B+C)	データ取得年数				
		1年 (A)	2年 (B)	3年 (C)		
一般道	447	93	173	181	982	
自専道	都市間	809	79	197	520	2,033
	都市内	13	0	13	0	26
計	822	79	210	520	2,059	

間までの欠測データを補完の対象とする。

(c) 分析対象地点・データの抽出

(b)の処理により、欠測データを少なくすることができたが、依然として年間数百時間以上のデータが欠測している観測地点が存在する。そのため、ほぼ正確な道路の利用特性が把握できるであろう“正常・補完データが年間8,760時間の95%以上(8,322時間以上)を占める観測地点”を分析の対象とする。なお、自専道には1インターチェンジ(以下、IC)間に複数の観測地点が存在する場合がある。交通の流入がないIC間内では交通特性が基本的に同じであると考えられるため、ここではIC間に1地点の代表地点を設定し分析する。

以上のような基準で分析対象地点・データを抽出し、整理した結果が表3-3である。一般道の分析対象地点は、全国に447地点あり、うち354地点(B+C)は2~3年分のデータが存在する地点である(延べ分析対象地点：982地点)。一方、自専道の分析対象地点、延べ分析対象地点は、それぞれ822地点、2,059地点である。

(3) 分類結果

道路の交通特性を表す一般的な交通指標として表3-4のようなものがある。これら交通指標を組み合わせて、主成分分析を用いて整理統合したり

した後、クラスター分析によっていくつかのカテゴリに分類することを試みた。まず、主成分分析の結果得られる主成分得点を用いてクラスター分析を行ったが、東北や北陸の山地部と大阪/名古屋などの都市部とが同じカテゴリに分類され、都市部と地方部で異なると考えられる道路の利用特性を十分に反映した分類とならなかった。これは、各指標の情報が適切に縮約されなかったためと考えられる。また、30番目時間における重方向率を変数に採り入れたところ、一般的に30番目時間の重方向率が高いといわれる山地部の道路と、朝夕の通勤帰宅時間帯に方向率の偏りが大きい工業地域が集中する臨海部の道路とが同一のカテゴリとなった。前者がある特定の時期のみ方向率に偏りがあるのに対し、後者は日常的に発生しており、両者の利用特性は異なるといえる。道路を計画/設計するにはこれら個々の利用特性を十分反映すべきであると考え、このようなカテゴリとならないよう重方向率を変数から除いた。

このような中、本研究では、AADT、大型車交通量、昼夜率、休日係数、K値の5つの交通指標により、一般道を5つのカテゴリに、自専道を6つのカテゴリにそれぞれ分類する場合は、ネットワーク特性、地域特性の観点からもほぼ妥当な説明ができ最も適当であると判断した。各交通指標の平均値や空間的な分布状況などから各カテゴリの特徴を表3-5にまとめる。

なお、交通量は本来方向別に独立であり、カテゴリ分類も方向別の観点で行うべきである。ここ

表3-4 一般的な交通指標

交通指標	
基本	AADT, 平日 ADT, 休日 ADT, 大型車交通量(全,平,休), 大型車混入率(全,平,休)
時間的変動	ピーク月間係数(全,平,休), 休日係数, 平休比, 昼夜率(全,平,休), ピーク時間係数(全,平,休), K 値
空間的変動	重方向率**

* 下線は計画/設計段階でネットワークや地域の特性などから予測または経験的に想定しやすい指標

** 重方向率は30番目時間のときの値

では各交通指標を方向別にも算出し分析してみたが、往復合計の場合とほぼ同じ傾向であったため、一般的に用いられる場合が多い往復合計値によって分類することとした。

(4) カテゴリ推定手法の構築

カテゴリの特徴に応じて道路を計画/設計するためには、計画/設計段階の道路がどのカテゴリに属するか推定できなければならない。そのため、計画/設計段階において比較的予測/想定されやすい交通指標を説明変数とする判別分析により、カテゴリを推定する手法を構築する。なお、その際には、計画/設計段階の交通指標の信頼性があまり高くないという点に留意する必要がある。例えば、推定結果がカテゴリ間の境界付近であったとすると、予測/想定値の誤差により推定結果が異なってしまう可能性がある。そのため、推定式により属するカテゴリを一つに特定することは危険であり、複数のカテゴリに属する確率をそれぞれ提示することで、最終的な特定は計画/設計者の判断に委ね

表3-5 カテゴリ分類の結果

大分類	特徴	小分類	詳細	一般道	自専道
幹線 [Arterial]	大都市, 主要都市間を連絡するように分布している。AADT, 大型車交通量ともに多い。また, 昼夜率が 1.50 以上と高く, 夜間の利用も多い。	重要幹線	首都圏/関西圏などの大都市圏を連絡する幹線	H1 [88]	M1* [242]
		幹線	大都市圏と主要都市などを連絡する地方部の幹線		M2* [265]
都市内/周辺 [Urban]	都市内/周辺に分布している。AADT は比較的多いが, 大型車交通量の割合は“幹線”ほど高くない。また, 休日係数 ^{注1)} は 0.93~0.95 ^{注2)} であり, 平日の方が休日よりも交通量が多い。注1)日祝日, 土曜日を休日とする。注2)M4のみ休日係数が 1.02 である。	大都市	首都圏, 関西圏, 中京圏の三大都市圏	H2 [266]	M3** [262]
		主要都市	札幌や仙台, 広島, 福岡など地方/県の主要都市		M4** [610]
		地方都市	上記以外の地方部の中小都市	H3 [252]	- **
地域生活圏 [Local]	地方部に幅広く分布している。“幹線”, “都市内/周辺” に比べて AADT, 大型車交通量ともに少ない。平日は地域の生活道路として, 休日は観光道路としての特性みられる。	-	-	H4 [276]	M5 [475]
観光 [Touristic]	地方部の観光地周辺に分布している。全カテゴリの中で休日係数, K 値が最も大きく, 曜日変動, 時間変動が非常に大きいカテゴリである。	-	-	H5 [100]	M6 [205]

*: 一般道の幹線系は休日よりも平日の方が交通量が多いが, 自専道では休日の方が交通量が多くなる区間(平日の交通量があまり多くない地方部の幹線系道路)も存在する。これは, 比較的長距離を移動する休日の観光交通(都市部-観光地間)に利用されるためである。その結果, 自専道の幹線系は休日係数の小さい“重要幹線(M1)”と大きい地方部の“幹線(M2)”とに分割されたと考えられる。

** : 通勤/業務目的といった都市内移動の際に自専道を利用する交通量およびその割合は, 大都市と主要都市で大きく異なる。その結果, 一般道では大都市と主要都市が同一のカテゴリであったにもかかわらず, 自専道ではM3とM4の別々のカテゴリに分割されたと推測される。なお, 地方都市では都市内移動に自専道が利用される割合は小さく, そのため特に都市内/周辺系カテゴリが存在せず, 地域生活圏系(M5)に分類されたと考えられる。

ることが望ましいと考える。また、信頼性があまり高くはない説明変数を多用すると、推定精度が低下してしまう恐れがあるため、できる限り少ない交通指標/説明変数によってカテゴリを推定できることが好ましい。

(a) カテゴリ推定手法

カテゴリ分類に用いた5つの交通指標を組合せ、カテゴリ推定手法を構築する。まず、推定に用いる説明変数の分散・共分散行列が各カテゴリで等しいかどうか、すなわち分散・共分散行列の相等性について“ボックスのM検定”により検定する。そして、分散・共分散行列が等しい場合は線形判別関数によりカテゴリを判別し、異なる場合はカテゴリの分散・共分散を考慮したマハラノビスの汎距離により判別する。

その結果、ここではAADT、大型車交通量、昼夜率、休日係数の4つの説明変数により推定することとした。これは、全体的中率が一般道で83.3%、自専道で83.8%と高く、また5つの交通指標全てを説明変数とした場合と比べても推定精度にほとんど差がなかったためである。なお、検定の結果(表3-6)、各カテゴリの分散・共分散行列が異なると考えられたため、ここではマハラノビスの汎距離によりカテゴリを判別した。

(b) 交通特性格のカテゴリ対応確率表の作成

(a)で構築したカテゴリ推定手法を用いて、表3-7のような交通特性格のカテゴリ対応確率表を作成した。これは、マハラノビスの汎距離が自由度 p (説明変数の個数)の χ^2 乗分布に従うことに基づいて、各カテゴリに属する確率を推定したものである。これにより推定式を用いることなく、計画/設計道路が各カテゴリに属する確率を容易に推定することができる。

(5) カテゴリの空間分布からみた路線と道路の利用特性との関係

次に、カテゴリの空間分布を確認することで、路線と道路の利用特性との関係を明らかにし、道路を計画/設計する際の留意点を示す。なお、ここでは都市/地方の両方の性格を持つ中京圏と、首都圏の2つの地域に着目する。

(a) 一般道 [図3-2]

i) 中京圏：名古屋市/浜松市といった都市部以外(地方部)をみると、我が国の中で最も重要な幹線道路の一つである国道1号に幹線系カテゴリ(H1)が分布していることがわかる。また、名古屋～長野、高山といった中部地方内の拠点都市を連絡する国道19号、41号では、都市内/周辺系カテゴリ(H

表3-6 ボックスのM検定の結果*

	一般道	自専道
χ^2 値	2198.8	3771.8
自由度	40	50
P 値	0	0
判定	**	**

*4指標(AADT,大型車交通量,昼夜率,休日係数)の検定結果

表3-7 交通特性格のカテゴリ対応確率表イメージ

AADT	大型車交通量	昼夜率	休日係数	H1 [%]	H2 [%]	H3 [%]	H4 [%]	H5 [%]
15,000	2,000	1.3	0.90	0.0	2.8	37.3	61.6	0.4
			0.95	0.0	2.3	35.4	87.4	1.8
			1.00	0.0	1.2	11.1	94.9	5.8
			1.05	0.0	0.4	0.9	89.4	14.2
	1.4	0.90	0.2	20.6	46.7	0.1	0.5	
		0.95	0.2	22.9	63.0	0.2	1.6	
		1.00	0.1	17.4	33.8	0.4	4.2	
		1.05	0.0	8.7	5.1	0.4	8.3	
	1.5	0.90	3.3	27.0	3.1	0.0	0.0	

*カテゴリ個別に属する確率であり、構成比ではない。

2, H3)、地域生活圏系カテゴリ(H4)がそれぞれ分布しており、同じように拠点間を連絡する路線であっても、地域・沿道特性の違いにより道路の利用特性が異なる傾向がみられる。一方、名古屋市や浜松市などの都市部では、路線に関係なく都市内/周辺系カテゴリ(H2, H3)が分布している。これらでは各路線が出勤・帰宅、日常業務など主に都市内の移動に利用される街路(日常の生活道路)として機能していると考えられる。

ii) 首都圏：ほとんどの路線で幹線系、都市内/周辺系カテゴリ(H1,H2)が混在して分布しており、たとえ同一路線であっても地点によって道路の利用特性が異なることが考えられる。

(b) 自専道 [図3-3]

i) 中京圏：大都市圏や地域間を結び主要な幹線として利用されている東名高速、中央道では、ほぼ全線に幹線系カテゴリ(東名高速:M1,中央道:M2)が分布している。また、名古屋高速や東名阪道のように都市圏内の中距離移動を担う路線では、都市内/周辺系カテゴリ(M3, M4)が分布している。このように中京圏の自専道では、路線と利用特性(カテゴリ)とが比較的に対応している。

ii) 首都圏：一方首都圏では、東名高速のように路線とカテゴリとがほぼ一致する路線もあるが、多くの場合、同一路線であっても地域特性に応じて利用特性(カテゴリ)が変化する傾向がみられる。例えば関越道では、首都圏の中心部から離れるにつれ幹線系(M1)から都市内/周辺系(M4)、観光系(M6)とカテゴリが変化している。これは、首都圏中心部から40～60km程度離れると独自の地方生活圏が存在するようになり、首都圏中心部からこ

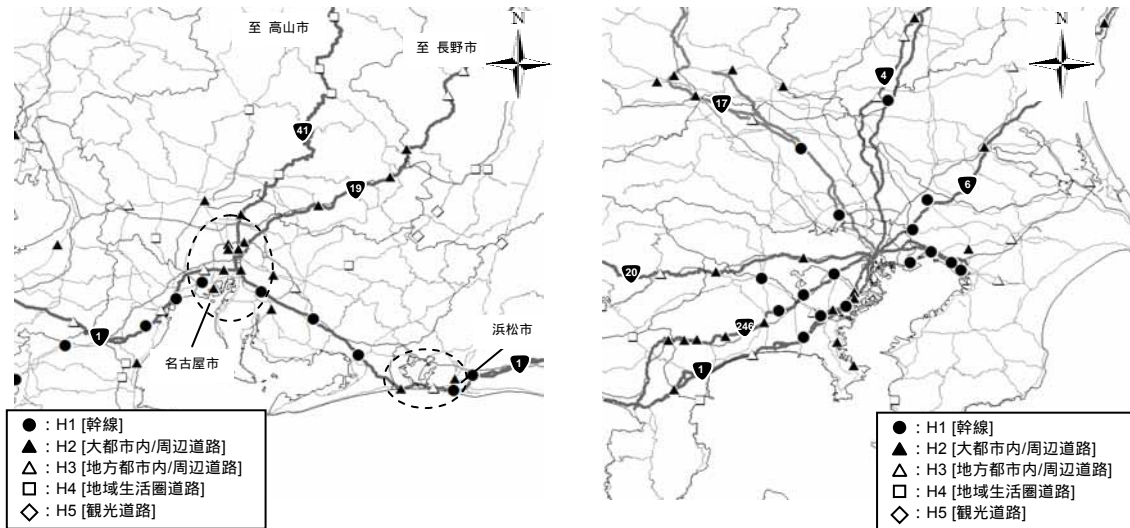


図3-2 一般道のカテゴリ分布 (左：中京圏，右：首都圏)

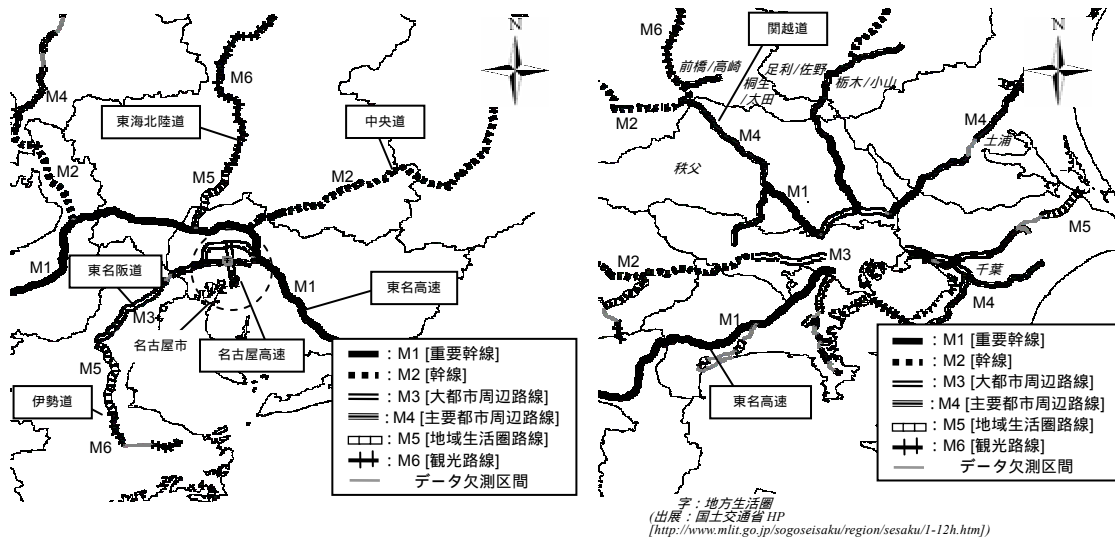


図3-3 自専道のカテゴリ分布 (左：中京圏，右：首都圏)

れら地方生活圏までは地域間を結ぶ幹線として、地方生活圏周辺では生活圏内の中距離移動の道路として、それぞれ利用されるためと考えられる。

(c) まとめ

中京圏の自専道の様に路線と利用特性(カテゴリ)とが一致する場合もあるが、一般道や首都圏の自専道(関越道や東北道など)のように、これらが必ずしも一致するとは限らない。これは個々の地点のニーズに応じて道路が個別に機能しているためで、その結果ネットワーク全体から見ると道路本来の機能が発揮できていない可能性がある。

道路には様々な機能があるが、一つの道路で全ての機能を確保しようとすると、本来重視すべき機能が損なわれてしまう。このため、ネットワークが密な場合は、路線単位で重視すべき機能を明確にし、それ以外の機能については他の路線で代

替するといった路線間での機能分担が重要となる。つまり、都市部の一般道などでは、各路線が重視すべき機能をより明確にし、路線間の機能の差別化(機能分担)を図り、これを道路構造や交通運用に適切に反映させることによって、現状以上に各々の本来の機能が発揮できるようになると考える。一方、自専道のようなネットワークが疎な場合は、路線ごとで機能を分担することが困難であるため、同じ路線であってもIC間ごとの特性に応じて重視すべき機能を明らかにし、区間の特徴に応じた設計や交通運用を導入することが必要であると考えられる。

3.3 カテゴリ別の交通量変動特性

リバーシブルレーンや動的路肩運用といった

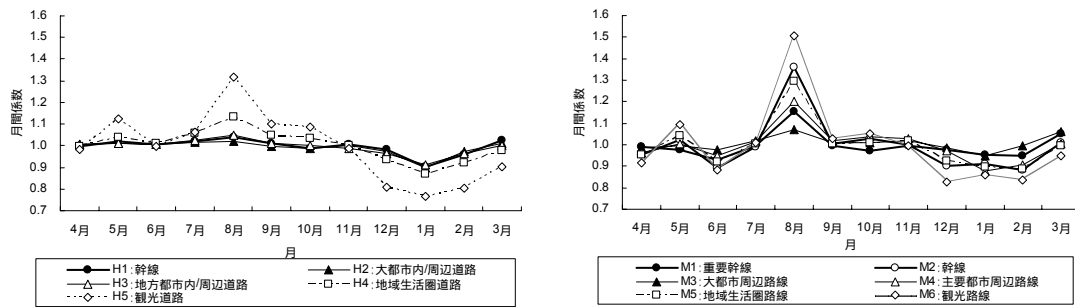


図3-4 季節変動図(左：一般道，右：自専道)

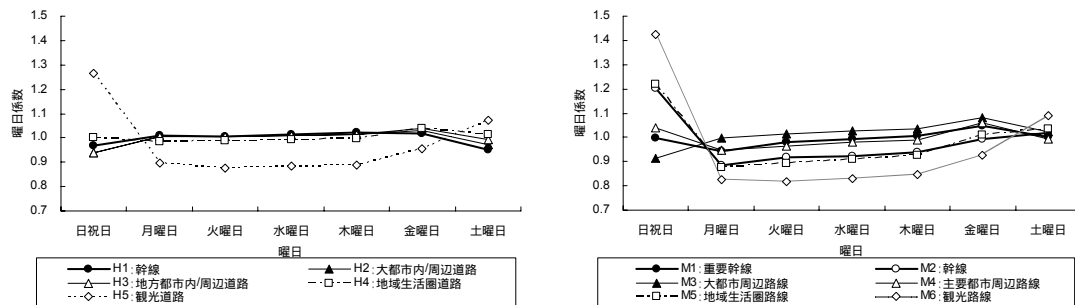


図3-5 曜日変動図(左：一般道，右：自専道)

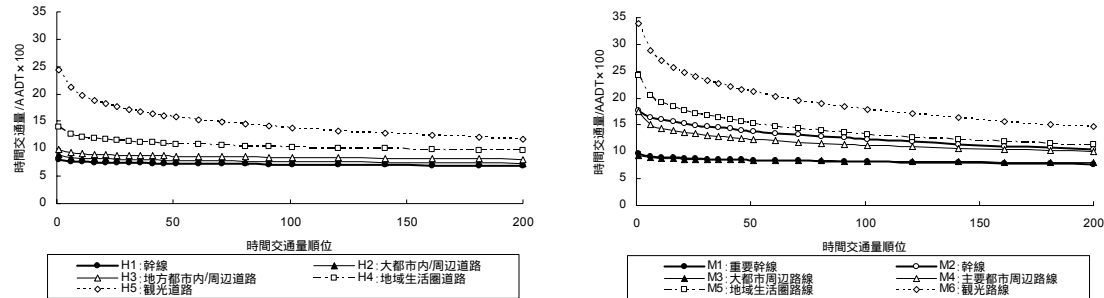


図3-6 カテゴリ別時間順位図 (左：一般道，右：自専道)

表3-8 カテゴリ別K値(30番目時間交通量のAADTに対する比率)

	一般道					自専道					
	H1	H2	H3	H4	H5	M1	M2	M3	M4	M5	M6
K 値(平均値)	7.4	8.0	8.8	11.4	17.3	8.7	14.7	8.6	13.1	16.8	23.4

交通運用の導入を検討する上で、各カテゴリの変動特性の特徴を把握しておくことは重要である。またこれは、カテゴリ別の時間交通需要変動パターンを推定する際の材料ともなる。そこでここでは、2で分類した各カテゴリの平均値を用いて季節変動図、曜日変動図、時間交通量順位図を作成し、各カテゴリの交通量の変動特性およびピーク特性の特徴について分析する。

(1) 変動特性

(a) 季節変動

月間係数(月別平均日交通量/AADT)により作成した各カテゴリの季節変動図(図3-4)をみると、一般道、自専道ともに夏季や春の行楽シーズン(5月:ゴールデンウィーク)に交通量が増加し、冬季に減少する傾向がみられる。これは観光系カテゴリ

(H5, M6)で特に顕著である。一方、一般道の幹線系(H1)、都市内/周辺系(H2, H3)カテゴリでは他のカテゴリに比べて夏季と冬季における月間係数の差が小さく、季節変動があまりみられない。

(b) 曜日変動

曜日係数(曜日別平均日交通量/AADT)により作成した各カテゴリの曜日変動図を図3-5に示す。なおここでは、日曜日/祝日のほか、年末年始(12/31~1/3)やお盆(8/14~16)、GWなどの飛び石連休の中日も特異日として日祝日とする。

一般道は、観光系カテゴリ(H5)を除き、日祝日と平日との曜日係数の差が小さく、曜日の変動がほとんどみられない。これに対して、自専道は全体的に曜日変動が大きく、特にM2, M5, M6といった主に地方部にみられるカテゴリでは、日祝日の曜日係数が1.20以上と大きな値となっている。

表3-9 カテゴリ別の道路構造/交通運用の考え方

大分類	小分類	一般道	自専道	カテゴリの特徴を考慮した道路構造/交通運用の考え方
幹線 [Arterial]	重要幹線	H1	M1	交通量(需要)変動が小さく、上位の時間交通量にほとんど差がない(図3-6)。このような場合、対象とする時間交通量を現行の30番目から1番目に変更すれば、ほぼ同じ建設コストで年間の全時間を対象に道路を計画/設計することができる。
	幹線		M2	季節/曜日変動から休日に需要が大きいくことがわかる。一般的に休日交通の多くは観光目的の乗用車(小型車)であり、これに着目して道路を計画/設計する必要がある。例えば、平日は大型車を考慮し通常の車線幅員とし、休日は小型車を対象とした狭幅員車線とする。そしてこれと路肩を組合せることで休日の車線数の増加を図る[可変レーンマーキング]。これにより平日と同じ車道幅員で休日の道路性能を確保できる。
都市内/周辺 [Urban]	大都市	H2	M3	都市内/周辺に分布するカテゴリであり、幹線系に比べて大型車交通量の割合が小さい。このような場合は、通常車線と小型車を対象とした狭幅員車線とを併用することで、車線数の増加による道路性能の向上、または道路用地の減少に伴う建設コストの縮減などが期待できる。
	主要都市		M4	
	地方都市	H3	-	
地域生活圏 [Local]	-	H4	M5	特定の季節、曜日に極めて大きな需要が集中する。しかし、周知のとおりこれらピーク時を対象に道路を計画/設計することは経済的ではない。よって、通常時を対象に計画/設計を行い、ピーク時には各路線の特徴に応じた次のような交通運用を導入することにより道路の性能を確保する。 ・方向率が季節や曜日、時間帯で大きく変動する場合 → リバースイプルレーン ・方向率の変動が小さい/中央分離帯がある場合 → 動的路肩運用 ・通常時に十分な走行性を確保する必要がある場合 → 通常時：2+1車線運用，ピーク時：重方向2車線運用
観光 [Touristic]	-	H5	M6	

これら季節変動、曜日変動をみると、一般道に比べて自専道の方が変動が大きい。これは、一般道が主に出勤や帰宅、業務など日常的な交通に利用されるのに対し、自専道が都市間の業務交通のほかに観光・行楽・レジャーといった季節、曜日によって大きく利用傾向が変化する非日常的な交通にも利用されているためと考えられる。

(c) ピーク特性

時間交通量順位図を作成し、各カテゴリのピーク特性について分析する。なお、現行の設計手法では、K値(都市部:9%,平地部:12%,山地部:14%)によって地域/地形による交通量の変動特性の違いが考慮されている。図3-6、表3-8をみると、季節/曜日変動が大きい観光系カテゴリ(H5,M6)では、K値が17.3~23.4%となっており、現行の標準値に比べて大きな値となっている。一方、H1,H2など変動が小さいカテゴリでは、K値が7.4~8.0%と標準値に比べて小さい。このように現行の標準値が全てのカテゴリに対して適切であるとは言い難く、場合によっては実態とかけ離れた道路が計画/設計されてしまう恐れがある。

3.4 まとめ

本章では、性能照査型道路計画設計手法を開発する上で必要となる一般道、自専道の利用特性を、一般的に用いられる交通指標によって数理的に分類することを試みた。その結果、AADT、大型車交通量といった5つの交通指標によって、5~6つのカテゴリに分類する場合は、ネットワーク特性や地域特性の観点からもほぼ妥当な説明がで

き最も適当であると判断した。そして、判別分析によりカテゴリを推定する手法を構築し、交通特性別のカテゴリ対応表を作成した。これにより、計画/設計段階の道路がどのカテゴリに属する可能性が高いのか容易に推定することが可能となる。さらに、これらカテゴリの交通量の変動特性について分析を行い、カテゴリごとの変動特性/ピーク特性の違いがあることを示した。また、一般道と自専道の交通量変動を比較することで、一般道よりも自専道の方が交通量変動が大きいことを明らかにした。

各カテゴリの特徴を考慮した道路構造/交通運用の基本的な考え方を表3-9に整理しておく。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用，2004.
- 2) 国土交通省：平成15年度交通量常時観測調査報告書，2005.3.
- 3) 山田晴利，中村英樹，西川昌宏：交通量変動特性を考慮した車線数決定方法に関する分析，土木技術資料，第38巻第8号，pp.26-31，1996.8.
- 4) 中村英樹，山田晴利：日交通量変動パターンと道路特性の分析，土木計画学研究・講演集，No.16(1)，pp.27-34，1993.12.
- 5) 井上廣胤：交通量の変動分析，交通工学，Vol.17，No.5，pp.15-20，1982.
- 6) 奥木卓司，大蔵 泉：自動車専用道路の路線特性の分類に関する研究，土木学会年次学術講演会講演概要集，No.48，pp.600-601，1993.9.

第4章 年間を通じた時間交通需要変動推計手法の構築

4.1 はじめに

性能照査型道路計画設計において想定される交通状況を推計するためには、各種条件で変化する道路交通性能(図3-1[4])を明確にすることと、年間を通じて変動する時間交通需要(図3-1[3])の特性を把握することが必要である。前者については、第5章で各種条件下での交通量 - 速度関係を分析し、我が国における都市間道路の交通性能(交通量 - 速度曲線)の定式化を行う。後者については、従来から様々な文献や道路計画設計のガイドラインなどで述べられているものの、我が国の現行の道路計画/設計手法にその特性が十分考慮されているかは疑問である。

現行の設計手法では、年間8,760時間(=365日×24時間)の時間交通量を交通量の大きい順に並べ替えた後、上位30番目の時間交通量を設計時間交通量として用いている。これは、時間交通量図の曲線の傾きが急激に変化する点が一般的に30番目付近でみられるといった考えに基づくもので、この変曲点以降の交通量を対象に道路を計画/設計すると投資に対してカバーできる時間数が少なく不経済であり、また一方、変曲点以前を対象とすると、混雑による損失が著しく増大するためやはり経済的ではないからである。この30番目時間交通量の大きさは一般に地域特性によって異なるため、我が国では都市部、平地部、山地部の3つの地域区分に対してそれぞれ9%、12%、14%のK値(30番目時間交通量/年平均日交通量[AADT]×100)を設定している。しかし、この手法によって計画/設計道路の性能を評価すると、次のような問題が生じる。

問題1：不十分な路線特性、地域特性の考慮

時間交通需要の変動パターンが路線特性や地域特性などによって異なることは、既往研究¹⁾で明らかにされている。山田ら²⁾や中村ら³⁾は、観光系道路のような交通量変動の大きな路線では現行の設計手法で用いられているK値が実態と大きくかけ離れていると報告している。すなわち、現行の設計手法で設定されている3つの地域区分のみでは、多様な交通需要の変動パターンを的確に反映することは難しいと考える。

問題2：単一の時間帯を設計対象とする問題

30番目時間交通量のような特定の時間交通量で他の全ての時間交通量を代表させ、計画/設計道路の交通性能を評価することは、残り年間8,759時間の交通性能を適切に評価できない。

問題3：顕在化時間交通量(需要)の時系列的因果関係の問題

実際の交通状況を見ると、たとえある時間帯の交通需要が同一であっても、特に直前の時間帯に渋滞列が存在していた場合、その時間帯の交通状況は大きく異なってくる。しかし、現行の設計手法では、顕在化する時間交通量を並べ替えてしまうため、このような交通状況の時系列的因果関係を考慮できない。

上述の問題1に対して、本研究では第3章において、路線や地域の特性などを考慮した新たな道路カテゴリを表3-5のように提案した。

問題2, 3に対して、Brilonら⁴⁾は、年間8,760時間を対象とした新たな道路の計画/設計手法を提案している。この手法を用いれば、年間8,760時間の交通需要と道路交通性能(交通量 - 速度曲線)とを対応付けることができ、道路性能を詳細に照査す

ることができる。さらに、年間の速度性能だけではなく、渋滞損失やCO₂/NO_x排出量といった様々な観点からも性能を評価することができる。実際にBrilonらは、渋滞によって生じた時間損失を社会的費用に貨幣換算することにより道路の性能評価を行っている。

このように年間8,760時間を対象とした性能評価が可能となれば、計画/設計段階で季節や曜日、時間帯に応じた交通運用(リバーシブルレーン、動的路肩運用など)の導入についても想定することができ、省コストかつリーズナブルな道路構造と交通運用を組合せた道路計画/設計が行える。

以上をふまえ、本章では、年間8,760時間の時間交通需要を時系列的に推計する手法を構築し、第3章で提案した道路カテゴリ(表3-5)別に平均的な時間交通需要変動を推計する。なお、本研究における“交通需要”とは、道路上に顕在化して車両感知器等で観測される交通量を意味し、道路が整備されるなどによって新たに顕在化する可能性がある潜在的な交通需要を指すものではない。

4.2 利用データの概要

(1) 交通量データ

時間交通需要の推計に際して、本研究では、交通需要とほぼ同じ傾向を示すと考えられる車両感知器で観測された交通量データを利用する。これらのデータは機器による自動観測データであり、年間を通じた連続的な交通量の変動を把握することができる。車両感知器データの概要と欠測補完処理後の分析対象地点数は、それぞれ表3-1、表3-2のとおりである。

(2) 降水量データ

交通需要は月(季節)、曜日、時刻といった時間的な要因のほか、降雨や降雪といった気象条件によっても変動することが最近の研究^{5)~7)}で明らかになってきた。ここでは、(財)日本気象協会から入手した全国のAMeDASデータを用いて降雨による交通需要の変動についても分析する。本データは1時間ごとに1mm/h単位で記録されている。また、降雨量の観測所は全国に約1,300箇所あり、概ね17km間隔で設置されている。

4.3 年間を通じた時間交通需要変動推計手法

(1) 超過需要の考慮

車両感知器データを用いて分析を行う際には、「渋滞時に観測される交通量は、ボトルネック(以

下BN)で制約された交通量であり、その時点の交通需要ではない」ことに留意が必要である。特に本研究のように交通需要の変動を時系列的に推計する場合には、この車両感知器で直接観測することが難しい超過需要[=交通需要 - BN交通容量]をどのように考慮するかが重要となる。超過需要の推定手法としては、観測データからBNを特定し、渋滞時の待ち行列長や遅れ時間から推定する手法がある。しかし、地方部の自専道や一般道のように車両感知器の設置間隔が疎らかな場合は、BNの特定自体が難しく、超過需要を推定することは極めて困難である。そこで、ここでは次の2つの仮定を設け、超過需要を考慮した時間交通需要変動の推計を試みる。

仮定1：観測された日交通量は日交通需要に相当する。

超過需要は一時的(数時間程度)に生じるものであり、数日間にわたって継続することは考えにくい。そこで、日単位で観測された交通量は、当該区間のその日の交通需要に相当すると考える。

仮定2：超過需要が存在する日における本来の時間交通量(需要)係数の変動は、超過需要が存在しない日のそれとほぼ同じである。

なお、車両感知器データより交通量 - 速度図を作成したところ、都市間自専道においては平均地点速度60km/h付近が、一般道では40km/h付近がそれぞれ臨界速度となることが明らかとなった。これより、これら臨界速度未満を“渋滞が発生している”、すなわち“超過需要が存在する”と判定する。

図4-1は、中央道上り41kp付近(小仏トンネル付近)における日祝日の時間交通量(需要)係数(=時間帯別交通量/日交通量)を、超過需要が存在しない日[A:超過需要なし]と存在する日[B:超過需要あり_補正前]に分けて集計し、その中央値を示したものである。また、中央道の当該区間付近には車両感知器が比較的密に設置されており、渋滞時の待ち行列長から超過需要を推定することができる。そこで、超過需要が存在する日については、超過需要を考慮した時間交通量(需要)係数、すなわち、本来の時間交通量(需要)係数[C:超過需要あり_補正後]を推定した。その中央値も併せて図4-1に示す。

AとBを比較すると、Aのピークが1,2時間程度(15~16時)と短いのに対し、Bでは5~6時間(14~19時)と長時間にわたっており、形状が大きく異なることがわかる。別途、順位和検定(両側5%)によりAとBの時間交通量(需要)係数の差を検定した

ところ、午後から深夜までの時間帯(15-23時)で差が有意であることが確認できた。一方、Cをみると、BよりもAの形状に類似していることがみてとれる。AとBの時間交通量(需要)係数の差が有意であった時間帯(15-23時)の、CとA、CとBの相関係数R(AC)とR(BC)を比べるとそれぞれ0.97と0.84であり、CとAの方が相関が強いことがわかる。

以上のことから、超過需要が存在する日/存在しない日ともに、本来は時間交通量(需要)係数がほぼ同じであり、超過需要が存在する日に観測される時間交通量(需要)係数は、超過需要分がピーク時間帯以降にズレ込んでいるものと推測することができる。

なお、同様の分析を他のいくつかのBNでも行った。その結果、東名高速下り日進サグや中央道下り小牧ジャンクションなど[Type A]では、図4-1と同様の結果が得られたが、東名高速上り東京料金所や東北道上り浦和料金所[Type B]では、AとCの形状に類似性が確認できなかった。この理由として次のようなことが考えられる。

Type Aは主として地方部に位置しており、渋滞が発生したとしても代替路として機能する道路がほとんど存在せず、経路を変更することが難しい。一方、Type Bは都市近郊であり代替路となる道路がいくつか存在する。そのため、交通状況によってユーザーは比較的柔軟に経路を変更することができ、BNを通行しようとした交通需要と車両感知器で観測(推計)された交通量とが必ずしも一致しないのではないだろうか。その結果、上述の仮定が成立しないと考えられる。すなわち、この仮定は、渋滞による経路変更が少ない都市間道路においては成立しやすいが、都市内/周辺道路では必ずしも成立しないことに十分注意しなければならない。

以上のような問題があり、その対応が課題ではあるものの、少なくとも都市間道路では成立すると考え、本研究では上述の仮定を採用する。

(2) 時間交通需要変動推計手法のフレームワーク
交通渋滞(超過需要)は方向別に発生する。ここでは、(1)の仮定に基づき、図4-2に示す3つのStepによって時間交通需要変動を方向別に推計する。これにより、リバーシブルレーンや動的路肩運用といった方向別の交通運用を想定した評価も可能となる。

(a) Step 1: 断面日交通需要変動

通常、計画/設計段階の道路では両方向合計、すなわち断面のAADTが想定される。これとここで

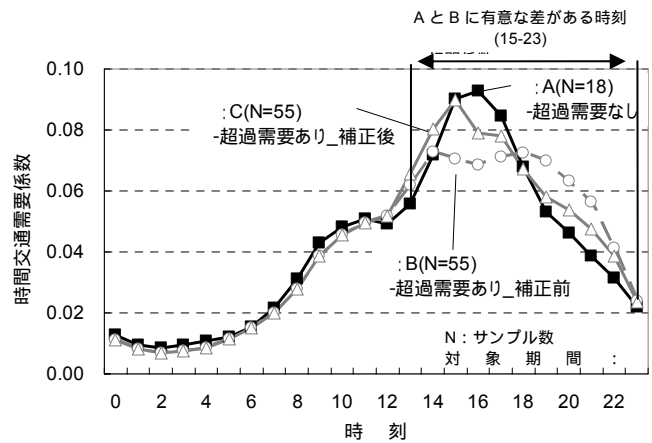


図4-1 日祝日の時間交通需要係数 (中央道上り41kp付近)

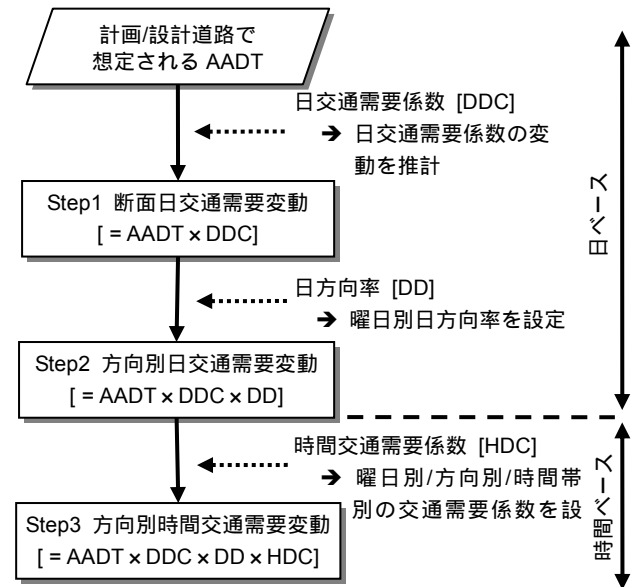


図4-2 方向別時間交通需要変動の推計フロー

推計する日交通需要係数(DDC=日交通量/AADT)の変動とを組合せれば、断面の日交通需要変動を推計することができる。ここでは、日交通需要係数の変動を推計する手法として次の2つを考える[日交通需要係数(DDC)の推計]。

手法1: 日交通需要変動に影響を及ぼす要因を説明変数として、日交通需要係数を推計。

日交通需要に影響を及ぼす要因としては、主に月(季節)、曜日、降水量(天候)の3つが考えられる。ここでは、それぞれを次のように分類し、数量化I類を用いて日交通需要係数を推計する。これにより、各要因の影響の大きさを定量的に分析評価することもできる。

- ・ 月(季節): 12カテゴリ [1月, 2月, ..., 12月]
- ・ 曜日: 9カテゴリ [日, 月, ..., 土, 連休, 特異日(正月, GW, お盆)]
- ・ 降水量(天候): 4カテゴリ [0mm/day,

<30mm/day, <90mm/day, ≥90mm/day]

手法2: 2003年をベースに3年間の類似日の平均的な日交通需要係数を求め、変動を推計。

表3-2に示したように、本研究の分析地点には最大3年分の交通量データが存在する。ここでは、2003年をベースに3年間の類似日の平均的な日交通需要係数を求め、変動を推計する。なお、連休、特異日といった曜日構成は年によって多少変化するものの、年間を通じた変動の傾向には大きな違いはないと考えられる。よって、道路の計画/設計に際しては、推計対象年の曜日構成が2003年と同一であると仮定し、この結果を用いて日交通需要変動を推計する。

(b) Step 2: 方向別日交通需要変動

方向別に時間交通需要を推計するため、Step 1で推計した断面日交通需要を日方向率(DD=ある方向の日交通量/断面日交通量)によって方向別に割り振る。ただし、日方向率は曜日によって異なると考えられる。たとえば、土曜日や連休(日祝日が連続する場合)/特異日(正月、GW、お盆)の前半には、都市部から地方部に向かう方向、日曜日や連休/特異日の後半ではその反対方向の日交通量がそれぞれ卓越すると考えられる。このことは、分析データからも確認することができた。よって、本研究では平日(月~金)、土曜日、日・祝日、連休前半/後半、特異日前半/後半の7つの曜日に分類し日方向率を設定する[曜日別日方向率(DD)の設定]。

なお、我が国の道路では、一般にその路線が連絡する2都市の特性等によって上り/下りの別が設定されている。しかし、たとえ同じ上り方向であったとしても“都市部に向かう方向”と“地方部に向かう方向”とがあり、時間変動の特性も地点によって様々である。本研究では、一般的な時間交通需要変動を推計することを目的としており、時間変動の特性に着目し、“ある特定の着目する時間帯”の時間交通量が大きい方向を“第一方向”、小さい方向を“第二方向”と定義する。自専道/一般道の数地点で時間変動特性を分析したところ、どの道路カテゴリでも平日の午前中に通勤もしくは業務交通の集中によるピークがみられた。よってここでは、平日午前のピーク時の時間交通需要の多寡により方向を設定する。なお、着目する時間帯(ピーク時)は、道路の利用特性を考慮し自専道で午前10時、一般道で午前7時とした。

(c) Step 3: 方向別時間交通需要変動

方向別日交通需要に曜日別/方向別の時間交通需要係数(HDC=各日の時間交通量/各日の日交通

量)を乗ずることにより、年間の時間交通需要変動を方向別に推計する。

$$HD_{ijkl} = AADT \times DDC_i \times DD_{ijk} \times HDC_{ijk} \dots \dots \dots (4-1)$$

ここに、

- HD: 時間交通需要
- DDC: 日交通需要係数
- DD: 日方向率
- HDC: 時間交通需要係数
- i: 道路カテゴリ(M1, M2, ..., H4, H5)
- j: 曜日(日祝, 平日, ..., 特異日前半, 特異日後半)
- k: 方向(第一方向, 第二方向)
- l: 時刻(0時, 1時, ..., 22時, 23時)

この曜日別/方向別の時間交通需要係数は、(1)の仮定に基づき、超過需要が存在しない日のデータによって設定する。まず、平均地点速度データにより超過需要が存在しない日を抽出し、次に曜日ごとの時間交通需要係数の形状を確認する。もし、曜日間で形状が類似するようならば、それらを同一パターンとして取り扱う。そして、各パターンの平均値を算出し、曜日別方向別の時間交通需要係数(HDC)とする。

4.4 道路カテゴリ別時間交通需要変動の推計

4.3で構築した推計手法を用いて、各道路カテゴリの平均的な時間交通需要変動を推計する。なお紙面の制約上、ここでは自専道の重要幹線[M1]と観光路線[M6]の結果を示す。

(1) 断面日交通需要変動 [Step 1]

(a) 影響要因分析

各道路カテゴリの全地点のデータを用いて数量化I類による分析を行い、日交通需要変動に影響を及ぼす要因について考察する。

表4-1より、今回対象とした3つの要因(月(季節)、曜日、降水量)の中では、曜日が日交通需要変動に最も大きく影響することがわかる。ただし、各曜日の影響の大きさ/傾向は道路カテゴリによって異なる。重要幹線[M1]では日・祝になると平日(月~金)に比べて交通需要が低下するのに対して、観光路線[M6]では大幅に増加する。

次に、月(季節)の影響をみると、影響の大きさに違いがあるもののどちらのカテゴリも8月に最も交通需要が増加する。これは、夏休みやお盆を利用した観光及び帰省目的の交通により交通需要が増加するためと推測する。

最後に降水量の影響をみると、両カテゴリとも

降水量の増加に伴い交通需要が減少することがわかる。これはChungら⁵⁾やKeayら⁶⁾の知見とも一致する。さらに、降雨による交通需要の低下の程度は、重要幹線[M1]よりも観光路線[M6]の方が大きい。これは業務交通に比べて観光交通の方が気象状況に応じてトリップを止める、もしくは延期することが容易であるためと考えられる。すなわち、降雨による交通需要の低下量は道路の利用特性によって異なるといえる。

(b) 推計手法の精度検証

4.3で検討した日交通需要係数の変動を推計する2つの手法の精度を検証する。ここでは、まず各道路カテゴリに属する全地点のデータにより、平均的な断面の日交通需要係数の変動を推計(推計値)する。そして、その結果と無作為に抽出したそれぞれの代表地点の変動(観測値)とを比較する(図4-3、図4-4)。ただし、ここで述べる手法2では、降雨による交通需要への影響は考慮していない。これは、“非降雨時データのみで日交通需要係数の変動を推計し、それと降雨に伴う需要の低下率とを組み合わせる”という改良案を別途検討したが、全体的な精度に大きな差がなかったためである。

観測値と推計値との相関係数、MAREを比較すると、若干ではあるが手法1よりも手法2の方が精度が良いことがわかる。この結果は、今回対象とした代表地点以外の数地点で検証しても同様であった。これは、手法1が最小二乗法により最も平均的な値を算出するものであるため、同じ特異日であっても1月1日と1月2日のように微妙に異なる日交通需要の特徴を推計し切れないのに対し、手法2は各日の観測値の平均値であるため、日々の微妙な違いを推計に反映できるからであると考えられる。しかし、これら手法の精度の差はわずかであり、現時点では手法2の方が適当であるとは言い切れない。また、各手法にはそれぞれの特徴がある。手法1は、各要因を組合せることにより日交通需要係数を推計するため、年によって異なる曜日構成を考慮することができる。一方、手法2は、考え方が簡便でわかりやすいため、実務担当者も抵抗なく利用することができる。最終的な手法については、これら特徴を考慮しつつ決定する予定である。なお、これ以降は、便宜上手法2の推計結果を用いて推計精度の検証を行う。

(c) 特定地点における日交通需要変動の補正

本研究では、各道路カテゴリの平均的な日交通需要変動を推計している。このため、個々の地域/路線に独自の変動特性がある場合、ここで推計される平均的な変動と個々の地点の変動とは必ず

表4-1 数量化理論 類の適用結果

要因	カテゴリ	M1: 重要幹線					M6: 観光路線					
		スコア	-0.5	0.0	0.5	1.0	スコア	1.0	-0.5	0.0	0.5	1.0
曜日	日・祝	-0.099					0.245					
	月	-0.061					-0.193					
	火	-0.012					-0.207					
	水	0.004					-0.185					
	木	0.013					-0.193					
	金	0.062					-0.093					
	土	0.062					0.222					
	連休	0.012					0.593					
特異日	0.148					0.701						
月	1月	-0.076					-0.146					
	2月	-0.035					-0.038					
	3月	0.066					0.044					
	4月	-0.003					-0.053					
	5月	-0.036					-0.030					
	6月	-0.044					-0.055					
	7月	0.009					0.056					
	8月	0.110					0.330					
	9月	0.010					0.044					
	10月	0.007					0.087					
	11月	0.022					0.009					
	12月	-0.014					-0.016					
降水量	0mm	0.010					0.034					
	1-30mm	-0.018					-0.043					
	31-90mm	-0.037					-0.106					
	>90mm	-0.084					-0.234					
			定数項: 1.000				定数項: 1.000					

連休: 日祝が2日以上続く場合, 特異日: 12/29 ~ 1/4, 4/29 ~ 5/5, 8/10 ~ 8/16

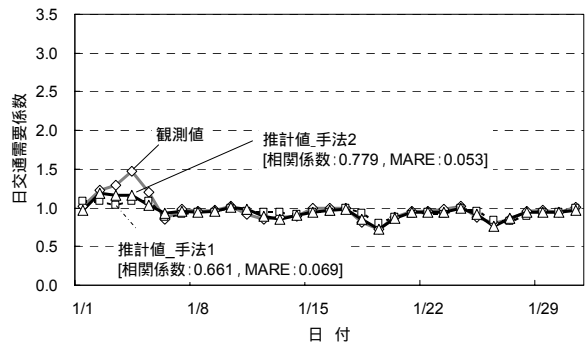


図4-3 日交通需要係数/変動の推計結果[M1] (東名高速[音羽蒲郡 - 岡崎])

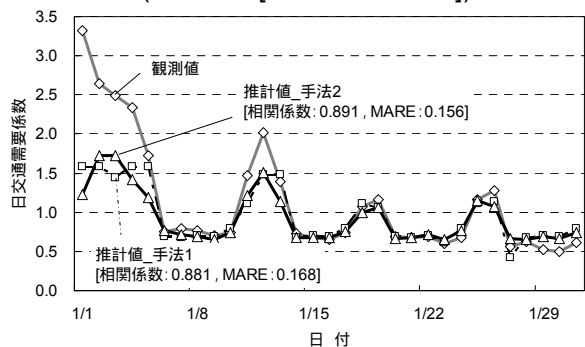


図4-4 日交通需要係数/変動の推計結果[M6] (伊勢道[伊勢西 - 伊勢])

しも一致しない。図4-4をみると、1月上旬、特に特異日や連休時に観測値と推計値の乖離が大きいことがわかる。これは、伊勢・志摩地域の主要な観光地である伊勢神宮への初詣客により、この期間だけ特に交通需要が増加するといった伊勢道独自の変動特性があるためと推測する。もし、

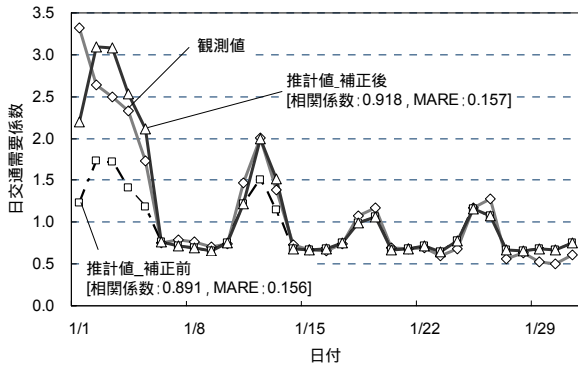


図4-5 伊勢道[伊勢西 - 伊勢]の補正前後の比較

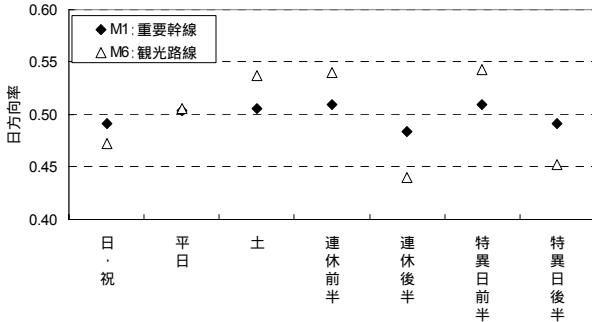


図4-6 曜日別日方向率[第一方向]

この伊勢道のように特定の期間、曜日に交通が集中する地点の変動を、各道路カテゴリの平均的な変動から推計する必要がある場合には、次のような補正の方法も考えられる。

これは、まず、交通が集中する曜日(m :特異日)の日交通需要係数の平均値を交通が集中する期間($PADDC_m$:1月)と全期間($ADDC_m$:1年間)で求め、特異地点補正係数(α_m)を算出する(式4-2)。そして、それを各道路カテゴリの平均的な日交通需要係数に乗ずる、といったものである。

$$\alpha_m = PADDC_m / ADCDC_m \dots\dots\dots (4-2)$$

ここに、

- α : 特異地点補正係数
- $PADDC$: 交通が集中する期間の日交通需要係数の平均値
- $ADDC$: 年間の日交通需要係数の平均値
- m : 交通が集中する曜日(日祝, 特異日など)

補正前後の精度を比較した結果を図4-5に示す。全体的な精度[相関係数 = 0.891→0.918, MARE=0.156→0.152]はあまり変わらなかったものの、交通が集中する期間・曜日の精度が向上したことが確認できる。なお、今回の補正係数は、伊勢道の数地点を対象に算出した値を用いている。

(2) 方向別日交通需要変動 [Step 2]

曜日別日方向率の設定結果(第一方向)を図4-6

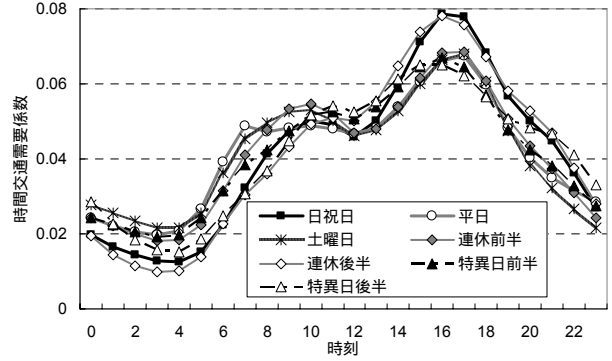
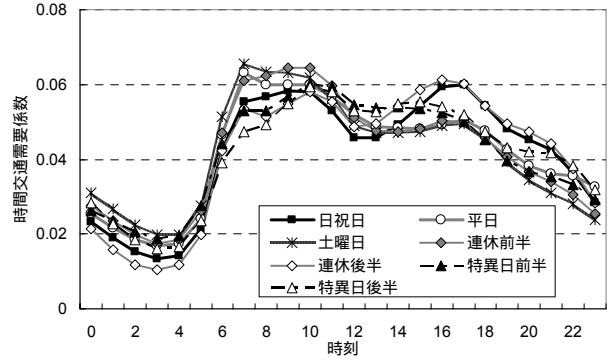


図4-7 曜日別時間交通需要係数[M1]
(上：第一方向，下：第二方向)

に示す。なお自専道の第一方向は、そのほとんどが都市部から地方部へ向かう方向となっている。重要幹線[M1]では、どの曜日でも方向率が0.5付近であり、日方向率の偏りが小さいことがわかる。一方、観光路線[M6]では、土曜日や連休/特異日の前半で第一方向の日方向率が大きくなっている。これは、都市部から地方部へ向かう観光/レクリエーション目的の交通が利用するためと考えられる。反対に日曜日や連休/特異日の後半では、地方部からの行楽帰りの交通が多くなり、第一方向の日方向率が大きく低下すると推測できる。

(3) 方向別時間交通需要変動 [Step 3]

(a) 時間交通需要係数の設定

曜日別/方向別の時間交通需要係数の設定結果(重要幹線[M1])を図4-7に示す。ほとんどが都市部から地方部へ向かう方向である第一方向では、朝(6~10時)がピークとなっている。一方、第二方向では、ピークが夕方(15~18時)である。これは、午前中に都市部から地方部へ向かい、夕方に帰社するという業務交通が都市間の自専道を利用しているためと考える。また、平日や土曜日、連休前半に比べて日祝日、連休後半では、第二方向の夕方ピークの時間交通需要係数が大きくなっている。これは週末を観光地等で過ごした行楽地からの帰宅交通がこの時間帯に集中するためと推測する。なお、観光路線[M6]や幹線[M2]といった

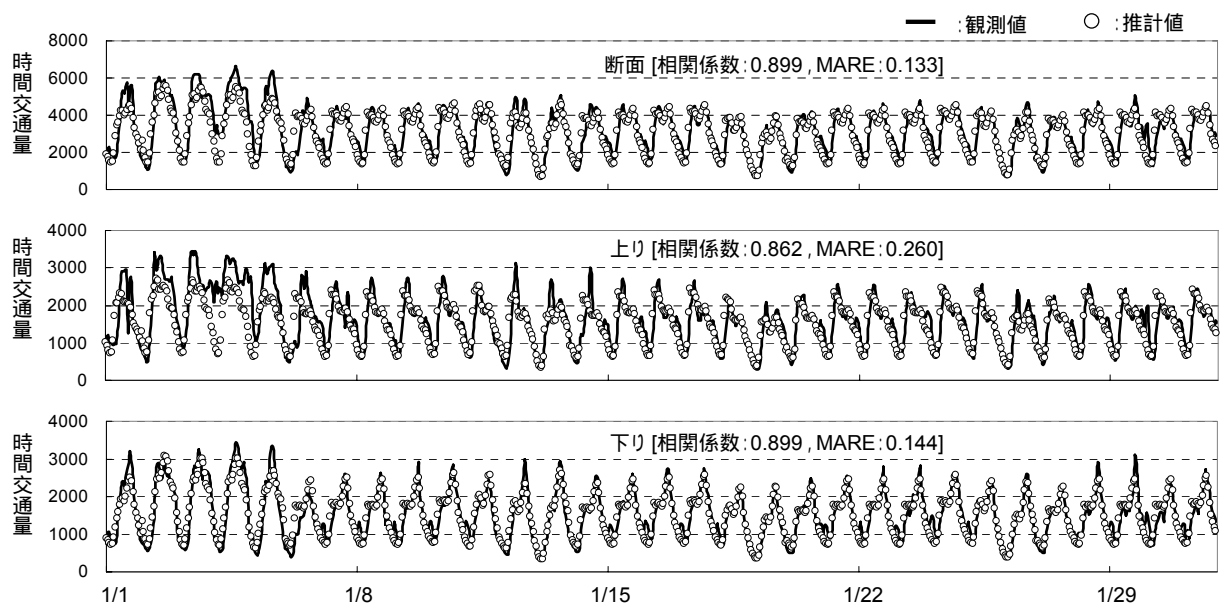


図4-8 年間の時間交通需要変動の再現結果[M1] (東名高速[音羽蒲郡 - 岡崎])

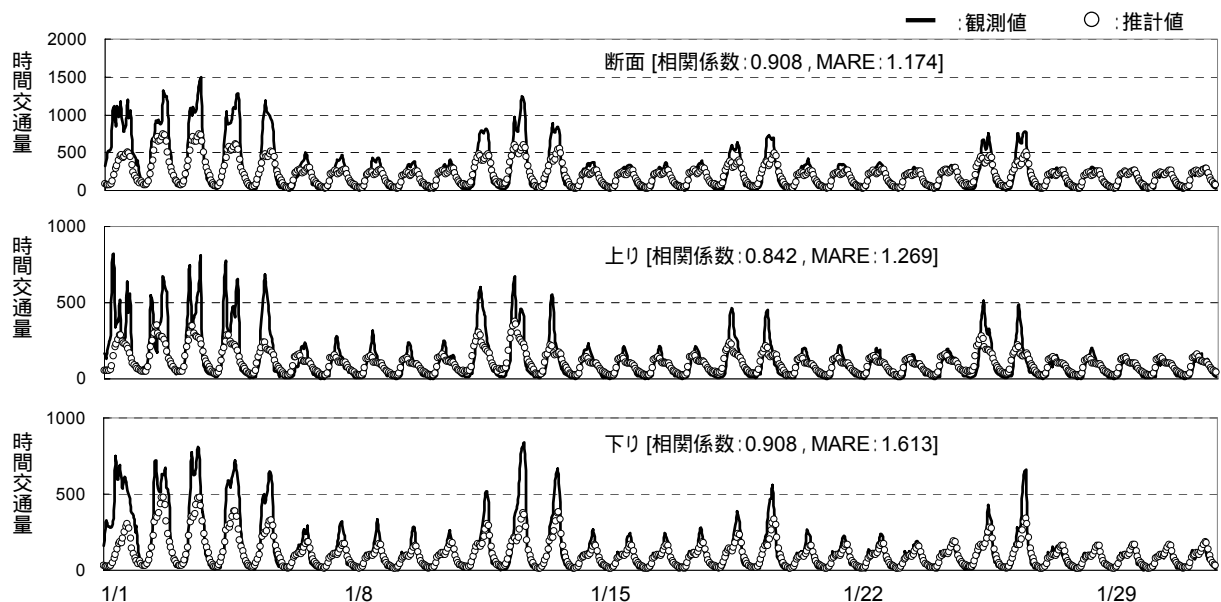


図4-9 年間の時間交通需要変動の再現結果[M6] (伊勢道[伊勢西 - 伊勢])

他の道路カテゴリでも同様の傾向がみられたが、時間変動の大きさは全体的に幹線系よりも観光系の方が大きかった。

(b) 年間の時間交通需要変動の推計結果

図4-8、図4-9に、重要幹線[M1]と観光路線[M6]の平均的な年間時間交通需要変動(推計値)と、それぞれの代表地点の変動(観測値)を示す。ここでは紙面の制約上、一か月分(1月)の推計結果を掲載する。平均的な変動と個別地点の変動とを比較しているため、個々の時間帯の観測値と推計値とは必ずしも一致しないが、“特異日に交通需要が増加する”、“平日のピークは午前中にある”といった全体的な変動の傾向は、反映されていることが図か

ら確認できる。

表4-2は、各道路カテゴリの平均的な年間時間交通需要変動(推計値)と代表2地点の変動(観測値)との相関係数、MAREを整理したものである。なお、代表地点は無作為に抽出した。M2 山陽道((和気-山陽)、M4 関越道(花園-本庄児玉)、H1 国道16号(横浜市旭区)など一部の地点では相関係数が0.70前後(表中の網掛け部分)となっているものの、その他は専ら道、一般道とも0.80を超えており、観測値と推計値の相関が強いことがわかる。ただし、これはあくまでも代表地点での検証結果であることに注意が必要である。

4.5 まとめ

本章では、計画/設計道路の性能をよりの確に評価するため、年間8,760時間の時間交通需要を時系列的に推計する手法を構築し、第3章で提案した道路カテゴリごとに平均的な時間交通需要変動を推計した。主な知見・特徴を以下にまとめる。

1) 日交通需要変動に影響を及ぼす主な要因として月(季節)、曜日、降水量の3つを挙げ、それらの影響の大きさについて数量化I類により定量的に分析した。その結果、曜日が最も日交通需要に大きく影響することがわかった。また、道路の利用特性(道路カテゴリ)によって、各要因が日交通需要に与える影響の大きさが異なることが明らかとなった。

2) 日方向率は、幹線系(M1)よりも観光系(M6)の方が、また平日よりも連休/特異日の方が、大きくなることがわかった。これは、リバーシブルレーンや動的路肩運用といった交通運用の導入を検討する際の有益な知見である。

3) 車両感知器では直接観測することが困難な超過需要を考慮するため、日ベースと時間ベースに分けて年間8,760時間の時間交通需要変動を推計する手法を構築した。これにより年間8,760時間を対象に計画/設計道路の性能を評価することが可能となる。ただし、今回の推計には突発的な事故や工事による交通需要の低下の影響が考慮されていないため、改良していくことが必要である。

4) 構築した3)の手法により、各道路カテゴリの平均的な時間交通需要変動を推計した。そして、その推計結果と無作為に抽出した各カテゴリの代表地点の変動とを比較したところ、個々の時間帯では観測値と推計値が必ずしも一致しないものの、全体的な変動の傾向が推計値に反映されていること、観測値と推計値の相関が強いこと、などが確認できた。

参考文献

- 1) たとえば、井上廣胤：交通量の季節変動，交通工学，vol.17, No.5, pp.15-20, 1982.
- 2) 山田晴利，中村英樹，西川昌宏：交通量変動特性を考慮した車線数決定方法に関する分析，土木技術資料38-8, pp.26-31, 1996.
- 3) 中村英樹，山田晴利：日交通量変動パターンと道路特性の分析，土木計画学研究・講演集，

表4-2 各道路カテゴリの平均的な年間時間交通需要変動と代表地点の時間交通需要変動との検証結果

カテゴリ	路線名	区間/地点	断面	上り	下り
M1	東名高速	音羽蒲郡 IC-岡崎 IC	0.899 (0.133)	0.862 (0.260)	0.899 (0.144)
	名神高速	瀬田東 IC-瀬田西 IC	0.910 (0.285)	0.897 (0.310)	0.873 (0.633)
M2	中央道	恵那 IC-瑞浪 IC	0.918 (0.173)	0.837 (0.313)	0.900 (0.237)
	山陽道	和気 IC-山陽 IC	0.859 (0.188)	0.746 (0.338)	0.705 (0.354)
M3	京葉道	船橋 IC-花輪 IC	0.960 (0.156)	0.914 (0.174)	0.926 (0.185)
	近畿道	東大阪北 IC-東大阪 JCT	0.985 (0.144)	0.973 (0.192)	0.969 (0.140)
M4	関越道	花園 IC-本庄児玉 IC	0.866 (0.235)	0.734 (0.335)	0.798 (0.534)
	北陸道	福井北 IC-丸岡 IC	0.912 (0.220)	0.897 (0.206)	0.870 (0.264)
M5	徳島道	土成 IC-脇町 IC	0.893 (0.286)	0.863 (0.415)	0.879 (0.337)
	中国道	ひょうご東条 IC-滝野社 IC	0.958 (0.174)	0.886 (0.231)	0.932 (0.215)
M6	伊勢道	伊勢西 IC-伊勢 IC	0.908 (1.174)	0.842 (1.269)	0.908 (1.613)
	磐越道	津川 IC-三川 IC	0.923 (0.239)	0.832 (0.533)	0.872 (0.599)
H1	国道 1 号	三重県四日市市采女町清水	0.910 (0.128)	0.920 (0.134)	0.851 (0.175)
	国道 16 号	横浜市旭区桐ヶ作	0.865 (0.278)	0.699 (0.166)	0.898 (0.233)
H2	国道 2 号	広島県福山市今津町	0.977 (0.085)	0.946 (0.135)	0.975 (0.092)
	国道 302 号	名古屋市西区八筋町	0.972 (0.181)	0.963 (0.205)	0.951 (0.282)
H3	国道 11 号	香川県高松市六条町下川西	0.966 (0.360)	0.958 (0.430)	0.951 (0.360)
	国道 20 号	長野県諏訪郡下諏訪町友之町	0.972 (0.121)	0.963 (0.278)	0.965 (0.160)
H4	国道 41 号	岐阜県加茂郡川辺町中川辺	0.972 (0.149)	0.967 (0.151)	0.940 (0.216)
	国道 153 号	長野県飯田市北方	0.955 (0.205)	0.947 (0.256)	0.944 (0.198)
H5	国道 5 号	北海道山越郡長万部町字国縫	0.949 (0.144)	0.929 (0.263)	0.916 (0.206)
	国道 18 号	新潟県中頸城郡妙高高原町関川	0.950 (0.129)	0.924 (0.174)	0.927 (0.184)

*上段：相関係数，下段：MARE

No.16, pp. 27-34, 1993.

- 4) Brilon, W., Geistefeldt, J. and Regeler, M.: Randomness of Capacity – Idea and Application, Proceedings of the 5th ISHC, Vol. 1, TRB, pp.147-157, 2006.
- 5) Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M. and Morita, H.: Effect of Rain on Travel Demand and Traffic Accident, 8th IEEE Intelligent Transportation Systems Conference, 2005.
- 6) Keay, K. and Simmonds, I.: The Association of Rainfall and Other Weather Variables with Road Traffic Volume in Melbourne Australia, Accident Analysis and Prevention, Vol.37, pp.109-124, 2005.
- 7) Hanbali, R. M. and Kuemmel, D. A.: Traffic Volume Reductions Due to Winter Storm Conditions, Transportation Research Record 1387, TRB, Washington, D.C., pp.159-164, 1993.

第5章 各種条件下における時間交通量～平均速度関係の定式化

5.1 はじめに

性能照査型道路計画設計を行うに際しては、任意の時間交通量が与えられたとき、想定する道路構造・交通運用の下で実現する交通状況を推定することが必要となる。この交通状況は、道路構造のみならず、大型車混入などの交通特性、昼間/夜間や路面状況、天候などの周辺環境条件、平日/休日によるドライバーの特性の違いなどによって異なる可能性があり、その影響の大小を定量的に知っておくことが必要である。

本章では、車両感知器データを用いて、2方向2車線および多車線の代表的な道路構造において様々な地形条件、交通条件、沿道条件、気象条件における交通量～速度(Q-V)の関係を分析する。そして、各種要因による交通流への影響を定量的に把握し、これら条件下におけるレファレンスとなるQ-V曲線を設定する。なおここでは、道路構造や交通状況が異なる“高速道路/一般有料道路(自動車専用道路)”と“一般道”とに分け、それぞれ分析を行う。

5.2 往復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

本節では、往復分離2車線自専道の性能照査型設計をねらいとして、まず現行の道路規格での運用状態を分析する。詳しくは、幾何構造が比較的類似している現在供用中の暫定2車線区間において、性能指標として走行速度を取り上げ、様々な要因が交通量 - 速度曲線に与える影響度について分析を行う。ここでは、平日/休日、降雨量、大

型車混入率、付加車線、縦断勾配の5要因について分析を行う。

大型車混入率の影響についての研究は古くから行われており、桑原ら¹⁾は速度 - 交通量 - 大型車混入率の関係を表す3次元曲面を表現するパラメータを提案している。また、往復2車線自専道を対象としたものは、吉川ら²⁾による交通容量や付加車線の影響に関する研究、Catbaganら³⁾による追従状態を反映したサービス水準指標に関する研究があるのみである。

(1) 分析データ

旧JHから入手した全国の2002～2004年の3年間の車両感知器のデータを使用する。これらは、交通量、大型車交通量、地点平均速度が車線別、方向別に5分間単位で記録されたものであるが、不安定な変動の影響を排除するため15分間交通量に集計し直す。その際、15分間平均速度は交通量による加重平均値とする。

暫定2車線区間の場合、車両感知器はIC間に1基の割合で設置されている。その中から往復4車線への拡幅が行われず、3年間片側1車線であった地点を選定し、7路線36基の車両感知器を分析対象とした(徳島道8地点、松山道4地点、高知道2地点、秋田道2地点、山形道2地点、磐越道12地点、東北陸道6地点)。分析対象地点の規制速度はいずれも平時70km/hである。降雨時の規制速度については、データが得られないため考慮しない。

降雨量による影響の分析に使用するのは、(財)日本気象協会から入手したAMeDASのデータで、1時間ごとの降雨が1mm単位で記録されており、小数点以下は切り捨てられている。降雨量の観測

所は全国に約1,300箇所あり、概ね17km間隔で設置されている。車両感知器地点と降雨観測所の緯度経度を用いて、距離が最短となる観測所のデータをその車両感知器地点の降雨量データとする。

(2) 分析データの処理方法

図5-1の黒いプロットは、東海北陸自動車道上り63.28kpにおける15分間交通流率と平均速度の関係を一例として示したものである。交通流率が同じでも速度が幅広く分布していることがわかる。これには、低速車両が1台でも存在すると、その後続車両はその速度に拘束されるという往復2車線道路特有の特性が表れている。

図5-1のような交通量 速度(以後、Q-V)特性を性能曲線として一本のQ-V曲線として代表させるために、交通流率レベル別に代表走行速度を求める。その際、交通流率50台/hをひとつのレンジとし、そのレンジ内の速度分布の85パーセンタイル値をその交通流率レベルの代表走行速度とする。

また、代表値を求める際、渋滞、工事、異常データを取り除くため、地点平均速度が50km/h以上のデータを使用すること、代表値の信頼性を確保するため、50台/hのレンジの中にサンプル数が10以上存在することを条件とした。得られたQ-V曲線の一例が図5-1の赤いプロットである。

(3) 交通要因と気象要因のQ-V曲線への影響

(2)のような手順で代表させた条件ごとの85パーセンタイルQ-V曲線を使用して、各要因の影響度を、条件が変化したときの速度低下量で示す。ある要因の分析を行う場合、他の要因の影響をできるだけ排除することが望ましいため、表5-1のように着目する要因以外の要因を固定して分析を行う。例えば、表中の平日/休日による影響分析では、降雨量0~1mm/h、大型車混入率0~10%、4~11月、昼間(7時~19時)という条件によって抽出されたデータを用いて分析することを意味している。

(a) 平日/休日による影響

表5-1のように抽出されたデータを用いて、平日と休日(土日祝、特異日)におけるQ-V曲線の違いを36地点について(平日Q-V曲線)-(休日Q-V曲線)という形で表したものが図5-2である。交通流率が低いレベルでは平日の走行速度の方が高いが、交通流率が高くなるにつれて、休日の走行速度が平日より高くなっていく傾向がある。しかし、その差は最大で2km/h程度と小さく、中央値もほぼ0であるため、平日と休日のQ-V曲線に有意な差はない。これは、往復分離2車線道路では、各ドライバー

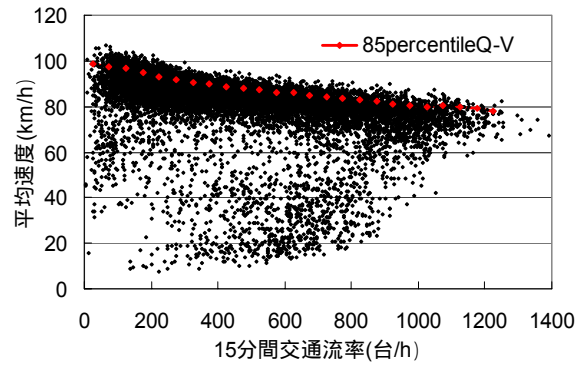


図5-1 暫定2車線区間のQ-V特性

表5-1 分析の条件設定

分析項目	他要因の条件				
	平/休	降雨	大型車混入率	季節	昼夜
平日/休日		0~1mm/h	0~10%	4~11月	昼間
降雨量	平日		0~10%	4~11月	昼間
大型車混入率	平日	0~1mm/h		4~11月	昼間

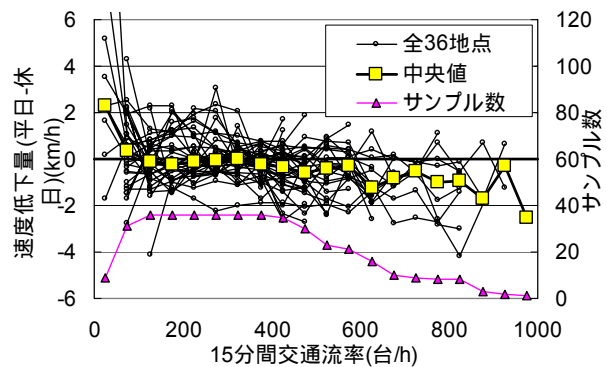


図5-2 平日と休日のQ-V曲線の比較

が望む速度で必ずしも走行できないため、平日/休日によるトリップ目的構成の違い(業務、観光)がQ-V曲線に影響を与えなかったと考えられる。

(b) 降雨量による影響

降雨量を0~1、1~3、3~7、7~mm/hの4つのレベルに分類して分析を行った。36地点における(降雨量0~1mm/hのQ-V曲線)-(各降雨量レベルのQ-V曲線)の中央値をとったものが図5-3の3本の実線である。これより降雨量が大きくなるに従って、速度低下量が大きくなっていることがわかる。また、降雨量0~1mm/hと1~3mm/hの速度差が1~3mm/hと3~7mm/h、3~7mm/hと7~mm/hの速度差より大きく、降雨量の大きさより降雨の有無の方がQ-V曲線により大きな影響を与えていることがわかる。また、交通流率200台/hまでは速度低下量が大きい。これは、降雨時、交通流率の低い状態では、前後に走行車両が少ないため、ドライバーが慎重に走行することを選択しているためだと考えられる。また、交通流率400台/hを超えると速度低下量は増加傾向になる。これは、視界不良や路面状態の影響で

車群中の車両が速度低下を起こし、それが後続の車群に波及したためであると考えられる。

(c) 大型車混入率による影響

次に大型車混入率を0~10, 10~20, 20~30, 30~%の4つのレベルに分類して分析を行った。(b)と同様に、36地点における(大型車混入率0~10%のQ-V曲線) - (各大型車混入率レベルのQ-V曲線)の中央値をとったものが図5-4の3本の実線である。これより、大型車混入率が大きくなるに従って、速度低下量が大きくなっていることがわかる。また、降雨量による影響と異なり、交通流率300台/h以下では大型車混入率レベル間の速度低下量が同程度であった。つまり、大型車混入率がさらになくなった場合もQ-V曲線への影響は直線的に増加していくと推測される。

また、交通流率が300台/hまでは横ばいで、300台/hを超えると大型車混入率が20%以上のとき、速度低下量は増大していく。これは、300台/h以下では車群形成が少ない状態であるため、大型車自体の走行速度が、平均速度に影響を与えたためであると考えられる。また、交通流率300台/h以上では、車群が形成されやすいため、降雨による影響と同じく、大型車の走行速度が後続の車群に波及し、平均速度の低下をもたらしたと考えられる。

(4) 幾何構造要因のQ-V曲線への影響

ここでは、付加車線、縦断勾配がQ-V曲線に与える影響を分析する。(2)で分析した各要因の影響を排除するため、降雨量0~1mm/h, 大型車混入率0~10%, 4~11月, 昼間(7時~19時)の条件で抽出されたデータを使用する。平日と休日のQ-V曲線に明確な違いが認められないという結果が得られたので、分析ではこれらを区別しないこととする。このようなデータを使用して得られた36地点における85パーセントイルQ-V曲線を比較する。

(a) 付加車線による影響

車両感知器設置地点の上流に付加車線がある場合、それまでに追従状態にあったドライバーは前方の低速車両を追い越し、車群から解放される可能性があるため、Q-V曲線に影響を与えられとされる。そこで、上流の付加車線終端部からの距離が1.5km以内の「近い」地点と4.0km以上の「遠い」地点の85パーセントイルQ-V曲線を比較する(図5-5)。これより、上流部付加車線から「近い」地点の方が、走行速度が高く、中央値で3~4km/hの差があることがわかる。これは、付加車線によって車群が分散された結果であると考えられる。また、交通流率レベルによって中央値の差がなく、

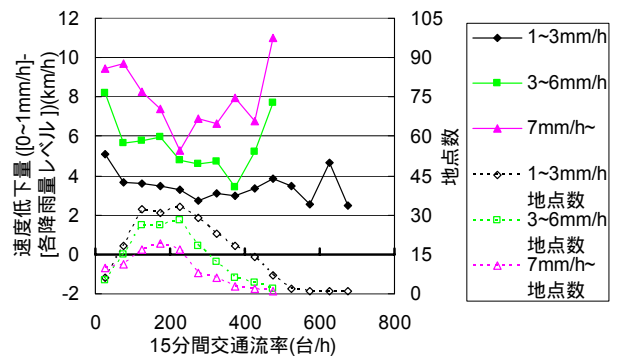


図5-3 降雨量による速度低下量

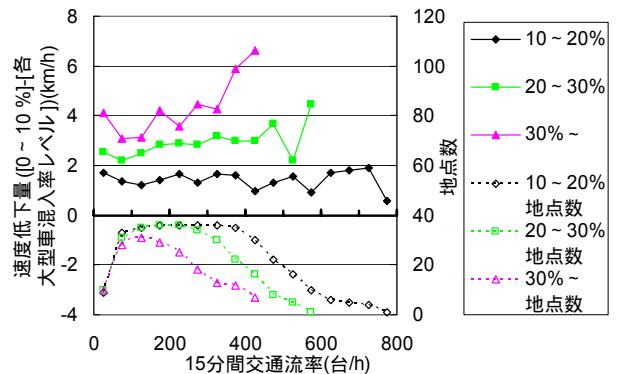


図5-4 大型車混入率による速度低下量

交通流率が低く車群が形成されにくい場合でも、付加車線によって走行速度が上昇していることがわかる。このように、付加車線がQ-V曲線に影響を与えることは明らかであるが、限定されたサンプル数での比較である上、Q-V曲線に影響を与えられとされる他の幾何構造要因が十分排除できていないため、その影響の大きさについては参考程度にとどめるべきであろう。

(b) 縦断勾配による影響

車両は、上り勾配において走行速度が低下し、Q-V曲線に影響を与えられとされる。本研究では、上り勾配が2%以上のものを上り勾配、2%~2%のものを平坦と定義し、これらの85パーセントイルQ-V曲線を比較する(図5-6)。これより、平坦な地点のほうが、上り勾配地点より1~3km/h程度走行速度が高いことがわかる。また、交通流率が大きくなるに従って、その影響も大きくなっていく。交通流率が大きくなると、低速車両の後続車両が低速走行を強いられるために平均速度が低下したものとされる。しかし、縦断勾配による影響も(a)の付加車線による影響と同様に、結果の値そのものについては注意が必要である。

(5) Q-V曲線による性能照査方法の検討

図5-7は、以上の分析結果をもとに影響度が明らかになった降雨量と大型車混入率を考慮し、条件別に往復2車線自専道のQ-V性能曲線を設定した

ものである。実線は実データを直線近似したもので、破線は近似直線から予想されるQ-V曲線である。交通容量は、渋滞流が発生する東海北陸道の車両感知器設置地点のQ-V特性を参考に決定した。東海北陸道の交通容量について分析した吉川ら²⁾も同程度の値を報告している。

このQ-V性能曲線を明らかにすることによって、性能照査型設計が可能になる。例えば、平日の朝夕に800台/hの需要が見込まれ、80km/hの走行速度が要求される場合、大型車混入率が20%以下ならば、往復2車線道路を採用できるが、30%を越える場合は、代替横断面が必要である。降雨が多い地方でも同様である。一方、平日には需要が少ないが、紅葉シーズンの休日に1,200台/hの需要があるような場合は、走行速度は低くなるが、降雨を想定外とし、往復2車線道路を採用できるだろう。また、新直轄方式で建設されるような極めて交通容量が少ないと予想される道路に関しては、既存の構造ではオーバースペックであるため、勾配、線形、幅員などに特例値を用いて、コストダウンを図ることが可能である。

(6) 課題

図5-7のようなQ-V性能曲線を得ることができたが、このQ-V性能曲線の信頼性をより向上するために、次のような課題が明らかになった。

大型車混入率30%～、降雨量7mm/h～、交通流率1000台/h～のようなときのデータのサンプルが少ないため、より詳しい分析によって、この部分を補完する必要がある。

幾何構造要因(特に、平面・縦断線形)が与える影響については、定点観測である車両感知器データによる分析では限界があるため、走行実験を行い、これを明らかにする必要がある。

暫定2車線区間に存在しないような、より厳しい幾何構造条件の影響については、類似する構造において分析を行い、補完する必要がある。

また、往復2車線自専道の性能評価をQ-V曲線のみによって行うことには注意が必要である。それは、往復分離2車線は、付加車線付き区間以外で追い越しが不可能であるため、車群ができやすく、交通流率が同じであっても、追従状況により走行速度が大きく異なるからである。そのため、第7章で提案するような、追従状況を考慮した運転の自由度・快適性を評価する指標と走行速度の両指標の対応関係を明らかにする必要がある。

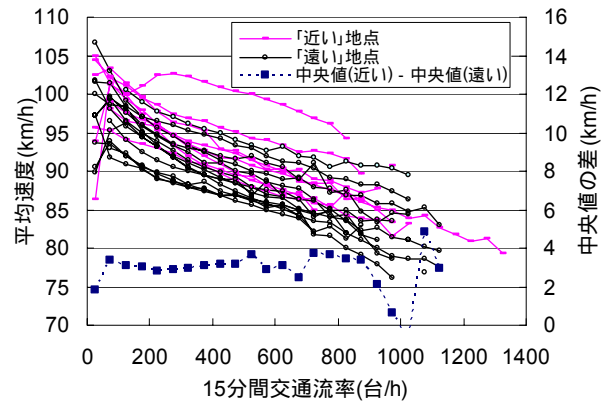


図5-5 付加車線による影響

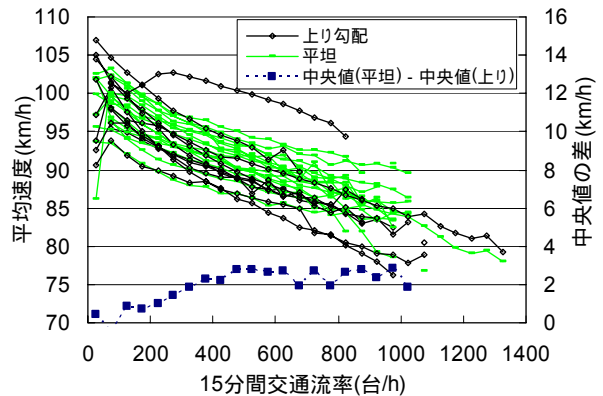


図5-6 縦断勾配による影響

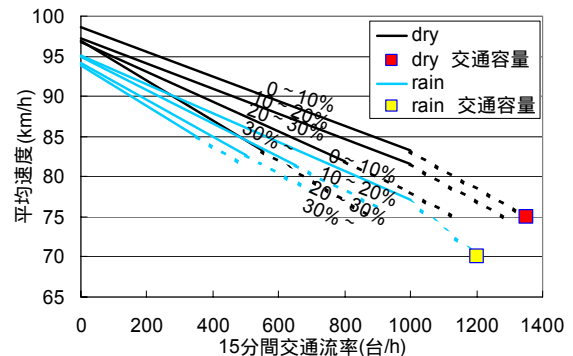


図5-7 設定した往復2車線自専道の性能曲線

5.3 多車線自専道における交通量 - 速度関係の分析

次に、多車線自専道を対象として各種条件がQ-V関係に与える影響の分析を行う。多車線自専道における内側車線は追越車線であり、一般に内側の車線ほど速度は高く、車線間でQ-V関係の変動特性は異なると考えられる。したがって、本節では車線別に分析を行い、かつQ-V関係の定式化は片側車線数・規制速度別に分類して行う。なお、2車線自専道の分析結果(5.2)より、大型車混入率と降雨量がQ-V曲線に特に大きく影響することが明らかとなった。そのため、ここではこの2つの要因に着目しQ-V関係への影響分析、およびそれらを踏まえてのQ-V性能曲線の定式化(モデルの

構造・説明変数)について考察する。分析条件・範囲は昼間(8:00-16:00)、平日、非渋滞流状態とする。なお、本節では、道路の線形等の影響を受ける特定地点のQ-V関係でなく、あるリンクの特定車線における全体的なQ-V性能曲線を表す定式化を目指すものであり、その2つの要因により変動するQ-V関係を考察するものである。

(1) 分析データ

(a) 車両感知器データ

分析には、旧JHから入手した車両感知器による交通量・速度データを用いる。これらは、車線別に交通量、大型車交通量、占有率、速度が5分単位で集計されたものである。対象期間は1998年～2001年の4年間であるが、場所によっては1～2年間のデータしか入手できていない。対象道路および区間は表5-2のような4つの路線の上下線における単路部であり、各道路の起点・終点、本線料金所、トンネル等、自専道において連続的な走行環境に影響を及ぼす施設付近の地点は除外した。

また、欠測やエラーデータが多すぎて利用不可能な地点、拡幅工事等により道路幾何構造が対象期間中に变化した区間の地点からのデータも分析から除外し、その結果、739箇所を分析対象データとした。4つの対象路線は本州を縦方向にほとんどカバーするため、特定の区間・地点で行われた既往研究に比べて、汎用性・一般性の高い有効な結果が得られるものと考えられる。

(b) AMeDASデータ

本分析で用いる降雨データは日本気象協会から入手したAMeDASデータを活用した。本分析では各気候観測所の位置情報(緯度・経度)を利用し、各車両感知器から直線距離がもっとも近い気象観測所を探索して、その降雨量と交通データを関連づけて分析データを作成した。

車両感知器と最寄り気象観測所間の距離は、近い場合は数100mであるが、遠い場合では10kmを超える。この場合、車両感知器位置における実際の降雨量と分析データ上の降雨量が異なる可能性があるが、本分析のように数百箇所を対象に降雨量と交通現象を調べるには、こうした統計データベースを活用する方法を取らざるを得ない。各車両感知器と最寄りの気象観測所間の平均距離は6.0km、標準偏差は3.1kmである。

交通現象に影響を与える説明変数には1時間累積降雨量を採用した。速度観測時の10分間降雨強度[mm/h]を利用する方法もあるが、入手したAMeDASデータの10分間降雨データは0.5mm刻み

表5-2 データ収集道路および対象区間^a

対象道路	分析区間	対象区 間延長 (km/h)	IC間平均AADT (千台/日)			大型車 の割合 ^c (%)
			対象 区間	都市部 ^b	地方部	
東名高速	東京 三ヶ日	251.7	78.5	120.5	69.7	21.8
東北道	東京 青森	679.5	33.4	85.5	29.7	20.6
中央道	東京 名古屋	366.8	40.1	116.8	37.5	15.7
中国道	大阪 下関	543.1	23.5	74.2	15.3	19.5

a. 日本道路公団年報 事業の概要と道路統計(平成14年) 資料は平成13年度 .b. 東京IC 厚木IC(東名)、川口JCT 久喜IC(東北)、高井戸IC 八王子IC(中央)、吹田JCT 神戸JCT(中国) .c. 各道路全区間の年間利用台数に対する中型車・大型車・特大車の割合。

降雨量[mm]のため、降雨強度に換算すると3mm/hの倍数でしか降雨強度が得られない。そこで本節では、車両感知器の5分間集計値の観測時刻より1時間前からの累積降雨量[mm]を用いる。

(c) データクレンジング

本分析では非渋滞流におけるQ-V関係を分析するため、下流側のボトルネック・交通事故等による渋滞流から得られたデータは削除する必要がある。また、メンテナンス作業等によりある車線が一時的に閉鎖された場合、隣接車線における交通流は正常的な状態とはいえない。さらに、長期間のデータを用いるため、その中には車両感知器のセンサとしての精度が低下し、メンテナンスが必要な時期に観測されたデータもある。2車線自専道と異なり多車線自専道には多数の車両感知器が設置されており、本分析においても739箇所もの地点を対象としている。そのため、上記のような異常と考えられる車両感知器のデータを排除したとしても十分な地点数を確保することが可能である。よってここでは、より正確にQ-V関係について分析するため上記の観点からデータのクレンジング作業を行った結果、本分析で用いることのできる対象地点は641箇所となった。

(2) 分析データベースの作成

Q-V関係の分析における速度としては2車線自専道同様に85percentile速度を用いるが、データを交通量レベル別に分類する。また、降雨量と大型車混入率の影響を分析するために、これらに関して分析データを分類する必要がある。

2車線自専道では5分間交通量を15分間に集計し、15分間交通流率として分析した。しかし、多車線自専道では車線別のQ-V関係といった詳細な分析を行うため、ここでは5分間交通量のままで分析を行う。なお、5分間交通量は一時的な変動を示しやすいといった特徴があるものの、

全体的な傾向としては15分間交通流率や1時間交通量と大きな違いはない。200台/5分/車線以下の範囲を20台/5分/車線刻みの10グループに分類する。また、大型車混入率については60%以下の範囲内で10%刻みの6グループに分類する。なお、交通量200台/5分/車線以上の場合と大型車混入率60%以上の場合もそれぞれ1つのグループとして分類する。さらに、1時間累積降雨量については1mm刻みでグループ化した。85percentile速度の算出にあたっては、分析結果の信頼性、対象サンプル数の多さ(分析対象641箇所、5分間交通量)などを考慮し、30以上のサンプルを持っているカテゴリに限り計算する。2車線自専道は対象サンプル数が少なかったため、カテゴリ計算の条件を10サンプル以上とした。

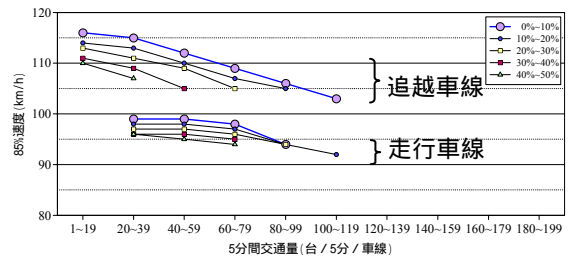
(3) Q-V曲線への影響要因分析

2車線自専道の分析結果(5.2)より、大型車混入率と降雨がQ-V関係に特に大きく影響することが明らかとなった。ここでは特にこの2つの要因に着目し、各カテゴリの85percentile速度とカテゴリ間の速度差などにより、これら要因のQ-V関係への影響について分析する。

(a) 大型車混入率

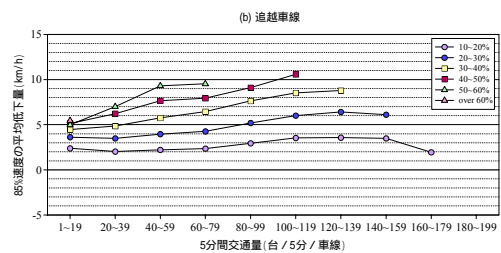
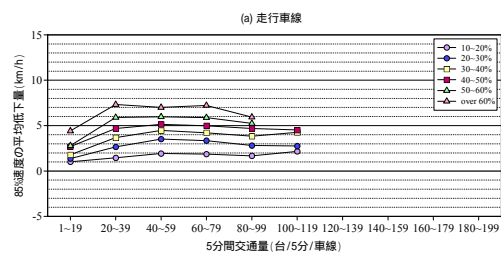
大型車混入率によるQ-V関係の変動特性を調べるにあたっては、2車線自専道同様に10%刻みで分けられた大型車混入率のカテゴリにおけるQ-V関係を比較・分析する。図5-8はある対象地点において、85percentile速度を用いたQ-V関係を大型車混入率別・車線別に示したものである。それぞれの点はその交通量・大型車混入率のカテゴリにおける85percentile速度であるが、85percentile速度の計算ではその計算結果の信頼性を考慮し、各カテゴリの速度サンプルが30個以上の場合のみを対象としたため、この図は全ての交通量・大型車混入率のカテゴリに対する速度の変動を示すことはできていない。

この地点における規制速度は80km/hであるにもかかわらず、各車線の85percentile速度は規制速度を大きく上回っていることがわかる。追越車線の85percentile速度は、追越車線という特性上走行車線よりも高いとともに、交通量の増加による速度低下の度合いが大きい。走行車線のQ-V関係からは2次式のような曲線関係も見られるが、交通量による速度低下度合いの大きい追越車線ではほぼ直線的な関係が見られる。これらは他の地点からも確認できる傾向であるが、走行車線であっても、速度の高い地点においては直線的な傾向を



- ・ 非降雨時(降雨量=0mm), 平日・昼間
- ・ 中央自動車道下り方向 91.250KP; 片側2車線, 規制速度 80km/h, 平面曲線半径 1,925m (1,200m→∞のクロソイド上), 縦断勾配-1.42% (-2.0→-0.7%の凹曲線上)

図5-8 大型車混入率により変動するQ-V関係の例



- ・ 非降雨時(降雨量=0mm), 平日・昼間

図5-9 大型車混入率による速度低下量の全地点平均

持つことが確認できた。

図より、大型車混入率が増加すると速度が低下する傾向が明確であり、速度の高い追越車線では大型車による速度低下の度合いは走行車線に比べて大きい。この変化量を明確化するため、大型車混入率が0-10%の場合を基準とし、各大型車混入率カテゴリにおける85percentile速度の低下量を計算した。この作業をすべての地点・車線に対して行い、得られた速度低下量の全地点平均を示したものが図5-9である。各地点の各カテゴリにおける85percentile速度は30サンプル以上のカテゴリに限って行っているため、85percentile速度の低下量の計算も85percentile速度が計算できたカテゴリに限って行っており、かつ全地点平均速度低下量の計算においても、同様に速度低下量を計算できた地点数が30箇所以上のカテゴリのみ行った。全地点の平均速度低下量を用いることで、道路線形、幾何構造、片側車線数、規制速度等のような地点特性は考慮されていないが、多車線自専道にお

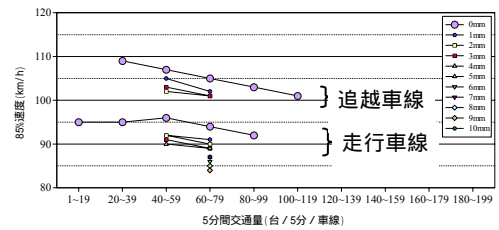
る一般的傾向を確認することができる。

図5-9はその結果を車線別(片側3車線区間における第2走行車線は除外)に示している。どの車線でも大型車混入率の増加による速度の低下は明らかであり、例えば5分間交通量が100-119台/5分/車線の条件で、大型車混入率が10-20%の場合は0-10%の場合に比べて走行車線と追越車線の速度低下量はそれぞれ約2km/hと4km/hとなり、また大型車混入率が20-30%の場合はそれぞれ約3km/hと6km/hとなる。したがって追越車線の速度低下量は走行車線の約2倍となる傾向がある。また、追越車線では、大型車混入率による速度低下量は交通量の増加に伴い大きくなる傾向があるが、交通量が100台/5分/車線以上では、交通量によらず速度低下量は一定となる傾向を示す。これに対し走行車線では、速度低下量は交通量とあまり相関のない傾向があるが、5分間交通量が40台/5分/車線以下では追越車線と同様の傾向が少し見られる。したがって、大型車混入率による速度低下の傾向は交通量が多いほど大きいといえるが、ある特定の交通量以上においてその影響は一定となり、相対的に速度の低い走行車線ではその特定の交通量は小さいものと考えられる。この点に関してはさらに詳細な分析および検証が必要である。

(b) 降雨による影響

降雨による速度の変動に関する今までの研究は、少ない地点を対象とし、小雨・大雨といった比較的大雑把なカテゴリによる速度の変化を分析した例がほとんどである。これらの分析では、降雨の発生により速度が低下することを実証しているが、どれほどの雨が降ればどのくらい速度が落ちるか、といった定量分析は、これまであまり体系的に行われていない。しかし、降雨は走行安全性に大きく影響を与える要因であると同時に、同じ交通量レベル下における速度を低下させることによって、交通サービスの質に大きく影響を与える要因であると考えられるので、降雨量と交通量レベル毎の速度との関係を定量的に評価することは非常に重要である。そこで、ここでは降雨量によりQ-V関係がどのように変化を受けるかを調べる。手法としては大型車混入率によるQ-V関係の変動で用いられた手法と同様である。

図5-10はある対象地点において、85percentile速度を用いたQ-V関係を降雨量別・車線別に示した例である。すべての交通量・降雨量別カテゴリにおける85percentile速度が示されていない理由は図5-8と同じく、サンプル数が30個以上のカテゴリのみを対象として85percentile速度を計算しているか

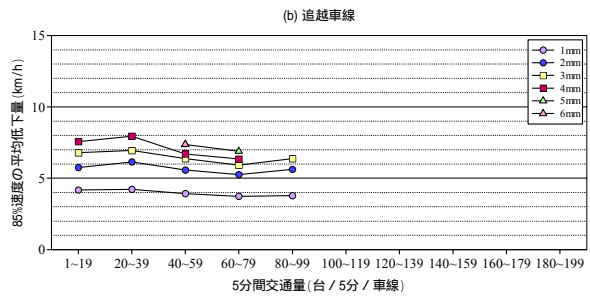
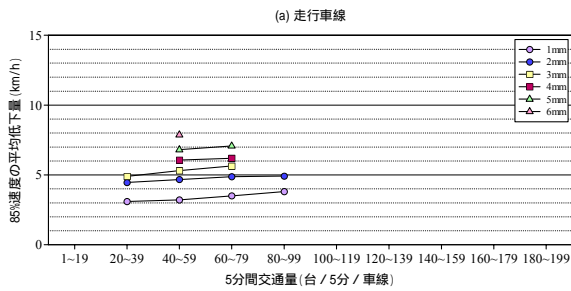


- ・ 大型車混入率20-30%，平日・昼間
- ・ 東名高速道路上り方向135.090KP；片側2車線，規制速度100km/h，平面曲線半径2,400m（円曲線），縦断勾配+1.82%（0.0→+2.0%の凹形曲線上）

図5-10 降雨量により変動するQ-V関係の例

らである。この地点の規制速度は100km/hであるが、規制速度が80km/hである図5-8の地点に比べてどの車線でも速度は低くなっている。その理由には様々な要因が考えられるが、図5-8の地点は下り坂にあるのに対して図5-10の地点は上り坂にあることが最も大きな原因だと考えられる。この地点における非降雨時(降雨量=0mm)のQ-V関係は、図5-8の地点と同様に、追越車線におけるQ-V関係は直線に近い傾向があり、走行車線では曲線的な傾向を示している。この地点における降雨時(降雨量>0mm)データは交通量レベルが40~80台/5分/車線の範囲に限られており、降雨時におけるQ-V関係の形は確認できない。しかし、降雨量の増加による速度の低下傾向は明確に見られ、とくに非降雨時と降雨量1mmのカテゴリの速度差はほかの降雨量変動の場合より大きい傾向があることがわかる。そこで、非降雨時の速度を基準として各降雨量レベルにおける速度低下量を計算し、これを全地点について平均することによって求めた、交通量と降雨による全地点平均速度低下量との関係を図5-11に示す。

図5-11においても、車線別(片側3車線区間における第2走行車線は除外)に分析しているが、車線によらず降雨量が増加すると速度が低下することは明確である。ここで、例えば追越車線で5分間交通量40-59台/5分/車線レベルを取上げると、降雨量0mmから1mmへの速度低下量は3.9km/h、1mmから2mmでは1.7km/h、それ以降では0.8km/h、0.3km/h、と速度低下量が減少する傾向が見られる。つまり、非降雨時に比べて1mmでも降雨が観測された場合に速度の低下はもっとも大きく、降雨量の増加に伴い、降雨量の増大に対する速度の低下率は徐々に小さくなる傾向がみられる。一方、交通量レベルとこうした速度低下量との関係はあまり明確ではないが、少し変動する傾向がみられる。ただし一定の傾向は見出されず、これに関してはさらに詳しい分析が必要である。



- 大型車混入率 20-30%，平日・昼間

図5-11 降雨量による速度低下量の全地点平均

(4) 多車線自専道におけるQ-V性能曲線の提案

ここでは、大型車混入率と降雨量によるQ-V関係への影響に関する今までの分析結果に基づき、これらの要因を考慮した多車線自専道におけるQ-V関係の定式化方法を提案する。

2車線自専道では分析対象地点数・サンプル数が十分ではなかったため、全地点のカテゴリ別85percentile速度データをそのまま分析に利用すると、地点間のQ-V関係にバラつきがみられ明確な傾向がみられない惧れがあった。そのため、各カテゴリの85percentile速度の平均値を期待値として、Q-V関係の傾向を分析した。一方、多車線自専道は分析対象地点数・サンプル数が十分であるため、全地点のカテゴリ別85percentile速度データをそのまま用いても全体的なQ-V関係について分析することが可能である。

以上のように、ここでは道路の線形・幾何構造等を考慮しないため、提案するQ-V性能曲線は特定の地点のものではなく、ある対象道路全体か一部区間におけるQ-V関係を表しており、そこに大型車混入率と降雨量によるQ-V性能曲線の変動影響を考慮したものである。

(a) モデル構造式

モデル構造式は2車線自専道同様に3つの部分に分けられる。1つは非降雨時(降雨量0mm)・大型車混入率0-10%の条件におけるQ-V関係を基準とする基本式、他の2つの部分は基本式の条件から降雨量および大型車混入率が増加した際の速度低下量に関する補正式であり、提案するモデル構造式は基本式から補正式を減ずる形式とする。

1) 基本式

既存文献におけるQ-V関係は曲線式で現れる場合が多いが、図5-8と図5-10で見られる追越車線のQ-V関係は直線に近い傾向を示している。一方走行車線では、既存の分析結果のような曲線関係も見られる。したがって、基本式としては式5-1

のように、曲線関係を最も簡単に示す二次曲線を用いることにする。ここで、もしQ-V関係が直線的な関係を示す場合には、モデルパラメータの推定結果として、2次の項のパラメータ推定値は0となるはずである。

$$V_{85,ideal} = \alpha_0 + \alpha_1 Flow_5 + \alpha_2 Flow_5^2 \dots\dots\dots (5-1)$$

ここに、

- $V_{85,ideal}$ =大型車混入率0-10%，非降雨時における85percentile速度(km/h)
- $Flow_5$ =5分間交通量(台/5分/車線)
- $\alpha_0, \alpha_1, \alpha_2$ =パラメータ

2) 大型車混入率による速度低下の補正式

(3)(a)で得られた分析結果に基づいて大型車混入率と速度の低下量との関係を概念図で示すと図5-12のようになる。その関係とは、大型車混入率が大きいほど速度の低下は大きくなり、また、交通量が大きいほどその低下量も大きいものである。したがって、速度低下量に対しては大型車混入率と交通量の2つを説明変数とした。同一大型車混入率における速度低下量と交通量との関係は直線的にも見えるが、追越車線の場合、交通量の増加に伴って速度低下量も増加し、ある交通量以上では一定になる傾向が見られたため、大型車混入率と速度低下量の間には曲線関係があることも考えられ、式5-2のようなべき乗曲線で表すことにした。

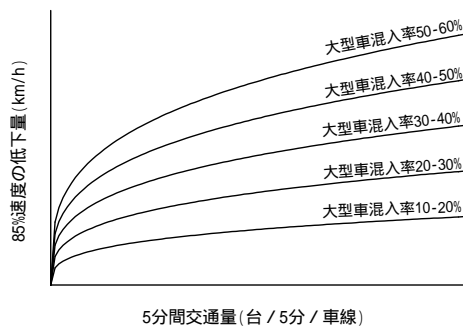
$$RV_{85,HVR} = (\beta_0 HVR) Flow_5^{\beta_1} \dots\dots\dots (5-2)$$

ここに、

- $RV_{85,HVR}$ =大型車混入率による速度低下量(km/h)
- HVR =大型車混入率(%)
- $Flow_5$ =5分間交通量(台/5分/車線)
- β_0, β_1 =パラメータ

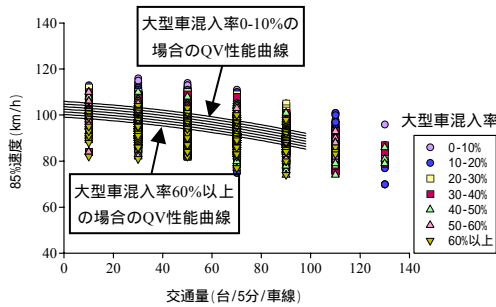
3) 降雨量による速度低下の補正式

(3)(b)で得られた分析結果に基づいて降雨量と



$$\text{速度低下量} = a * \text{大型車混入率} * \text{交通量}^b$$

図5-12 大型車混入率による速度低下に関する概念図



$$V_{85, estimate} = 106.5 - 0.0008 FLOW^2 - (0.063 + 0.005 RAIN) FLOW - 0.114 HVR \cdot FLOW^0 - 3.540 RAIN^{0.244}$$

図5-14 走行車線における大型車混入率によるQ-V性能曲線の変動と実データ (降雨量=0mmの場合)

速度の低下量との関係を概念図で示すと図5-13のようになる。その関係とは、降雨による速度低下量と交通量にはほとんど相関関係はないか、あるとしたら直線関係であること、また降雨量と速度低下量との関係は降雨量0mmから1mmへの変化時の低下率がもっとも大きく、降雨量が大きくなるほど低下率は漸減する。これに基づいて定式化すると式5-3となる。

$$RV_{85, Rain} = \gamma_0 Rain^{\gamma_1} + (\gamma_2 Rain) Flow_5 \dots\dots (5-3)$$

ここに、

$RV_{85, Rain}$ =降雨量による速度低下量(km/h)

$Rain$ =降雨量(mm)

$\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2$ =パラメータ

4) 構造式の提案

既に述べたとおり、提案するモデルの構造式はQ-V関係の基本式から大型車混入率・降雨量による速度の低下量に関する補正式を引いた形である。これを数式で表すと式5-4のようになる。

$$V_{85, estimate} = V_{85, ideal} \cdot RV_{85, HVR} \cdot RV_{85, Rain} \dots\dots (5-4)$$

この式に式5-1, 式5-2, 式5-3を代入し、パラメータの符号をすべて[+]に置き換えて得られる式

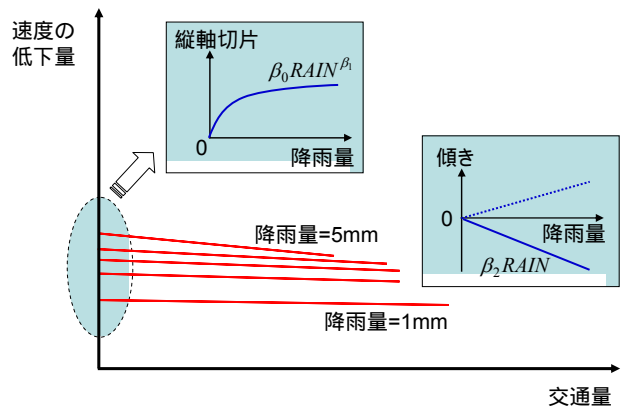
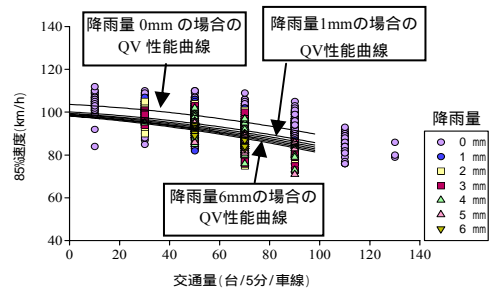


図5-13 降雨量による速度低下に関する概念



$$V_{85, estimate} = 106.5 - 0.0008 FLOW^2 - (0.063 + 0.005 RAIN) FLOW - 0.114 HVR \cdot FLOW^0 - 3.540 RAIN^{0.244}$$

図5-15 走行車線における降雨量によるQ-V性能曲線の変動と実データ (大型車混入率20-30%の場合)

5-5を、本節で提案するモデル構造式とする。

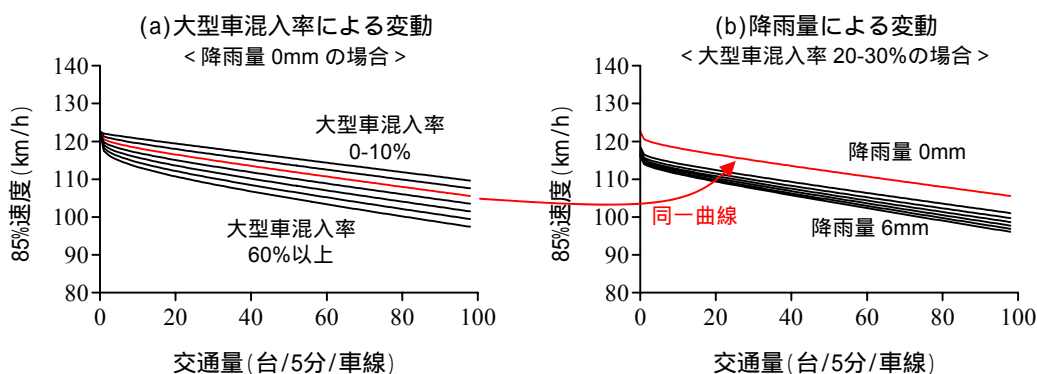
$$V_{85, estimate} =$$

$$\alpha_0 + \alpha_2 Flow_5^2 + (\alpha_1 + \gamma_2 Rain) Flow_5 + (\beta_0 HVR) Flow_5^{\beta_1} + \gamma_0 Rain^{\gamma_1} \dots\dots (5-5)$$

(b) 定式化の結果および考察

式5-6を用いた例として、片側2車線・規制速度100km/h・走行車線におけるQ-V性能曲線のパラメータ値を推定した結果を、元データとともに図5-14と図5-15に示す。図5-14は非降雨時における大型車混入率によりQ-V性能曲線の変動する様子を、図5-15は大型車混入率20-30%の条件における降雨量によりQ-V性能曲線の変動する様子をそれぞれ示している。決定係数(R^2)は0.581である。

例示ケースにおけるQ-V性能曲線の特徴は、大型車混入率による速度低下量と交通量の間には有意な関係がなく、速度補正項における交通量のべき乗が0となっているため、大型車混入率が増加するとQ-V性能曲線は平行移動して速度が低下している。降雨量による速度低下は、降雨量が1mmでも観測された際の速度低下がもっとも大きく、かつ交通量が増えるほど降雨量による速度低下傾向も少しながら強まることが見られる。しかし、



$$V_{85,estimate} = 122.6 + 0 \cdot FLOW^2 - (0.122 + 0.005RAIN)FLOW - 0.077HVR \cdot FLOW^{0.212} - 4.032RAIN^{0.271}$$

図5-16 追越車線におけるQ-V性能曲線の変動

表5-3 モデルパラメータのまとめ

$$V_{85,estimate} = \alpha_0 + \alpha_2 FLOW^2 + (\alpha_1 + \gamma_2 RAIN) FLOW + (\beta_0 HVR) FLOW^{\beta_1} + \gamma_0 RAIN^{\gamma_1} \quad (5-5)$$

パラメータ	走行車線 (第1走行車線)			第2走行車線	追越車線		
	片側2車線		片側3車線	片側3車線	片側2車線		片側3車線
	規制速度 80km/h	規制速度 100km/h	規制速度 100km/h	規制速度 100km/h	規制速度 80km/h	規制速度 100km/h	規制速度 100km/h
α_0	101.8	106.5	98.1	118.6	118.4	122.6	128.9
α_2	-0.0005	-0.0008	-0.0006	0	0	0	0
α_1	-0.068	-0.063	-0.075	-0.125	-0.132	-0.122	-0.106
γ_2	-0.005	-0.005	-0.012	-0.008	0	-0.005	-0.011
β_0	-0.053	-0.114	-0.065	-0.152	-0.043	-0.077	-0.022
β_1	0	0	0	0	0.306	0.212	0.555
γ_0	-2.842	-3.540	-2.818	-3.844	-4.122	-4.032	-5.130
γ_1	0.362	0.244	0.167	0.221	0.438	0.271	0.327
R ²	0.480	0.581	0.546	0.695	0.370	0.640	0.642
サンプル数	6,772	12,606	5,161	5,894	6,414	14,730	5,286

同じ条件において追越車線を対象にした定式化の結果(図5-16)では、交通量の増加に伴う大型車混入率・降雨量の両方による速度の低下量は増加しているが、一方でQ-V性能曲線の基本式は2次曲線ではなく直線となっている。

以上の例を含め、車線・片側車線数・規制速度別のQ-V性能曲線のモデル構造式のパラメータ推定結果を表5-3にまとめる。ただし、片側3車線・規制速度80km/hの区間はサンプル数が少なく、有意なパラメータを推定できなかった。値が0のパラメータは、非線形回帰分析の結果、統計的に有意でないとされたものである。追越車線においては、式5-5におけるパラメータ α_2 は、いずれの条件においても統計的に有意ではない。これは、 α_0 の推定結果からわかるように、追越車線は比較的速度が高く、Q-V関係は2次曲線のような曲線ではなく直線的な傾向をもっていることを意味し、交通量レベルが少なくても速度は交通量の変動に敏感に反応することを表す。また走行車線においては、

大型車混入率による速度低下に関するパラメータ β_1 は統計的に有意ではない。これは、走行車線における大型車混入率が速度低下へ与える影響は交通量に関係なく一定であることを意味する。

このように、若干の例外はあるものの、回帰分析により推定されたモデル構造式のパラメータ値の大きさとその符号、および条件に応じて一部のパラメータが有意とならなかった結果については、(3)における実測データ分析における解析・考察結果とほぼ一致する結果となった。なお得られたモデル式によれば、例えば、「片側2車線・規制速度100km/h・非降雨時・5分間交通量100台/5分/車線」における大型車混入率による速度低下量は、大型車混入率が40%の場合、走行車線では4.6km/h、追越車線では8.2km/hとなっている。

本節では多車線自専道においてQ-V関係に対する大型車混入率と降雨量の影響について分析を行い、これらの影響を考慮したQ-V性能曲線を定式化し、そのモデル構造式の妥当性を考察した。

ただし、道路の線形・幾何構造のような地点特性は考慮していないため、定式化に用いた実データには大きなばらつきがあり、必ずしもモデルの決定係数は高くない。しかし、そのモデルは交通量、大型車混入率、および降雨量による速度性能への影響を適切に反映できているものと考えられる。したがって、ある「片側車線数・規制速度・車線」の条件が与えられれば、多車線自専道における一般化された $Q-V$ 性能曲線を示すことができるものと考えられる。

5.4 都市間一般道路における交通量-速度関係の分析

トラフィック機能が重視される都市間道路の交通性能を評価するためには、道路条件や交通条件、走行環境条件などで変化する交通量と速度の関係($Q-V$ 関係)を明らかにしなければならない。アメリカやドイツなどではこの $Q-V$ 関係について継続的に分析されており、各国の最新の道路設計ガイドライン^{4),5)}にはレファレンスとなる $Q-V$ 曲線が法定速度別または道路構造別に示されている。これに対して、我が国では、「道路の交通容量⁶⁾」で $Q-V$ 関係について紹介されているものの、それ以降はほとんど分析されてこなかった。また、都市間/地域間道路の多くを占める一般道路では、交通容量に関する分析⁷⁾は行われているものの、 $Q-V$ 関係についてはほとんど分析されていない。ここでは都市間を連絡する一般道路の単路部に着目し、最新のデータを用いて $Q-V$ 関係に影響を与える要因について分析することで、都市間一般道路単路部における非渋滞時の $Q-V$ 曲線を定式化する。

(1) 分析データの概要および分析対象地点の抽出

(a) 分析データの概要

交通データには、主に国土交通省が管理し大都市郊外部および中都市以上の都市間等を結ぶ幹線系一般道路に設置されている全国500余地点の車両感知器のデータ3年分[2001~2003年度]を利用する。これは車種別交通量や地点平均速度などが方向別に収集され、1時間間隔で集計されているものである。道路構造データをして、車両感知器が設置されている地点の車線数や道路幅員、信号設置間隔といった道路構造、周辺状況については、交通量常時観測調査報告書およびH11年道路交通センサスのデータを用いる。また降雨による影響の分析には、前節までと同様に全国のAMeDASデータを用いる。

(b) 分析対象地点の抽出

一般道路には多数の信号交差点が存在するが、この信号交差点前後で観測される速度は、通常の走行状態でない可能性が高い。このため信号交差点付近のデータが含まれていると、単路部における地点の $Q-V$ 関係を正確に分析することができない。本来ならば、車両感知器の設置地点から最寄りの信号交差点までの距離によって分析に適する車両感知器を抽出すべきであるが、ここではそのようなデータが入手できなかったため、次の手順により信号の影響が小さいと考えられる車両感知器を抽出する。

まず、信号交差点密度が1.0箇所/km未満の信号交差点間隔が疎らな地点を抽出する。次に、各地点の $Q-V$ 図を作成しその形状を確認することで、信号交差点近くに車両感知器が設置されているか、また車両感知器の収集精度に問題はないか、などを判断する。さらに、 $Q-V$ 曲線の定式化には、非渋滞時の交通量と速度データが大量に必要となるため、非渋滞流領域のデータが十分な地点(13,000サンプル以上[約1年半分])を抽出する。なお、個々の地点で $Q-V$ 図を作成したところ一般道路の臨界速度は40~50km/h付近であったため、ここでは40km/h以上を非渋滞流領域とした。抽出地点の概要は表5-4のとおりである。

(2) $Q-V$ 曲線への影響要因分析

(a) 分析方法

$Q-V$ 関係を明確にするため、ここでは交通量100台/hを1つのレンジとして分析する。なお、非渋滞時を対象とするため平均速度40km/h以上のデータを使用すること、データの信頼性を確保するため各交通量レンジに10以上のサンプルが存在すること、を条件とする。

$Q-V$ 関係に影響を与える要因として表5-5のようなものが考えられる。このうち、道路条件について分析するためには地点間での比較が必要となるが、本分析の対象地点は30地点(2車線13地点、4車線13地点、6車線4地点)と少なく地点間の比較を行うには十分ではない。このため、同一地点で比較することができる交通条件と走行環境条件に着目し、その代表的な要因である大型車(混入率)、降雨、平休について次の方法により分析する。

まず、ある特定の要因(分析対象要因)の影響を分析する場合、その他の要因の影響をできるかぎり排除することが望ましいと考え、ここでは着目する要因以外は表5-6のように条件を固定する。たとえば、大型車(混入率)の影響を分析する場合は、

非降雨(0-1mm/h), 平日, 4-11月, 昼間(8-16時)のデータを用いる。そして, 各地点で最もサンプル数の多い交通量レンジを対象にWelchのt検定(有意水準95%)を行い, 対象要因内の平均速度の差について統計的に明らかにする。

(b) 分析結果

1) 大型車混入率による影響

ここでは, 大型車混入率を10%ごとのレンジに分類し分析を行った。大型車混入率別の平均速度の差について検定したところ, 全体の約2/3の地点で有意となった(表5-7)。しかし, 大型車混入率が低い方が平均速度が高い[A]場合と大型車混入率が高い方が平均速度が高い[B]場合とで地点数に大きな差がなく, この結果からは大型車混入率がQ-V関係に影響するとは言えない。これは高速道路のQ-V関係を分析した前節の知見とは一致しない。この理由としては, 高速道路に比べ一般道路の法定速度は低く, たとえ交通量が少ない自由走行に近い状態であったとしても高速道路ほど速度が高くなる。その結果, 大型車も小型車とほぼ同じ速度で走行できるためと考えられる。なお, 線形や勾配など道路条件によっては, 必ずしも大型車が小型車と同程度の速度で走行できるとは限らない。このため, 今後は道路条件との関係についても詳細に分析することが必要である。

2) 降雨による影響

高速道路では, “降雨量が増加するにつれ速度が低下し, その低下量は降雨量が0mm/hから1mm/hへ変化する場合(降雨の有無)が最も大きい。”ということが前節までで明らかになった。ここでも降雨量別にQ-V関係への影響を分析することを試みたが, 各降雨量で十分なサンプル数が確保できなかったため, 最もQ-V関係への影響が大きい“降雨の有無”について分析することとした。なお, AMeDASデータでは降雨量が最も小さいデータが0~1mm/hであるため, 降雨量1mm/h未満を非降雨, 降雨量1mm/h以上を降雨, とした。

表5-8は, 非降雨/降雨時の平均速度の検定結果である。8割の地点で非降雨時の方が平均速度が高い[A]という結果となった。このことから, 高速道路同様に一般道路でも降雨により速度が低下することがわかる。

3) 平日/休日による影響

交通量や大型車混入率など平日/休日以外の要因の条件を固定し, 平日と休日の平均速度の差について分析した。つまり, 平日と休日の差はドライバー構成(業務, 観光)などの違いと言い換えることもできる。

表5-4 分析対象地点の概要

車線数	地点数						
	計	法定速度[km/h]		中央帯		歩道*	
		60	70	あり	なし	あり	なし
2車線	13	13	0	6	7	4	7
4車線	13	13	0	13	0	13	0
6車線	4	2	2	4	0	4	0
計	30	28	2	23	7	21	7

*歩道の設置状況が不明な地点が2地点あり

表5-5 Q-V関係に影響を与える要因の整理

条件	要因
道路条件	横断面(車線幅員/側方余裕など), 線形, 勾配など
交通条件	大型車交通量(混入率)
走行環境条件	気象(降雨/降雪), 季節, 平休, 昼夜, 法定速度等

表5-6 分析条件の設定

分析対象要因	その他の要因				
	大型車混入率	降雨	平休	季節	昼夜
大型車混入率		0-1mm/h	平日	4-11月	昼[8-16時]
降雨	適宜*		平日	4-11月	昼[8-16時]
平休	適宜*	0-1mm/h		4-11月	昼[8-16時]

*大型車混入率別のサンプル数の分布は個々の地点によって大きく異なる (幹線系→大型車混入率が高いサンプル多, 観光系→大型車混入率が低いサンプル)

表5-7 大型車混入率別の平均速度の有意差に関する検定結果

		2車線	4車線	6車線	計
計		13	13	3*	29
差が有意である	A	5	2	1	8
	B	6	5	0	11
差が有意でない		2	6	2	10

A: 大型車混入率が低い方が平均速度が高い, B: 大型車混入率が高い方が平均

表5-8 非降雨/降雨時の平均速度の有意差に関する検定結果

		2車線	4車線	6車線	計
計		13	13	4	30
差が有意である	A	7	13	4	24
	B	0	0	0	0
差が有意でない		6	0	0	6

平日と休日の平均速度の差を検定したところ, 約2/3の地点で平日よりも休日の方が速度が高い[B]という結果となった[表5-9]。この理由の一つとして, 平日と休日では交通流の構成に違いがあるためと考えられる。

(3) 一般道路におけるQ-V曲線の提案

(a) 定式化の手順

(2)より, 一般道路では降雨と平休がQ-V関係に影響を与えることが明らかとなった。この結果を

ふまえ、一般道路のQ-V曲線を平日の非降雨/降雨別に定式化する。

まず、Q-V関係の傾向を明確にするため、分析対象地点ごとに平日の非降雨/降雨別、交通量レンジ別(以下、カテゴリ)の85percentile速度を求める(図5-17)。なお、85percentile速度の信頼性を確保するため、サンプル数が10未満のカテゴリは分析対象から除く。次に、カテゴリ別に全地点の中央値を求め、それを一般道路全体の85percentile速度とする。この際もデータの信頼性を考慮し、分析対象地点の半数以上の地点で85percentile速度が求められるカテゴリのみを対象とする(図5-18)。そして、この全体の85percentile速度の傾向をもとに、Q-V曲線のモデル構造を検討し定式化する。モデル構造は、非降雨時におけるQ-V関係を表す基本式と、降雨による速度低下量を補正する式(補正式)の2つで構成し、基本式から補正式を減ずる形とする。なお、降雨による速度低下量は、個々の地点で非降雨時と降雨時の85percentile速度の差を求め、その値の全地点の中央値とする。

(b) Q-V曲線の定式化

低速車を自由に追越すことができない2車線道路と、追越すことが可能な多車線道路に分けて定式化する。なお、6車線道路の分析対象地点は4地点と少なく、これらのみでQ-V曲線を一般化することは困難であると考え、多車線道路については4車線道路のみを対象とする。

図5-19は、2車線/4車線道路の非降雨時の85percentile速度と、降雨による速度低下量を示したものである。

1) 2車線道路

全体の85percentile速度は法定速度(60km/h)を大幅に上回っている。また、交通量が増加するにつれて85percentile速度がほぼ直線的に低下することがわかる。特に交通量レベルが小さいとき(500台/h未満)は、大きいとき(500台/h以上)に比べ速度の低下量が大きい。この傾向はBrilonら⁸⁾の知見とも一致する。これは、たとえ交通量が小さくても1台の低速車によって全体の速度が急激に低下するといった2車線道路の特徴であるといえる。この特徴を表現するため、ここでは交通量レベル500台/hを境にした2種類の一次式により基本式を設定する。また、降雨による速度低下量を見ると、交通量レベルにより多少変動しているものの、交通量と速度低下量との間に明確な関係はみられない。このため、ここでは降雨による速度低下量は交通量に関係なく一定とする。

2) 多車線道路(4車線道路)

表5-9 平休*別の平均速度の有意差に関する検定結果

		2車線	4車線	6車線	計
計		13	13	4	30
差が有意である	A	1	0	0	1
	B	9	7	2	18
差が有意でない		3	3	2	11

A: 平日の方が平均速度が高い,

B: 休日の方が平均速度が高い

*: 休日を土曜日, 日曜日, 祝日, 1月1・2・3日, 5月3・4・5日, 8月14・15・16日, 12月31日とし, 平日をそれ以外の日と定義する。

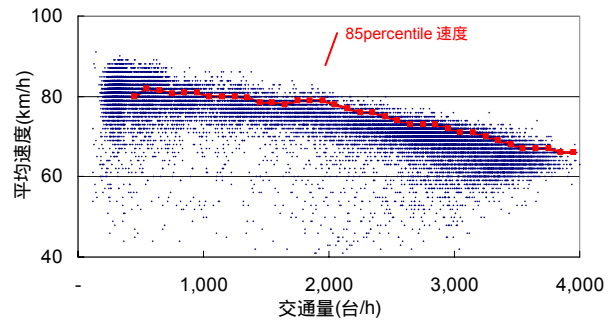


図5-17 各地点の85percentile速度の算出イメージ

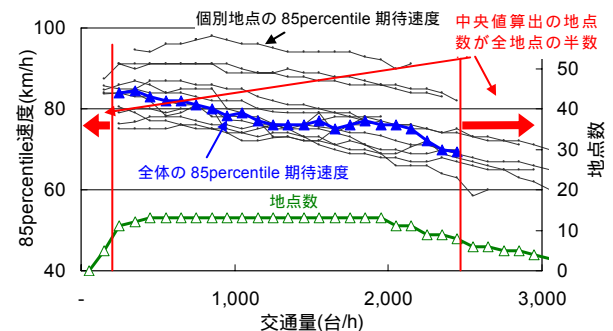


図5-18 全体の85percentile速度の算出イメージ

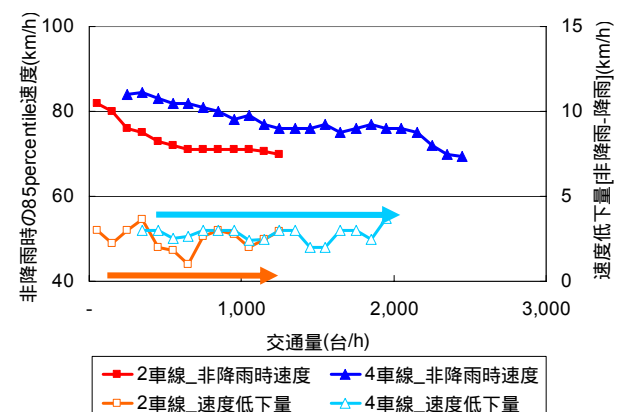


図5-19 交通量と85percentile速度/速度低下量との関係

2車線道路同様に交通量が増加するにつれほぼ直線的に速度が低下するが、2車線道路のように交通量レベルの違いによる速度低下量の差は確認できない。そこで、4車線道路の基本式を1つの一次式で表現する。降雨による速度低下量は、交通量に関係なくほぼ一定の傾向がみられる。

3) Q-V曲線の定式化

Q-V曲線の推定式および基本式(一次式),補正式(一定)を次のような構造とする.

$$Q-V曲線推定式: \hat{V}_{85} = V_{85,ideal} - \Delta V_{85,rain} \quad (5-7)$$

$$\text{基本式: } V_{85,ideal} = \alpha_1 + \alpha_2 \times Flow_{60}$$

$$\text{補正式: } \Delta V_{85,Rain} = \beta_1 \times RainDummy$$

ここに,

- \hat{V}_{85} : 85percentile速度 (km/h)の推定値
- $V_{85,ideal}$: 非降雨時85percentile速度(km/h)
- $\Delta V_{85,rain}$: 降雨による速度低下量(km/h)
- $Flow_{60}$: 時間交通量(台/h)
- $RainDummy$: 非降雨 0, 降雨 1
- $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1$: パラメータ

表5-10に車線数別/交通量別のパラメータ推定結果を, 図5-20に推定されるQ-V曲線を示す. 非降雨時の自由走行速度(α_1)は, 若干ではあるが2車線道路(82.95km/h)よりも4車線道路(85.05km/h)の方が高い. この理由として, 中央帯の有無や方向別の車道部幅員の広さの違いなどが考えられる. また, 交通量の増加に伴う速度低下量(α_2)は, 2車線道路500台/h未満で-0.0230であるのに対し, 4車線道路では-0.00560であり, 交通量が小さいときの2車線道路の速度低下量は4車線道路の約4倍となった. 一方, 降雨による速度低下量(β_1)は2.50km/hと2.78km/hでありほとんど差がない.

(4) まとめ

本節では一般道路のQ-V関係に影響を与えると考えられる3つの要因について検定を行い, 影響の有無について統計的に明らかにするとともに, 平日の非降雨/降雨別のQ-V曲線を車線数別に定式化した. ただし, 本定式化には道路の横断面や線形といった道路条件の要因が含まれていない. 我が国のほとんどの道路は, 車線幅員や側方余裕など横断面構成緒元値が道路構造令の標準値により決定されており, 地点間の差がほとんどない. このため, 現状では我が国のデータのみで横断面の構成要因がQ-V関係に与える影響について分析することは難しい状況にある. 一方, 線形や勾配などそれ以外の要因については, 道路構造令の規定内ではあるが様々な条件が存在している. しかし, 現在設置されている車両感知器は, 交通量とその変動の把握が目的であるため, 単路部のQ-V関係について分析できる地点が絶対的に不足している. このため今後は, 交通量変動のみでなく, 単路部のQ-V関係やボトルネックの交通容量, 車両の追従状況など他の分析にもデータが活用できるよう, 車両感知器の計画的な設置やデータの

表5-10 パラメータ推定結果

	2車線		4車線
	500台/h未満	500台/h以上	
α_1	82.95	72.71	85.05
α_2	-0.0230	-0.00196	-0.00560
β_1	2.50	2.50	2.78
R ² 値	0.950	0.856	0.871
RAME	0.00943	0.00640	0.0152
サンプル数	10	16	40

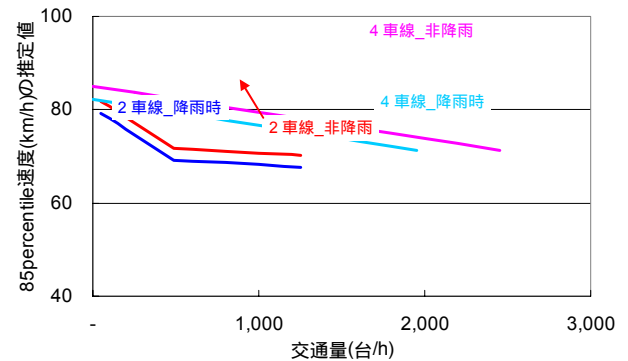


図5-20 一般道路におけるQ-V曲線(案)

収集/集計方法の見直しなどが望まれる. そして, 線形など道路条件がQ-V関係に与える影響について分析することが必要である.

参考文献

- 1) 桑原雅夫・井料青海: 都市間高速道路の自由流における大型車の交通流への影響分析, 土木学会論文集, No.448, IV-23, pp.41-48, 1994.4.
- 2) 吉川良一・長浜和実・寒河江克彦: 東海北陸自動車道における暫定2車線区間の交通容量に関する検討, 第24回交通工学研究発表会論文報告集, pp.89-92, 2004.10.
- 3) Catbagan, J. and Nakamura, H.: Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways, 85th TRB Annual Meeting, 2006.
- 4) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual, 2000.
- 5) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, 2001.
- 6) 日本道路協会: 道路の交通容量, 1984.
- 7) 河野辰男, 井坪慎二: 常観データで見る一般道のQV特性, 第25回日本道路会議, 2003.11.
- 8) Brilon, W. and Weiser, F: Two-Lane Rural Highways –the German Expressway, 85th TRB Annual Meeting, CD-ROM, 2006.1.

第6章 信号交差点を含む幹線街路における走行性能 照査型道路計画設計手法

6.1 はじめに

都市部の一般道路は、求められる機能に応じていくつかの種類に分類される。たとえば、都市計画法では、幹線街路(主要幹線道路、幹線道路、補助幹線道路)と区画街路、特殊街路の3つに分類され、また本研究では、第2章で交通機能と連絡スケールの観点から幹線街路、住区街路など6つに分類することを提案した。このうちC-IVの幹線街路は、ある程度のアクセス機能を考慮しながらも、最もトラフィック機能(以下、走行性能)が重視されるべき道路である。しかし、我が国の幹線街路の多くは、信号交差点で頻繁に止められたり、沿道施設からの出入り交通や路上駐停車車両により走行が阻害されたりし、必ずしも十分な走行性能が確保されているとはいえない。求められる機能に見合った性能を発揮できるよう、計画設計段階において幹線街路の走行性能を照査し、戦略的に道路計画設計を行う必要がある。

本章では、計画設計段階の幹線街路の走行性能を推計する手法を構築し、これを用いた走行性能照査型の幹線街路計画設計手法を提案する。

6.2 幹線街路における走行性能推計手法の構築

(1) 走行性能評価指標と性能照査

実際の道路の計画設計には用いられていないが、「道路の交通容量」¹⁾では、利用者の関心の高さから旅行速度によって走行性能を評価することが望ましいとしている。また、米国のHCM²⁾では、都市内街路(urban streets)のサービス評価指標として旅行速度を用いている。これらを参考に、

本研究では幹線街路の走行性能評価指標を旅行速度とし、式(6-1)によって推計する。そして、図6-1のフローに基づき、計画設計段階の幹線街路の走行性能を照査する。これにより、走行性能の観点から接続方式(平面交差→立体交差)や道路ネットワークの再考の必要性を示唆することができ、本来求められるべき走行性能が確保される幹線街路を計画設計することが可能となる。

$$V_{travel} = \frac{L}{L/V_f + d_{all}/3600} \dots\dots\dots (6-1)$$

ここに、

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

(2) 平均旅行速度を推計する際の着眼点

式(6-1)より、平均自由速度 V_f と平均区間遅れ d_{all} が与えられれば、区間の平均旅行速度 V_{travel} が推計できる。このうち平均自由速度 V_f は、既存幹線街路の自由流時の速度などを参考に設定することができる。しかし、平均区間遅れ d_{all} は、信号制御や沿道施設からの出入り交通、路上駐停車車両など様々な影響要因を考慮し推計しなければならない。このうち、信号制御による遅れ(以下、信号遅れ)は、平均区間遅れ d_{all} の約8割以上を占め、特に影響が大きい。そこでここでは、信号遅れに着目して計画設計道路の平均旅行速度 V_{travel} を推計する手法を構築する。その際には、路線/エリア単位で系統制御される、一般にサイクル長が長い、といった我が国の幹線街路における信号制御の特徴や、道路は非飽和状態を前提に計画設計され

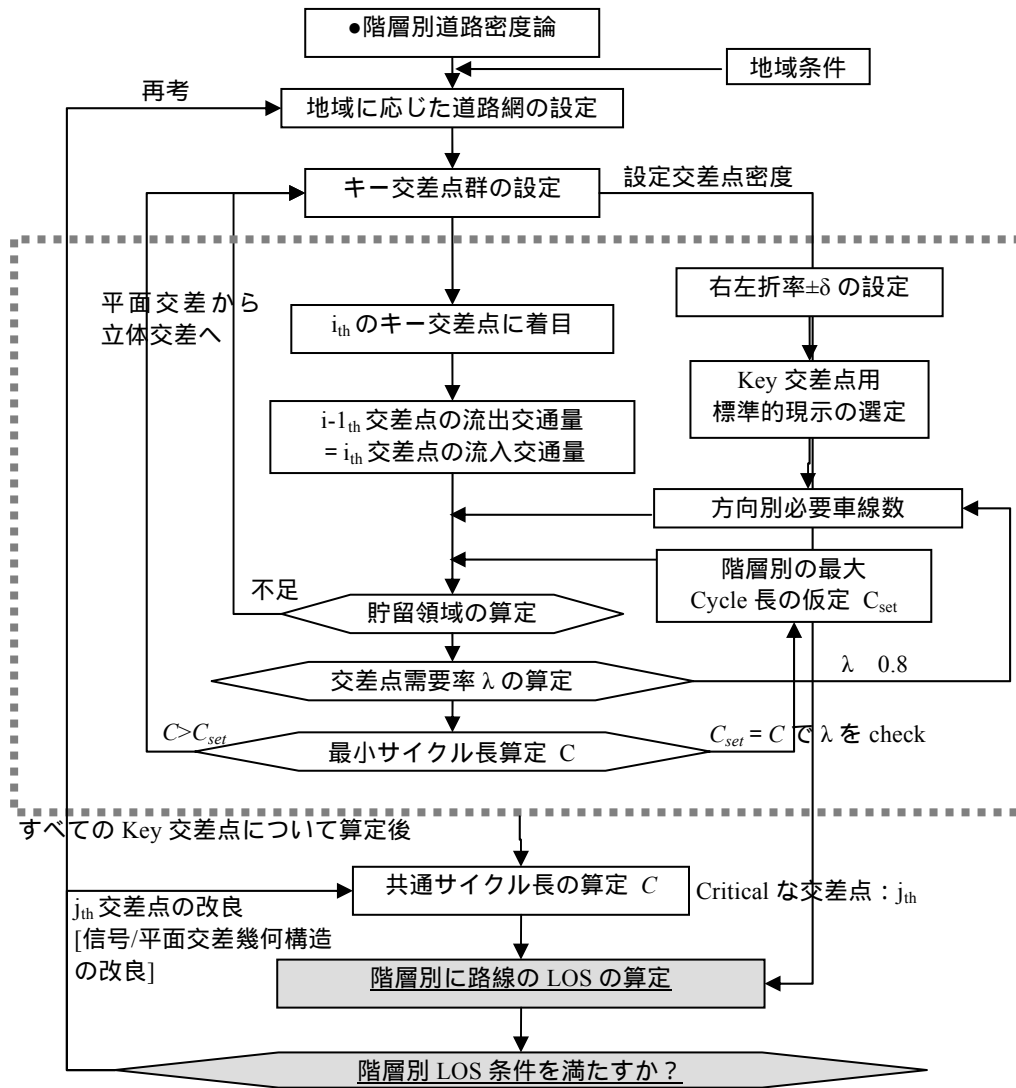


図6-1 キー交差点をベースとした階層区分別の道路ネットワークと交差点部の計画設計法試案

ることに留意する必要がある。

(3) 既往の信号遅れの推計手法

信号遅れを推計する最も代表的なものとして、Websterの遅れ式³⁾がある。しかし、これは孤立交差点への一様到着を仮定したものであり、系統制御の影響を考慮することができない。また、越⁴⁾は、「スプリットは系統方向に対して青50%、赤50%であり完全に飽和している」などいくつかの仮定を設け、系統制御を行った場合のリンクの最小遅れを示している。しかし、計画設計道路では非飽和状態を対象としており、これをそのまま利用することは適当ではない。一方、HCM²⁾では、系統制御の影響を考慮した遅れ式によって信号遅れを推計しているが、一般的にサイクル長が長い我が国では、推計誤差が大きくなるケースがあることが確認されている⁵⁾。

(4) 本研究における旅行速度推計手法

図6-2に示すように、信号制御によって車群は集散を繰り返す。ここでは、青開始と同時に車群が出発する交差点を基準交差点とし、これより下流の交差点で発生する信号遅れを、信号制御パラメータ(サイクル長、スプリット、オフセット)と交差点間隔(区間長)、自由走行速度 V_f との関係によって求める⁵⁾。そして、各信号交差点で被った遅れの総和を平均区間遅れ d_{all} とし、平均旅行速度 V_{travel} を推計する。

まず、対象区間(図6-2 交差点A-E)の最上流交差点を基準交差点(交差点A)とし、これより下流の交差点(交差点B,C,D)で被る信号遅れを求める。そして、仮に下流交差点の赤により車群が停められた場合は、その交差点を新たに基準交差点(交差点C,D)とし、さらに下流の交差点の信号遅れを算出する。このとき、対象区間を直進で通過する車両のみを対象とする。そして、基準交差点からは必

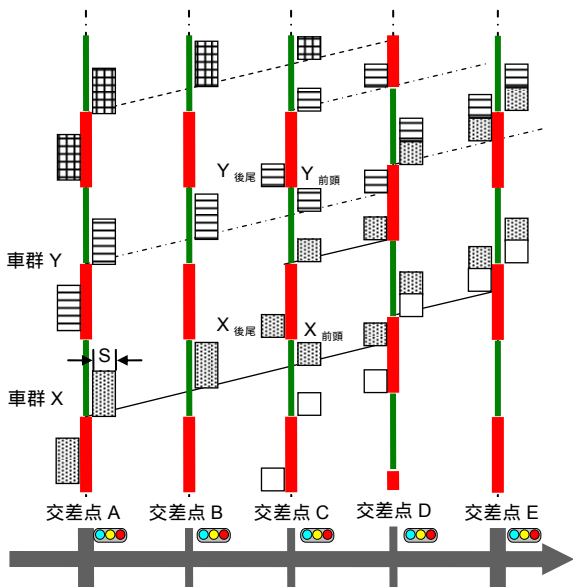


図6-2 非飽和状態における車群の集散イメージ

Sは飽和交通流率(veh/青1時間)

ず飽和交通流率で出発するものとする。また、対象区間内の交差点で流入する車両や車群の拡散の影響については次の方法によって考慮する。

(a) 区間内の交差点で流入する車両の影響

直進車両の走行は、対象区間内にある交差点で流入する車両によって阻害される。ここでは、次の条件を設け、流入車両の影響を考慮する。

- i) 区間内の交差点で停止するまで車群の車両数は一定とする。そして、交差点停止時に途中の交差点から流出した車両数を車群から除く。
- ii) 区間内の交差点から流入した車両は、車群が停止した際に統合される。つまり、車群が走行している間は流入車両は統合されない。

(b) 車群の拡散の影響

交差点を飽和交通流率で出発した車群は、走行距離が長くなるにつれ徐々に拡散する。ここでは、走行距離と拡散との関係を明らかにするため、交差点間隔が1,500m以上ある多車線道路区間でビデオカメラによる観測調査を実施し、その結果をもとに街路ネットワーク交通シミュレータINSPECTOR⁶⁾により、車群の拡散状況を再現する(図6-3)。そして、走行距離と車群の拡散の関係を需要率($X=q/sq$; degree of saturation)ごとにロジスティック曲線によってモデル化し、車群の拡散の影響を考慮する(図6-4)。

6.3 推計精度の検証

6.2で構築した車群の集散を基本とした旅行速度推計手法の推計精度を検証する。名古屋市内の

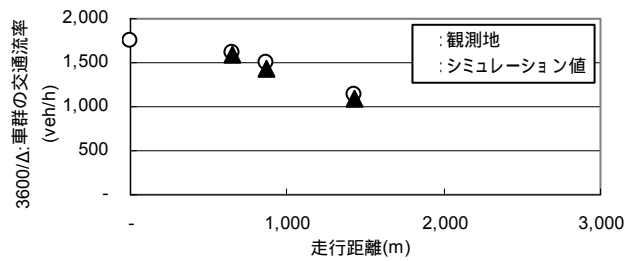


図6-3 走行距離と拡散(車群の交通流率)

Δは車群の平均車頭時間(s)

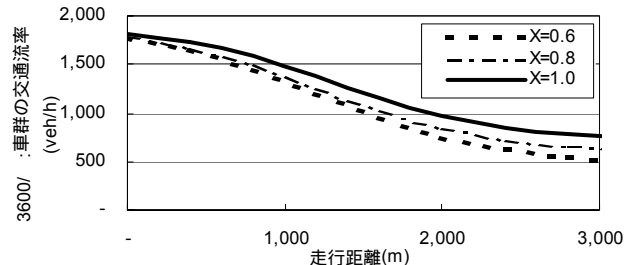


図6-4 需要率別の走行距離と拡散(車群の交通流率)

Δは車群の平均車頭時間(s)

表 6-1 観測調査の概要

区間	A	B
	名古屋市環状線 秩父通-黒川	名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通3
観測日時	2007.7.31(火) 12:40~14:50	2007.11.30(水) 8:40~10:00
区間長(km)	2.0	1.8
交差点数 (区間内の交差点)	9 (6)	7 (5)
サイクル長(s)*	150	140
主要交差点青時間(s)	0.30-0.38	0.32-0.43
観測項目	<ul style="list-style-type: none"> ・調査区間の両端交差点通過時刻 ・各交差点の信号現示 ・各交差点の直進車及び右左折車台数 ・幹線街路上の路上駐停車車両の影響 	

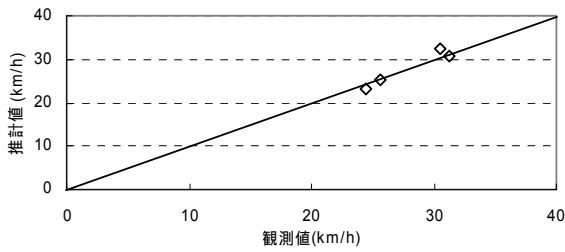
*サイクル長は区間共通。

表6-2 収集データの概要

区間	A		B		
	名古屋市環状線 秩父通-黒川		名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通3		
	東行き	西行き	南行き	北行き	
サンプル数*	103	102	253	250	
需要率**	0.64	0.78	0.81	0.66	
旅行時間 (s)	平均	292	279	208	213
	最小	229	218	126	146
	最大	387	385	287	321
	標準偏差	53.8	58.2	48.6	53.4
平均旅行速度 (km/h)	24.5	25.7	31.3	30.5	

* 路上駐停車車両の影響を大きく受けたデータは除く。

**区間の始点となる交差点の直進車線の需要率。飽和交通流率は実際の観測値をもとに1,800veh/青1時間とした。



	区間 A		区間 B	
	東行き	西行き	南行き	北行き
観測値(km/h)	24.5	25.7	31.3	30.5
推計値(km/h)	23.3	25.1	30.8	32.6
推計誤差 (-) / *100	-4.9%	-2.3%	-1.6%	6.9%

図6-5 区間旅行速度推計精度の検証

片側3車線の幹線街路2区間4方向でビデオカメラによる観測調査を実施し、検証データを収集した。表6-1、表6-2に観測調査と収集データの概要を整理する。なお、本研究では幹線街路(多車線街路)同士の交差点を主要交差点とする。いずれの区間・方向も需要率が0.60以上であった。需要率0.81の区間もあり、信号交差点を計画設計する際の上限值となる需要率が0.90であることをふまえると、非飽和状態の中でも比較的飽和に近い交通状況も収集できたといえる。

各交差点で観測された流入車両の割合や飽和交通流率(1,800veh/青1時間)を用いて、各区間・方向の平均旅行速度 V_{travel} を推計した(図6-5)。区間B北行きで平均旅行速度が7%程度過大に推計されているものの、それ以外の区間・方向では推計誤差が±5%未満であり、推計精度は全体的に良好といえる。

6.4 幹線街路の走行性能照査型計画設計

6.2で構築した幹線街路の旅行速度推計手法を用いることで、計画設計段階、または改良前の幹線街路の走行性能を照査することが可能となる。

(1) 新規幹線街路の計画設計

まず、評価区間長1.5km、両方向の需要率0.8の幹線街路を新規に旅行速度35.0km/h以上で計画設計することとする。このとき、この幹線街路のサイクル長別、区間内の交差点間隔別の平均旅行速度は表6-3のように求められる。なお、両方向の需要率が同じであることから、オフセットは同時式とする。

これをみると、区間内の交差点間隔が250m、300mと短い場合は、たとえサイクル長を調整して

表6-3 サイクル長/区間内の交差点間隔別の旅行速度

[評価区間長:1.5km, 需要率:0.8, オフセット:同時]

		サイクル長(s)				
		60	90	120	150	180
交差点間隔 (m)	250	32.3	26.7	23.2	31.5	26.2
	300	28.3	27.5	22.5	31.8	26.5
	375	38.1	30.0	27.4	30.7	26.7
	500	32.1	27.9	26.6	30.3	27.0

1 表中の数値は旅行速度(km/h)。

2 青時間比は主要交差点 0.35, それ以外の交差点 0.70

3 流入車両の割合は主要交差点 0.30, それ以外の交差点 0.07

表6-4 走行性能向上施策別の区間Bの旅行速度

走行性能向上施策		南行き	北行き
現状	(推計値)	30.8	32.6
サイクル長の変更	140s→60s	33.4 +	29.6 -
	同時	22.0 -	22.7 -
オフセットの変更	南行き優先	37.8 +	21.8 -
	北行き優先	22.8 -	40.0 +
区間内の信号交差点の見直し	1 交差点の閉鎖	35.1 +	34.2 +

表中の数値は旅行速度(km/h)

も、目標とする走行性能(旅行速度35.0km/h以上)を確保することは難しいことがわかる。しかし、交差点間隔を375mとし、サイクル長を60sとすれば、目標を達成することができる。つまり、この幹線街路の走行性能を確保するためには、区間内の交差点を計画的に配置するとともに、遅れを最小とする適切なサイクル長を採用することが必要といえる。

(2) 既存幹線街路の改良

次に、検証データを収集した区間Bの走行性能を向上させるため、サイクル長の変更、オフセットの変更、区間内の信号交差点の見直し、といった改良施策の導入を検討する。表6-4に各施策の平均旅行速度の推計結果を示す。ただし、需要率や区間内の交差点での流入車両の割合、青時間比などは、実際に観測された値を用いている。

サイクル長を現行の140sから60sに変更すると、平均旅行速度は、南行きで3km/h程度向上する。しかし、北行きは3km/h程度低下し、全体的には走行性能が向上するとはいえない。オフセットを変更し同時式とすると、両方向とも現状より平均旅行速度が低下する。また、どちらかを優先オフセットとしても、優先方向の平均旅行速度は向上するが、逆方向は25km/h以下まで低下し、全体の走行性能は向上しない。つまり、現在の道路交通状況では、同時/優先オフセットよりも現状のオフセットの方が適当といえる。一方、対象

区間内の信号交差点を見直し，5つの信号交差点のうち1つを閉鎖・左折による流出入のみとすると，両方向の平均旅行速度は35.0km/h程度まで向上する．

以上より，区間Bの走行性能を向上させる最も有効な施策は，区間内の信号交差点を見直し，1交差点を閉鎖することとなる．仮に～の施策を導入しても走行性能が向上しなければ，道路ネットワーク全体の見直しが必要となる．

6.5 まとめ

本章では，車群の集散に着目し，区間内の交差点での流出入車両や車群の拡散の影響も考慮した旅行速度推計手法を構築した．そして，これを用いた走行性能照査型の幹線街路計画設計手法を提案した．これにより，本来求められるべき走行性能が確保される幹線街路を計画設計することが可能となる．

今後は，区間内の交差点間隔やオフセットなどの条件を任意に設定し，区間の平均旅行速度を推計できるよう一般化を図るとともに，現場で簡便に計算できるようソフトウェアパッケージとし

て用意することが必要である．

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路の交通容量，1984.
- 2) Transportation Research Board: Highway Capacity Manual, 2000.
- 3) Webster, F. V.: Traffic Signal Settings, Road Research Technical Paper, No.39, Her Majesty's Stationery Office, London, 1958.
- 4) 越 正毅：系統交通信号におけるサイクル制御の研究，土木学会論文報告集第241号，pp.125-133, 1975.
- 5) 内海泰輔，中村英樹，中井麻衣子：信号遅れ推計に基づく幹線街路の旅行速度推定法，土木計画学研究・講演集No.36, 4ページ, CD-ROM, 2007.11.
- 6) 中村英樹，鈴木一史：街路ネットワーク交通流シミュレータINSPECTORの開発と駐車料金施策評価への適用，交通工学，Vol.39, No.4, pp.72-83, 2004.7.

第7章 追従状態を考慮した往復2車線道路の性能照査手法

7.1 はじめに

我が国の都市・地域間を連絡する幹線道路は、一部の重交通区間を除きほとんどの区間で往復2車線道路(以下、2車線道路)となっている。2車線道路では、低速車を自由に追越すことができないため車群が形成されやすく、その結果、第3章で対象とした多車線道路に比べて走行性能が大きく低下することとなる。また、自由に走行できない走行状況、すなわち追従状態が長く続けばドライバーの満足度も低下すると考えられる。このため、都市・地域間を連絡する2車線道路の走行性能を評価するためには、多車線のように旅行速度だけでなく、追従状態を的確に評価できる指標、ならびにその評価手法の構築が必要となる。

本研究では、2車線道路の追従状態を評価する指標として“追従車密度(Follower Density)”を提案する。このとき、従来のように追従車のある特定の車頭時間によって判定することの問題点を指摘し、より信頼性の高い追従車の判定方法を構築する。さらに、2車線道路の運用状態を評価する手法の開発を行う。なお、ここでは、信号交差点や追越車線、沿道からの流入が存在しない基本的な2車線区間を対象とする。

7.2 分析データの収集

2車線道路の追従状態を観測するため、一般国道19号119.9kp付近(長野県木曾郡大桑村)に路面埋設タイプの車両感知器(カノーガ)を設置し、生パルスデータを収集した。一般国道19号は愛知県と長野県を結ぶ主要幹線道路であり、交通量が大き

く(AADT=15,459台)、大型車の割合(24時間大型車混入率=45.8%)も高い。また、周辺には木曾駒ヶ岳や御岳などの信州の山々が広がり、夏は登山客、冬はスキー客といった多くの観光客が利用する路線でもある。さらに、山間部の路線であり、他の主要路線と交差する箇所も少なく、信号交差点の間隔も疎らである。

観測機器設置箇所(119.9kp)周辺の上り方向(南行き：SB)はほぼ直線の下り勾配であるのに対し、下り方向(北行き：NB)は緩い左カーブの上り勾配となっている。当該地点の平面曲線はR500と一般道路として比較的緩やかであり走行に大きな影響を及ぼさないと考えられる。一方、縦断勾配は3~4%の区間が200m以上あり速度や追従などの走行に影響を与えていると推測される。

7.3 往復2車線道路の性能評価指標の提案

トラフィック機能が重視される2車線道路の性能評価指標の一つとして、追従状態を評価する指標が挙げられる。HCM 2000¹⁾では、2車線道路の性能評価指標として、平均旅行速度と追従時間率の2つが採用されている。このうち追従時間率(PTSF; Percent Time-Spent-Following)が追従状態を評価する指標に該当する。これら2つの指標は、走行方向と対向方向の合計交通量(2方向の交通流率)から推計される。これは対向車線を利用した追越しを前提としたものであり、対向方向の交通量が大きくなるに従い低速車を追越すことができなくなる。その結果、平均速度が低下し、PTSFは増加する。

しかし、我が国の2車線道路の多く区間では対

向車線を利用した追越しが禁止されており、この交通流率とPTSFの関係をそのまま我が国に適用することは適当とはいえない。

本研究では、追従状態を評価する指標として“追従車密度(FD; Follower Density)”を提案する。追従車密度は生パルスデータから把握できる追従車の割合(FP; Follower Percentage)と交通密度との積によって求められる。

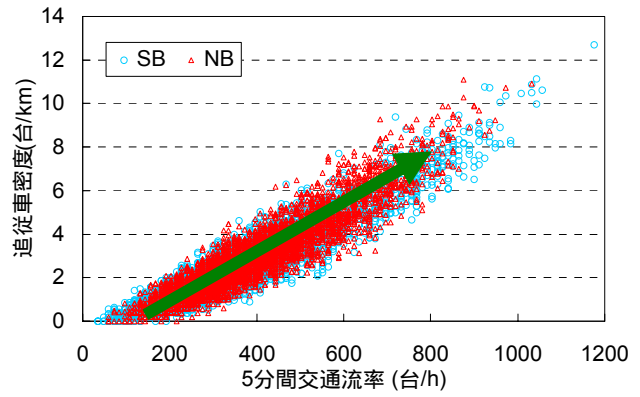
図7-1、図7-2は、車両感知器で観測されたFDと5分間交通流率、平均速度との関係をそれぞれ示したものである。FDと5分間交通流率との間にはほぼ直線的な関係がみられる。また、追従車密度と平均速度もほぼ一定の関係があることがわかる。すなわち、通常の車両感知器で観測される交通量(5分間交通流率、時間交通量)や平均速度により、FDを推定することができる。このように、FDは比較的容易に観測・推計することができ、2車線道路の追従状態を評価するサービス水準指標として利用しやすいものといえる。

7.4 追従状態の確率的判定手法の構築

任意の時点における追従車両台数を推定することは、サービスの質の観点から対象道路が発揮している性能を把握する上で有用な知見となるが、走行車両の追従状態をいかに正確に判定するかが、難しい問題である。

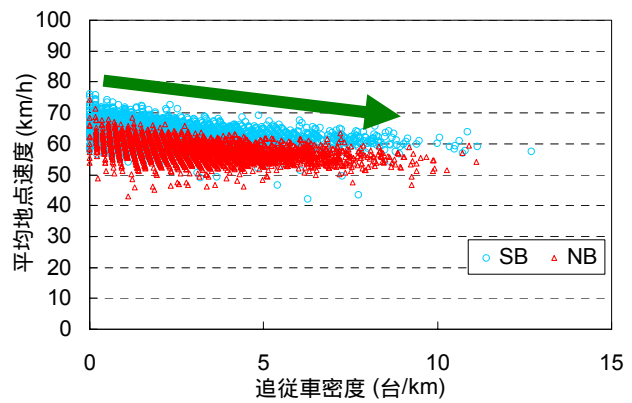
現在、実務的に行われている追従判定の方法は、主として単一値の車頭時間に基づくものである。その一つに、車頭時間が3秒未満の車両を追従車として定義するHCMの方法がある。この方法はわかりやすく実用的であるものの、運転条件に関わらず全ての車両挙動は同一であることを前提とし、かつドライバー挙動のランダム性を無視しているという欠点がある。さらに、たとえ短い車頭時間で追従しているように見えても、実際には現在の走行速度で満足している自由走行車両の可能性もある。反対に、より慎重なドライバーでは、単一な閾値よりも大きな車頭時間で追従する傾向にあり、それらを自由走行車両として誤って判定してしまうことになる。従って、追従状態の判定基準を車頭時間のみとすることは不十分であり、速度も判定基準として考慮する必要がある。

追従車両の特性を明らかにするには、車頭時間および速度とともに、様々な運転条件下でのドライバー挙動を考慮に入れた追従車判定手法の開発が必要となる。そこでここでは、様々なドライバーの希望追従車頭時間(preferred following



ここでは HCM 2000 の定義に従い、車頭時間 3 秒未満の車両を追従車とした。

図7-1 5分間交通流率と追従車密度との関係



ここでは HCM 2000 の定義に従い、車頭時間 3 秒未満の車両を追従車とした。

図7-2 5分間平均速度と追従車密度との関係

headways)および希望速度に基づく追従状態判定手法を構築する。

(1) 関連研究

米国のHCM¹⁾では、車両の追従状態の判定に3秒の臨界車頭時間を用いている。この方法では、ドライバー選好のランダム性を考慮しておらず、すべての道路利用者はいかなる運転条件下であろうと挙動は変わらないことを単純に仮定している。また、南アフリカでは往復2車線道路のサービス指標として、1車線・1kmあたりの追従車台数として定義される追従車密度が使われている²⁾。しかし、この指標も臨界車頭時間という単一の値により決まるものである。同様に、Catbagan and Nakamura³⁾は、わが国の往復2車線道路のサービスの質(QOS)の評価で用いるサービス評価指標を提案しており、一方でまた、より論理的かつ現実的な追従車の判定手法を開発することも提案している⁴⁾。

車群研究においても、追従車を判定するときの臨界車頭時間に単一の値を使うことについては、

車列中の車両を分類する基準が研究ごとに大きく異なるため、主な問題となっている。このことは、実際の交通流で観測される追従車は、やや大きめの車頭時間をとっていることを示す研究^{6,7)}からも明らかとなる。

これまで、主として到着パターンを精査し、容量推計を行うための車頭時間分布モデルの構築に関して多数の研究が行われてきた。しかしながら、本研究で特に重要な研究は、全体の車頭時間分布から「追従」と「非追従」の部分を論理的に分解することを目的とする合成(混合)車頭時間分布モデル(composite (or mixed) headway distribution model)に関するものである。この方法は、ドライバー選好のランダム性についても考慮しつつ追従車を適切に判定する上で、重要なステップとなる。

Buckley⁸⁾により提案された合成分布モデルは、全体の分布から追従車と非追従車の要素を求める手法であり、Semi-Poissonモデル(SPM)として一般に知られている。彼は、このモデル構築について記した論文のなかで、1車線交通流において潜在的なポアソン過程の唯一の制約は、確率密度関数 $g(t)$ を有する"zone of emptiness"の存在であると述べている。これはより一般的には"empty zone"と呼ばれ、ドライバーが追従状態にあるときの車頭時間であり、後述するように希望追従車頭時間(preferred following (or tracking) headway)とも呼ばれる。

(2) 対象道路区間

追従挙動の分析には車頭時間データが非常に重要であり、それには個別の車両データまたは生パルスデータが必要となる。そこで、路面埋設型の車両感知器を選定された観測地点に設置することにした。これら車両感知器は、7.2で述べたように追越禁止の往復2車線道路で緩やかな勾配となっている国道19号線119.9KP地点に設置した。なお、隣接する信号交差点との間隔は南から1.6km、北から2.6kmと離れており、北に向かって勾配が3.66%から4.44%へと緩やかに変化する区間にある。

対象地点においては、予備的な分析がいくつか行われており、それらの知見のいくつかは本研究にも含まれている。検出された車長が車種に応じて分類されるよう調整⁹⁾を行っているが、本研究の目的では、車種は乗用車(PC)と大型車(HV)の2車種まで分類するものとする。

(3) 追従状態の判定手法

前述のドライバー選好の確率的性質は、図7-3に示すような様々なドライバーが混在するケース

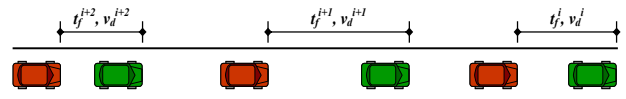


図7-3 ドライバーごとの希望追従車頭時間と希望速度のばらつき

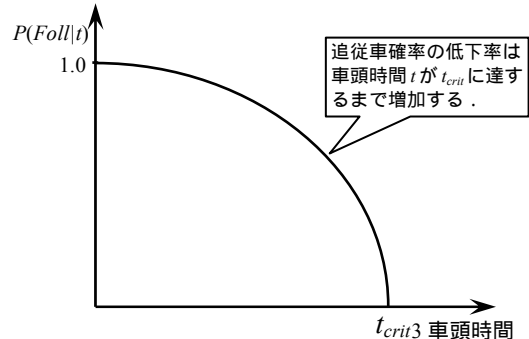


図7-4 車頭時間に基づく追従確率の理論的イメージ

で問題となる。希望追従車頭時間(preferred tracking headways)と希望速度は、異なる運転条件下で走行中のドライバーごとのランダム性によっても変化する。希望追従車頭時間で走行し、かつ(追従車を決定するための)希望速度以下で走行することが同時に起こった際に、これら条件の下で追従車を判定できる手法の開発が必要になる。

(a) 車頭時間に基づく追従車確率

理論的には、車両が追従状態にある確率は、直前の先行車に近づくにつれて増加する。すなわち、車頭時間のみに基づく車両の追従車確率は、車頭時間が増加するにつれて減少する。もし仮に、車頭時間が増加するにつれて自由走行車に対する追従車の割合も減少し、ある車頭時間を超えると追従状態ではなくなる、つまり、最大臨界車頭時間 t_{crit} が存在するとすれば理論的な車頭時間に基づく追従車確率関数 $P(Foll_{headway})$ が考えられ、図7-4のようになる。この仮定によれば、条件つき確率 $P(Foll_{headway})$ の理論的な形状から、追従車確率の減少率は車頭時間が増加するにつれて大きくなる。

本研究では、観測された車頭時間を追従・非追従のいずれかに分離する際の基準として、前述のBuckleyにより構築された合成車頭時間モデル(composite headway distribution model)を用いる。このモデルの一般形は次の確率密度関数 $f(t)$ によって与えられる。

$$f(t) = \phi g(t) + (1 - \phi)h(t) \dots\dots\dots (7-1)$$

ここに、 $g(t)$ および $h(t)$ はそれぞれ追従および非追従の成分であり、 ϕ は追従車割合である。 $\phi=0$,

すなわち追従車が存在しないとき、すべての車両は非追従のグループに属することになり、これはランダム到着時間に相当する指数分布で表される。合成車頭時間分布モデルと構成する成分の理論的な形を表すと図7-5のようになる。

図7-5によると、車頭時間 t が小さいときは多くの車両が追従状態にあるため、 $g(t)$ の追従車頭時間の占める割合が高くなり、逆に車頭時間 t が大きくなると $h(t)$ の非追従車頭時間の占める割合が高くなる。ただし、ここでは追従車頭時間分布の上限を t_{crit} とし、追従車が理論的に存在しうる最大の車頭時間としている。

観測された車頭時間分布から成分を直接的に推計するにはSemi-Poissonモデルを積分形に書き直す必要がある。これにはWasielewski¹⁰⁾によって提案されたノンパラメトリック手法を用いる。基本モデル式(7-1)を $g_1(t)=\phi g(t)$ 、 $h_1(t)=(1-\phi)h(t)$ と定義して書き換えると次のようになる。

$$f(t) = g_1(t) + h_1(t) \dots\dots\dots (7-2)$$

ノンパラメトリック手法により $h_1(t)$ が推定されると(詳細は文献^{4,10,11,12)}を参照)、式(7-2)より $g_1(t)$ が容易に求められる。合成車頭時間モデルのすべての成分が明らかになったことで、車頭時間に基づく追従車確率関数は、非追従車に対する追従車の比を合成モデルに基づいて計算することで推定できる。この条件つき確率関数(以下、 $\theta(t)$ と表す)は、次式によって与えられる。

$$\theta(t) = \frac{g_1(t)}{f(t)} = P(Foll_{headway}) \dots\dots\dots (7-3)$$

ここに、 $g_1(t)$ は追従車頭時間分布関数、 $f(t)$ は観測された車頭時間分布、 $P(Foll_{headway})$ は与えられた車頭時間で追従している確率である。

この関数 θ は、次節で述べる希望速度の推定にも用いられる。

(b) 速度に基づく追従車確率

追従車判定のもう一つの要素は速度、とりわけ希望速度である。希望速度は希望追従車頭時間と同様にドライバーごとに異なるため、相対的に短い車頭時間で観測された車両では追従状態の判定は困難となる。その上、任意のドライバーの希望速度は、走行中の周辺環境の変化によって常に変動しうる。しかしながら、現状のデータ収集技術の制約を考えると、この現象は複雑すぎて現時点で解明は困難である。そこで本研究では、個々のドライバーは運転条件に関わらず固有の希望速度を持っているものとし、その値は運転条件が変わ

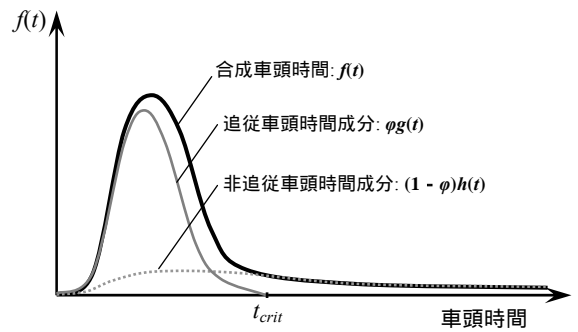


図7-5 合成車頭時間分布モデルの理論形状

らない限り常に一定であると仮定する。この仮定はまた、希望速度は車両の最大速度であることも意味している。車両の走行速度が希望速度を下回れば、他に外部要因がない限り遅い車両に追従しやすくなる。したがって、この起こりやすさを推定するために、車両の速度のみから車両が追従状態にあるか判定する手法を構築する必要がある。

あらゆるドライバーの希望速度がある分布 $f_d(v)$ に従うとすれば、追従車はドライバーの希望自由速度以下で走行しているという前提から、ある速度 v_i のときに車両が自由走行している確率は次式のように表される。

$$P(Free | v_i) = \int_0^{v_i} f_d(v) dv \dots\dots\dots (7-4)$$

ゆえに、速度 v_i で走行中のドライバーが希望速度以下で走行している確率は、単純に $1 - P(Free | v_i)$ または次式で表される。

$$P(Foll | v_i) = 1 - \int_0^{v_i} f_d(v) dv = \int_{v_i}^{\infty} f_d(v) dv \dots\dots\dots (7-5)$$

これを図示すると図7-6のようになり、観測された車両 i の速度が v_i のときに、ドライバーの希望速度が実際の速度 v_i よりも大きい確率は、関数 $f_d(v)$ の網掛けの領域で表される。

希望速度の推定には、Hoogendoorn¹¹⁾によって開発された統一自由速度分布手法(unified free speed distribution method)を用いた。同様の手法は、わが国の往復2車線道路における希望速度分布の変動に関する既存研究⁴⁾においても適用されている。本研究では、自由速度分布は希望速度分布に等しいと仮定していることに注意が必要であり、これは当然のことながら、比較的平坦な勾配を有する理想的な幾何構造条件についてのみ成り立つものである。特に急勾配の道路では、希望速度に達していなくとも車両速度は物理的な制約を受けることで、希望速度分布と自由速度分布は等しくなくなる。したがって、現状では様々な勾配条件下でのデータが得られていないことから、本研究では登り勾配車線のデータは分析対象外とする。

希望速度分布推定値の生存関数は、部分的な観測値を含む場合のノンパラメトリック手法の一つであるKaplan-Meier法¹³⁾を一般化したものであり、次式で与えられる。

$$S_{\infty}(v^0) = \prod_{j=1}^{n_v^0} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \dots\dots\dots (7-6)$$

ここに、 n_v^0 は希望速度 $v^0(v_j \leq v^0, j=1, \dots, n_v^0)$ 以下となる速度 v_i のサンプル数、 n は観測された車頭時間のサンプル数、 θ_j は車両 j の条件つき確率関数であり、式(7-3)より計算される。

Kaplan-Meier生存関数を修正した式(7-6)の導出過程は、Hoogendoornの文献¹¹⁾に詳しい。自由速度生存関数が明らかになれば、累積自由速度生存関数(cumulative free speed survival function) $F_{\infty}(v^0)$ (以下、累積希望速度分布関数 $F_d(v)$ と称す)は次のようになる。

$$F_{\infty}(v^0) = F_d(v) = 1 - \prod_{j=1}^{n_v^0} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \dots\dots\dots (7-7)$$

図7-6に示した速度に基づく追従判定の理論的イメージより、式(7-5)は速度に基づく条件つき追従確率関数を、希望速度の確率密度関数 $f_d(v)$ を速度 v_i から無限大まで積分した形となる。累積希望速度分布関数 $F_d(v)$ は $f_d(v)$ の積分であるから、式(7-5)は次のようにも書ける。

$$P(\text{Foll} | v_i) = 1 - F_d(v_i) = S_d(v_i) = P(\text{Foll}_{\text{speed}}) \dots (7-8)$$

(c) 追従車判定

本研究では、追従車を「ドライバーの希望速度以下のとき希望追従車頭時間で走行している車両」とした、より論理的な追従車の定義方法を提案する。これは追従状態を判定する唯一の基準に、車頭時間の単一値を用いるものではない。この定義では、車頭時間や速度といった交通流パラメータの変動を考慮に入れており、これらに特定の臨界値を設けることなく確率的に扱うことで、車両の追従状態を合理的に判定するものである。

確率論において「事象」とは、確率を計算できる結果の集合として定義されている。また、2つの事象が統計的に独立であるとは、ある事象が起こることが他の事象の確率に影響を及ぼさないことを意味し、基本的に次式が成り立つとき、2つの事象A, Bは独立である。

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \dots\dots\dots (7-9)$$

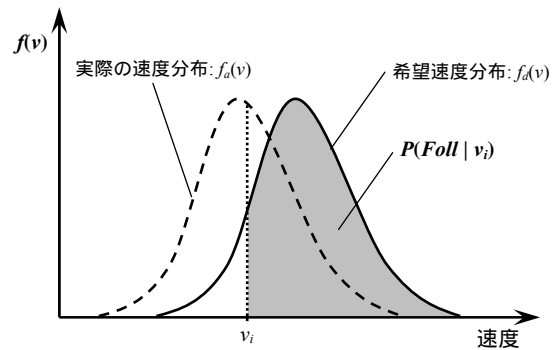


図7-6 走行速度および希望速度の分布と速度 v_i における追従確率の理論的イメージ

この式は、2つの事象A, Bを持つ確率空間において、事象B($P(B) > 0$)の下での事象Aの条件付き確率は次式で表されるという条件付き事象の関係により簡単に証明できる。

$$P(A | B) = \frac{P(A \cap B)}{P(B)} \dots\dots\dots (7-10)$$

もし事象Aの発生が事象Bの発生に何ら影響を受けないのであれば、式(7-9)より $P(A|B)=P(A)$ が成立する。

ここで、Aを車頭時間のみに基づき追従車と判定される事象($A = \text{Foll}_{\text{headway}}$)、Bを速度のみに基づき追従車と判定される事象($B = \text{Foll}_{\text{speed}}$)とする。追従車の判定に速度と車頭時間という異なる変数が使われているため、個々の事象は車両の追従状態に影響されないと考えて問題ない。これは単に、 $\text{Foll}_{\text{headway}}$ と $\text{Foll}_{\text{speed}}$ は統計的に互いに独立であることを示しており、したがって、式(7-9)は次のようになる。

$$P(\text{Foll}_{\text{headway}} | \text{Foll}_{\text{speed}}) = P(\text{Foll}_{\text{headway}})P(\text{Foll}_{\text{speed}}) \dots\dots\dots (7-11)$$

式(7-11)の右辺の確率関数は、実際にはそれぞれ式(7-3)と式(7-8)で与えられる理論的な関数であり、 $P(\text{Foll}_{\text{headway}}) = \theta(t)$ 、 $P(\text{Foll}_{\text{speed}}) = S(v)$ のようになる。したがって、これらを式(7-11)に代入することで、車頭時間と速度に基づく任意の車両の追従確率 $P(\text{Foll} | t, v)$ は、次式のように表される。

$$P(\text{Foll} | t, v) = \theta(t) \cdot S(v) \dots\dots\dots (7-12)$$

ここに、 $\theta(t)$ および $S(v)$ は、それぞれ車頭時間および速度に基づく追従確率モデルである。これら $\theta(t)$ および $S(v)$ の具体的なパラメータ推定については後述する。

式(7-12)の計算結果は確率であり、現在の技術により100%の確実性と信頼性で追従車を特定す

ることは実質的に不可能である。そこで、車両の追従状態を判定するには、確率の閾値を定める必要がある。この閾値の最適な設定方法については、既往研究¹²⁾において、様々な閾値で判定された追従車台数と「期待される」追従車台数とを5分間隔で比較が行われている。それによると、確率の閾値として0.5～0.6が望ましく、実用的には0.5が適していることを示しており、本研究においてもこの値を追従判定に用いることにする。

(4) モデルの開発

前節の理論モデルを用いて、次に実際の観測データに基づきモデルのパラメータ推定を行う。

(a) 運転条件のカテゴリ判定

モデルのパラメータ推定の前に、収集されたデータを運転条件の違いごとに分類した。本研究で使用したデータは、2006年5月から10月にかけて収集され、対象期間中に観測地点を通過した車両の通過時刻、速度、車長を記録したものである。

まず、最初にデータを時間帯(平日/休日)、明るさ(昼間/夜間)、車種(乗用車/大型車)、先行車の車種(乗用車/大型車)、天候(降雨/非降雨)および勾配(登り勾配/降り勾配)の違いに応じて64の異なる運転条件ごとに分類した。ここで、休日は土日および祝祭日を、平日は祝祭日を除く月曜日から金曜日までの全日を対象とする。昼間は午前8時から午後4時までを、夜間は午後8時から午前4時までを対象とする。午前4～8時と午後4～8時は「遷移」時間帯として、昼間から夜間、あるいはその逆へ変わるときの誤差発生を避けるため対象データから除いている。また、先行車の車種に応じて異なった追従車頭距離をとることが考えられるため、対象車両とその先行車は乗用車と大型車に分類する。天候の分類は単純に降雨か非降雨のいずれかとした。北行き車線は登り勾配区間、南行き車線は降り勾配区間となるため、勾配に応じて車線ごとに区別している。

これら運転条件のすべての組み合わせを表7-1に示す。組み合わせごとのサンプル数は、いずれも800～100000以上と比較的多数のデータが得られているものの、いくつかの組み合わせは分析対象から外している。例えば、降雨が車頭時間特性に与える影響について分析を行ったところ、実現象と一致する結果(降雨時に比べ非降雨時に追従車頭時間が短くなる傾向)は確認されなかった。これは、非降雨時に比べて降雨時の観測データが少なすぎたことによる。さらに、「降雨」のカテゴリ中のデータセットは降雨量ごとに分類していない。

表7-1 分析に使用した運転条件の組み合わせデータ

方向 (勾配)	天候	先行車 の車種	休日				平日			
			昼間		夜間		昼間		夜間	
			PC	HV	PC	HV	PC	HV	PC	HV
南行き (-3.66%)	非降雨	PC	○	○	○	○	○	○	○	○
		HV	○	○	○	○	○	○	○	○
	降雨	PC	×	×	×	×	×	×	×	×
		HV	×	×	×	×	×	×	×	×
北行き (+4.44%)	非降雨	PC	×	×	×	×	×	×	×	×
		HV	×	×	×	×	×	×	×	×
	降雨	PC	×	×	×	×	×	×	×	×
		HV	×	×	×	×	×	×	×	×

* : 使用データ, × : 分析対象外データ

ある既往研究¹⁵⁾によると、降雨量が少ない(0～2mm)場合には交通流特性にほとんど有意な影響がなく、反対に降雨量が多い場合には速度と容量に有意な影響を与えるとされている。このようなことから、「降雨」カテゴリのデータは除かれているが、今後の分析ために降雨量に応じたデータの収集を継続している。同様に、北行き車線(登り勾配)のデータについても、この車線の自由速度は勾配の影響を無視できず、自由速度と希望速度が等しいという前提が崩れてしまうことから、分析対象から除いている。したがって、今後の分析課題として、登り勾配区間でさらにデータを収集することで、勾配の影響を考慮した希望速度の適切な補正係数を決定することが挙げられる。

このように不要なデータを取り除いたのち、表7-1に示した16の運転条件の組み合わせのデータをモデル構築に利用した。

これ以降、車種がXである車両の先行車の車種がYであることを、X_Yと省略して表す。例えば、PC_HVは追従車が乗用車(PC)で、先行車が大型車(HV)であることを意味する。

(b) モデルの一般形とパラメータ推定

パラメータ推定に際しては、前章で示した式(7-3)と式(7-8)を用いるが、追従車判定の確率モデルとして用いるには、関数のパラメータを推定する必要がある。ここでは、PCとHVの両方にとって理想的な運転条件に最も近い組み合わせとして、平日の南行き車線で非降雨、かつ先行車が乗用車となる組み合わせを選んだ(すなわち、南行き/平日/昼間/非降雨/(PCまたはHV)_PC)。

車頭時間に基づく追従確率モデル $\theta(t)$ は試行錯誤の結果、 $t=0$ のとき $\theta(t)=1$ である第1象限で囲まれた2次または3次の多項式という結果となり、その一般形は次式で表される。

$$\theta_i(t) = \alpha_i t^3 + (b_b + \beta_i) t^2 + (c_b + \chi_i) t + 1 \dots \dots \dots (7-13)$$

表7-2 車頭時間に基づく追従確率モデル $\theta_i(t)$ のパラメータ補正係数

		乗用車(PC)						大型車(HV)					
		$\theta_i(t)_{PC} = \alpha_i t^3 + (-0.011 + \beta_i) t^2 + (0.0076 + \chi_i) t + 1$						$\theta_i(t)_{HV} = \alpha_i t^3 + (-0.0102 + \beta_i) t^2 + (0.0153 + \chi_i) t + 1$					
		PC_PC			PC_HV			HV_PC			HV_HV		
		α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i	α_i	β_i	χ_i
休日	昼間	0	0.0006	0.0073	0	0.0009	0.0081	-0.0004	0.0047	-0.0085	0	0.0008	0.0074
	夜間	-0.0004	0.0053	0.002	0	0.0029	0.0108	-0.0008	0.0108	-0.0163	-0.0005	0.0107	-0.0145
平日	昼間	0	0	0	0	0.0017	-0.0011	0	0	0	0	0.0012	0.006
	夜間	0	-0.0001	0.007	-0.0002	0.0061	0.0016	-0.0004	0.0067	-0.0054	-0.0004	0.0081	-0.0087

* 網掛け部分は基本ケースであり，すべての補正係数は0となる。

ここに， $\theta_i(t)$ は条件*i*のときの車頭時間に基づく追従確率， b_B および c_B は基本ケースの係数(PC_PCおよびHV_PC)， α_i ， β_i および χ_i は条件*i*の補正係数(基本ケースのとき0)であり， $\theta_i(t)$ は $\alpha_i=0$ のとき2次関数となる。

ドライバーの希望速度は一定であるとする，ドライバーの最高速度の分布は極値分布の一つとみなすことができる。そのような分布の重要な特徴は，非常に大きな値は非常に小さな値に比べ，起こりうる可能性はるかに高い¹⁶⁾ということであり，このことは特に希望速度について当てはまる。ほとんどの道路利用者は自分の目的地にできるだけ早く到着したいと考え，それゆえ速い速度を好む。3つの極値分布タイプのなかで，最も適合する分布型はガンベル分布とも呼ばれるタイプIの分布であり，次のようになる。

$$F(v) = \exp\left[-\exp\left(-\left(\frac{v-\mu}{\sigma}\right)\right)\right] \dots\dots\dots (7-14)$$

ここに， v は速度[km/h]， μ は形状パラメータ， σ はスケールパラメータ($\sigma > 0$)である。

一般化された車頭時間に基づくモデルと同様に，速度に基づく追従確率モデル $S_i(v)$ においても，運転条件の違いによる補正係数を考慮に入れると，式(7-14)の生存関数はさらに一般化された形で表され，次式のようになる。

$$S_i(v) = 1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v - (\mu_B + m_i)}{\sigma_B + s_i}\right)\right]\right\} \dots\dots (7-15)$$

ここに， $S_i(v)$ は条件*i*のときの速度に基づく追従確率， σ_B は基本ケースのスケールパラメータ($\sigma > 0$)， μ_B は基本ケースの形状パラメータ， s_i は条件*i*のときのスケールパラメータの補正係数， m_i は条件*i*のときの形状パラメータの補正係数である。

車頭時間および速度に基づく2つのモデルのパラメータは，国道19号線の観測データから推定されたものである。降雨時と北行き(登り勾配)のデ

ータを除き，2つの基本モデルを含む16のモデルを構築した。ここで，16種類の運転条件の違いを明確にするため，式(7-12)に示した追従確率モデルを次式のように表す。

$$P_i(Foll|t,v) = \theta_i(t) \cdot S_i(v) \dots\dots\dots (7-16)$$

ここに， i は16の運転条件のいずれかを表し， $P_i(Foll|t,v)$ は条件*i*のときの追従確率， $\theta_i(t)$ は条件*i*のときの車頭時間に基づく追従確率， $S_i(v)$ は条件*i*のときの速度に基づく追従確率である。

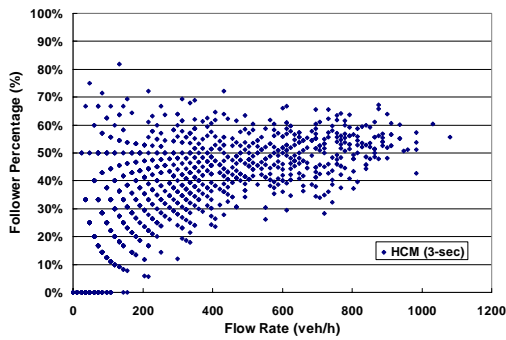
表7-2に車頭時間に基づく追従確率モデルのパラメータ補正係数を示す。乗用車と大型車の基本モデルは，基本ケースのパラメータと同様， b_B と c_B に既に含まれている。乗用車の基本モデルの係数は $b_{B_PC}=-0.011$ ， $c_{B_PC}=0.0076$ で，大型車の基本モデルの係数は $b_{B_HV}=-0.0102$ ， $c_{B_HV}=0.0153$ である。一般に，係数が正のときは任意の車頭時間*t*で追従確率に正の影響(追従確率の増加)があることを表し，反対に係数が負のときは逆の影響(追従確率の減少)があることを表している。

同様に，表7-3に運転条件*i*のときの速度に基づく追従確率 $S_i(v)$ の補正係数を示す。乗用車の基本モデルの係数は $\sigma_{B_PC}=7.7667$ ， $\mu_{B_PC}=65.675$ であり，大型車の基本モデルの係数は $\sigma_{B_HV}=9.3723$ ， $\mu_{B_HV}=65.169$ である。一般にスケールパラメータ s_i と形状パラメータ m_i が正であることは追従確率の増加を意味し，反対に負のときは基本シナリオと比べて追従確率が低いことを意味する。

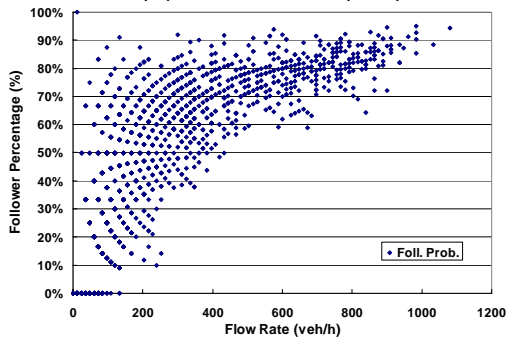
(5) 既存手法と提案手法との比較

前項で提案した新しい追従車判定手法を用いて，追従車密度の再計算を行う。なお，追従車密度の計算方法はこれまでの方法と変わっていない。

ここで再計算される追従車密度は，先の単一の臨界車頭時間による追従車の定義とは異なり，様々なドライバーごとの希望追従車頭時間の変動



(a) HCMの手法(3秒)



(b) 提案手法(追従確率)

図7-8 交通流率と追従車割合の関係

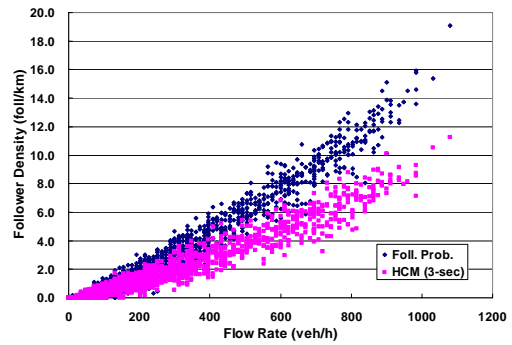
定に使用するHCMの手法では、とりわけ交通流率が高いときに追従車交通量が過小推計されることを示唆している。HCMの手法では車頭時間のみを考慮していることを考えれば、これはむしろ予想される結果である。交通量が多いときには、車頭時間が3秒以上であってもほとんどの車両は希望速度以下で走行していると考えられる。しかしながら、このような追従挙動が生じるケースにおいて、車頭時間3秒といった単一の値に基づく判定手法では、追従車として判定されることはない。

最後に、ゴールデンウィーク期間中のピーク日において、15分ごとに追従車密度を比較した結果を図7-9(b)に示す。ここでも3秒を閾値とする追従車の判定手法では、明らかに過小推計になっていることがわかる。さらに、追従車密度は特に比較的交通量の高いところで交通流率の変動に従う傾向にある。

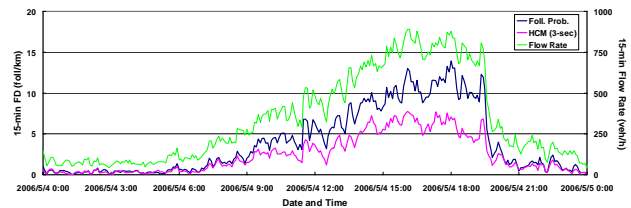
7.5 往復2車線道路における性能照査手法の提案

(1) 追従状態におけるドライバー満足度

HCM 2000では、2車線道路の追従状態を評価する指標として追従時間率(PTSF)を用いている。これは、交通量が増加し追従状態が長く続くとドライバーの満足度が低下するということを前提とした指標である。すなわち、PTSFとドライバーの満足度とは直接的な関係があるとしている。しか



(a) 5分間隔の交通流率と追従車密度との関係 (ピーク時, GW, 2006)



(b) ピーク時間帯における15分間隔の交通流率と追従車密度の変動(GW, 2006年5月4日)

図7-9 2つの手法による追従車密度の比較

し、実際には、このPTSFを観測することは極めて難しい。

一方、ここで追従状態を評価する指標として提案している追従車密度(FD)は、実際の追従時間を正確に考慮することはできないが、車両感知器によって観測されたデータを用いて容易に算出できる。また、追越しが認められていない区間では、構造条件や先行車の走行挙動(交差点や沿道施設に流出など)などが大きく変化しない限り追従状態は持続されると仮定でき、これに基づく単位距離あたりのPTSFとFDとは類似した指標であると考えられる。

FDとドライバーの満足度との関係を示すためには、FDに応じたドライバーの満足度を設定・仮定しなければならない。但し、たとえ同じ追従状態であったとしても、個々のドライバーによって感じる満足度は大きく異なる可能性がある。この点については、走行調査などを実施しドライバーの主観的評価とFDとの関係を明確にすることが今後必要である。

ここでは、FDが単位距離あたりPTSFとほぼ同じであるとし、2車線道路のドライバー満足度およびサービスの質を評価する指標として用いる。

(2) 交通サービスの質

道路を計画・設計する際の目標となる追従車密度(FD)に応じた交通サービスの質(QOS; Quality of

表7-5 追従車密度に応じたQOSの提案

追従車密度 (foll/km)	交通状況 (QOS)	概要
0 - 5	極めて良好	自由流 ; ドライバーの満足度は高い
5 - 10	良好	安定した交通流 ; 車群が少なからず存在する
10 - 15	不安定	追従車が一般的に存在する交通流 ほとんどのドライバーが速度の低下を感じる
15 - 20	やや混雑	追従車がかかり存在する重交通流 ; ドライバーの満足度は低い
> 20	混雑	渋滞流

service)について検討する。これは運用段階にも適用でき、実際の交通状況の評価する場合に利用できる。このQOSによって、その道路に求められる性能が十分発揮できるか否かを判定することができる。

ここでは、FDに応じたQOSを表7-5のように提案する。これはFDの増加に伴いQOSが低下するというものである。このとき、図7-10、図7-11に示すFDと交通量、および速度の関係に基づいてQOSの範囲を5(foll/km)とした。これらは、2車線道路の1kmあたりのドライバーの満足度と考えられ、分析地点での交通状況だけでなく、ドライバーの一般的な認識と捉えることもできる。なお、分析の目的に応じて評価する時間間隔を5分、15分、1時間と設定することが必要である。通常、時間間隔が小さいと、時間間隔が大きい場合に比べて観測値のバラつきが大きくなる。ちなみに、図7-10、図7-11の交通流と速度は5分間のものである。

(a) 継続性を考慮した追従車密度の評価

追従車密度(FD)は、交通流や速度のようにばらつきが大きいという性質を持っている。このため、ある1集計時間間隔に観測されたFDのみによってQOSを評価することは適当でない。例えば、ある5分もしくは15分の間にかなり高い値のFDが観測されたとしても、それが必ずしもQOSが低いことを意味するとは限らない。実際には、そのような高いFDは瞬間的なもので、長時間続かないこともある。このため、2車線道路のQOSは、FDの継続性のある程度考慮し評価することが必要である。ここではこれを継続性を考慮した追従車密度(SFD; Sustained Follower Density)と定義する。

ここでは、QOSを1時間のSFDによって評価する。仮に5分間隔のデータによってQOSを評価するならば、その時間と11間隔前までのデータを合わせ1時間のSFDとする。そしてQOSは、その1時間の中で最も一般的な交通状況によって評価する。たとえば、12間隔のうち8間隔が”良好”、3間隔が”不安

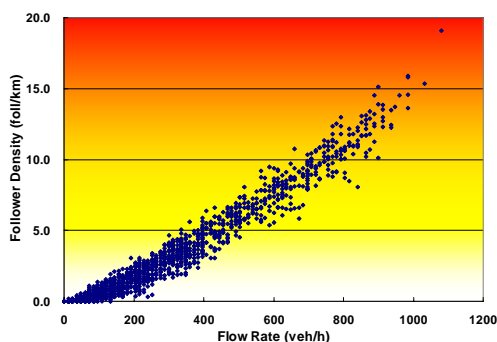


図7-10 5分間交通流と追従車密度の関係

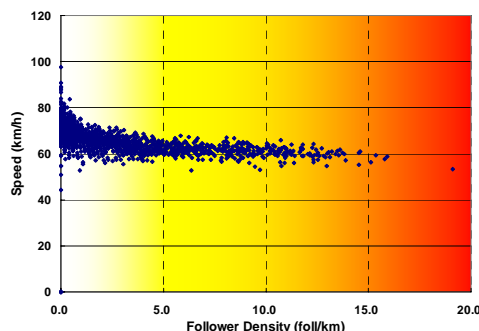


図7-11 5分間の平均速度と追従車密度の関係

定”、残りの1間隔が”やや混雑”であったとすれば、”不安定”や”やや混雑”な状況があったとしても全体のQOSは”良好”と評価する。

(b) 最大許容追従車密度(MASFD)

その道路に求められる性能を維持し、運用していくためには、その判定基準となる閾値を設定しなければならない。これをここでは最大許容追従車密度(MASFD; Maximum Acceptable Sustained Follower Density)とする。仮に、2車線道路を設計するとすれば、このMASFDは、交通需要だけでなく様々な走行条件も考慮した最悪の交通状況のときにドライバーに対して十分なサービスが提供できるか否か、を判断する基準となり、追越車線等の必要性を検討する際の材料となる。

(c) 交通サービスの質の不足

ここで交通サービスの質(QOS)の不足とは、2車線道路が交通状況とドライバー認識ともに十分なサービスを提供できない状態のことである。一旦この状態に陥ると、QOSをさらに低下させないための対策を採らなければならないが、そのためにはQOSの不足を判定することが必要となる。

ここでは判定方法として次の3つを考える。ただしこのとき、5分間隔データの定常状態の追従車密度(SFD)によって、QOSを評価することを前提とする。

1つ目は、12間隔の中で6間隔以上が”やや混雑”のとき、QOSの不足と判定する方法である。しか

し、たとえば、“やや混雑”と“不安定”といった交通状況が交互に発生するような(“やや混雑”が連続的に発生しない)場合もこれに含まれ、やや過大に評価してしまう恐れがある。

2つ目の方法は、“やや混雑”の状態が12間隔連続で発生した場合をQOSの不足とするものである。これは、2車線道路のQOSの不足を評価する上で十二分な基準といえる。しかし、実際には、交通容量を超過するほどの大きな交通需要が発生しない限りこのような状況に陥ることはなく、信号交差部や分合流部のない単路部では、この基準によってQOSの不足を定義することは現実的とはいえない。

3つ目は、“混雑”の状態になったときをQOSの不足とする最も単純な方法である。追従車密度(FD)が20(foll/km)を超えることは、ほとんどのケースで混雑していると推測できるが、これについては、実際の観測データやシミュレーション結果などで検証ができていない。このため、当面は表7-5の閾値により“混雑”を判定する。

この他にも様々な判定方法が考えられるが、最終的には実際に運用する地域の特性などを鑑み判定基準を設定することが望ましい。

(d) 交通サービスの質の不足の解決方法

QOS不足に対する道路幾何構造上の対応策としては、追越車線(図7-12)、譲り車線(図7-13)、および2+1車線道路(図7-14)などが考えられる。

(3) 追従車密度(FD)を用いた往復2車線道路の性能照査手法

往復2車線道路の追従状態を評価する指標として提案した追従車密度(FD)は、図7-10で示したように交通量と直線的な関係があるが、これは付加車線からの距離に応じて変化すると考えられる。たとえば、図7-15に示すように、たとえ同じ交通量であっても、追越車線や譲り車線などの付加車線の直後はFDが低く、付加車線から離れるに従いFDは高くなるのではなからうか。実際の観測データやミクロ交通シミュレーション結果より、このことが明らかとなれば、交通量と付加車線からの距離によってFDを推定できる。

$$FD = (\alpha \times Distance) \times Flow \dots\dots\dots (7-17)$$

ここに、FDは追従車密度(foll/km)であり、Distanceは付加車線からの距離(km)、Flowは交通量(veh/h)、 α はパラメータである。

この推定値と、表7-5で提案したFDに応じた交通サービスの質(QOS)とにより、2車線道路の追従

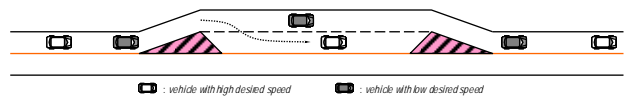


図7-12 追越車線

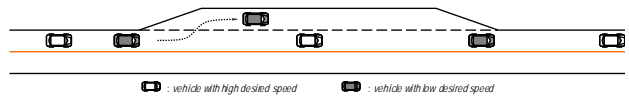


図7-13 譲り車線

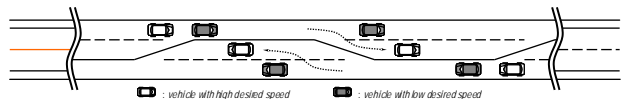


図7-14 2+1車線道路

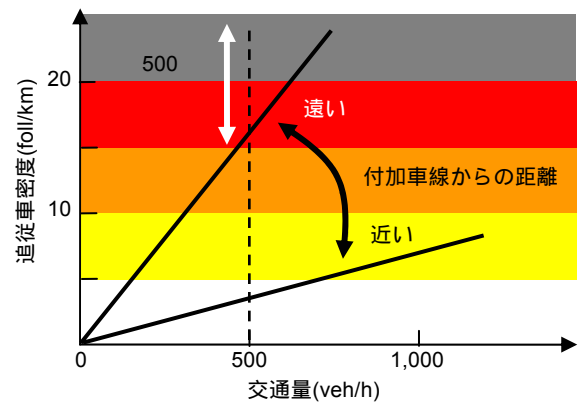


図7-15 交通量と追従車密度との関係イメージ

状態について評価することができる。仮に、十分な性能が発揮できないならば、適当な間隔で追越車線を設置するなど、QOSの向上策を検討することができる。

7.6 まとめ

本章では、まず、2車線道路の追従状態を評価する新たな指標として、追従車密度(FD)を提案した。この指標は、従来までの追従時間率(PTSF)と異なり、車両感知器などで比較的容易に観測することができ、また交通量や速度などと線形関係にあるため数値の推定が複雑ではない。次に、従来までの特定の車頭時間によって追従車を判定するのではなく、車頭時間と速度に基づいた追従車確率によって判定する新たな方法を構築した。この結果、ドライバー特性のほか、天候[非降雨/降雨]や明るさ[昼間/夜間]、曜日[平日/休日]、車群構成[追従車_先行車の組合せ]といった交通状況も考慮して、追従車を判定することが可能となり、よりの確に追従状態を評価することが可能とな

る。最後に、これらを組合せた追従車密度を用いた2車線道路の性能照査手法を提案した。

今後は、様々な道路条件下で交通状況を観測したり、ミクロ交通シミュレーションを行ったりして、分析データを増やし、一般化することが必要である。

参考文献

- 1) Highway Capacity Manual, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
- 2) Van As, C. The Development of an Analysis Method for the Determination of Level of Service of Two-lane Undivided Highways in South Africa (Project Summary). South African National Roads Agency Limited (SANRAL), South Africa, 2004.
- 3) Catbagan, J. L. and Nakamura, H. Evaluation of Performance Measures for Two-Lane Expressways in Japan. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1988, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2006, pp.111-118.
- 4) Catbagan, J. L. and Nakamura, H.: Two-Lane Highway Desired Speed Distributions under Various Conditions, 87th TRB Annual Meeting, 10 pages, CD-ROM, 2008.1.
- 5) Taylor, M. A. P., Miller, A. J. and Ogden, K. W. A Comparison of some Bunching Models for Rural Traffic Flow. In Transportation Research, Vol. 8, Pergamon Press, Great Britain, 1974, pp. 1-9.
- 6) Botma, H., Papendrecht, H. and Westland, D. Validation of Capacity Estimators Based on the Decomposition of the Distribution of Headways. Transportation Research Laboratory, Delft University of Technology, 1980.
- 7) Hoogendoorn, S. P. and Botma, H. Modeling and Estimation of Headway Distributions. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1591, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 1997, pp.14-22.
- 8) Buckley, D. J. A Semi-Poisson Model of Traffic Flow. In Transportation Science, Vol.2, No.2, 1968, pp.107-132.
- 9) Catbagan, J. L. and Nakamura, H. Influence of Heavy Vehicles on Japan Two-Lane Highway Speed and Follower Flow Characteristics. In Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies (EASTS) Vol. 7, pp.2533-2545, 2007.
- 10) Wasielewski, P. An Integral Equation for the Semi-Poisson Headway Distribution Model. Transportation Science, Vol. 8, 1974, pp. 237-247.
- 11) Hoogendoorn, S. P. Unified Approach to Estimating Free Speed Distributions. Transportation Research Part B, Vol. 39, Issue 8, 2005, pp.709-727.
- 12) Catbagan, J. L. Development of a Two-Lane Highway Quality of Service Evaluation Methodology based on Follower Flow. D.Eng. Dissertation, Department of Civil Engineering, Nagoya University, 2008.
- 13) Kaplan, E. L. and Meier, P. Nonparametric Estimation from Incomplete Observations. Journal of the American Statistical Association, Vol. 53, No. 282, 1958, pp.457-481.
- 14) Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M and Morita, H. Does Weather Affect Capacity? In Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Yokohama, Japan, Vol.1, 2006, pp.139-146.
- 15) Hong, S. and Oguchi, T. Effects of Rainfall and Heavy Vehicles on Speed-Flow Relationship for Multilane Expressways in Japan. In TRB 86th Annual Meeting Compendium of Papers. CD-ROM. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., 2007.
- 16) Gumbel, E. J. and Lieblein, J. Some Applications of Extreme-Value Methods. The American Statistician, Vol. 8, No. 5, 1954, pp.14-17.

第8章 性能照査型道路計画設計手法の体系的構築

8.1 はじめに

本章では、前章までで開発した内容を組み合わせることにより、時間交通需要変動を考慮して計画設計道路の性能を推計する手法を構築する。そして、推計される性能と性能目標とを比較することで、計画設計道路の性能を事前に照査する性能照査型の道路計画設計手法を体系的に示す。

なお、ここでは道路の性能を交通性能とし、その中でも特に都市間道路などで重視される走行性能を対象とする。

8.2 性能照査型道路計画設計手法の体系化

(1) 全体フレームワーク

性能照査型道路計画設計手法の全体フレームワークを、図8-1に再掲する。

本フレームワークは、A.性能目標の設定とB.交

通性能の推計の2つの部分で構成される。そして、これらを組み合わせることで、計画設計道路の交通性能を照査し、その道路に求められる性能を満足する道路構造と交通運用の組合せを出力する。

まず前者では、上位の広域道路ネットワーク計画や交通機能などの観点から、その道路に求められる(a)交通機能に対応した道路階層区分と、それに応じた適切な(b)性能評価指標・性能目標を設定する。

一方後者では、従来からの手順に準じた交通需要予測などにより、計画設計道路の年平均日交通量(AADT)や大型車交通量、昼夜率といった基本的な交通条件を予測あるいは想定し、(c)交通需要の変動特性を推計する[需要側]。また別途、(a)道路の階層区分や(c)交通需要の変動特性などに応じて適切な(d)道路構造と交通運用の組合せを想定する[供給側]。そして、(c)交通需要の変動特性と(d)道路構造と交通運用を組合せ、計画設計道路の

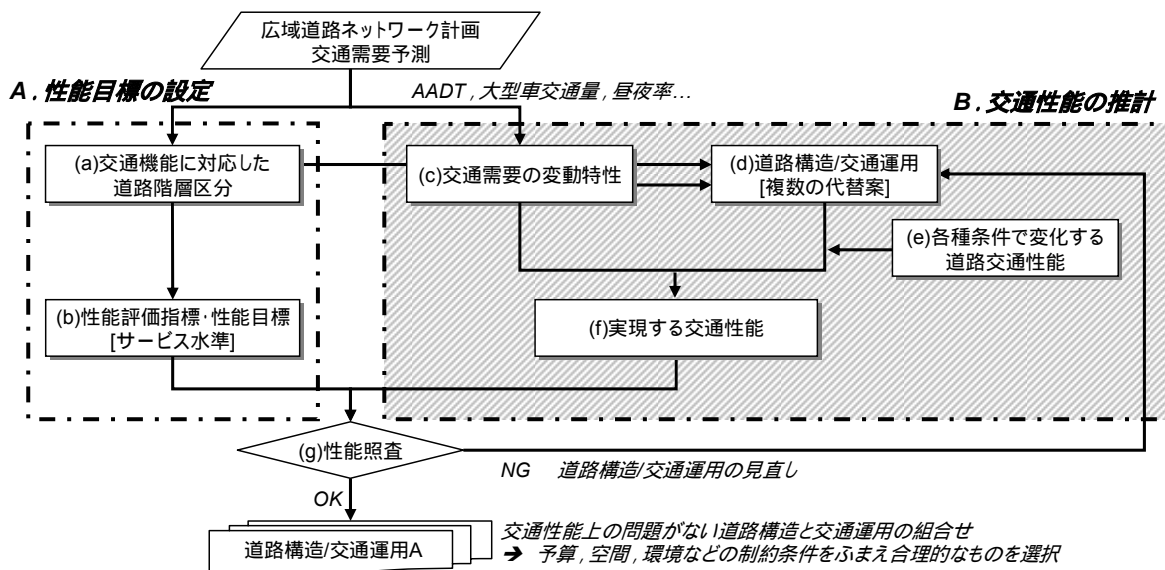


図8-1 性能照査型道路計画設計手法の体系的フレームワーク

(f)交通性能を推計する。但し、これには、与えられた交通需要はもとより、車線幅員や縦断勾配、大型車混入率、天候といった様々な条件・要因によって変化する(e)道路の交通性能(Q-V曲線など)を明らかにしておくことが必要である。

最後に、推計された(f)交通性能を(b)性能目標により(g)照査し、道路構造と交通運用の可否を判定する。なお、求められる性能を満足する代替案が複数存在する場合は、予算、空間、環境といった様々な制約条件を考慮し、最も適切なものを選択する。その結果、その道路の持てる交通性能が発揮できる合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入することが可能となる。

このような手法を採用することによって、それぞれの道路の機能に応じて求められる性能を事前に確認することができる。たとえば、走行性能が求められる都市内幹線街路では、信号交差点の連続によって旅行速度が低下するかどうかを事前にチェックし、その対策を検討することができる。あるいは、狭幅員車線や路肩の走行車線としての運用時の(e)道路交通性能がわかれば、予算的、空間的制約などの理由から自専道のボトルネック区間で容易に車道幅員の拡幅が行えない場合に、部分的に車線幅員を狭めてでも車線数を増やしたり、ピーク時に路肩を走行車線として運用したりすることを前提に設計でき、所要の交通性能を確保することが可能となる。

(2) 性能目標の設定(図8-1(A))

図8-1のA.性能目標の設定のうち、(a)交通機能に対応した道路階層区分については、第2章で提案したものを前提とする。また、(b)性能評価指標・性能目標は、上位の広域道路ネットワーク計画や交通機能などの観点から設定されるべきもので、一般に道路を計画設計する際の与件である。この決定方法も重要な研究テーマの1つであり、今後研究していく必要がある。

(3) 年間を通じた時間交通需要の変動特性

図8-1(c)の交通需要の変動特性については、第3章で提案した道路カテゴリごとに、第4章で示した手法で図4-2に示すフローに基づき都市間道路の年間8,760時間の交通需要を時系列的に推計する。但し、このときの交通需要は、道路上に顕在化し車両感知器などで観測される交通量であり、道路整備などによって新たに顕在化する可能性がある潜在的な交通需要ではないことに注意が必要である。

また、第4章では、全カテゴリ一律に平日のピーク時間帯を基準に重方向を設定しているが、ここでは各カテゴリの曜日変動特性に着目し、日交通量が休日よりも平日の方が多いカテゴリ(H1, H2, H3, M3)は「平日」のピーク時間帯を、休日の方が多いカテゴリ(H4, H5, M1, M2, M4, M5, M6)は「休日」のピーク時間帯を、それぞれ基準にし重方向を設定する。

なお、以降においては紙面の制約上、東名高速や名神高速など都市間自専道の中でも特に重交通路線が属する道路カテゴリM1を対象とした結果のみを示す。

(4) 道路構造と交通運用 [図8-1 (d)]

我が国の道路は、方向別交通量に特に差がある場合に限り奇数の車線数で運用されることもあるが、少なくとも設計段階においては原則として2車線、4車線、6車線といった偶数の両方向同一車線数で検討が行われる¹⁾。また、車道/車線や路肩といった横断面構成要素の設計値は、予め基本値が定められており、ほぼ統一的な道路構造となっている。

一方、ドイツやスウェーデンなどでは、通常の偶数車線だけでなく、リバーシブルレーンや2+1車線道路といった奇数車線数での運用も少なくない。また、工事の際には車線幅員を狭めて車線数を確保したり、ピーク時に十分な性能が達成できない場合には路肩を走行車線として運用^{2),3)}したりするなど横断面を最大限に活用する特殊な道路構造と交通運用が採り入れられている。今後の道路の計画設計は、欧米諸国にみられるような合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入すべきと考える。

ここでは、交通量が多く、方向別交通量の差が小さい重交通路線(M1)の道路構造と交通運用として、4車線、並びに6車線といった通常の多車線の道路構造と、その中間的な道路構造と位置づけられ既に諸外国で導入実績のある、4車線であるがピーク時に性能が達成できないときには動的に路肩を走行車線とする運用(以下、4車線+動的路肩運用)の3つを採り上げる。

(5) 各種条件で変化する道路交通性能 [図8-1 (e)]

交通条件や道路条件などに応じて道路の走行性能は変化する。ここでは、走行性能の評価指標を旅行速度とし、各種条件に応じて変化する旅行速度をq-v性能曲線により設定する。なお、都市内街路と異なり、都市間道路は信号交差点が少なく、

表8-1 多車線自専道のボトルネック交通容量の設定

車線数	基本交通容量： C_B [pcu/h]	平休	BN補正係数： α	渋滞前交通容量： BDF ($=\alpha \times C_B$) [pcu/h]	捌け交通量比： β	渋滞発生後捌け交通量： QDF ($=\beta \times BDF$) [pcu/h]
4車線	4,400*	平日	0.85*	3,740	0.85**	3,180
		休日	0.75*	3,300		2,800
6車線	6,600*	平日	0.90*	5,940		5,050
		休日	0.85*	5,610		4,770

*岡村・泉⁵⁾の提案値， **岡村ら⁶⁾の分析結果から得られた値をもとに独自に算出した値，

参考：東名高速・名神高速などが該当する1種1級/1種2級平地部の設計交通容量は1車線あたり1,660台/hとされている⁷⁾

沿道からの出入りもほとんどない。このため、非渋滞状態では対象区間の地点速度と旅行速度の間に大きな差はないものと考えられる。

ここでは、第5章で示した $q-v$ 性能曲線を4車線、6車線自専道の交通性能とする。4車線+動的路肩運用は、我が国での導入実績がなく $q-v$ 性能曲線の分析結果が存在しないため、ここでは6車線の場合と同等の道路交通性能を有するものと仮定する。将来、4車線+動的路肩運用の $q-v$ 性能曲線が得られれば、それをを用いることが望ましいことは言うまでもない。

(6) 計画設計道路で実現する交通性能の推計 [図8-1 (f)]

前節までで述べた各要素を組合せ、計画設計道路の交通性能を推計する手法を構築する。

(a) 各種条件の設定

時間交通需要(第4章)と $q-v$ 性能曲線(第5章)との関係より、各時間帯の平均速度を推計するが、交通需要が交通容量を超過する場合には、渋滞の影響を考慮しなければならない。ここでは交通容量を次のように設定し、渋滞長を推定して、渋滞流内の交通状況を想定する。

1) 交通容量の設定

道路上で渋滞が発生するか否かは、到着交通需要とボトルネック(BN)の交通容量によって決まる。このため道路は単路部ベースではなく、あくまでもBNベースで計画設計しなければならない。

一般に、自専道の主なBNは分合流部のほかサグやトンネルであると言われている。越ら⁴⁾は、高速道路のサグ、トンネルの渋滞現象を分析し、交通容量には渋滞前と渋滞中(渋滞発生後)の2つが存在することを明らかにしている。ここでは、BN交通容量を渋滞前交通容量(BDF; BreakDown Flow)と渋滞発生後捌け交通量(QDF; Queue Discharge Flow)に分けて設定する。

本研究で設定する多車線自専道のBDFとQDFを表8-1に示す。岡村・泉⁵⁾は、当該地点(車両感知器)

を含むインター間で交通集中渋滞が発生していないこと、 $q-v$ 図がほぼ完成していること、実現最大交通量がおおむね5年以上にわたって安定していること、の3つの条件に合致する高速道路区間の車両感知器を抽出し、その実現最大実1時間交通量により多車線高速道路一方向あたりの基本交通容量(C_B)を4車線で4,400pcu/h、6車線で6,600pcu/hとすることを提案している。さらに、渋滞発生確率0.05のときの渋滞発生時交通量を可能交通容量(C_C)と定義し、基本交通容量(C_B)に対する可能交通容量(C_C)の比(以下、BN補正係数($\alpha=C_C/C_B$))を車線数別、平休別に設定している。また、岡村ら⁶⁾は、車線数別、平休別、渋滞要因別のBDFとQDFについて分析している。この結果から得られたBDFとQDFを用いて筆者らが独自にBDFに対するQDFの比(以下、捌け交通量比(β))を求めたところ、車線数や平休の別に依らず0.83~0.89程度であった。ここではこれを参考に、捌け交通量比(β)を一律に0.85とする。本研究で設定したBDFとQDFは表8-1のとおりである。なお、4車線+動的路肩運用の交通容量の分析は行われておらず、 $q-v$ 性能曲線の設定と同様に、6車線のそれと同等と仮定する。

2) 渋滞長の推定

到着交通需要がBN交通容量を超過すると、BNを先頭にした渋滞が発生し、渋滞列が上流に延伸する。この結果、渋滞発生後に到着する交通流は、BNよりも上流の地点から渋滞に巻き込まれることとなる。すなわち、渋滞長 x を算出する場合には、BNには到着していないものの渋滞に巻き込まれる車両についても考慮しなければならない(図8-2)。ここでは、超過需要が発生した際の次の時刻の渋滞長 x を次式により適宜求める。

$$(Q_e + 1000x / S_1) \times S_2 = 1000x \dots\dots\dots (8-1)$$

$$x = \frac{Q_e S_2}{1000(1 - \frac{S_2}{S_1})} \dots\dots\dots (8-2)$$

ここに、 x ：渋滞長[km]、 QDF ：BNの渋滞発生後捌け交通量[台/h]、 Q ：到着する交通需要[台/h]、 Q_e ：超過需要(= $Q-QDF$) [台/h]、 V_1 ：非渋滞時の車両の平均速度[km/h]、 V_2 ：渋滞流内の車両の平均速度[km/h]、 S_1 ：非渋滞時の平均車頭距離[m]、 S_2 ：渋滞流内の平均車頭距離[m]、である。

非渋滞時の車両の平均速度 V_1 はその時刻に到着する交通需要 Q と $q-v$ 性能曲線との関係から求め、平均車頭距離 S_1 は交通需要 Q と平均速度 V_1 より算出する($S_1=V_1/Q$)。また、BNのBDFよりも大きな交通需要 Q が到着する場合は渋滞と判定し、自専道(高速道路)の自然渋滞時の交通密度 k により、渋滞流内の平均速度 $V_2(=q/k)$ 、および平均車頭距離 $S_2(=1/k)$ を求める。このとき交通量 q はBNのQDFとし、交通密度 k は80台/km/車線⁸⁾とする。このため、渋滞流内の車両の平均速度 V_2 はほぼ一定となることに注意が必要である。

3) 降水量の与え方

交通需要やBN交通容量、 $q-v$ 性能曲線は、降水量の影響を受けることが既往研究¹⁰⁾など、および第5章で明らかになっている。我が国では、降水量の季節変動が大きいので、これを考慮した時間降水量の設定が必要である。また、前の時間帯に雨が降っているか否かにより当該時間帯の降水確率が変化するため、対象時刻の1時間前の降水状況も考慮しなければならない。ここでは、全国のAMeDASデータを用いて確率的に降雨を発生させる。まず、時間降水量を0mm/h、1mm/h、...、6mm/h以上、の7つのカテゴリに分類する。そして、月別、1時間前の時間降水量別にサンプルを集計

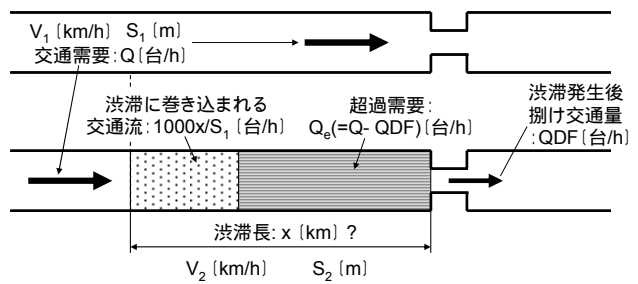


図8-2 渋滞長と渋滞流に巻き込まれる交通流

し、当該時間帯の降水確率を設定する。なお、ここでは全国の平均的な値を用いるが、仮にこれを地域別に作成すれば、地域の気象特性も考慮して交通性能を推計することが可能となる。

(b) 推計精度の検証

1) 交通量と地点速度

東名高速の東名三好IC-名古屋IC間に設置されている車両感知器で観測された交通量、地点速度データにより、本推計手法による交通性能の推計精度を検証する。なお、本検証区間は4車線であり、検証には2003年の1年分のデータを用いる。

まず、道路カテゴリM1の年間を通じた平均的な時間交通需要変動パターンと検証区間の2003年のAADTから、年間の時間交通需要変動を推計する。そして、これと $q-v$ 性能曲線とを組合せ、年間を通じた各時間帯の平均速度を求める。このとき、BN交通容量は(6)(a)1)で設定した値とするが、降水量は実際に観測された値を用いる。図8-3は、交通量と速度の観測値と推計値の一部(約1ヶ月分)を示したものである。交通量は、両方向とも相関係数が0.80以上あり、全体的に推計精度が良好と

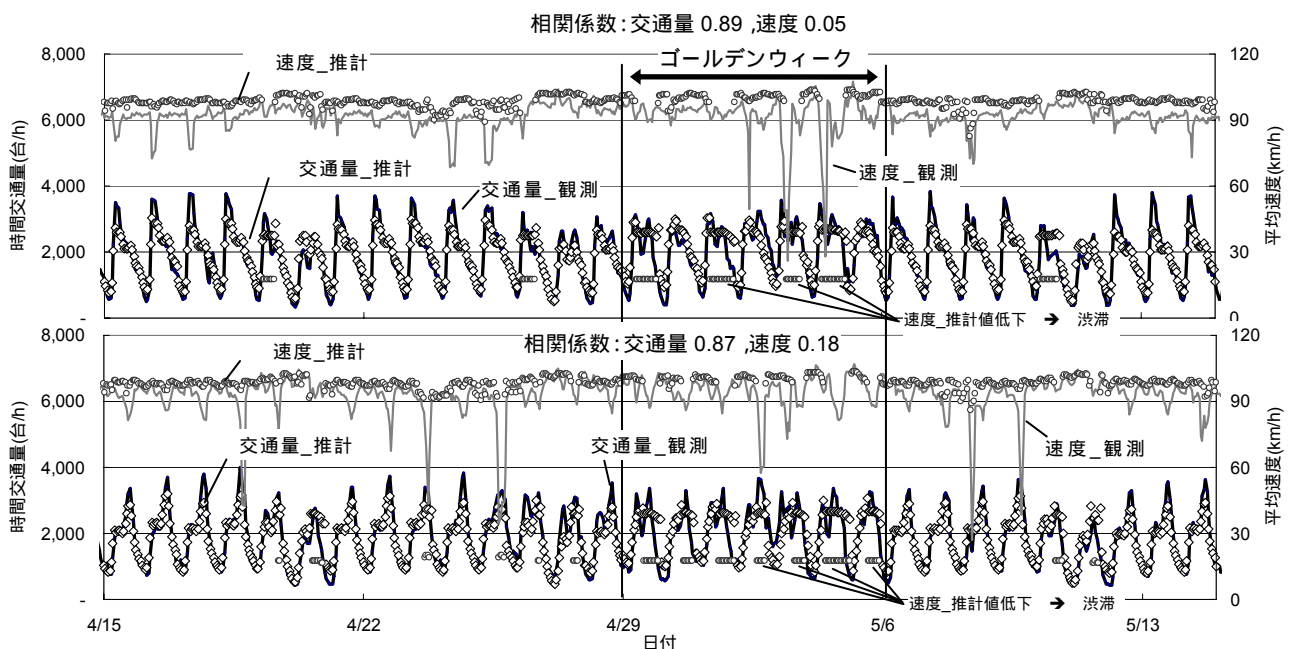


図8-3 時間交通量と速度の観測値と推計値 [上段：上り方向，下段：下り方向]

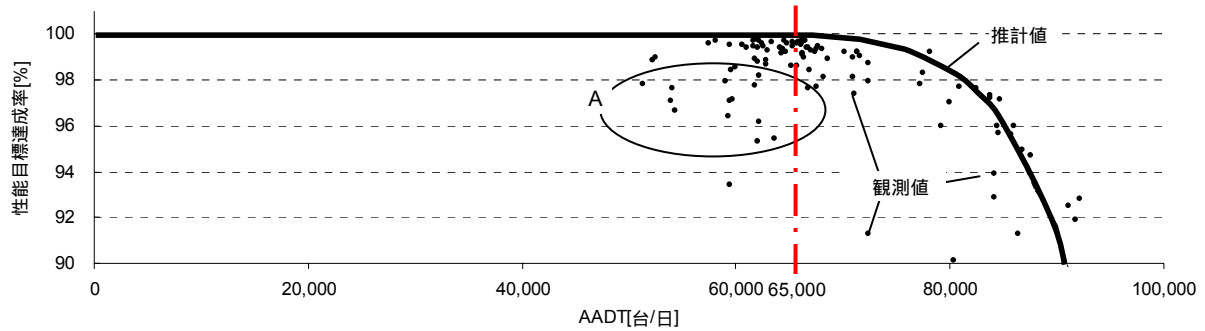


図8-4 道路カテゴリM1のAADTと性能目標達成率の関係 [性能目標80km/h, 4車線]

いえる。しかし、ゴールデンウィーク(4/29-5/6)のような大型連休期間は、渋滞が観測されていないに関わらず、渋滞が推計されるケースがいくつかみられる。これは、実際のBN交通容量が個々の地点の構造条件に応じて変化し、またその値は一定ではなく変動する^{11),12)}などに関わらず、ここでは全地点で一律かつ一定値として扱っているためである。しかし、現状では計画設計道路のBN交通容量やその変動特性を推定することは難しく、ここで設定したような一般的な値を用いるしか適当な方法がない。今後、これらの分析が進み、計画設計道路のBN交通容量が推定できれば、交通量の推計精度が向上すると考えられる。

一方、速度は、相関係数が0.20にも満たず、推計精度が良いとはいえない。この主な原因として次のようなことが考えられる。

- i) BN交通容量の設定方法に問題がある。
- ii) 渋滞流内の平均速度 V_2 をQDFと交通密度 k により推計しているが、両値とも一定値としているため、渋滞流内の速度 V_2 も一定となる。この結果、渋滞流内の速度の観測値と推計値の乖離が大きくなる。
- iii) ここで用いている $q-v$ 性能曲線には、道路の車線幅員や線形など道路条件の影響が考慮されていない。つまり、検証区間固有の特性が推計されていない。

以上のように、速度の推計精度を向上させるためには、BN交通容量をはじめ渋滞流内の平均速度や $q-v$ 性能曲線の改良が必要である。

2) 性能目標達成率

道路カテゴリM1の4車線道路のAADTと性能目標達成率の関係を図8-4に示す。ここで性能目標達成率とは、年間8,760時間に対する性能目標達成時間の百分率のことで、両方向の平均値である。なお、このときの性能目標は速度80km/h以上としている。また観測値は、第3章で道路カテゴリ分類を提案したときに用いた車両感知器のデータで

あり、道路カテゴリM1の4車線道路の観測地点は、延べ114地点であった。

本推計手法により、AADTと性能目標達成率との関係を推計すると、AADT=65,000台/日程度までは速度80km/h以上の性能目標を達成できることとなる。しかし、AADTがそれ以上大きくなると性能目標達成率は徐々に低下し始め、AADT=80,000台/日を超えると急激に低下する。

次に、観測値をみると、AADT=65,000台/日前後までは性能目標達成率が98~100%であり、それ以上大きくなると推計結果と同様に性能目標達成率が低下し始める。AADT<65,000台/日で性能目標達成率<98%の地点を確認したところ、その約9割が本論文で設定した4車線のQDF(2,800台/h/2車線)よりかなり小さい2,000台/h/2車線未満であるにも関わらず、速度80km/h以上という性能目標が達成できていなかった。このことから、これら地点で性能目標が達成できない主な原因は、交通集中によるものではなく、事故や工事、気象(降雪、濃霧など)などによるものと推測される。実際、図8-4のAのプロットは、冬季に積雪が多い名神高速の大垣IC~八日市IC間のものであり、性能目標が達成できない時間帯の多くが12~2月であった。これより、事故や工事、気象などの影響さえなければ、推計値同様にAADT=65,000台/日程度までは速度80km/h以上という性能目標を達成できると考えられる。

以上のように速度の推計には改善の余地があり、精度の向上が求められるものの、性能目標達成率をみると、実際の道路で実現する交通性能の傾向を良好に推計できていることがわかる。これは、性能目標達成率という指標で評価することで、性能目標付近の速度のみが精度検証の対象となり、それ以外のたとえば渋滞時の速度などについては一律に性能目標未達成として扱われるためである。このように本推計手法の出力結果は十分注意して取り扱う必要がある。

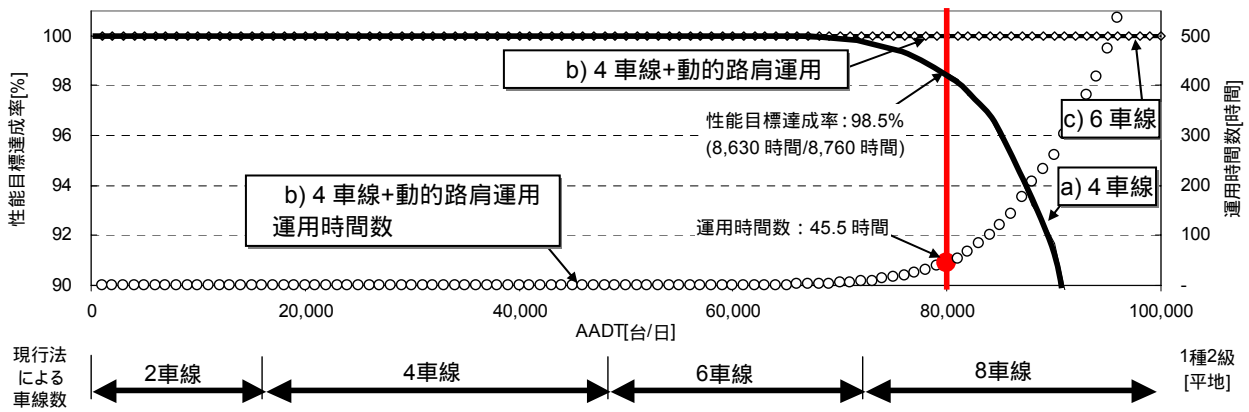


図8-5 道路カテゴリM1の道路構造/交通運用別のAADTと性能目標達成率の推計結果[性能目標80km/h]

8.3 横断面設計ケーススタディ

本研究で構築した計画設計道路の交通性能の推計手法を用いて、性能照査型の考え方で道路の横断面を計画設計した場合のケーススタディを行う。そして、現行の仕様型道路計画設計法と比較する。ここでは、AADT=80,000台/日の都市間専道の重交通路線(道路カテゴリM1)を対象とする。

(1) 仕様型道路計画設計法(現行法)

現行の仕様型道路計画設計法では、道路の種類と地形区分、道路種別、計画交通量によって種級区分が設定され、それにより道路の横断面構成、車線数がほぼ自動的に決定される。

ここで対象とする道路カテゴリM1の道路は、そのほとんどが現行の種級区分の1種2級平地部に該当する。この種級区分では1車線あたりの設計基準交通量が12,000台/日とされており¹⁾、AADTに応じて車線数を決定すると図8-5の下部のようにAADT<48,000台/日で4車線、AADT<72,000台/日で6車線となる。これに基づくと、AADT=80,000台/日の道路は8車線となる。

(2) 性能照査型道路計画設計法

道路カテゴリM1の道路は、我が国でも最も走行性能が重視される都市間専道である。このため、現行の道路計画設計の思想の前提となっている交通集中による渋滞発生が年間30時間未満という条件はもとより、速度 $\circ\circ$ km/h以上といった走行性能を基準に性能目標を設定すべきであろう。ここでは、仮に性能目標を速度80km/h以上とする。また、今回対象とする道路構造と交通運用は5章のとおりとするが、リバーシブルレーンや狭幅員車線なども、これらの交通運用下での道路交通性能が明らかならば、本推計手法によって交通性能

を推計することもできる。

道路カテゴリM1の道路を、a)4車線、b)4車線+動的路肩運用、c)6車線で計画設計した場合のAADTと性能目標達成率との関係を図8-5に示す。これをみると、AADT=80,000台/日の道路をa)4車線で計画設計すると、年間130時間程度(=8,760時間 - 8,630時間)性能目標が達成できない時間が出現することとなる。一方、b)4車線+動的路肩運用で計画設計すると、年間45時間程度路肩を走行車線として運用するだけで、上述の性能目標未達成時間を解消できる。これは、路肩を運用することで、渋滞そのものの発生を抑制できるだけでなく、交通需要がBN交通容量よりも小さいにも関わらず前の時間帯の待ち行列の影響で派生的に生じる巻き込まれ渋滞も防げるためである。このような効果を考慮できるのは、交通需要の変動を時系列的に推計しているためである。そして、c)6車線で計画設計すると、特別な交通運用を行わなくとも年間全時間で性能目標を達成することができる。このとき、予算、空間などに制約がないならばc)6車線で計画設計すれば良い。しかし、制約がある場合は、年間45時間程度路肩が機能しないことを受容しb)4車線+動的路肩運用で計画設計することも一つの選択肢といえよう。

(3) 「仕様型」と「性能照査型」の比較

AADT=100,000台/日以上の交通需要がある東名高速の東京IC-厚木IC間や名神高速の京都南IC-吹田JCT間は、現在6車線で運用されている。この例からもわかるように、道路カテゴリM1でAADT=80,000台/日の道路は、6車線あれば少なくとも必要最低限の走行性能は確保されることが実証されている。しかし、現行法をそのまま適用すると8車線となり、利用者の快適性は向上するものの決して経済的な道路設計とはならない。

一方、本研究で構築した交通性能の推計手法を

用いて性能照査型の道路計画設計を行うと、a)4車線、b)4車線+動的路肩運用、c)6車線、それぞれの交通性能を照査し、また予算をはじめとした様々な制約条件を考慮した上で、その道路の持てる交通性能が発揮できる合理的な道路構造と交通運用の組合せを選択することが可能となる。この結果、コスト・パフォーマンスの高い道路を計画設計できることになる。

8.4 性能照査型道路計画設計支援パッケージの作成

(1) 実務展開に向けての課題

現行手法は、道路種別、地域/地形区分、計画交通量の3つが与えられれば、道路の種級区分および道路構造がほぼ自動的に決定されるという、極めてシンプルで実務上利用し易い計画・設計体系となっている。一方、性能照査型計画・設計手法は、AADTや大型車交通量などにより確率的に属するカテゴリを求める、カテゴリに応じた年間の時間交通需要変動を推計する、Q-V性能曲線を設定する、そしてこれらを組合せて交通状況・性能を照査する、といった極めて煩雑な手順となっており、現行手法に比べて過度な負担を現場技術者に強いることとなる。

特定のピーク時間について交通性能を照査し、道路を計画・設計するアメリカやドイツでは、ガイドラインにその手順を示すワークシートが用意されており、現場技術者の負担の軽減や推計作業時のミスを少なくする工夫がなされている^{13),14)}。また、年間8,760時間の便益を推計し計画・設計道路の横断面構成を決定するイギリスでは、ピーク時間のみを対象とする場合に比べて推計作業が煩雑となるため、COBA(COst Benefit Analysis)と呼ばれる費用便益分析プログラムソフトによって、一連の作業の簡便化を図っている¹⁵⁾。最近では、アメリカのFlorida DOTやNorth Carolina州などで、地域の実情を考慮したオーダーメイド型の道路を計画・設計するために、独自のプログラムソフトウェアが検討、開発されている^{16),17)}。

手作業で計画・設計道路が属するカテゴリを推定したり、年間8,760時間の交通性能を照査したりすることは、作業量や推計作業時のミスの可能性を考えると現実的ではない。このため、性能照査型の道路計画・設計手法を実務に展開するためには、現場の技術者を支援するソフトウェアパッケージが必要不可欠である。

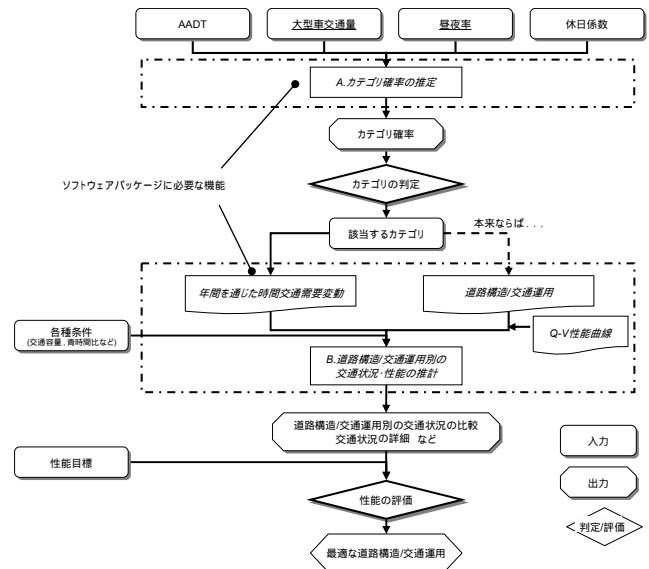


図8-6 性能照査型道路計画・設計手法の支援パッケージ

(2) 支援ソフトウェアパッケージ

性能照査型道路計画・設計を支援するためのソフトウェアパッケージに必要な機能、およびその対象範囲のイメージを図8-6に示す。

性能照査型の道路計画・設計を行ううえで最も煩雑なのは、A.計画・設計道路が属するカテゴリの確率の推定と、B.道路構造/交通運用別の交通性能の推計であり、これら作業を支援する機能が必要である。これより出力される結果を参考にすれば、現場技術者は比較的容易に該当するカテゴリや最適な道路構造と交通運用の組合せを決定することができる。なお、本来ならばカテゴリの特徴に応じて道路構造/交通運用の組合せを選択すべきであるが、現状のQ-V性能曲線で評価できる組合せは、a)2車線、b)3車線リバーシブルレーン(可動式中央分離帯)、c)4車線、d)4車線+路肩運用、およびe)6車線の5つ程度であるため、ここではこれら全ての道路構造と交通運用の組合せ対象に交通性能を推計する。

(a) カテゴリ確率の推定機能[A]

計画・設計道路が属するカテゴリの確率は、その道路で予測あるいは想定されるAADT、大型車交通量、昼夜率、休日係数と、各カテゴリのこれら指標の平均値との距離(マハラノビスの汎距離)によって推定される。この際、式(8-3)、(8-4)のような複雑な行列式を計算しなければならない。このため、図8-7のような推定結果が表示されるソフトウェアを作成し、負担の軽減を図る。

$$P_1 = \frac{Pr_1(D_1^2)}{Pr_1(D_1^2) + Pr_2(D_2^2) + \Lambda + Pr_k(D_k^2)} \dots (8-3)$$

ここに、 $Pr_k(D_k^2)$: マハラノビスの汎距離から求められるカテゴリ k に属する確率、 D_k^2 : 対象道路からカテゴリ k (重心)までのマハラノビスの汎距離、である。

$$D_k^2 = (x_1 - \bar{x}_{k1} \quad x_2 - \bar{x}_{k2} \quad x_3 - \bar{x}_{k3} \quad x_4 - \bar{x}_{k4}) \sum_k \begin{pmatrix} x_1 - \bar{x}_{k1} \\ x_2 - \bar{x}_{k2} \\ x_3 - \bar{x}_{k3} \\ x_4 - \bar{x}_{k4} \end{pmatrix} \quad (8-4)$$

ここに、 D_k^2 : 新規地点からカテゴリ k までのマハラノビスの汎距離、 x_1 : AADT、 x_2 : 大型車混入率、 x_3 : 昼夜率、 x_4 : 休日係数、 \bar{x}_{kn} : カテゴリ k における変数 n の平均、 \sum_k : カテゴリ k の分散共分散行列の逆行列、である。

(b) 道路構造/交通運用別の交通性能推計機能[B]

1) 各種設定条件の設定機能

ここでは、既往研究などを参考にして交通容量や飽和交通流率、青時間比などの各種条件を一般的な値とした。しかし、道路によっては、計画・設計段階で地域の実情に応じた具体的な値が明らかとなっている場合も考えられる。このため、これら設定条件を柔軟に変更できれば、地域の実情に応じたよりの確な評価を行うことが可能となる(図8-8)。

2) 交通性能推計結果の出力機能

現場技術者が最適な道路構造/交通運用を決定する際の判断材料となるよう、推計した結果を集計し、わかりやすく表示することが必要である。ここでは次の2つ集計結果を表示する。

・道路構造/交通運用別の評価指標集計表

図8-9のように、道路構造/交通運用別に性能目標達成時間数、性能目標未達成時間数、年間の渋滞量(km・h)、損失時間などを集計し、同一画面上に表示する。これにより道路構造/交通運用間での交通性能の違いを容易に比較・検討できる。

例えば、図8-9のようなカテゴリM1、AADT=80,000 veh/日といった条件の場合、4車線では年間260時間(第一方向: 193時間、第二方向: 67時間)の渋滞が発生するが、わずか100時間弱(第一方向: 79時間、第二方向: 12時間)路肩を走行車線として開放するだけで渋滞が解消でき、かつ年間8,760時間で性能目標を達成できることがわかる。

・道路構造/交通運用別のAADTと性能目標達成率との関係

AADTと性能目標達成率の関係を道路構造/交通運用別に表示(図8-10)することにより、予測されるAADTの誤差も多少考慮し、最適な道路構造と交通運用の組合せを検討することができる。

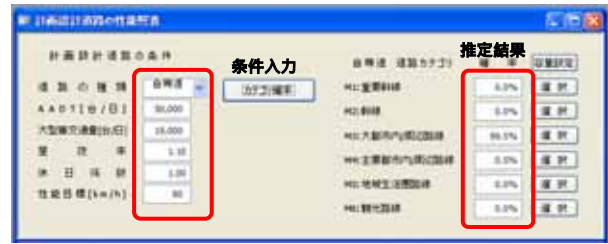


図8-7 計画・設計道路の条件入力とカテゴリ確率推定結果画面のイメージ



図8-8 各種条件の変更入力画面のイメージ

道路構造/交通運用	性能目標達成時間数(年)	性能目標未達成時間数(年)	年間の渋滞量(km・h)	損失時間(年)
2車線	0	260	193	67
3車線	0	100	79	12
4車線	8760	0	0	0

図8-9 道路構造/交通運用別の評価指標集計画面

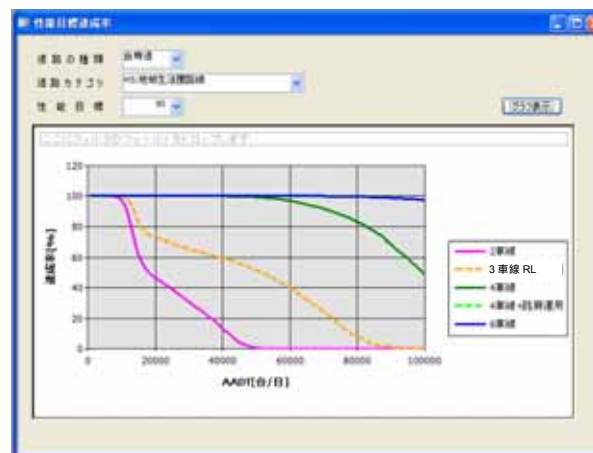


図8-10 AADTと性能目標達成率との関係画面

8.5 おわりに

本章では、時間交通需要変動の時系列的な因果関係も考慮し、計画設計道路の時間帯別の交通性能を推計する手法を構築した。本手法では、速度の推計に改善の余地が残されているものの、性能目標達成率については良好に推計することができる。今後、交通需要の変動特性や道路交通性能($q-v$ 性能曲線など)に関するデータの収集・分析を進め、本推計手法の信頼性を高めることにより、実務への適用・展開も可能となると考える。また、道路交通性能さえ明らかならば、リバーシブルレーンや狭幅員車線などの様々な道路構造と交通運用の交通性能についても推計できる。このように本推計手法は、時間交通需要変動や道路交通性能を適切に置き換えることで、最新の知見に基づき道路の交通性能を推計できる、汎用性の高い手法であるといえる。そして、この推計手法を用いて、都市間自専道の中でも特に重交通路線(M1)の交通性能を推計した。その結果、現行の方法で計画設計される道路はオーバースペックとなり必ずしも経済的でない場合もあることを示した。

さらに、上記の計画設計道路の交通性能の推計手法を用いた、性能照査型の道路計画設計手法を体系的に示した。これにより、その道路の機能に応じて求められるべき交通性能を確認し、道路を計画設計することができる。また、予算、空間、環境といった制約条件の下で、代替案を比較検討することができ、合理的な道路構造と交通運用の組合せを選択することも可能である。その結果、従来よりもコスト・パフォーマンスの高い道路の計画設計が可能となる。

また、この性能照査型道路計画・設計手法を実務へ展開するために必要な、現場技術者を支援するソフトウェアパッケージのプロトタイプを作成した。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路構造令の解説と運用, 2004.
- 2) 市川暢之, 渡辺二夫, 皆川聡一：ドイツ・スウェーデンにおける道路構造と交通運用に関する調査報告, 高速道路と自動車, 第48巻 第10号, pp78-92, 2005.10.
- 3) Lemke, K.: Temporäre Umnutzung von Seitenstreifen an Autobahnen, Straßenverkehrstechnik, pp.409-413, 2003.8.
- 4) Hong, S. and Oguchi, T.: Lane Use and Speed-Flow Relationship on Basic Segments of Multilane Motorways in Japan, 87th TRB Annual Meeting, 17 pages, CD-ROM, 2008.1.
- 5) 越 正毅, 桑原雅夫, 赤羽弘和：高速道路のトンネル, サグにおける渋滞現象に関する研究, 土木学会論文集, No.458/IV-18, pp.65-71, 1993.
- 6) 岡村秀樹, 泉 正之：都市間高速道路の交通容量とサービス交通量に関する考察, 高速道路と自動車, 第45巻, 第12号, pp.26-35, 2002.12.
- 7) 岡村秀樹, 渡辺修治, 泉 正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(下), 高速道路と自動車, 第44巻 第3号, pp.30-40, 2001.3.
- 8) 日本道路協会：道路構造令の解説と運用, 1970.
- 9) 大口 敬 編著, (社)交通工学研究会：「交通渋滞」徹底解剖, 丸善株式会社, 2005.
- 10) Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M., Morita, H.: Does Weather Affect Highway Capacity? Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, TRB, pp.139-146, 2006.7.
- 11) Jian Xing, 佐藤久長, 高橋秀喜, 吉川良一：高速道路のボトルネック交通容量分布及び渋滞発生確率の推定, 第26回交通工学研究発表会論文報告集, pp.49-52, 2006.10.
- 12) 稲野 晃, 中村英樹, 内海泰輔：ボトルネックが連続する区間における渋滞現象の分析, 土木計画学研究・講演集, vol.36, 2007.11.
- 13) Florida Department of Transportation Website: http://www.dot.state.fl.us/planning/systems/sm/loss/los_sw2M2.htm
- 14) Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, 2001.
- 15) TRL Website, <http://www.trlsoftware.co.uk/>
- 16) Foyle, R.S., Fain, S. J. and Hummer, J. E.: Sensitivity Analysis of Input Variables for Four Facility Types in the Highway Capacity Manual, Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity, TRB, pp.115-122, 2006.
- 17) Fain, S.J. and Foyle, R.S.: Sensitivity Analysis of Highway Capacity Manual Input Variables and LOS Analysis Tool for Four Facility Types in North Carolina, TRB 85th Annual Meeting, 2006.

第9章 総括

9.1 研究成果

本研究では、その道路の持てる交通性能を十分発揮しつつもコストを抑えることのできる、合理的な道路構造と交通運用の組合せを導入可能な、性能照査型道路計画設計手法を提案し、その実現に必要な要素技術に関わる基礎的研究を進めることによって、本手法論を体系的に提示した。主要な成果をまとめると、以下のとおりである：

(1) 道路機能に対応した道路階層区分

通行(トラフィック)、アクセス、滞留といった交通機能と、都市・拠点間連絡スケール(トリップ長)の2つの軸を用いて、理想的と考えられる道路階層区分の新たな試案を提示した。交通機能は5種類、連絡スケールは6段階に区分することで、道路の階層的機能分担を明確に示した。

(2) 道路利用特性の分析と利用特性カテゴリ推定手法の開発

道路計画に際して、道路の交通性能を確保するために、交通容量とともに交通状況を決定する交通需要変動の推定は必須であるが、従来は山地部・平地部・都市部の3区分しかなく、多くの場合は実態と整合しないものであった。そこで、交通量変動や大型車混入などの各道路の利用特性について、全国で観測された豊富なデータを用いて分析することにより、これらを自専道、一般道それぞれについて類型化して道路機能と対応付けた。その結果、AADT、大型車交通量といった5つの交通指標によって、一般道は5つ、自専道は6つのカテゴリに分類する場合は、ネットワーク特性や地域特性の観点からもほぼ妥当な説明ができ最も適当であると結論付けた。また、一般道と

自専道の交通量変動を比較することで、一般道よりも自専道の方が交通量変動が大きいことを明らかにした。そして、判別分析によって、計画設計道路の属する利用特性カテゴリを推定する手法を構築した。

(3) 年間を通じた時間交通需要推計手法の開発

従来、30番目時間交通量という年間の一時点での時間交通量を設計交通量とする手法が常識的に用いられてきたが、この方法は、1)交通量の変動が十分考慮できない、2)他の時間帯の交通状況を無視している、3)渋滞時における時系列的な行列長の変化を表現できない、などの問題を抱えていた。そこで、計画設計道路の性能をよりの確に評価するため、年間8,760時間の時間交通需要を時系列的に推計する手法を構築した。そして、上述の道路カテゴリごとに平均的な年間の時間交通需要変動を推計できることを示した。本手法は、曜日や時間帯、降雨による時間交通需要への影響のほか、車両感知器で直接観測されない超過需要についても表現するものである。本手法によって再現される各時間帯の時間交通需要を、次項(4)の性能曲線に入力することにより、全時間帯の速度性能を照査することが可能である。

(4) トラフィック性能曲線の定式化

トラフィック機能の程度を最も的確に表現する分かりやすい性能指標(MOE)として、平均速度を用いることを提案した。そして、車両感知器データを用いて、往復2車線および多車線道路単路部の代表的な道路構造において、様々な地形条件、交通条件、沿道条件、気象条件における時間交通量～平均速度(Q-V)の関係を分析した。そして、各種要因による交通流への影響を定量的に把握し、

これら条件下におけるレファレンスとなるQ-V性能曲線を、自専道と一般道のそれぞれについて定式化した。従来、我が国においては、車線数など道路構造や道路種別別のレファレンスとなる標準的な時間交通量～速度関係式が存在しなかったが、本性能曲線は、想定した道路構造の下で、任意の交通量条件において実現する速度を推定するために活用できる。また、天候条件や勾配条件等の各種条件に応じての速度の増減についても推定可能とした。

(5) 往復2車線道路の追従状態評価手法

道路ネットワークの大部分を占めるものの、追い越しが容易でない往復2車線道路については、追従状態を評価する新たな性能指標として追従車密度を速度に加えて用いることを提案した。追従車密度は、車両感知器を用いて比較的容易に観測することができ、また交通量や速度などとの関係が明確であるため数値の推定が複雑でないといった、利用し易い性能指標である。また、従来のように特定の車頭時間を閾値とするのではなく、車頭時間と速度に基づいた追従確率によってよりの確に追従状態を判定する新たな手法を構築した。

(6) 信号交差点を含む道路区間の性能照査法

信号交差点を含む幹線道路区間に関する計画設計段階におけるトラフィック機能の性能照査手法として、区間内の信号交差点での流入車両や車群の集散の影響も考慮した旅行速度推計手法を構築した。名古屋市内の幹線街路で観測されたデータによって本推計手法の精度を検証したところ、良好に推計できることが確認された。そして、本推計手法を用いて、交差点間隔および信号制御パラメータに応じたDegree of Saturationと旅行速度との関係を一般化した。同時オフセットの場合、越(1975)が示しているように、サイクル長の増大に応じて遅れが振動する傾向がみられた。しかし、キー交差点間隔が広がるにつれこの振幅は小さくなり、車群が拡散し一様到着に近づくキー交差点間隔2.0kmでは振動がほとんど確認できなかった。また、旅行速度の観点からみると、優先/非優先オフセットの場合、サイクル長をできる限り短くする方が望ましいことが明らかとなった。

そして、本推計手法を用いた幹線街路の性能照査手法を提案した。これにより、走行性能の観点から交差部の接続方式、信号制御や道路ネットワ

ークの再考の必要性を計画設計段階において示唆することができ、本来求められるべき走行性能が確保される幹線街路を計画設計することが可能となる。

(7) 性能照査型道路計画設計手法の体系化

道路利用特性に応じた時間交通需要変動と道路構造や各種条件に応じた性能曲線を組合せ、計画設計道路の時間帯別の交通性能水準を事前評価可能な新たな性能照査型道路計画・設計手法論を構築し、体系化を図った。

本手法では、時系列的に推定される時間帯別交通量と与えられた各種条件から推定される時間帯別交通状況を、年間を通じて総合評価するものであるが、その達成度を表す指標には道路区分に応じて設定した速度をはじめとする性能目標(LOS)の時間達成率などを用いた。推定される時間交通需要が交通容量を超過する場合には、簡便な交通流モデルで待ち行列の時間的延伸を現実的に表現した上で評価を行った。本手法による交通量と速度の推計精度の検証をそれぞれ行ったところ、交通量は観測値と推計値の相関係数が0.80程度以上あり、全体的に交通量の変動傾向を良好に推計できた。ただし、地点固有の変動特性がある場合は、精度があまり良くない場合もある。一方、速度は観測値と推計値の相関係数が低く、地点、方向によっては適切に推定しきれていない場合もある。この原因として、地点特性に関係なくボトルネック交通容量を一定としていること、渋滞時の速度を一定の交通量(QDF)と密度により求めていること、さらに、用いているq-v性能曲線では縦断勾配や平面曲線、凍結路面などの影響が考慮できないこと、などが考えられる。今後は、これらの点を改良し、本手法の推計精度をさらに向上させることが必要である。一方で、性能目標達成率という指標で推計精度を確認したところ、実際の道路で実現する傾向を良好に推計できることがわかった。これは、性能目標達成率という指標で評価することで、性能目標付近の速度のみが精度を検証する際の対象となるためである。このように本推計手法の出力結果を十分注意して利用すれば、推計精度上の問題はあまり大きくない。

本手法では、性能曲線さえ明らかならば、リバーシブルレーンや狭幅員車線、路肩の動的車線運用などの様々な道路構造と交通運用下での交通性能についても推計できる。すなわち時間交通需要変動や性能曲線を適切に置き換えることで、最

新の知見に基づき道路の交通性能を推計できる、汎用性の高い手法である。これにより、その道路の機能に応じて求められるべき交通性能を確認した上で、道路を計画設計することができる。また、予算、空間、環境といった制約条件の下で、代替案を比較検討し、合理的な道路構造と交通運用の組合せを選択することも可能である。この結果、従来よりもコスト・パフォーマンスの高い道路を計画・設計することが可能となるものである。

(8) 性能照査型道路計画設計のケーススタディ

以上の成果をもとに、性能照査型と現行の仕様型によって、都市間専道の横断面を計画・設計した場合のケーススタディを行った。その結果、現行手法で計画・設計される道路は過剰スペックとなり必ずしも経済的でない場合もあることが示された。また一方で、性能照査型で計画・設計することにより、今まで以上にコスト・パフォーマンスの高い道路を計画・設計できることが明らかとなった。

(9) ソフトウェアパッケージの作成

この性能照査型道路計画・設計手法を実務へ展開するために必要な、現場技術者を支援するためのソフトウェアパッケージのプロトタイプを作成した。

9.2 今後の課題

最後に、性能照査型道路計画・設計手法論の課題を以下に整理する。

本研究開発の目的は、コスト・パフォーマンスの高い「真に必要な道路」として、道路の機能に対応した性能を的確に発揮する合理的な道路計画設計を実現するための方法論を具体的に提示し、その実現に必要な基礎研究開発を行うことにあった。従って、そのコンセプトの大枠を示し、幅広い必要検討事項の基幹部分については網羅することは達成できたが、細部に至るまでのすべてをカバーすることは到底不可能である。この意味において、各種技術の精緻化とデータ更新による手法の改良を、継続的研究活動によって地道に行っていくことが重要である。すなわち、本研究で開発した手法の中で、不完全な箇所に関わる追加分析と補完を継続的に行っていくことにより、手法をより洗練させ、完成度を高める必要がある。

また、計画設計現場における実務上課題とのすり合わせを行うことによって、手法の適用性を高めて

いくことが何よりも重要である。そして、実用化のための段階的展開スキームを検討せねばならない。

上記のような全体的・一般的課題のほか、細部にわたる技術的検討課題については数多く存在するが、ここでは、次のような代表的な項目を次に示しておく。

(1) 性能評価指標・性能目標水準

(a) 適切な性能評価指標の設定

走行性能を評価する指標として、本研究では、旅行速度、追従車密度を採用した。このほか、旅行時間の変動など、信頼性指標を性能評価に用いることも検討する必要がある。

一方、区画街路や、モール、コミュニティ道路などアクセス機能・滞留機能が求められる道路では、これら指標ではなく、アクセス性能・滞留性能が適切に評価できるものを別途設定する必要がある。また、道路階層区分によっては、歩行者や自転車など自動車以外の利用者の視点から性能を評価することも重要である。

(b) 性能目標水準の設定のあり方

各道路の性能目標水準は、上位の広域道路ネットワーク計画や交通機能などの観点から設定されるべきものである。たとえば、ドイツでは、「大都市間を 分で連絡する」といった上位計画に基づき都市間道路が計画・設計されている。我が国でも、広域道路ネットワーク、交通機能のあり方等を十分議論・検討し、各道路の性能目標水準の設定方法を構築する必要がある。

(2) 交通需要変動特性推計におけるより詳細な地域特性の考慮

本研究では、道路の利用特性に応じたカテゴリごとに年間を通じた平均的な時間交通需要変動パターンを推計し、設定した。しかし、たとえ利用特性が類似していても、交通需要がピークとなる季節が異なったり、また季節に応じて時間交通需要変動が変化したりし、必ずしも同一カテゴリで一定とは限らない。このため、このような個々の地点の時間交通需要変動の特徴も考慮できるよう推計手法を改良することが必要である。

(3) 道路構造/交通運用

諸外国の導入事例や各地域の道路交通特性などをふまえ、必ずしも既存の道路構造や交通運用に捉われない新たな道路構造や交通運用を導入し、コスト・パフォーマンスの高い道路を計画・

設計することが必要である。ただし、その際には、各種条件で変化する道路交通性能についてテストコースなどにより事前に明らかにしておく必要がある。

(4) 各種条件で変化する道路交通性能

(a) 横断面構成・線形の影響を考慮した $q-v$ 性能曲線

地点固有の道路交通性能も推計できるよう、車線幅員、路肩、中央帯といった道路の横断面構成や、縦断勾配や曲線半径などの線形などの影響を考慮することが可能な $q-v$ 性能曲線の定式化が必要である。そのためには、テストコースなどで走行実験を行ったり、数は少ないものの道路構造令の例外値の適用された地点で観測調査を行ったりすることにより、分析データを収集しなければならない。また、その際には安全性についても十分検証することが重要である。

(b) BN交通容量の確率的変動

最近の研究では、BN交通容量は一定ではなく確率的に変動することが明らかにされている。このため数多くのBNを対象に交通容量の変動特性を分析し、BN交通容量を一定値ではなく道路構造に応じて確率的に変動させることで、より現実的な交通状況を想定することが望ましい。

(c) 付加車線の設置間隔と追従状態との関係

追従状態は付加車線からの距離に応じて変化すると考えられる。実際の交通状況を観測したり、現況再現性が確認されたマイクロ交通シミュレーションにより推計したりすることで、付加車線からの距離と追従車密度との関係を明らかにすることが必要である。これにより、2車線道路の走行性能を旅行速度だけではなく追従状態からも評価することができ、適切な間隔で付加車線を計画・設計することも可能となる。

(5) 実現する交通性能

(a) 事故や異常気象などの突発事象の影響

事故や異常気象(台風、大雪など)など突発事象によって、道路の交通性能は大きく変化する。今後は、事故が発生しやすい交通状況・道路条件、異常気象時における道路交通性能などを詳細に分析し、推計精度の向上を目指す必要がある。

謝辞

最後に、3年にわたる本研究開発プロジェクトの機会を与えていただいた新道路技術会議メンバーの皆様、並びに国土交通省道路局、国土技術政策総合研究所の関係各位に感謝します。また、研究を進めるにあたって必要なデータを提供していただいた、中日本高速道路(株)、東日本高速道路(株)、西日本高速道路(株)、(株)高速道路総合技術研究所、首都高速道路(株)、名古屋高速道路公社、(財)日本気象協会の関係各位、およびトラカン設置に際してご尽力いただいた中部地方整備局飯田国道事務所、木曾維持出張所、(株)長大、住友スリーエム(株)、(株)キクテックの関係の皆様にも謝意を表します。

また、本研究プロジェクトの実施に際し、名古屋大学大学院研究員として精力的に従事していただいた内海泰輔氏に心より感謝の意を表します。さらに、作業を手伝っていただいた名古屋大学、首都大学東京、東京大学、日本大学の関係する学生の皆さんにこの場を借りて御礼申し上げます。