図・本館

交通運用状態を考慮した道路計画設計のための交通容量とサービス水準に関する研究

(課題番号　17360245)

平成17年度～平成19年度科学研究費補助金
(基盤研究(B))　研究成果報告書

平成20年3月

研究代表者　中　村　英　樹
(名古屋大学大学院工学研究科　教授)

はしがき

厳しい財政制約など様々な社会環境の変化の中で，コスト・パフォーマンスの高い新しい道路構造と，既存道路の活用が問われている．日本の道路交通の現状を見ると，道路の幾何構造や交通運用に工夫を施すことで，道路交通の円滑性や安全性を向上可能な余地が未だかなり残されていると考えられる．例えば，多車線道路においては，横断面全体の大きさを変えずに車線幅員など横断面構成要素を再配分することによって，部分的な車線増を図ってボトルネックを解消したり，特に街路の場合には歩行者や自転車のための空間を確保したりすることが可能である．しかしながら，道路空間の拡張を抑えながらこのような弾力的な運用を行うことは，現行の道路構造令において許されない値を用いる必要が出てくる場合が多いため，効果が期待されるにもかかわらず実務上は一般に困難な状況にある．

一方，日本の大部分の国道など都市間道路は往復2車線であるが，この場合は多車線道路とは異なり一般に追越が困難なため，如何にして所要のサービス水準を確保するかがポイントとなる．平成15年の道路構造令の改正では，交通需要の少ない区間での建設コストを削減することを狙って，往復分離永久2車線道路が自動車専用道路の横断面として規定されたが，走行サービスを確保すべき自動車専用道路の横断面であるにもかかわらず，追越区間の設置間隔や区間長などに応じて実現する交通容量や走行性についての検討が不十分なままである．多車線・2車線いずれの道路についても，安全性はもちろんのこと，各道路の機能分担に応じて所要のサービス水準を確保して行く必要がある．

上述の道路構造令の改正においては，交通容量に関する内容については本質的な見直しがなされておらず，いわゆる車線主義の考え方が取り入れられた昭和45年の道路構造令から35年以上もの間，実質的にほとんど変更がなされていないままの状況である．また，想定される交通運用に応じて実現する交通流の性能目標値としてのサービス水準の考え方は，道路の計画設計ならびに運用段階における検証プロセスとして重要であるが，依然として取り入れられていない．これらはいずれも，手法論の未確立というよりも，道路構造に応じた実現交通現象の実証分析など，むしろ技術的指針の改良に必須な基礎研究の蓄積不足によるところが大きい．

そこで本研究では，多車線道路・往復2車線道路の主として単路部を対象とし，これらの区間における実測データを収集・分析することによって，道路構造をはじめとする各種条件に応じた交通容量，実勢速度の検証とそれらを反映したサービス水準の検討を行うことを目的とする．

本報告書は，3年の研究期間におけるこれらに関する成果をとりまとめたものである．貴重なデータを提供していただいた関係各位に，この場をお借りして深く謝意を表する．

平成 20 年 3 月

研究代表者
名古屋大学大学院工学研究科教授　中村 英樹

研究組織

研究代表者： 中村英樹 (名古屋大学大学院工学研究科　教授)
研究分担者： 大口　敬 (首都大学東京　大学院都市環境科学研究科　教授)
森田綽之 (日本大学総合科学研究所　教授)

研究協力者： 内海泰輔 (名古屋大学大学院工学研究科　研究員)
洪　性俊 (首都大学東京　大学院工学研究科　博士後期課程学生)
Catbagan, Jerome Lejano (名古屋大学大学院工学研究科　博士後期課程学生)
中井麻衣子 (名古屋大学大学院工学研究科　博士前期課程学生)
稲野　晃 (名古屋大学大学院工学研究科　博士前期課程学生)
小出貴文 (名古屋大学工学部社会環境工学科　学生)

交付決定額(配分額)

(金額単位：円)

	直接経費	間接経費	合計
平成 17 年度	3,400,000	0	3,400,000
平成 18 年度	3,100,000	0	3,100,000
平成 19 年度	2,700,000	810,000	3,510,000
総　計	9,200,000	810,000	10,010,000

研究発表

(1) 雑誌論文(査読付)

1) Hong, S. and Oguchi, T., Evaluation of highway geometric design and analysis of actual operating speed, Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol.6, pp.1048-1061, 2005.9.
2) Nakamura, H. and Oguchi, T.: An Overview on Capacity and Quality of Service Studies in Japan, Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Transportation Research Board, pp. 87-104, 2006.7.
3) Catbagan, J.L. and Nakamura, H.: An Investigation on Performance Measures for Two-Lane Expressways in Japan, Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Transportation Research Board, pp. 209-218, 2006.7.
4) Catbagan, J.L. and Nakamura, H.: Evaluation of Performance Measures for Two-Lane Expressways in Japan, Transportation Research Record No. 1988, pp.111-118, Transportation Research Board, 2006.12.
5) 大口　敬:高速道路の走行速度はいかにして決まるか, 高速道路と自動車, Vol.50, No.5, pp.5-8, 2007.5.
6) Nakamura, H., Utsumi, T. and Watanabe, M.: Reproducing the Hourly Traffic Demand Fluctuation throughout a Year for the Evaluation of Highway Cross-section Design, Proceedings of the Eastern Asia Society of Transport Studies, Vol.6, 14 pages, Dalian, 2007.9.
7) Mehran, B. and Nakamura, H.: Performance Evaluation of Highway Segments Using Travel Time Based Performance Measures, Journal of the Eastern Asia Society of Transport Studies, Vol.6, 10 pages, 2007.9.
8) 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.
9) 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.
10) Catbagan, J.L. and Nakamura, H.: Influence of Heavy Vehicles on Japan Two-lane Highway Speed and Follower Flow Characteristics, Journal of the Eastern Asia Society of Transport Studies, Vol.7, pp.2533-2545, 2007.12.
11) 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，査読中.
12) 稲野　晃・中村英樹・内海泰輔：複数ボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析，高速道路と自動車，査読中.

(2) 学会発表

1) 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. (査読なし)
2) 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, 4 ページ，CD-ROM, 2005.6. (査読なし)
3) 尾崎晴男・中村英樹・大口 敬・森田綽之・桑原雅夫：今後の道路幾何構造設計と交通運用へのツボ，土木計画学研究・講演集 No.31, 4 ページ，CD-ROM, 2005.6. (査読なし)
4) 洪 性俊・大口 敬：高速道路における実勢速度の実態解析，土木計画学研究・講演集 No.31, 4 ページ，CD-ROM, 2005.6. (査読なし)
5) Catbagan, J.L. and Nakamura, H.: Analysis of Two-Lane Expressway Traffic Characteristics, Proceedings of the 7th International Summer Symposium, Japan Society of Civil Engineers, pp.239-242, 2005.7. (査読あり)
6) Catbagan, J.L., Nakamura, H. and Nakanishi, K: Quantifying Passing Lane Effects on Two Lane Expressways, 土木計画学研究・講演集 No.32, 3 ページ，CD-ROM, 2005.12. (査読なし)
7) Catbagan, J.L. and Nakamura, H.: Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways, 85th TRB Annual Meeting, 10 pages, CD-ROM, 2006.1. (査読あり)
8) 中村英樹・大口 敬：日本の交通容量・サービスの質に関する研究展望，土木計画学研究・講演集 No.33, 4 ページ，CD-ROM, 2006.6. (査読なし)
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. (査読なし)
10) 稲野 晃・中村英樹・内海泰輔：往復分離 2 車線自専道における交通量－速度曲線への影響要因分析，土木計画学研究・講演集 No.33, 4 ページ，CD-ROM, 2006.6. (査読なし)
11) 内海泰輔・中村英樹・磯和賢一・渡辺将光：機能に対応した道路計画設計のための交通量変動特性分析，土木計画学研究・講演集 No.33, 4 ページ，CD-ROM, 2006.6. (査読なし)
12) 洪 性俊, 大口 敬：高速道路における交通性能の変動要因分析，土木計画学研究・講演集 No.33, 4 ページ，CD-ROM, 2006.6. (査読なし)
13) 渡辺将光・中村英樹・内海泰輔：年間を通じた時間交通需要変動の再現手法の構築，土木計画学研究・講演集 No.34, 4 ページ，CD-ROM, 2006.12. (査読なし)

目　次

1. 日本における交通容量・サービスの質に関する研究 1
1.1. 交通容量の顕在化の実態 1
1.2. 高速道路単路部におけるボトルネック現象 1
1.3. 単路部のボトルネック現象メカニズムと対策 2
1.4. 首都高速道路における合流部交通容量 3
1.5. 信号交差点の交通容量に関する研究 4
1.6. 無信号交差点に関する研究 4
1.7. サービスの質の考え方の実務への適用と研究状況 4
1.8. まとめ 6

2. 都市間道路における道路交通性能に関する分析 11
2.1. 2 車線自専道における交通量-速度関係の分析 11
2.2. 多車線自専道における交通量-速度関係の分析 40
2.3. 一般道における交通量-速度特性の分析 59
2.4. まとめ 81

3. 街路における道路交通性能に関する分析 83
3.1. はじめに 83
3.2. 既往の信号遅れ，旅行速度推計手法 85
3.3. 幹線街路の旅行速度推計手法の構築 89
3.4. 街路の道路交通性能を考慮した道路計画・設計手法の提案 109
3.5. まとめ 111

4. 追従状態を考慮した往復 2 車線道路の性能照査手法 113
4.1. はじめに 113
4.2. 分析データの概要 113
4.3. 2 車線道路の性能評価指標の提案 121
4.4. 追従車判定方法の構築 123
4.5. 2 車線道路における性能照査手法の提案 161
4.6. おわりに 167

5. 複数のボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析 170
5.1. 既往研究と本研究の位置づけ 170
5.2. ボトルネック位置が変動する渋滞現象の解明 171
5.3. 渋滞発生確率曲線の推定手法 175
5.4. 渋滞発生確率曲線の要因分析 179
5.5. 区間における渋滞発生確率 181
5.6. まとめ 182

1. 日本における交通容量・サービスの質に関する研究

日本では，交通混雑は早くから大きな社会的・技術的問題となっており，以来特に交通渋滞の緩和を目的とした交通容量に関する検討が，実務・研究の双方において取り組まれている．ここでは，日本において顕在化しているボトルネック現象について総括するとともに，最近10年間程度の交通容量・サービスの質に関わる研究の状況をレビューし，今後の研究課題を展望する．

1.1. 交通容量の顕在化の実態

一般道路において，実現する1時間交通量の最大値を交通量常時観測調査計測値から調べた最新の例(JSTE 2006)によれば，多車線道路における時間交通量の実現最大値は上位6箇所の平均値で2,130[pcu/h/車線]である．

また往復2車線道路では，上位10箇所平均で一方向1車線あたり1,650[pcu/h]，往復合計は2,900[pcu/h]である．都市間高速道路では，交通集中によるものが全渋滞の62%を占めている(JH 2004)．これらの渋滞発生要因別の渋滞発生箇所の割合をみると(JSTE 2006)，サグ・上り坂とトンネルという単路部のボトルネックが43%，料金所が14%を占めており，これは日本の大きな特徴である．

都市内高速道路における交通渋滞原因は，分合流と織込み区間が多く(JSTE 2006)，これに縦断勾配や平面線形の影響が複合して発生しているものと考えられる．

1.2. 高速道路単路部におけるボトルネック現象

1.2.1. 単路部ボトルネック現象の実態

一般にサグ部のような単路部ボトルネックでは，次のような特徴が知られている(越,1984;1986, 越ら1992)．ボトルネックが顕在化する直前は，内側車線の交通流率は外側車線の交通流率よりも高く，断面の最大交通流率は3,000～3,500[台/h/2車線]，内側車線の交通流率は1,800～2,000[台/h/車線]程度であり，交通渋滞発生のきっかけとなる速度低下は内側車線から発生する．しかし一旦ボトルネックが顕在化すると，各車線の交通流率はほぼ等しくなり，渋滞列形成後の交通容量の交通流率は，2,200～2,700[台/h/2車線]へ低下する．

邢ら(1995)は，サグ部において何ら外的要因なしに交通流内部において減速波の上流増幅伝播が発生し，これが契機となって交通渋滞が発生する様子を，気球からの観測データに基づき車両軌跡のTime-Space図を描くことによって初めて捉えた．この区間は下り坂-2.6[%]から-0.3[%]へ勾配変化するサグであり，下流側はほぼ水平の僅かな下り坂である．このように，サグ部のボトルネック現象は，急な勾配が原因なのではなく，緩やかな勾配変化が原因であるものと考えられている(越1986; 1992).

1.2.2. 単路部ボトルネックにおける渋滞発生割合

あるボトルネックに対して，同じ交通需要で必ずしも交通渋滞が発生するとは限らない(JH 1991，大口ら1998; Oguchi 2004)．岡村ら(2001a; 2001b)は，都市間高速道路における19箇所の単路部ボトルネックを対象に，渋滞発生割合の持つ一般的特性を実証データにより分析し，確率的な交通容量の推定手法を提案している．また交通容量は，片側1車線：2車線：3車線の比がおよそ0.4: 1.0: 1.7であり，0.3～2.5mの範囲の路肩幅員ではボトルネック交通容量に影響は無いこと，を見出している．

1.2.3. 交通渋滞発生後の発進交通流率

越ら(1992)は，一般にサグやトンネルをボトルネックとする交通渋滞の場合，渋滞発生後の渋滞列の先頭からの発進流の交通流率は，渋滞時の交通流率よりも低いことを示した．岡村ら(2000)は，複数のボトルネックに対して渋滞中のフローティング調査を行ない，渋滞列の先頭位置は約1km以内の範囲で変動することを示した．

1.2.4. 往復 2 車線高速道路の単路部ボトルネック

吉川ら(2004)は，渋滞発生前交通流率は1,100～1,180[台/h]，渋滞列からの発進交通流率は950～1,050[台/h]との結果を得ている．

1.2.5. 特殊なボトルネック現象

サグやトンネル以外にも，可変情報板に交通渋滞情報などが表示されることによって，ドライバーがこれを注視するために速度低下，車間距離増大が生じて渋滞発生のきっかけとなることが報告されている(仲柴ら1997)．渡辺・中村(2004)は，大型図形情報版近傍において速度低下をもたらすことを実証している．近年，交通容量の不確実性，統計的変動特性についての研究が進められ，天候が首都高速の交通容量に与える影響(Chungら，2006)や，都市間高速の単路部ボトルネックの交通容量値の統計的特性(岡村，2006)などが報告されている．

1.2.6. 料金所の交通容量

料金所をボトルネックとする交通渋滞については，ブース配置の工夫によって，一定の交通容量の増大が可能であることが立証された(JH 1998，岩崎・吉田1997，松井ら1998)．堀口・桑原(2000)は，料金所通過車両にETC車両が占める割合に応じた料金徴収ブースの専用/混在/一般運用の最適な組合せについて，料金所広場の大きさを勘案した物理待ち行列理論を援用して検討している．

1.3. 単路部のボトルネック現象メカニズムと対策

1.3.1. 単路部ボトルネック現象メカニズム

高速道路単路部が交通容量上のボトルネックになる基本的メカニズムについては，越(1985; 1986)，越ら(1992)に詳細に示されている．一旦渋滞が発生した後の発進交通流率は，渋滞列に巻き込まれる時間に依存することが知られている(越 1992)が，米川ら(2001)はト

リップ長も影響することを明らかにしている.

1.3.2. 追従挙動分析

大口(1995)は，運転者から見たサグの勾配変化の視認性の悪さや幾何線形条件を用いて，ボトルネックとなるサグとならないサグとの違いを判別する方法を提示した．小谷ら(1999; 2003)は，越ら(1997)の提案する追従走行実験にもとづく交通容量推定手法を拡張して路線の各サグ部の交通容量の推定に適用し，これを車両感知器による観測結果と比較している．越ら(1986)は，サグ部におけるボトルネック現象を説明する追従挙動モデルを提案した．このモデルパラメータは，実測された運転挙動を用いて推定された(邢・越 1995). 尾崎(1993; 1995)は，さらに実測事例を増やして追従挙動の分析を行い，改良モデルを提案してその妥当性を検証した．吉田ら(1997)は，ACCにより追従挙動を自動制御することで，サグ部のボトルネック現象を低減できることをミクロシミュレーションにより確認した．大口(2000a; 2000b)は，運転者の挙動の個人差をモデル化し，交通容量の確率的特性を再現したシミュレーションを実現するためには，追従挙動モデル構造とパラメータ推定方法の見直しが必要であることを示し，その方向性について整理を行なっている.

1.3.3. 車群の形成を抑制する付加車線

大口(1995)は，サグの上流区間が片側3車線である場合には，サグ区間が片側2車線であっても，車線利用率の偏りが生じないためにボトルネックにならないことを示した．栗原ら(1995; 1999)は，単路部ボトルネックにおける追越車線への車線利用率の偏り，および追越車線に生じる密な車群の形成に対して，その上流側に設置される付加車線がこれらを抑制する効果を持つことを実証した.

渡辺ら(2001)は，付加車線長と付加車線終端から下流区間までの距離が追越車線利用率へ与える影響を分析した．大口ら(2001)は，ボトルネック対策の観点からは，付加車線始端では外側に付加し終端では外側を絞り込む形態が，最も効果的に車線利用率の追越車線への偏りを是正できることを立証した.

1.3.4. トンネル部の改良

トンネルにおいては，入口部における明るさの変化や側方余裕の減少が速度低下のきっかけになると考えられている．栗原ら(1997)は，片側2車線から3車線への改築工事に際して，側方余裕の異なる3つの運用を比較し，トンネル部の側方余裕はトンネルのボトルネック交通容量にはほとんど影響しないことを示した.

1.4. 首都高速道路における合流部交通容量

首都高速道路における交通容量，および車線運用などの改善策の効果に関する実証研究は，様々な検討が行なわれている(原ら2004, 割田ら2005, 吉川ら2005, 山田ら2005, 田中ら2005, JSTE 2006). これらの実証分析からは，都市高速道路における合流部交通容量は，多くの場合に合流後の車線数の単路部交通容量とほぼ同等な値を取っており，必ずしも合流部がボトルネックになっているわけではないことがわかる．したがって，首都高速道路に

おいては，合流部で上流区間より下流区間の車線数が減少することが本質的な交通容量不足の要因である場合が多いものと考えられている．

1.5. 信号交差点の交通容量に関する研究

交通信号制御においては，中央感応制御の適用範囲の拡大やプログラム形成型への移行などの高度化が行なわれているが，これらに伴う交通容量拡大効果の理論解析や実証分析の報告例はほとんどない．今後交通容量を低下させずにサービス水準を向上させるためには，導流化やデュアルリング方式等による柔軟な制御の導入・工夫が望まれ，信号切替り時の制御方式変更による交通容量への影響に関しての研究が必要である．これまでのところ，損失時間への影響(鹿田ら2003)や車両挙動特性(Suzuki et al. 2004)について分析例があるに過ぎない．

一方，飽和交通流率に関する分析は熱心に行われている．鹿田らは，飽和交通流率の統計的変動特性(鹿田ら1997)や車種混入の影響(鹿田ら2000)について分析をするとともに，隣接する車線の飽和交通流率を独立に扱うことには限界があることを示唆している(鹿田ら2001)．このほかにも，二輪車の影響(Nakatsuji et al. 2001)，および右折専用車線を溢れた右折車の影響(片岡ら 2004)，歩行者による右折車処理量への影響(秋山ら1998，山田ら2001，野田ら2002)，左折処理量に着目した各種要因の影響分析とモデル化(河合ら2000; 2002; 2005)など，研究例は多い．

1.6. 無信号交差点に関する研究

無信号交差点の交通容量は信号交差点よりも低いため，日本では，交通需要が多く交通容量が問題となるような箇所においては信号制御されるのが一般的である．このため，無信号交差点を対象とした研究は出会い頭交通事故防止の観点からの車両挙動分析がほとんどで，交通容量に関する研究はほとんど行われていない．

ラウンドアバウト(以下RA)については，最近になって，主として信号交差点の数の削減と交通事故の軽減を趣旨として，RAの導入を促進するための研究が着手されつつある．Manageら(2003)は，RA型無信号交差点において観測されたギャップアクセプタンス等のデータを用いて，交通容量上の適用限界を示している．また，馬渕・中村(2005)は，平面交差部の性能を遅れと定量化された交錯の程度の組み合わせによって評価する手法を提案し，RAの方が信号交差点よりも性能上有利となる交通量条件を導き出している．これらの研究は，いずれも数少ないRA型交差点での観測データに基いており，実測データを増やして信頼性の向上を図ることが必要である．

1.7. サービスの質の考え方の実務への適用と研究状況

1.7.1. 道路計画設計実務におけるサービスの質の考慮

「道路の交通容量(1984)」ではサービスの質の概念について述べており，この中で単路部の計画に際して設計時間交通量としての30番目時間交通量と対比すべき設計交通容量を，可能交通容量に「計画水準」に応じて設定された低減率v/c(交通量－交通容量比)を乗ずる

ことによって求めることを示している．現行の道路計画設計はこの考え方に基づいているが，これはあくまで道路管理者側の指標であって，与えられた道路構造の下で実現する交通運用状態との関係については明確に示されていない．

信号交差点の計画段階においては，サイクル長をサービス水準指標とすることがJSTE(2004)で示唆されているが，実際には全く用いられていない．

1.7.2. 交通運用状態の評価と利用者への情報提供

運用状態の評価については，交通容量の不足が顕在化していた都市高速道路を中心として，渋滞に際しての待ち行列長や旅行時間に対する評価が実務において早くから行われてきた．このような必要性から，渋滞に対する利用者の認識に関する研究もいくつか行われている(松井ら1994, 溝上・柿本1996, 石田ら2004, など).

1.7.3. サービス水準に関する研究

サービス水準を対象とした研究は交通容量に関するものに比較して少なく知見に乏しいが，近年サービスの質に関する議論が行われるようになってきた．岡村(2002)は，都市間高速道路のサービス水準指標としてIC間の区間旅行速度を用いることを提案し，通常走行速度に加えて渋滞時の区間速度を5段階に区分することを提案した．また藤田(2004)は，高速道路の計画設計・運用段階の評価にサービス水準の考え方を適用する際に考慮すべき実務上の課題整理を行った．

さらに，最近では，所要の交通運用状態(サービス水準)を確保するための性能照査型道路計画設計・交通運用の必要性から，道路構造をはじめとした各種条件による交通運用状態への影響(洪・大口2006, 稲野ら2006)やサービスの質を表現するための指標に関するいくつかの研究が行われている．Catbagan and Nakamura(2006)は，付加追越区間を除き追越しの不可能な往復2車線高速道路における追従状態を考慮した効率性指標(MOE)として，追従車密度が適当であることを示唆している．また，この構造の道路での追越のための付加車線設置の効果評価に関する研究も行なわれている(Catbaganら, 2005). Surazak et al.(2004)は，往復6車線高速道路のサービス水準を，交通流における車群の形成状況を表す車群パラメータで評価することを試みている．さらに，彦坂・中村(2001)は，高速道路における交通状況と交通事故率の関係について統計的分析を行い，非渋滞流においてはv/cが0.6～0.7程度のときに交通事故率が最小となることを実証し，サービス水準は平面線形や縦断勾配などの道路構造条件と同程度の寄与率を持っていることを主成分分析の結果から示している．

これらの研究は，主として分析データの得易さ，解析のし易さから，いずれも自動車専用道路を対象としたものである．一般の2方向2車線道路，および信号交差点や沿道施設への出入りの多い街路区間における，道路構造や沿道条件，制御条件等とサービス水準との関連にについて明らかにすることが重要な研究課題となっている．

1.7.4. サービスの質に対する利用者認識に関する研究

利用者認識を考慮したサービスの質の評価については，高速道路単路部における運転者の満足度を主観的に尋ねることによって定量化を行い，交通状況との関連を分析した中村

ら(2000)や石橋ら(2004)の研究がある．また，喜多(2000)，喜多・前田(2004)は，ドライバーの走行状態に対する瞬間的な認識を，ドライバー行動モデルの効用関数の値で客観的に計測できることを示し，この方法を合流部における交通状態評価に適用している．中村ら(2004)は，この考え方を高速道路単路部に拡張してドライバーストレスを間接的に計測し，その変化がドライバーの交通状況に対する主観的評価値とほぼ対応していることを示すとともに，ドライバー効用の区間集計値と直接計測可能な交通量との対応関係を示している．

1.8. まとめ

以上のように，特に都市間高速道路の単路部，および都市高速道路の合流部については，その渋滞対策の必要性から，かなりの交通容量データの蓄積があるとともに，興味深いボトルネック現象に関する知見がある．その一方で，日本の道路の大部分を占める往復2車線道路については，交通容量，サービス水準ともに十分な知見が得られていないのが現状である．これらの道路では，追越の規制されている区間がほとんどで，また沿道立地が進んでおり信号交差点が多いなど，日本の2車線道路固有の条件があるため，交通容量とサービスの質に関わる研究ニーズの高い分野である．また，信号交差点については，特に都市内街路のボトルネックとして極めて重要であるにもかかわらず，制御の高度化のために必要な基礎的研究が不十分な状況にあるとともに，遅れの評価に関する検討とその実務での考慮が極めて不十分である．

一方，サービス水準については研究の蓄積が不十分でもあるが，運用段階での評価については渋滞の評価が重視され，渋滞長や旅行時間などの形で実務に取り入れられてきている．旅行時間やその信頼性は重要なサービス水準指標であり，予測手法や信頼性の評価方法は重要な研究課題となっている．

1章の参考文献

秋山尚夫・花田健司・岡本 晃(1998)，平面交差点における右折交通処理に関する考察，第18回交通工学研究発表会論文集，pp.89-92.

Catbagan, J., Nakamura, H. and Nakanishi, K(2005): Quantifying Passing Lane Effects on Two Lane Expressways, 土木計画学研究・講演集No.32, CD-ROM.

Catbagan, L.J. and Nakamura, H. (2006). Performance measure evaluation for Japan two-lane expressways, Proceedings of the 85th TRB Annual Meeting, 10pages, CD-ROM.

Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M. and Morita, H. (2006). Does weather affect highway capacity? Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service.

藤田清二(2004)：高速道路のサービス水準の適用に関する考察，土木学会論文集No.772/IV-65, pp.33-40.

藤原寛史・越 正毅(1997)：首都高速道路のサグ部および曲線部におけるドライバーの運転挙動に関する研究，第17回交通工学研究発表会論文報告集，pp.85-88.

原 靖丘・森田綽之・安井一彦・池田達則(2004)：首都高速道路合流部の交通容量に関する研究，第24回交通工学研究発表会論文報告集，pp.93-96.

彦坂崇夫・中村英樹(2001)：高速道路単路部における事故率と交通状況との関連に関する統計的分析，第21回交通工学研究発表会論文報告集，pp.173-176.

堀口良太・桑原雅夫(2000): ETC導入による料金所容量への影響に関する理論的解法と考察，土木学会論文集，No.653/IV-48，pp.29-38.

稲野 晃・中村英樹・内海泰輔(2006)：往復分離2車線自専道における交通量－速度曲線への影響要因分析，土木計画学研究・講演集, No.33, CD-ROM.

石橋善明・小藪英彦・河内 朗(2004)：道路利用者満足評価に基づく高速道路のサービス水準の評価，土木学会論文集，No.772/IV-65，pp.41-51.

石田東生・鯉渕正裕・岡本直久・甲斐慎一朗・古屋秀樹(2004)：走行映像を用いた主観的渋滞判定の実験条件の考察とその改良，土木計画学研究・論文集Vol.21，No.4, pp1041-1048.

岩崎興治・吉田晴義(1997)集約料金所ダブルブース化による効果分析，第17回交通工学研究発表会論文報告集, pp.65-68.

JH(1991). 東名高速道路の交通容量解析報告書，日本道路公団東京第一管理局.

JH(1998).大阪管理局管内渋滞対策検討報告書，日本道路公団大阪管理局.

JH (2004). 日本道路公団交通統計.

JSTE(2004). 改訂　平面交差の計画と設計　基礎編，(社)交通工学研究会，丸善.

JSTE(2006). 交通容量データブック2006，(社)交通工学研究会，丸善.

片岡源宗・吉井稔雄(2004)：右折車による後続直進車のブロッキング現象を考慮した交差点容量推計方法の構築，土木計画学研究・論文集Vol.21 No.4, pp.997-1003.

河合芳之・森 健二・石井吉弘・海老澤綾一(2000)：信号交差点における左折飽和交通率に関する一考察，第20回交通工学研究発表会論文集，pp.57-60.

河合芳之・鹿田成則・片倉正彦・大口 敬(2002)：信号交差点における転回半径と転回角度

が左折飽和交通流率に与える影響について，土木計画学研究・論文集Vol.19 no.4, pp.739-744.

河合芳之・鹿田成則・片倉正彦・大口 敬(2005)：横断歩行者等を考慮した最外側車線の流出流率モデルと流入部の交通容量解析，土木学会論文集No.779/IV-66, pp.69-82.

Kita, H. (2000). Level-of-service measure of road traffic based on the driver's perception, the fourth International Symposium on Highway Capacity, Transportation Research Circular E-C018, TRB, pp.53-62.

喜多秀行・前田信幸(2004)：道路交通における走行サービスの質とその計測，土木学会論文集，No.772/IV-65，pp.3-10.

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

越 正毅(1986)：高速道路のボトルネック容量，土木学会論文集, No.371/4-5, pp.1-7.

越 正毅，桑原雅夫，赤羽弘和(1993): 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.

小谷益男・岩崎征人(1999)：都市内高速道路における連続的な交通容量の推定手法，第19回交通工学研究発表会論文報告集，pp.25-28.

小谷益男・古市朋輝・児島正之・岩崎征人(2003)：高速道路単路部における連続的な交通容量推定手法とその有効性，土木学会論文集，No.737/IV-60, pp.125-131.

栗原光二・日置洋平(1995)：高速道路ボトルネックの交通容量改善策，土木計画学研究・論文集，Vol.12, pp.731-738.

栗原光二・羽山 章・富高久智(1997)：トンネル断面と交通容量に関する評価分析－名神高速道路 梶原・天王山トンネルを対象として－，交通工学，Vol.32, No.1，pp.39-47.

栗原光二・羽山 章・安積淳一(1999)：ボトルネック対策としての付加車線の効用，高速道路と自動車，第42巻，第7号，pp.29-36.

馬渕太樹・中村英樹(2005)：車両の交錯リスクを考慮したラウンドアバウトと信号交差点の性能比較分析，第25回交通工学研究発表会論文集，pp.45-48.

Manage, S., Nakamura, H. and Suzuki, K. (2003). Performance analysis of roundabouts as an alternative for intersection control in Japan. Journal of the Eastern Asia Society for Transportation Studies Vol.5, 871-883.

松井 寛・藤田素弘・阿江 章(1994)：人間の知覚に基づく高速道路渋滞の情報提供とその評価に関する研究，土木学会論文集, No.494/IV-24, pp.127-135.

松井 寛・藤田素弘・長瀬正紀(1998)：縦列収受方式を導入した料金所の処理能力に関する理論的研究，土木計画学研究・論文集No.15, pp.813-820.

溝上章志・柿本竜治(1996)：一般街路における交通混雑の物理的特性値とドライバーの渋滞意識との対応分析，交通工学，Vol.31, No.6, pp.9-17.

中村英樹・加藤博和・鈴木弘司・劉 俊晟(2000)：ドライバー主観の計量による高速道路単路部のサービスの質の定量化とその要因分析，土木計画学研究・論文集No.17, pp.941-946.

中村英樹・鈴木弘司・劉 俊晟(2004)：ドライバーストレスの間接計測に基づく高速道路単路部におけるサービス水準の評価，土木学会論文集No.772/IV-65, pp.11-21.

仲柴二三夫・竹本勝典・折野好倫(1997)：可変情報版が交通流に及ぼす影響について,第17回交通工学研究発表会論文報告集，pp.153-156.

Nakatsuji, T., Nguyen Giang Hai, Tweesilp, S. and Tanaboribon, Y. (2001). Effect of Motorcycle

on Capacity of Signalized Intersections. 土木計画学研究・論文集No.18(5), pp.935-942.

日本道路協会(1984)：道路の交通容量.

野田宏治・小倉俊臣・松本幸正，栗本 譲(2002)：信号交差点の右折交通流における横断歩行者に対する補正率に関する基礎研究，第22回交通工学研究発表会論文集，pp.73-76.

野中康弘，石田貴志，内山久雄(2002)：都市間高速道路単路部における渋滞定着要因に関する一考察，土木計画学研究・講演集，Vol.26.

大口 敬(1995)：高速道路サグにおける渋滞の発生と道路線形との関係，土木学会論文集，No.524/IV-29, pp.69-78.

大口 敬・片倉正彦・鹿田成則・大谷武彦(1998)：高速道路単路部渋滞発生時の交通現象解析土木計画学研究・講演集No.21(2), pp.905-908.

大口 敬(2000a)：高速道路単路部渋滞発生解析－追従挙動モデルの整理と今後の展望－，土木学会論文集，No.660/IV-49，pp.39-51.

Oguchi, T. (2000b). Needs for developing new car-following model for evaluating cruise-assist highway systems. Proceedings of 7th World Congress on ITS.

大口 敬，桑原雅夫，赤羽弘和，渡邉亨(2001)：ボトルネック上流における車線利用率の矯正効果と付加車線設置形態，交通工学，36-1, pp.59-69.

Oguchi, T. (2004). Queued Traffic Flow Occurrence at Capacity Bottlenecks on Expressway Basic Sections. TRB 83rd Annual Meeting.

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

岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之(2001a)：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(上)，高速道路と自動車，第44巻，第2号，pp.31-38.

岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之(2001b)：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.

岡村秀樹(2002)：都市間高速道路のサービス水準についての考察，交通工学，Vol.37, No.6, pp.61-68.

Okamura, H. (2006). A study on highway capacity based on the breakdown probability on basic intercity motorway sections, Proceedings of 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service.

Ozaki, H. (1993). Reaction and anticipation in the car-following behavior, Proceedings of 12th ISTTT. pp.349-366.

Ozaki, H. (1995). Assistance of drivers to mitigate highway capacity problem. Proceedings of 2nd World Congress on ITS. pp.1727-1731.

鹿田成則・片倉正彦・大口 敬(1997)：信号交差点における飽和交通流率の変動の基本特性，土木計画学研究・論文集No.14, pp.877-882.

鹿田成則・片倉正彦・大口 敬：信号交差点における車頭時間を用いた大型車の乗用車の乗用車換算係数を推定方法，土木計画学研究・論文集No.17, pp.927-932.

鹿田成則・片倉正彦・大口 敬・河合芳之(2001)：信号交差点の飽和交通流率と車線幅員の関係について，土木計画学研究・論文集No.18(5), pp.943-947.

鹿田成則，片倉正彦，大口 敬，村井紀子(2003)：右折信号現示切替時の損失時間分析，交通工学研究発表会論文報告集，Vol.23, pp.57-60.

Surazak, T., Okura, I. and Nakamura, F. (2004): Measuring level of services on multi-lane expressways by platoon parameters, 土木学会論文集, No.772/IV-65, pp.23-32.

Suzuki, K., Nakamura, H. and Yamaguchi, S. (2004). Analysis on driver's and pedestrian's perception for the evaluation of cycle length at under-saturated signalized intersections, 10th World Conference on Transport Research, 12 pages in CD-ROM, Istanbul.

田中芳和・斎藤純一・内田 滋・堤 浩介(2005)：交通運用変更による道路の有効活用事例，第25回交通工学研究発表会論文報告集，pp.41-44.

割田 博・石橋 学・赤羽弘和・松本章宏(2005)：連続する合流部近傍における交通容量低下対策，第25回交通工学研究発表会論文報告集，pp.21-24.

渡辺康一・中村英樹(2004)：自動車専用道路の可変図形情報板が交通流に与える影響に関する実証分析，第3回ITSシンポジウム論文集，pp.245-250.

渡辺 享・山岸将人・安積淳一・大口 敬(2001)：付加斜線の車線利用率是正効果に関する実証的研究，土木計画学研究・論文集，Vol.18，No.5, pp927-934.

邢 健・越 正毅(1995)：高速道路のサグにおける渋滞現象と車両追従挙動の研究，土木学会論文集, No.506/IV-26, pp.45-55.

山田純司・大西康弘・割田 博・内海和仁(2005)：都市高速道路の織込区間における区画線・標識変更の効果分析，第25回交通工学研究発表会論文報告集，pp.37-40.

山田 稔・石田篤志(2001)：信号交差点における横断歩行者の右折車への影響に関する研究，第21回交通工学研究発表会論文集，pp.261-264.

米川英雄・飯田克弘・森 康男(2001)：高速道路の渋滞中交通容量に影響を及ぼす要因の車線相違に関する研究，交通工学36-2，pp.53-63.

吉川良一・長浜和実・寒河江克彦(2004)：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.

吉川裕子・森田綽之・安井一彦・木村純司(2005)：首都高速道路合流部の車線運用に関する研究，第25回交通工学研究発表会論文報告集，pp.29-32.

2. 都市間道路における道路交通性能に関する分析

全国の一般道，自動車専用道(以下，自専道)の車両感知器から得られる交通量，速度データを用いて,2方向2車線および多車線の代表的な道路構造における様々な地形条件，交通条件，沿道条件，気象条件での交通量～速度の関係(以下，q-v曲線)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．

2.1. 2車線自専道における交通量-速度関係の分析

2車線自専道に着目し，q-v関係の分析および定式化を行う．

現在，我が国の2車線自専道では，対向車線を利用しての追越し機会が与えられておらず，多車線自専道のように自由に低速車を追越すことができない．そのため，2車線自専道では低速車が交通全体の速度へ与える影響が大きく,多車線自専道とは異なるq-v関係を示すことが考えられる．ここでは，旧日本道路公団(以下，旧JHとする)が管理する暫定2車線区間の自専道を分析対象とする．

2.1.1. 分析データの概要

(1) 分析データ

1) 車両感知器データ

旧JHより入手した全国で供用中の高速道路/一般有料道路の2002年から2004年の3年分の車両感知器データを使用して分析する．車両感知器は，重要な路線である東名高速，名神高速などでは2km毎に設置されているが，暫定2車線路線/区間のように地方部の交通量少ない路線/区間では，各IC間に1基ずつ備えられている．この車両感知器のデータには，5分間の交通量，大型車交通量，時間オキュパンシー(OCC)，地点平均速度が方向別，車線別に記録されている(**図2-1-1**)．なお，ここで大型車は車長が5.5m以上の車両のことである．

0～5分間交通量

走行1				走行2				追越し				登坂/路肩			
交通量	大型交通量	OCC	速度	交通量	大型交通量	OCC	速度	交通量	大型交通量	OCC	速度	交通量	大型交通量	OCC	速度
999	999	999V9	999V9	999	999	999V9	999V9	999	999	999V9	999V9	999	999	999V9	999V9
25 26 27	28 29 30	31 32 33 34	35 36 37 38	39 40 41	42 43 44	45 46 47 48	49 50 51 52	53 54 55	56 57 58	59 60 61 62	63 64 65 66	67 68 69	70 71 72	73 74 75 76	77 78 79 80

図2-1-1 車両感知器データ

2) 道路構造データ

a) 平面線形と縦断勾配

旧 JH より入手した全国で供用中の高速道路の 2004 年の道路構造データを使用して，平面線形と縦断勾配が速度に与える影響の有無．程度について分析する．この道路構造データは，平面線形別延長，横断勾配別延長，縦断勾配別延長，縦断曲線別延長の 4 種類で構成されており，この中から平面線形別延長データと縦断勾配別延長データを使用し，車両感知器地点の平面線形，曲率半径，縦断勾配の大きさ，勾配始点からの距離などを用いる．

b) 付加車線

旧 JH より入手した全国で供用中の暫定 2 車線区間の 2002～2004 年の 3 年間の年度別の付加車線設置状況データを使用して，付加車線設置地点からの距離と速度との関係について分析する．**図 2-1-2** に 2004 年の徳島自動車道(阿波 PA～吉野川 SA)の付加車線設置状況をこのデータの一例として示す．

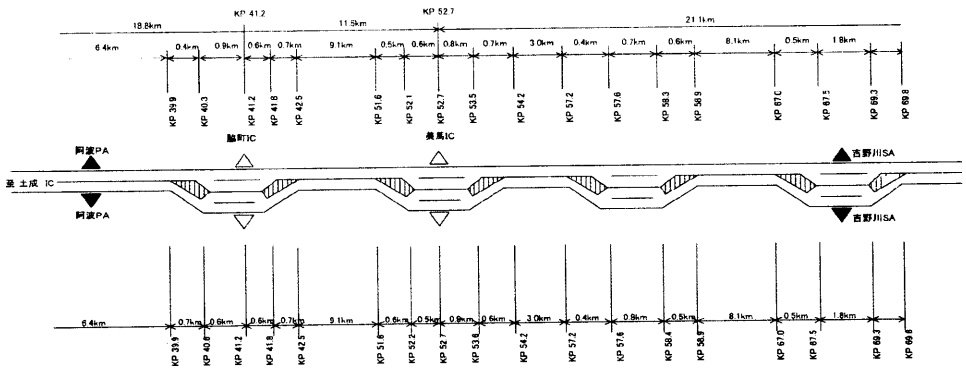


図 2-1-2　付加車線設置状況データ

3) 降雨の影響の分析に使用する降雨データ

本研究では，降雨による影響を分析するため，(財)日本気象協会から入手した，全国の AMeDAS データを使用する．データは 1 時間ごとに 1mm/h 単位で記録されている．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，車両感知器地点からの距離が最短となる降雨観測所のデータを探索し，その車両感知器地点の降雨量データとする．

(2)　分析地点の選定

現在我が国で供用中の暫定 2 車線区間のほとんどが 4 車線化または付加車線設置といった工事が行われている．ここでは十分なサンプルを確保するため，2002～2004 年の 3 年間にわたって，車両感知器の設置地点が片側 1 車線であった地点を抽出し，分析地点とする．分析地点の選定条件は次のとおりである．

■ **選定条件 1：2002～2004 年の間，1 車線分のデータしか記録されていない地点**
■ **選定条件 2：1 年半分以上のデータが記録されている地点**
■ **選定条件 3： JCT から 2km 以上，IC から 500m 以上離れている地点**

上記の 3 つの条件をクリアした地点に関して，旧 JH から入手した年度別の付加車線設置状況のデータを参照し，車両感知器のある地点に付加車線もしくは付加車線のすりつけ部がついているものを対象から除く．その結果選定された 7 路線 36 地点を分析対象とする．分析対象となった地点の諸元を**表 2-1-1** に示す．

表 2-1-1(1)　分析地点の構造諸元

道路コード	道路名称	KP	方向	勾配コード	勾配の大きさ(%)	勾配始点からの距離(m)	線形	RorA(m)	付加車線からの距離(km)
1061	徳島自動車道	25.460	上り	下り勾配	2.0		円曲線	3,000	6.3
1061	徳島自動車道	25.460	下り	上り勾配	2.0	452	円曲線	3,000	2.5
1061	徳島自動車道	44.370	上り	平坦	0.4		直線	∞	2.6
1061	徳島自動車道	44.370	下り	平坦	0.4		直線	∞	7.8
1061	徳島自動車道	56.840	上り	平坦	1.3		クロソイド	400	0.8
1061	徳島自動車道	56.840	下り	平坦	1.3		クロソイド	400	3.3
1061	徳島自動車道	75.310	上り	平坦	1.6		円曲線	800	10.8
1061	徳島自動車道	75.310	下り	平坦	1.6		円曲線	800	1.0
1062	松山自動車道	148.157	上り	平坦	0.3		クロソイド	1,000	15.5
1062	松山自動車道	148.157	下り	平坦	0.3		クロソイド	1,000	1.9
1062	松山自動車道	178.390	上り	下り勾配	2.8		円曲線	1,800	∞
1062	松山自動車道	178.390	下り	上り勾配	2.8	660	円曲線	1,800	1.8
1420	秋田自動車道	13.924	下り	上り勾配	2.1	50	円曲線	4,000	1.6
1420	秋田自動車道	18.579	上り	下り勾配	4.0		円曲線	5,000	2.7
1430	山形自動車道	62.390	上り	下り勾配	3.0		クロソイド	800	3.5
1430	山形自動車道	62.390	下り	上り勾配	3.0	590	クロソイド	800	6.2
1440	磐越自動車道	53.113	上り	平坦	0.5		クロソイド	600	2.0
1440	磐越自動車道	53.113	下り	平坦	0.5		クロソイド	600	4.3
1440	磐越自動車道	60.900	上り	上り勾配	3.0	273	円曲線	1,000	0.9
1440	磐越自動車道	60.900	下り	下り勾配	3.0		円曲線	1,000	3.3
1440	磐越自動車道	119.200	上り	平坦	0.3		円曲線	2,000	3.6
1440	磐越自動車道	119.200	下り	平坦	0.3		円曲線	2,000	1.0
1440	磐越自動車道	146.074	上り	平坦	1.1		クロソイド	500	8.2
1440	磐越自動車道	146.074	下り	平坦	1.1		クロソイド	500	1.4
1440	磐越自動車道	169.132	上り	平坦	0.3		クロソイド	500	4.0
1440	磐越自動車道	169.132	下り	平坦	0.3		クロソイド	500	2.3
1440	磐越自動車道	180.249	上り	上り勾配	2.0	393	円曲線	700	8.6
1440	磐越自動車道	180.249	下り	下り勾配	2.0		円曲線	700	5.5
1612	高知自動車道	122.640	上り	上り勾配	4.0	1095	円曲線	4,000	1.3
1612	高知自動車道	122.640	下り	下り勾配	4.0		円曲線	4,000	7.9
1830	東海北陸自動車道	63.280	上り	下り勾配	3.7		直線	∞	7.6
1830	東海北陸自動車道	63.280	下り	上り勾配	3.7	1313	直線	∞	2.0
1830	東海北陸自動車道	77.850	上り	下り勾配	4.0		円曲線	800	6.6
1830	東海北陸自動車道	77.850	下り	上り勾配	4.0	1243	円曲線	800	0.5
1830	東海北陸自動車道	86.850	上り	下り勾配	2.4		円曲線	3,000	3.8
1830	東海北陸自動車道	86.850	下り	上り勾配	2.4	1903	円曲線	3,000	1.5

表 2-1-1(2)　分析地点の年平均日交通量(2002～2004 年の平均値)

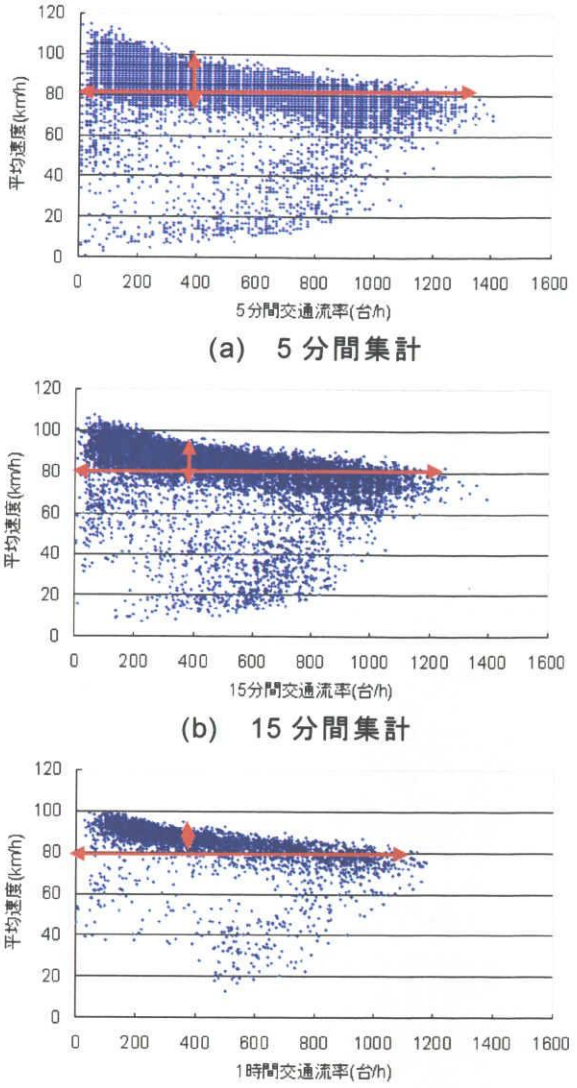
道路名称	KP	AADT	平日 ADT	休日 ADT
徳島自動車道	25.460	8,802	7,891	10,599
徳島自動車道	44.370	7,791	6,879	9,592
徳島自動車道	56.840	6,501	5,674	8,131
徳島自動車道	75.310	5,913	5,057	7,606
松山自動車道	148.157	8,506	7,566	10,365
松山自動車道	178.390	8,656	7,754	10,439
秋田自動車道	13.924	5,383	5,061	6,026
山形自動車道	62.390	4,074	3,942	4,338
磐越自動車道	53.113	9,415	8,514	11,107
磐越自動車道	60.900	10,510	9,602	12,322
磐越自動車道	119.200	6,540	5,907	7,804
磐越自動車道	146.074	5,790	5,056	7,254
磐越自動車道	169.132	6,710	6,031	8,077
磐越自動車道	180.249	6,736	6,090	8,037
高知自動車道	122.640	8,155	7,737	8,984
東海北陸自動車道	63.280	9,507	7,714	13,068
東海北陸自動車道	77.850	7,450	5,911	10,506
東海北陸自動車道	86.850	5,512	4,633	7,259

表 2-1-1(3)　分析地点の大型車混入率/昼夜率/平休比(2002～2004 年の平均値)

道路名称	KP	全日 昼夜率	平日 昼夜率	休日 昼夜率	昼間 平休比	平日 12 時間 大型車混入率 (%)	休日 12 時間 大型車混入率 (%)
徳島自動車道	25.460	1.29	1.29	1.29	1.33	10.8	6.4
徳島自動車道	44.370	1.30	1.30	1.31	1.39	12.2	6.9
徳島自動車道	56.840	1.32	1.32	1.32	1.43	13.4	7.4
徳島自動車道	75.310	1.36	1.37	1.34	1.53	19.2	10.7
松山自動車道	148.157	1.28	1.28	1.28	1.36	14.2	9.7
松山自動車道	178.390	1.29	1.28	1.31	1.31	8.1	4.7
秋田自動車道	13.924	1.31	1.32	1.30	1.21	14.2	7.6
山形自動車道	62.390	1.21	1.21	1.21	1.10	8.2	6.0
磐越自動車道	53.113	1.25	1.26	1.24	1.33	16.6	8.2
磐越自動車道	60.900	1.25	1.26	1.24	1.31	16.1	8.3
磐越自動車道	119.200	1.36	1.41	1.30	1.44	24.1	11.1
磐越自動車道	146.074	1.41	1.48	1.31	1.62	30.4	14.3
磐越自動車道	169.132	1.38	1.43	1.31	1.46	9.3	5.1
磐越自動車道	180.249	1.38	1.42	1.31	1.43	10.3	6.2
高知自動車道	122.640	1.22	1.21	1.24	1.14	22.7	10.9
東海北陸自動車道	63.280	1.29	1.26	1.34	1.59	21.6	10.5
東海北陸自動車道	77.850	1.27	1.25	1.30	1.70	9.8	6.5
東海北陸自動車道	86.850	1.24	1.24	1.25	1.55	9.0	4.8

(3) 車両感知器データの処理および分析方法

車両感知器データには5分毎の交通量，大型車交通量，平均速度が記録されている．通常，このようなデータを用いて分析する場合は，どの集計時間の交通流率，平均速度を使用するかが問題となる．図 2-1-3(a)～(c)は東海北陸道上り 63.28kp のデータを 5 分間，15 分間，1 時間で集計した q-v 図である．なお，15 分間集計，1 時間集計の平均速度は，各時刻(5 分間)の交通量によって加重平均した値である．これをみると，どの集計時間間隔でも全体的な q-v 関係の傾向には大きな差がないことがわかる．しかし，1 時間集計の場合，短時間に発生する実際の交通性能が集計されてしまい，その結果交通流，平均速度の分布にバラつきがない標準的な傾向しか把握できない惧れがある．反対に，5 分間集計では突発的/特異な傾向が数多く含まれるため，交通流，平均速度が幅広く分布している．ここでは実際の交通性能が把握でき，かつ突発的/特異な変動が排除される 15 分間集計により分析を行う．なお，アメリカの HCM(2000)でも，5 分間での不安定な変動を排除するため 15 分間に集計したデータが用いられている．



(a) 5 分間集計

(b) 15 分間集計

(c) 1 時間集計

図 2-1-3 集計時間別 q-v 図

ここでは次のような方法によって，q-v 図を一本の線として表現する．

まず，交通流率を 50 台/h ごとのレンジにわける．そして，その 85percentile 値を代

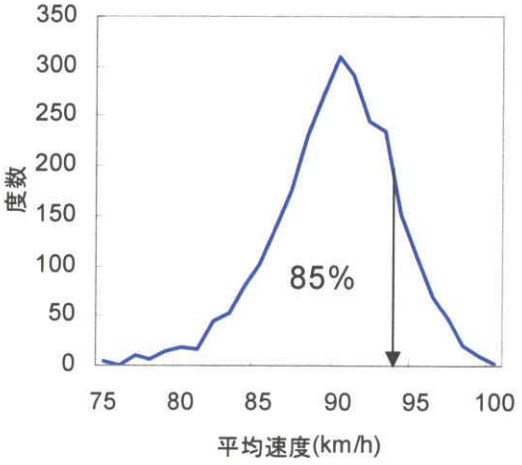


図 2-1-4 交通流率 200～250 台/h の平均速度分布

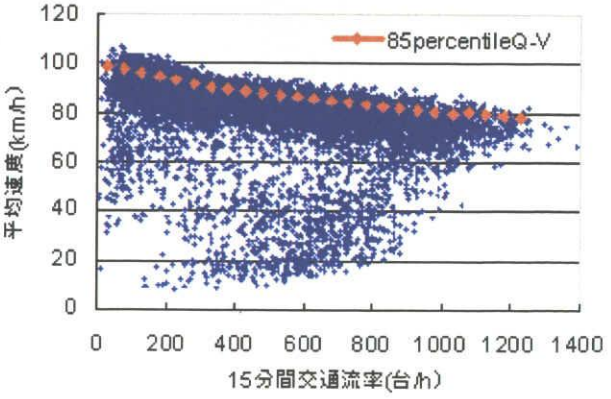


図 2-1-5 交通流率レベル別 85percentile 速度

表速度と設定する(**図 2-1-4**). これは，古典的な「設計速度は 85percentile 速度を目安とする」という考え方を拠り所とした．この結果，**図 2-1-5** のようなプロットを作成することができる．なお，代表速度を求める際，渋滞，工事，異常データを取り除くため 15 分間平均速度が 50km/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交通流率 50 台/h のレンジの中に 10 以上のサンプルが存在すること，といった 2 つの条件を設けた．**2.1.2**，**2.1.3** では，この 85percentile 速度を代表速度として *q-v* 曲線を作成し分析を行う．

2.1.2. *q-v* 曲線への影響要因分析

道路条件，交通条件などが変化した際の *q-v* 関係への影響について定量的に分析する．ここでは，まず Welch の t 検定や Mann-Whitney の U 検定によって同一交通量下での平均速度の差を統計的に明らかにする．また，その影響の程度/大きさについて 85percentile 速度の低下量によって評価する．

(1) 影響要因の整理

速度への影響要因は，大きく道路条件，交通条件，走行環境条件の 3 つに分類される．このうち本節では，交通条件/走行環境条件と，道路条件の 2 つに分類して各要因の影響について分析する．

- 道路条件- 車線幅員，側方余裕，路面状態，線形，勾配，トンネル，付加車線
- 交通条件- 大型車(大型車混入率)
- 走行環境条件- 気象，季節，平日/休日，夜間昼間，車両性能，規制速度

(2) 交通/走行環境条件

交通/走行環境条件の要因の中から大型車，気象(降雨)，季節(無雪期/積雪期)，平日/休日，夜間/昼間を分析対象とする．なお，車両性能は利用する分析データから把握できないためここでは対象としない．また，規制速度は速度に大きく影響する要因として考えられるが，分析対象の 36 地点の規制速度がいずれも平時 70km/h であること，雨天時の規制速度のデータが得られていないこと，などからここでは対象から除く．

ある要因の影響の有無を分析する際には，他の要因の影響をできる限り排除することが望ましいと考え，着目する要因以外は**表 2-1-2** のように条件を固定する．たとえば，平日/休日の影響を分析する際には，4～11 月，降雨量 0～1mm/h，大型車混入率 0～10%，昼間の条件によって抽出されたデータを対象とする．また，速度の絶対的な大きさによって評価すると，地点ごとの構造要因の影響を大きく受けてしまう惧れがあるため，各要因の影響を 85percentile 速度の差(速度低下量)によって評価をする．

表 2-1-2　分析条件の設定

対象要因	その他要因				
	大型車混入率	気象(降雨)	季　節	平日/休日	昼間/夜間
大型車混入率		0～1mm/h	無雪期	平日	昼間
気象(降雨)	0～10%		無雪期	平日	昼間
季　節*	0～10%	0～1mm/h		平日	昼間
平日/休日**	0～10%	0～1mm/h	無雪期		昼間
昼間/夜間***	0～10%	0～1mm/h	無雪期	平日	

* 無雪期：4～11 月，積雪期：12～3 月
** 休日：土曜日，日祝日と特異日(1/1～3，5/3～5，8/14～15，12/31)，平日：休日以外
*** 昼間：7:00～18:00，夜間：19:00～6:00

1) 大型車(混入率)による影響

従来から我が国では大型車による影響を“大型車を何台分の乗用車に換算できるか”という PCE(乗用車換算係数)という指標によって評価している．アメリカ[HCM(2000)]においてもこの方法が用いられている．一方，ドイツでは，RAS-Q(1996)や HBS(2001)などのガイドラインに大型車混入率別の q-v 曲線が示されている．これは，たとえ同一交通流率であっても大型車の混入状況によって速度の低下量は異なるといった考え方に基づくものである．ここでは，大型車混入率レベル別に q-v 曲線を分析し，大型車混入率レベルの違いによる速度の差の有無を検証する．

まず，大型車混入率を 0～5%, 5～10%, 10～15%, 15%～20%, 20%～の 5 区分に分類し，各大型車混入率レベルの速度を比較する．なお，**表 2-1-1** のように磐越道は，他の路線に比べて平均大型車混入率が高いため，15～20%，20～25%，25～30%，30～35%，35%～の 5 区分に分類し分析する．分析には，**表 2-1-2** で示した条件で抽出されたデータを使用する．

大型車混入率による速度低下を統計的

表 2-1-3 大型車混入率 0～5%のときの速度との差の検定結果

	5～10%	10～15%	15～20%	20%～
分析地点	35	35	35	34
差が有意である地点	22	27	32	31
有意判定率	62.9	77.1	91.4	91.2

表 2-1-4 隣接する大型車混入率レベル間の速度差の検定結果

	検定 A	検定 B	検定 C	検定 D
分析地点	35	36	36	34
差が有意である地点	22	28	23	26
有意判定率	62.9	77.8	63.9	76.5

検定A；大型車混入率0～5%と5～10%，検定B；大型車混入率5～10%と10～15%
検定C；大型車混入率10～15%と15～20%，検定D；大型車混入率15～20%と 20%～

表 2-1-5 大型車混入率 15～20%のときの速度との差の検定結果

	20～25%	25～30%	30～35%	35%～
分析地点	12	12	12	11
差が有意である地点	11	11	12	10
有意判定率	91.7	91.7	100.0	90.9

表 2-1-6 隣接する大型車混入率レベル間の速度差の検定結果

	検定 A	検定 B	検定 C	検定 D
分析地点	12	12	12	11
差が有意である地点	11	8	4	4
有意判定率	91.7	66.7	33.3	36.4

検定A；大型車混入率15～20%と20～25%，検定B；大型車混入率20～25%と25～30%
検定C；大型車混入率25～30%と30～35%，検定D；大型車混入率30～35%と35%～

に明らかにするため，交通流率レベルが 200～250 台/h のときの平均速度を対象とし Welch の t 検定(片側 5%検定)を行う．その結果を**表 2-1-3～2-1-6** に示す．**表 2-1-3** は大型車混入率レベルが 0～5%のときの平均速度を基準とし，各大型車混入率レベルのときの平均速度との差を検定した結果である．また，**表 2-1-4** は隣り合う大型車混入率レベル同士の平均速度の差の検定結果である．なお，磐越道についても同様の方法により検定を行った(**表 2-1-5**，**2-1-6**).

表 2-1-3 より，ほとんどの地点で，大型車混入率レベル 0～5%のときの平均速度と各大型車混入率レベルのときの平均速度の差が有意であることがわかる．この傾向は大型車混入率が 20%以上のときも同じである(**表 2-1-5**)．また，**表 2-1-4** より，隣り合う大型車混入率レベル同士の検定では，どのレベル同士を比較しても全体の 6～7 割の地点で平均速度の差が有意となった．これより，大型車混入率が増加するに従い平均速度の低下量は直線的に増加していくことが考えられる．**表 2-1-6** より，20%～での検定結果ではこれとは異なる傾向を示しているが，検定 C や検定 D で使用したデータは検定 A や検定 B で使用したデータに比べサンプル数が少なく，有意な地点数をそのまま比べるのは妥当でない．以上の結果より，2 車線自専道では大型車混入率レベルの増加に伴って速度が低下する傾向があるといえる．

大型車混入率を 5%ごとに区切って平均速度の差を検定した．その結果，多くの地点で平均速度の差が有意であることがわかった．しかし，5%ごとに区切ると十分なサンプルが確保できない区分も存在したため，ここでは 10%ごとにし速度の低下量を分析する．各地点の大型車混入率 0～10%の 85percentile *q-v* 曲線を基準とし，それから各大型車混入率レベルの 85percentile *q-v* 曲線を引いたときの速度差を求める．**図 2-1-6** は，各地点の速度差の中央値を示したものである．なお，**図 2-1-7** に大型車混入率 0～10%の 85percentile *q-v* 曲線から各大型車混入率レベルの 85percentile *q-v* 曲線を引いた速度差の全地点の分布を示す．地点数は 85percentile 速度が得られた地点数であり，中央値を求める際に使用した地点数である．つまり，中央値の信頼性を測る参考的な指標といえる．

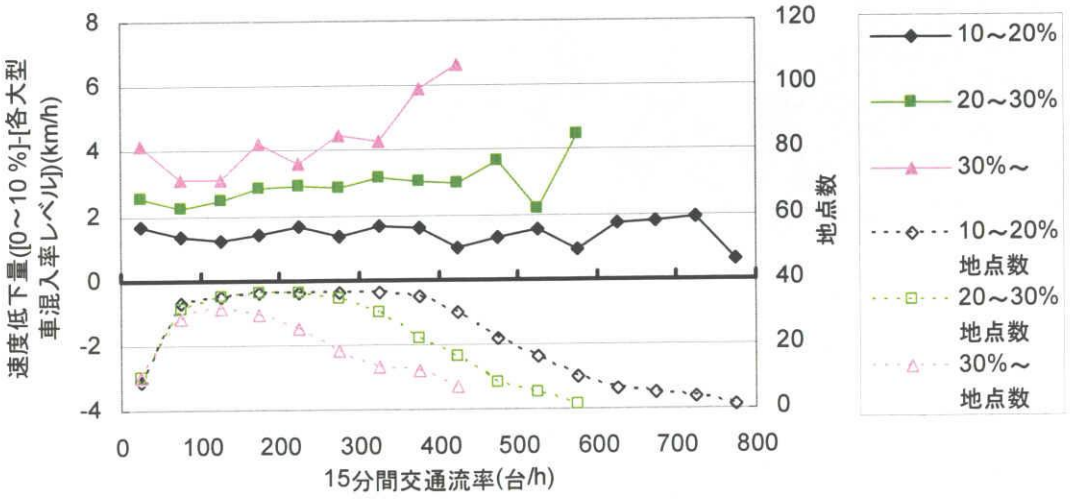


図 2-1-6 大型車混入率レベル別の速度低下量

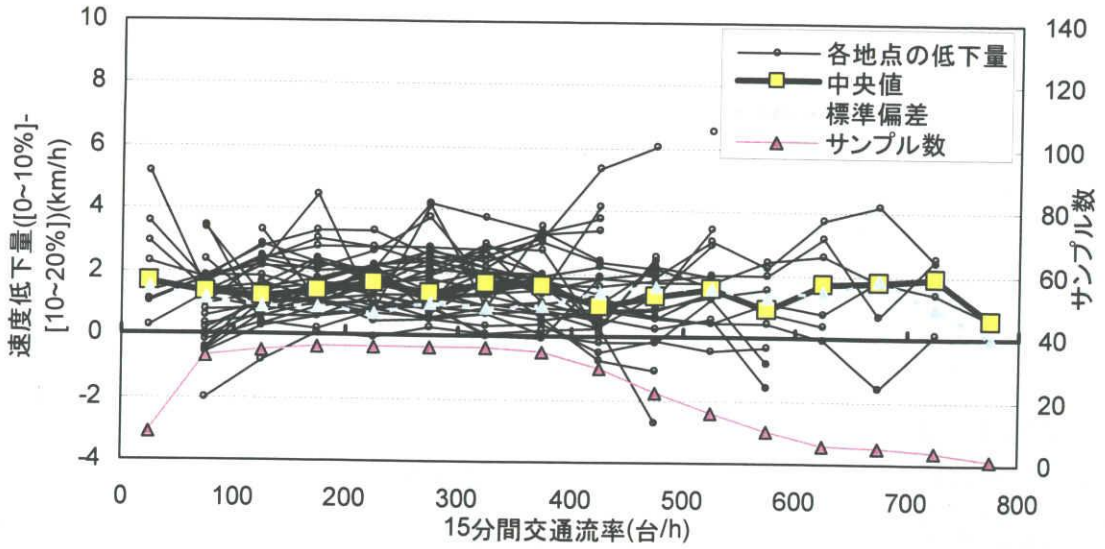


図 2-1-7(1) 大型車混入率 10～20%のときの速度低下量

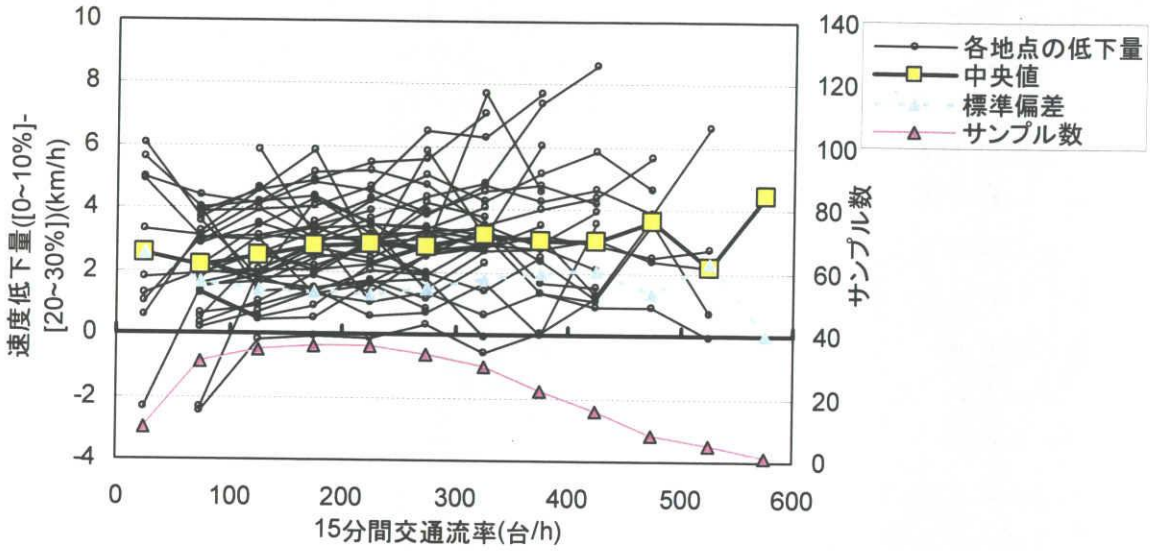


図 2-1-7(2) 大型車混入率 20～30%のときの速度低下量

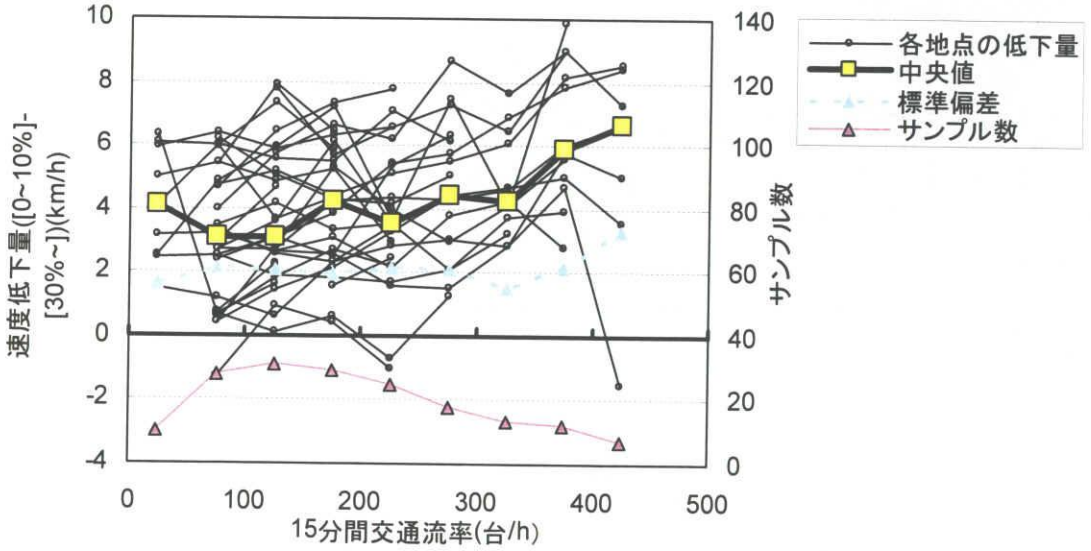


図 2-1-7(3) 大型車混入率 30%～のときの速度低下量

図 2-1-6 に示すとおり，大型車混入率が高くなるに従い，85percentile 速度の低下量も大きくなることがわかる．また，交通流率が 300 台/h 以下のときは，交通流率に関係なく大型車混入率レベルごとの速度低下量の大きさがほぼ一定の傾向を示している．これは，交通流レベルが小さいと車群が形成されにくく，大型車の速度がその割合(大型車混入率)に応じて，全体の速度に影響するためと考えられる．一方，交通流率が 300 台/h を超えたあたりから，交通流率の増加にともない 85percentile 速度の低下量が大きくなる．この傾向は大型車混入率が高くなるにつれ顕著である．これは，交通流率が増加するに従い車群が形成され始め，大型車の速度が乗用車の速度にも影響を与える結果だと考えられる．そのため，さらに交通流率が大きくなったり，大型車混入率が高くなると，85percentile 速度の低下量はさらに増加する可能性がある．また，**図 2-1-7** に示すとおり，大型車混入率が高くなるに従い，地点ごとの速度低下量のばらつきも大きくなっている．これは，縦断勾配や線形といった各地点特有の原因によってばらついていると考えられる．これについては**(3)**にて分析を行う．

2) 降雨による影響

非降雨時に比べ降雨時には，ドライバーの視界不良などにより速度が低下すると考えられる．ここでは，分析対象の 36 地点について降雨量が速度に与える影響について分析する．

ここでは降雨量別のサンプル数をふまえ，降雨量を 0～1mm/h, 1～3mm/h, 3～7mm/h, 7mm/h～の 4 区分に分類し，各降雨量レベルの速度について比較する．AMeDAS データでは，降雨量は 1mm/h 毎に記録されており，小数点以下は切り捨てられている．そのため，たとえ降雨量が 0mm/h と記録されていても 1mm/h 未満の降雨が存在した可能性があり，ここでは 0mm/h のデータは 0～1mm/h と表記する．分析には，**表 2-1-2** で示した条件で抽出されたデータを使用する．

降雨量による速度低下を統計的に明らかにするため，交通流率レベルが 200～250 台/h のときの平均速度を対象とし Welch の t 検定(片側 5%検定)を行う．その結果を**表 2-1-7**，**2-1-8** に示す．**表 2-1-7** は降雨量レベルが 0～1mm/h のときの平均速度と各降雨量レベルのときの平均速度の差の検定結果である．**表 2-1-8** は隣り合う降雨量レベル同士の平均速度の差の検定結果である．**表 2-1-7** より，降雨量 0～1mm/h のときの平均速度と各降雨量レベルのときの平均速度を比較するとほとんどの地点で速度低下が生じているという判定結果となった．これは，1mm/h 以上の降雨が速度に大きなインパクトを与えていることを示している．また，**表 2-1-8** の隣接する

表 2-1-7 降雨量 0～1mm/h のときの速度との差の検定結

	1～3mm/h	3～7mm/h	7mm/h～
分析地点	33	28	17
差が有意である地点	30	26	17
有意判定率	91.0	92.9	100.0

表 2-1-8 隣接する降雨量レベル間の速度差の検定結果

	検定 A	検定 B	検定 C
分析地点	33	27	17
差が有意である地点	30	16	6
有意判定率	91.0	59.3	35.3

検定 A；降雨量 0～1mm/h と 1～3mm/h
検定 B；降雨量 1～3mm/h と 3～7mm/h
検定 C；降雨量 3～7mm/h と 7mm/h～

レベル間の検定では，検定 A に比べて検定 B と検定 C の差が有意な地点の数が少ない．これをみると，降雨量の大きさがある程度大きくなると，その影響が頭打ちになるようにみえるが，降雨量が 1mm/h 以上のサンプルは全サンプルの 1/10 程度であるため，検定 B，C では検出力が検定 A より低く，単純に差が有意な判定の地点数を比較することは妥当とはいえない．

分析対象の 36 地点で降雨量レベル 0～1mm/h の 85percentile *q-v* 曲線と各降雨量レベルの 85percentile *q-v* 曲線との差をとり，その中央値を示したものが**図 2-1-8** である．なお，**図 2-1-9** は降雨量レベル 0～1mm/h の 85percentile *q-v* 曲線から各降雨量レベルの 85percentile *q-v* 曲線を引いた速度差の全地点の分布を示したものである．地点数は 85percentile 速度が得られた地点数を示しており，中央値の信頼性を測る参考的な指標である．

図 2-1-8 より，降雨量が大きくなるに従って 85percentile 速度の低下量も大きくなることがわかる．また，降雨量 1～3mm/h と 3～7mm/h，と 3～7mm/h と 7mm/h～のときの 85percentile 速度の差より 0～1mm/h と 1～3mm/h のときの 85percentile 速度の差の方が大きい．つまり，降雨量の大きさよりも降雨の有無(非降雨/降雨)の方が 85percentile 速度に与える影響が大きいと考えられる．

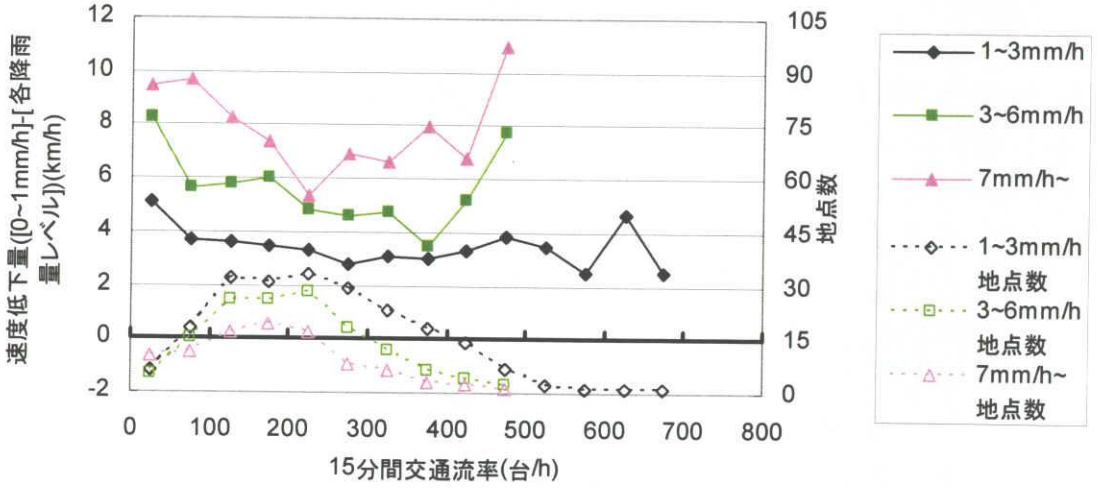


図 2-1-8 降雨量レベル別の速度低下量

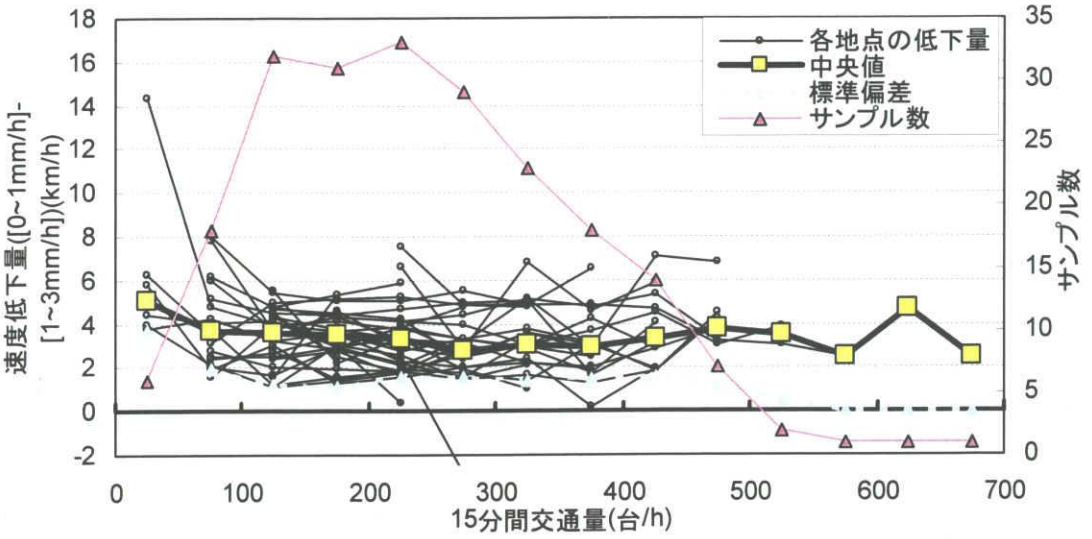


図 2-1-9(1) 降雨量 1～3mm/h のときの速度低下量

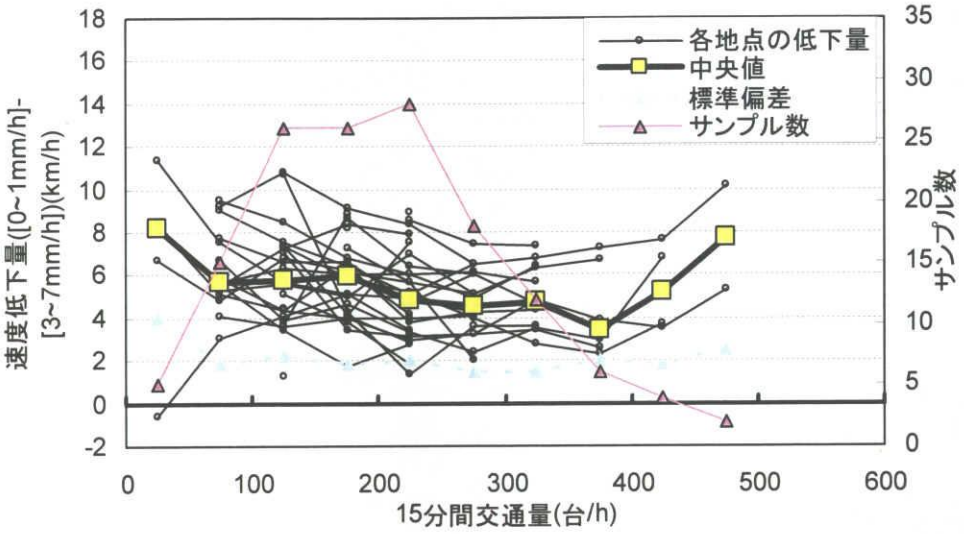


図 2-1-9(2) 降雨量 3～7mm/h のときの速度低下量

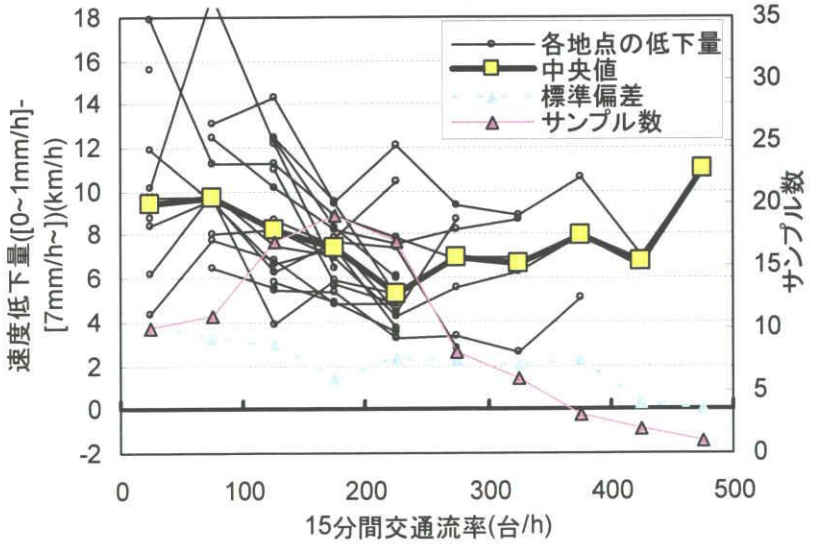


図 2-1-9(3) 降雨量 7mm/h～のときの速度低下量

この結果は，多車線自専道において降雨量が速度に与える影響を分析した洪ら(2005)の報告と一致する．また，交通流率による影響の変化をみると，交通流率が 200 台/h までは速度低下量は減少傾向にあり，交通流率 400 台/h を超えると降雨量 3mm/h 以上のとき速度低下量は増加する傾向にある．比較的自由に走行することが可能な交通流率が小さい(200 台/h 以下)場合は，降雨による視界不良を考慮し各ドライバーが自分の走行したい速度で慎重に走行するため，85percentile 速度の低下量が大きくなると考えられる．一方，交通流率 400 台以上の速度低下量の増加傾向は，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．たとえば，交通流率 400 台/h における平均車頭距離は 200m(平均速度 80km/h)であるが，暫定 2 車線では追い越しが不可能であるため，車群が形成されやすく実際の車頭距離は 200m より大幅に小さくなると考えられる．Catbagan ら(2006)は，東海北陸自動車道のある地点において，交通流率 400 台/h のとき前方車両に追従している車両の割合は 40～60%程度であったと報告している．また，**図 2-1-9** に示すとおり，降雨量が大きくなるに従って，地点ごとのばらつきが大きくなっていることがわかる．これは，降雨量が大きくなるとサンプル数が少なくなり，その結果 85percentile 速度にバラつきが大きくなるため，または縦断勾配や線形といった各地点特有の要因によるため，と考えられる．後者については **(3)**にて分析する．

3) 季節(無雪期/積雪期)による比較

分析地点の中で，冬季に積雪があったり，気温低下によって路面凍結が発生したりする可能性のある，東海北陸道以東の 22 地点について季節による速度の違いを比較する．その際，積雪期を 12 月～3 月，無雪期を 4 月～12 月と定義する．分析には，**表 2-1-2** で示した条件によって抽出されたデータを使用する．しかし，地点によって積雪状況，気温低下，路面整備状態など様々な条件が異なるため，影響要因を詳細に明らかにできないことに注意が必要である．

表 2-1-9 季節の検定結果

	地点数
分析地点	22
差が有意である地点	16
無雪期の方が速度が高い	15
積雪期の方が速度が高い	1
差が有意でない地点	6

積雪期と無雪期の速度の差を統計的に明らかにするために，交通流率レベルが 200～250 台/h のときの積雪期の平均速度と無雪期の平均速度について，Welch の t 検定(片側 5%検定)を行った．その結果が**表 2-1-9** である．22 地点中 15 地点において，無雪期の平均速度が積雪期の平均速度より高いという検定結果が得られた．

図 2-1-10 は，22 地点について無雪期 85percentile *q-v* 曲線から積雪期 85percentile *q-v* 曲線を引いて無雪期と積雪期の 85percentile 速度の差を路線別に示したものである．**図 2-1-10** より，積雪期では交通流率が 100 台/h 以下のようなほとんど自由走行状態のとき，2～10km/h 程度速度が低下しており，積雪期にドライバーが非常に慎重に走行していることがわかる．この主な理由として，前後に車両が少ないためドライバーが自分の希望する速度で走行した結果である，交通流率が少ないと路面が凍結しやすいといった路面状態の問題が発生する，といったことが考えられる．一方，交通流率が高くなると，無雪期の速度に近い速度が実現されている．このことから，車群が形成

されるような交通流率が大きい交通状況では，積雪期と無雪期において実現される85percentile 速度は同程度であるといえる．なお，東海北陸道の交通流率 300 台/h 以上のときに(無雪期速度)<(積雪期速度)という結果となった，その原因については不明である．

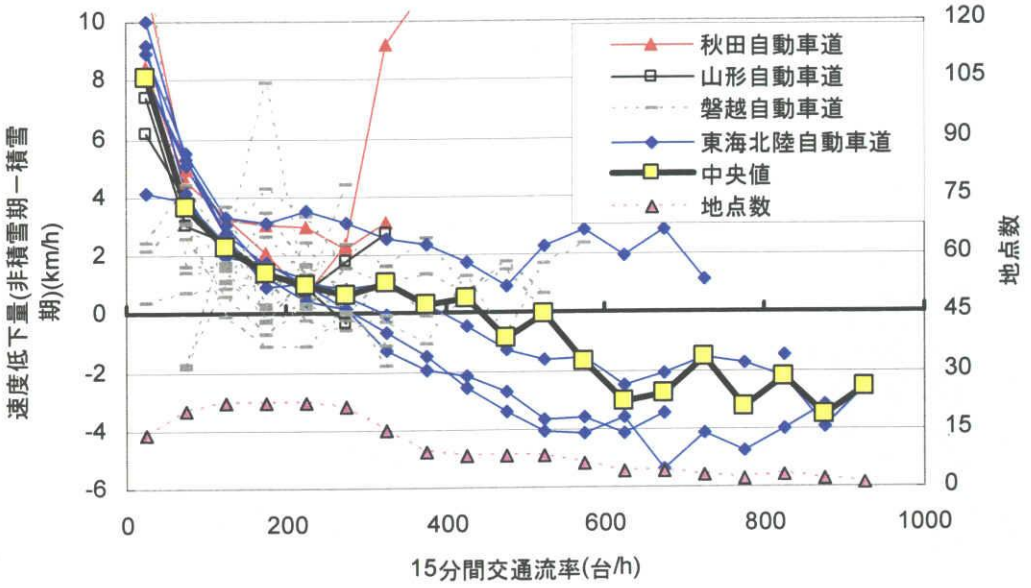


図 2-1-10 季節(無雪期/積雪期)による速度低下量

4) 平日/休日の比較

分析対象の 36 地点について，平日/休日の速度の比較を行う．ここでは，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 日と定義し，平日を休日以外の日とする．なお，土曜日に関しては，曜日別平均日交通量が平日より日曜日に近いことから，休日と定義した．分析には**表 2-1-2** で示した条件によって抽出されたデータを使用する．一般に平日と休日の速度が異なる大きな原因は大型車混入率の違いによるものと考えられるが，今回の分析では，大型車混入率の条件を固定しているため，平日休日の速度の差はドライバー構成(業務，観光)と言い換えることもできる．

表 2-1-10 平休の検定結果

	地点数
分析地点	36
差が有意である地点	23
平日の方が速度が高い地点	7
休日の方が速度が高い地点	16
差が有意でない地点	13

平日と休日の速度の差を統計的に明らかにするために，交通流率レベルが 200～250 台/h のときの平日の平均速度と休日の平均速度について，Welch の t 検定(片側 5%検定)を行う．その結果を**表 2-1-10** に示す．これより，休日の速度が高いという有意判定がやや多いものの，有意でない判定も多く，交通流率レベルが 200～250 台/h では，平日と休日の速度に差はほとんどないといえる．

図 2-111 は平日 85percentile q-v 曲線から休日 85percentile q-v 曲線を引いて，平日と休日の 85percentile 速度の差を示したものである．これより，交通流率が大きくなるに従って休日の方が平日よりも 85percentile 速度が高くなるものの，その差は小さく

平日と休日で 85percentile 速度に差があるとは断定できない．これは，平日/休日のドライバー構成が異なっており，平日のドライバーの方が休日のドライバーより運転技術が勝っていたとしても，速度を決定するのは車群の先頭車両であるため，全体のドライバー構成が速度に影響を与えなかったためと考えられる．多車線自専道の平日/休日の交通容量は(平日)>(休日)となることが米川ら(1997)，岡村ら(2001)により報告されているが，この結果をみると暫定 2 車線自専道では平日/休日の交通容量に相違がない可能性がある．

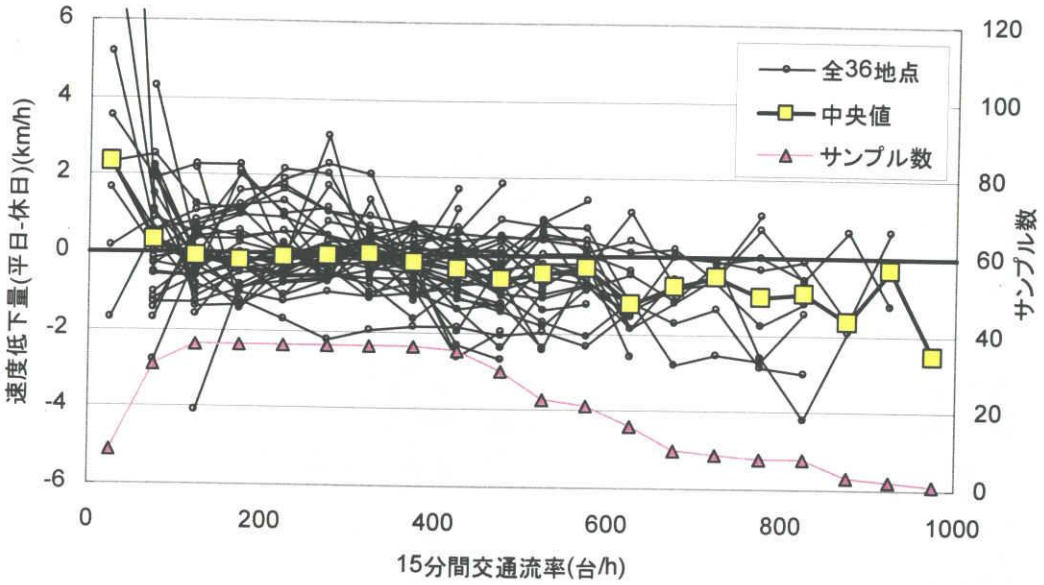


図 2-1-11 平日/休日の速度低下量

5) 昼夜の比較

昼間と夜間では，視界やドライバー構成に差があるため，速度の比較を行うべきであるが，ここでは対象外とする．以下にその理由を示す．

図 2-1-12 は 2003 年の徳島自動車道 25.46kp における昼間(7 時～19 時)および夜間(19 時～7 時)の交通流率の分布状況である．昼間と夜間では交通流率の分布に大きな差があるため，同一交通流率，条件下での速度の比較が難しい．なお，夜間の交通流率は 200 台/h 以下が圧倒的に多く，ほぼ自由な状態で走行できている可能性が高い．他の分析地点でも同様の傾向を示しており，今回の分析では昼間と夜間の比較は行わないこととする．

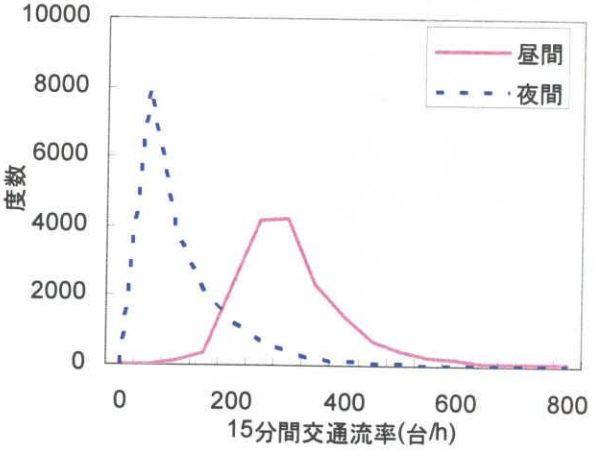


図 2-1-12 昼夜間の交通流率分布の違い

(3) 道路条件

ここでは，地点固有の道路条件が速度にどのような影響を与えるかについて分析する．道路条件の要因による影響を明確にするには，交通/走行環境条件といった他の要因の影響をできるだけ排除する必要があるため，昼間，4 月～11 月，降雨量 0～1mm/h，大型車混入率 0～10%の条件で抽出されたデータを用いて分析を行う．なお，**(2)**において，平日と休日の速度には明確な差がないことが明らかとなったため，ここでは平日と休日の両方のデータを使用して分析する．**図 2-1-13** に分析対象の 36 地点における 85percentile *q-v* 曲線を示す．**図 2-1-13** より，交通条件などを固定しても，10km/h 程度の速度のばらつきがあることがわかる．このばらつきは，地点特有の構造条件による影響であると考えられる．速度に影響を与える構造要因として車線幅員，側方余裕，線形，路面状態，案内板，勾配，トンネル，付加車線などが挙げられる．このうち，ここでは速度に影響を与える要因として路線，勾配，付加車線の 3 つについて分析する．

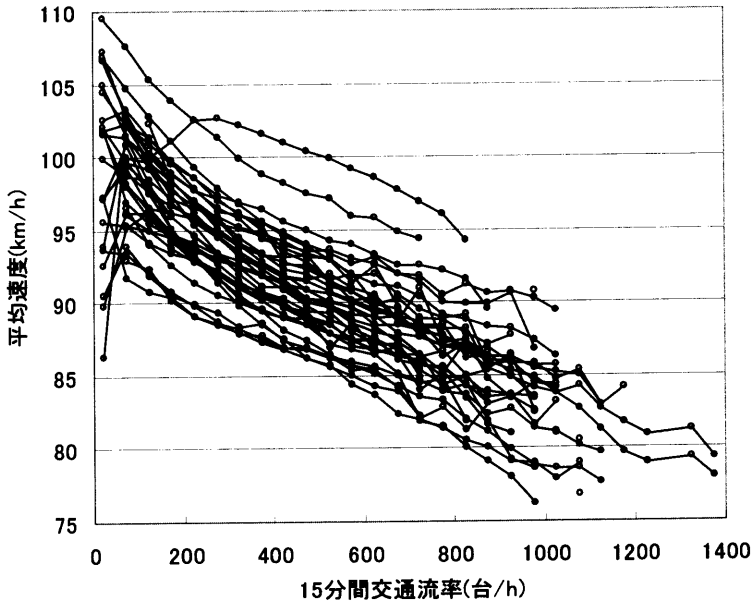


図 2-1-13 全 36 地点の代表 85percentile *q-v* 曲線

本節で扱わない他の要因について考察する．車線幅員，側方余裕については，関連するデータが得られなかったためここでは分析することができない．なお，現行の設計方法ではほとんどの地点で十分な車線幅員，側方余裕が確保されているため，これら要因が速度を低下させる要因であるかどうかを観測データから検証することは極めて難しい．線形については，阿江ら(1993)が多車線道路においては R800m 以下のカーブにおいて影響があると示している．また，乾燥/湿潤といった路面状態については，降雨による比較によってある程度表現されているといえる．トンネルについては，車両感知器とトンネルの位置関係の把握は可能であるが，分析地点にトンネル内，もしくはトンネル直近に設置された車両感知器が含まれていないためここでは対象から除く．案内板による影響は，よりミクロな分析が必要である．このため，ここで使用している各 IC 間に 1 基しか設置されていない車両感知器のデータでは分析することが難しく対象としない．なお，可変情報板が速度，ブレーキング，車線変更などの運転挙動に与える影響については，渡辺ら(2004)によって示されている．

また，**(2)**で扱った降雨と大型車混入率については，ここで改めて勾配の大きさとあわせて分析する．これら 2 要因は，**(2)**における分析で速度への影響が大きいとわかっており，また道路条件の違いによって影響の程度が違うと考えられる．

1) 縦断勾配の影響

ここでは，縦断勾配が速度に与える影響について分析する．上り縦断勾配の影響を考える際，勾配始点からの距離や勾配の変化率など，その影響をよりよく表現することができる指標も考えられるが，分析地点数の制約上，ここでは単純に勾配の大きさが 2%以上/以下のものをそれぞれ上り勾配，下り勾配とし，勾配の大きさが-2～2%のものを平坦と定義する．**図 2-1-14** は 85percentile *q-v* 曲線の勾配別の中央値を示したものである．交通流率の増加に伴う 85percentile 速度の低下量は，平坦よりも上り勾配/下り勾配の方が大きいことがわかる．

次に，勾配による速度の差異を統計的に明らかにするために，交通流率レベル別の 85percentile 速度に対して Mann-Whitney の U 検定(片側 5%検定)を行う．なお，ここでは平坦と上り勾配，平坦と下り勾配，上り勾配と下り勾配の 3 種類について差の検定を行った．**表 2-1-11** に検定に用いた地点数を示し，**表 2-1-12** に結果を示す．**表 2-1-12** より，平坦と上り勾配の検定では 4 つの交通流率レベルのうち 3 つで(平坦の速度)>(上り勾配の速度)が有意な結果となった．平坦と下り勾配の検定では 1 つの交通流率レベルではあるが，(平坦の速度)>(下り勾配の速度)という結果が得られた．一方，上り勾配と下り勾配では 85percentile 速度に有意な差がないという結果となった．**図 2-1-15** に有意判定が多かった平坦と上り勾配の各地点の 85percentile *q-v* 曲線と中央値の差を示す．これをみると，交通流率が大きくなるに

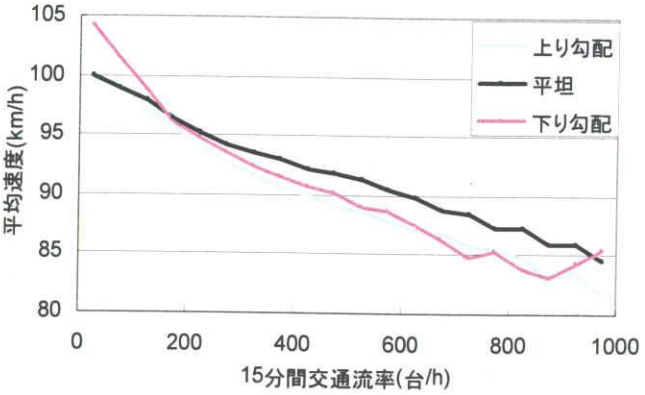


図 3-1-14 勾配別の 85percentileQ-V 曲線の中央値

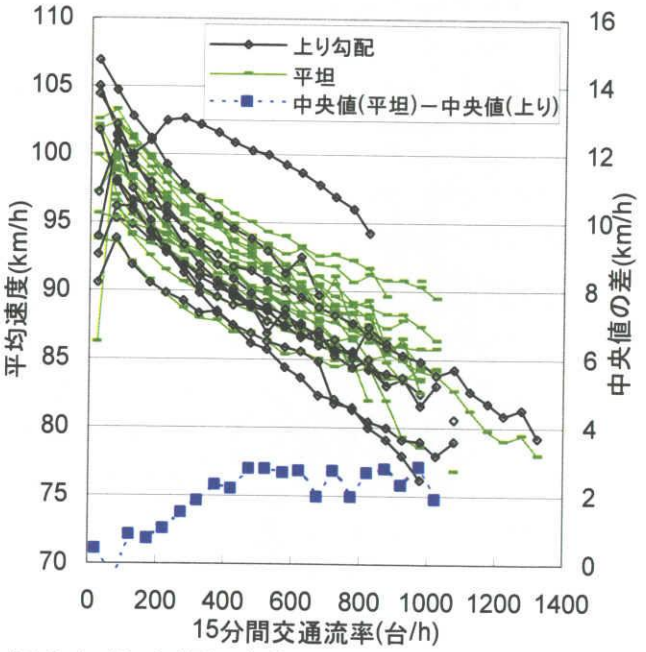


図 2-1-15 勾配による 85percentile *q-v* 曲線の差

表 2-1-11 地点数

	平坦	上り勾配	下り勾配
地点数	16	10	10

表 2-1-12 勾配による速度差の検定結果

	200～250 台/h	400～450 台/h	600～650 台/h	800～850 台/h
平坦と上り勾配	×	○	○	○
平坦と下り勾配	×	×	×	○
上り勾配と下り勾配	×	×	×	×

○；有意　×；有意ではない

従い，85percentile 速度の差が大きくなることがわかる．その差の大きさは 3km/h 程度である．

図 2-1-15 と**表 2-1-12** の検定結果から，各勾配レベルにおける速度の大小関係は(平坦)>(上り勾配)=(下り勾配)であるといえる．(平坦)>(上り勾配)になるのは，ドライバーが上り勾配を認知するのが遅れたことによって速度が低下するためと考えられる．さらに，交通流率が大きくなると 1 台の低速車が影響を与える範囲(車両数)が大きくなり，中央値の差が拡大するものと考えられる．なお，大型車のような走行性能の低い車両も原因と考えられるが，この後の分析 **c)**で大型車の走行性能は原因ではないということが明らかになった．また，(平坦)>(下り勾配)になるのは，平坦と下り勾配のブレーキングの差であり，下り勾配では前方車両を考慮して速度を下げたり，車頭距離を開けたりした結果であると考えられる．そのため，**図 2-1-14** からわかるように，交通流率が 100 台/h 以下の自由走行状態ときには，平坦や上り勾配より速度が高くなっている．

このように勾配が速度に影響を与えることは明らかだが，少ない地点数での比較であるうえに他の構造要因による影響も考えられるため，その影響の大きさは参考程度にするのが妥当だといえる．また，大口ら(1995)は，サグにおいて視認性，上流勾配区間長，勾配差などの諸量が上り勾配の速度低下に関係することを示しており，勾配区間全体を考慮した分析も今後必要と考える．

a) 上り勾配始点からの距離の影響

上り勾配の大きさが同じであっても，勾配の始点からの距離によって，勾配の影響は違うはずである．ここでは，車両感知器地点が上り勾配に設置されている 10 地点について，上り勾配の始点からの距離が速度低下に影響するかどうか分析する．交通流率の増加による 85percentile 速度の低下量が，平坦よりも上り勾配の方が大きいという結果をふまえ，交通流率 200～250 台/h のときと 600～650 台/h のときの 85percentile 速度の差(低下量)によって分析を行う．**図 2-1-16** はその結果である．勾配始点からの距離が大きくなるにつれて，85percentile 速度の低下量は大きくなることがわかる．これは，*q-v* 曲線の傾きが急になったことを意味し，上流の上り勾配の長さが長いほど，上り勾配の影響が顕著になることを示している．

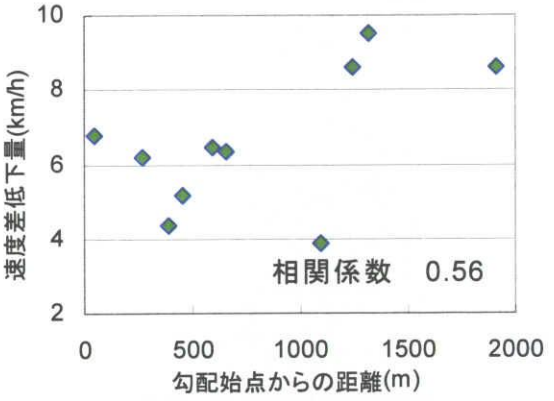


図 2-1-16 上り勾配始点からの距離の影響

b) 降雨と勾配の影響

スリップなどによる前方車への追突の危険性がある降雨時では，上り勾配や平坦な地点よりも下り勾配の方が速度に対する影響が大きい(降雨による影響が大きい)のではないかと推測する．ここではその推測が正しいか検証する．**図 2-1-17** は**(2)**で得られた降雨量レベル別の 85percentile 速度の低下量を，さらにここで定義した勾配の種類に分け，その中央値を示したものである．85percentile 速度の低下量の大小関係は，概ね(上り勾配)＞(平坦)＞(下り勾配)となっている．特に，降雨量が 3mm/h 以上になると(上り勾配)＞(下り勾配)の傾向が強くなる．これは，冒頭の推測とは逆で，上り勾配の方が降雨による影響を受けやすいという結果になった．強い降雨によって路面が濡れた状態の場合，下り勾配ではブレーキが効きづらくなるためであると推測される．

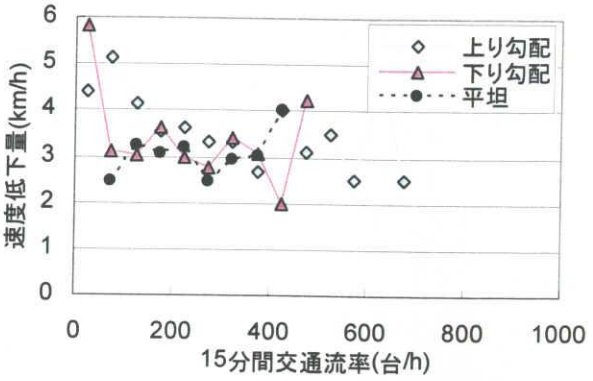


図 2-1-17(1) 降雨量 1～3mm/h 時の速度低下量

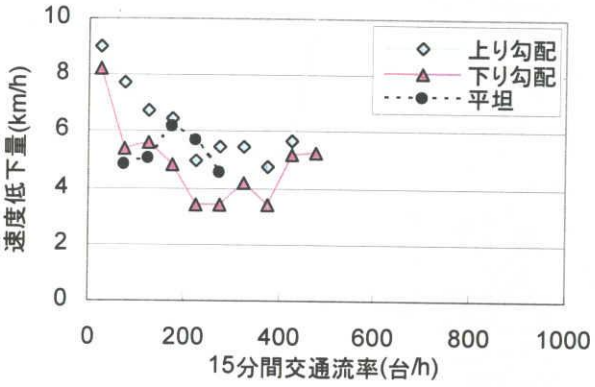


図 2-1-17(2) 降雨量 3～7mm/h 時の速度低下量

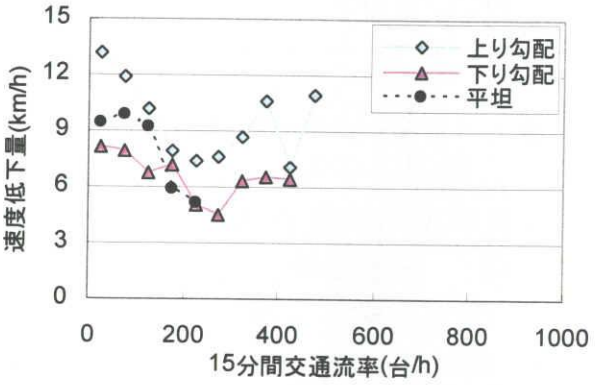


図 2-1-17(3) 降雨量 7mm/h～時の速度低下量

c) 大型車混入率と勾配の影響

上り勾配や下り勾配の地点では平坦な地点より大型車混入率の影響を強く受けるのではないかと推測できる．ここでは，その推測が正しいかについて検証する．**図 2-1-18** は**(2)**で得られた大型車混入率別の速度低下量を **b)**と同様に勾配の種類に分け，その中央値を示したものである．勾配による明確な速度低下量の差は見られないが，降雨量の影響と違い，その大小関係は概ね(下り勾配)＞(上り勾配)となっていることがわかる．(上り勾配)＝(平坦)

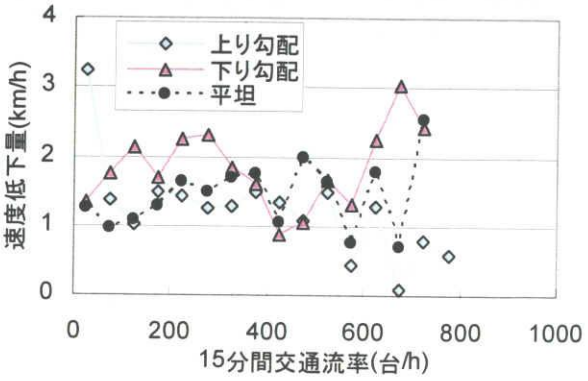


図 2-1-18(1) 大型車混入率 10～20%時の速度低下量

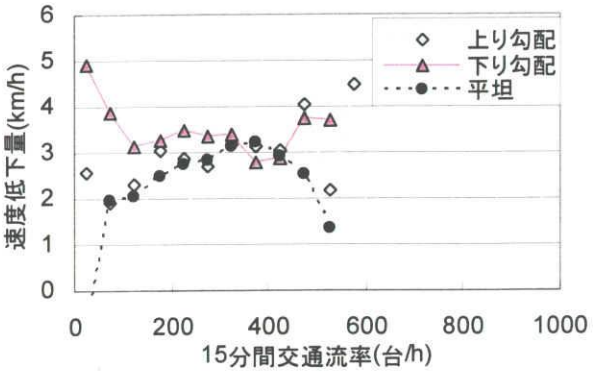


図 2-1-18(2) 大型車混入率 10～20%時の速度低下量

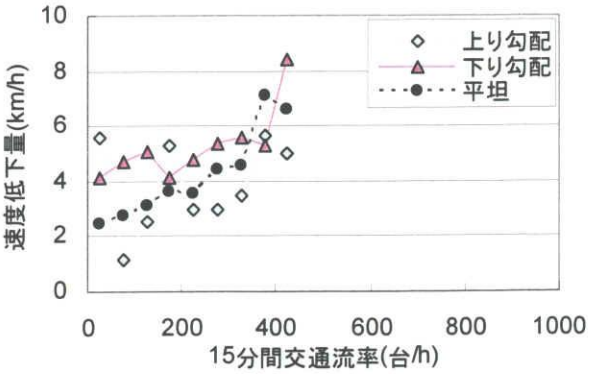


図 2-1-18(3) 大型車混入率 30%～時の速度低下量

であることから，道路の交通容量(1984)が示しているような，上り勾配における大型車の速度の大幅な低下はなかったといえる．つまり，当時(1984)に比べ大型車の走行性能が向上し，上り勾配による速度の低下はみられなくなったといえる．むしろ，下り勾配において，大型車のブレーキの制動距離が長くなることに起因する，慎重な走行の影響が大きいといえるだろう．

2) 付加車線の影響

ドライバーに対して高いサービス速度を提供するため，2 車線道路において付加車線は非常に重要な構造であるといえる．低速車を追い越せない状況が続くと，平均速度を低下させるだけでなく，安全性，快適性にも影響を与える．Gattis ら(2006)は，アーカンソー州の 2 車線道路の付加車線付区間を分析し，2 車線区間より付加車線付区間の方が事故率が低いことを示している．また，付加車線の設置は地形制限をうける上に，予算額も大きく左右するため，どのくらいの間隔で，どの程度の長さの付加車線がサービスにどのような影響を与えるのか詳細な分析が必要である．道路構造令の解説と運用(2004)によると付加車線長 1.0～1.5km，設置間隔 6～10km を標準と定めている．また，Gattis ら(2006)は，4.5km 以上の付加車線付区間を分析し，付加車線始端部から 1.5km 以内では，1.5～3.0km，3.0～4.5km 区間に比べ追い越しが盛んに行われているため，付加車線を長くするより，付加車線間隔を小さくすることが有効であるとしている．

本研究では，IC 間に一基の車両感知器という限られたデータを扱っているため，上流の付加車線からの距離に着目して，付加車線の設置が速度に与える影響を分析する．

付加車線による速度の差異を統計的に明らかにするために，交通流率レベル別の 85percentile 速度について Mann-Whitney の U 検定(片側 5%検定)を行った．**図 2-1-19** のように付加車線の影響が大きいと考えられる上流の付加車線終端部から 1.5km 以下の地点(「近い」)と影響が小さいと考えられる付加車線から 4.0km 以上の地点(「遠い」)で分類し 85percentile 速度の差を検定した．付加車線終端部からの距離の中には，すりつけ部も含んでいる．**表 2-1-13** に検定に用いた地点数を示し，**表 2-1-14** に結果を示す．**表 2-1-14** より，どの交通流率レベルでも付加車線から近い地点のほうが遠い地点よりも 85percentile 速度が高いという結果が得られた．

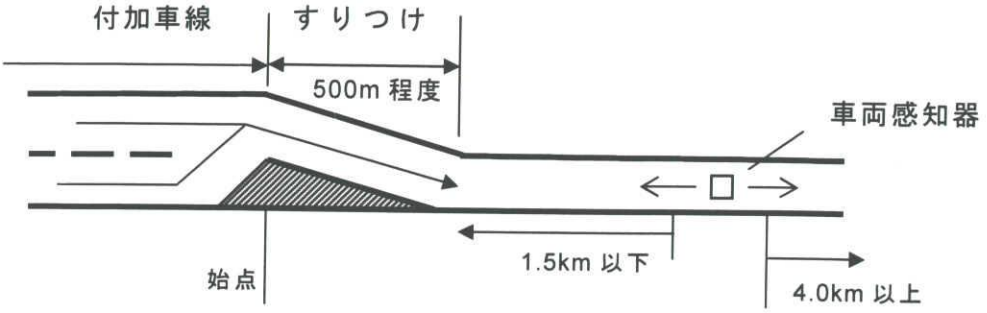


図 2-1-19 付加車線からの距離の定義

表 2-1-13 地点数

	「近い」	「遠い」
地点数	8	14

表 2-1-14 「近い」地点と「遠い」地点の速度差の検定

	200～250 台/h	400～450 台/h	600～650 台/h	800～850 台/h
判定結果(「近い」>「遠い」)	○	○	○	○

○：有意　×：有意ではない

図 2-1-20 は付加車線の「近い」地点と「遠い」地点の 85percentile q-v 曲線と中央値の差を示したものである．明らかに付加車線の「近い」地点の方が「遠い」地点よりも 85percentile 速度が高いことがわかる．中央値の差も 3km/h 程度あることがわかる．これは，上流の付加車線によって車群が分散され速度の上昇をもたらしたと考えられる．しかし，少ない地点数の比較であるうえに，他の構造要因による影響も考えられるため，付加車線は速度に影響を与えることは明らかだが，その影響の大きさは参考程度にするのが妥当だと思われる．

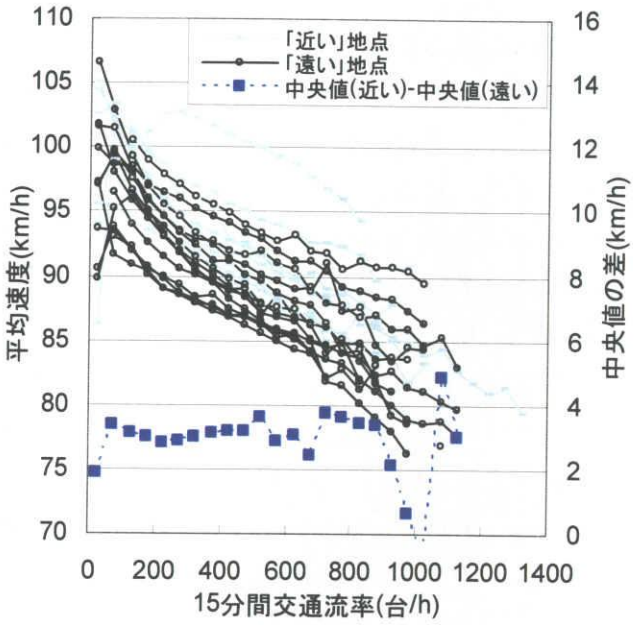


図 2-1-20 付加車線による 85percentile q-v 曲線の差

東海北陸道の 3 箇所の付加車線を分析した Catbagan ら(2006)は，付加車線によって，追従車のうち 30～50%程度が前方低速車の追い越しを行うとしている．しかし，追い越しを行った車両は，また新たな低速車につかまるため，全体の交通量に対する追従車の割合は付加車線の前後で数パーセント減少するにすぎないとしている．

3) 路線による比較

路線による速度を比較する．路線による速度の違いは，路線全体の特性を反映していると考えられる．路線全体の特徴というのは，地形条件やその路線を利用するドライバーの特性，路線に対する利用者の心理的要因など様々のものが考えられる．また，本節で採り上げた暫定 2 車線の路線に関しては，4 車線化率という要因も考えられる．これは，現在も 4 車線化への工事が進行中であるため，路線によって路線長に対する 4 車線区間長割合が違うためである．ここでは，分析地点の多い徳島道，磐越道，東海北陸道の 3 路線について速度の比較を行う．**図 2-1-21** は路線別の 85percentile *q-v* 曲線の中央値を示したものである．路線によって *q-v* 曲線に特徴があることがわかる．徳島道と磐越道は同じような形状であるが，東海北陸道は交通流率が増加したときの 85percentile 速度の低下量が大きい．

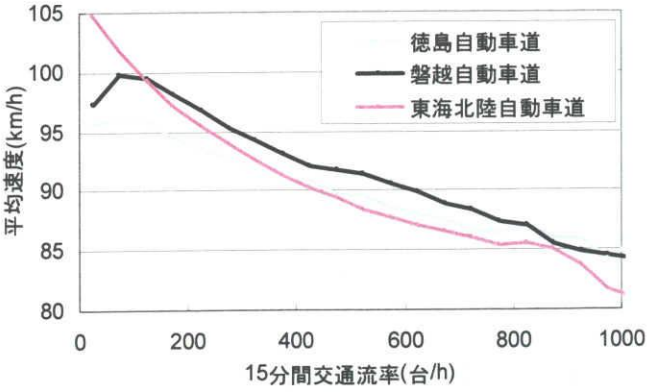


図 2-1-21 路線別の 85percentile *q-v* 曲線の中央値

次に路線による速度の差異を統計的に明らかにするために，交通流率レベル別の 85percentile 速度について Mann-Whitney の U 検定(片側 5%検定)を行う．**表 2-1-14** に検定に用いた地点数を示し，**表 2-1-15** に結果を示す．**表 2-1-15** より，いくつかの検定で有意な差を確認することができた．特に交通流率 200 台/h 以下では東海北陸道と徳島道で 10km/h 近い差がある．これは，地域によるドライバー特性が原因だと推測できる．また，交通流率が 400 台/h～800 台/h で磐越道の 85percentile 速度が比較的高くなっている．磐越道は徳島，東海北陸道に比べて 4 車線化が進んでいることから，この 85percentile 速度の差は 4 車線化率の違いによる可能性が高い．

表 2-1-14 地点数

	徳島	磐越	東海北陸
地点数	8	12	6

表 2-1-15 路線による速度差の検定結果

	200～250 台/h	400～450 台/h	600～650 台/h	800～850 台/h
徳島と磐越	○	×	○	×
磐越と東海北陸	×	○	○	×
徳島と東海北陸	×	×	×	×

○；差が有意である　×；差が有意でない

(4) 各要因の影響度の整理

(2), **(3)**で各種要因が q-v 曲線に与える影響について分析した．その結果，q-v 曲線に大きく影響を与える主な要因としては，降雨量，大型車混入率，構造条件(付加車線，縦断勾配)があり，その影響の大きさは概ね，降雨量＞大型車混入率＞構造条件(付加車線，縦断勾配)であることがわかった．降雨量と大型車混入率による影響は 3 年間の豊富なデータにより分析した結果であり，比較的信頼性が高いといえる．また，その影響は低速車の追越しができないという 2 車線自専道の特徴に拠るところが大きいと考えられる．一方，構造条件(付加車線，縦断勾配)による影響は，36 地点という少ない分析地点での比較であり，影響を与える要因が多数重なりあっている可能性もある．そのため，地点間での速度差が認められたものの，要因の影響度については信頼性があまり高くない．**表 2-1-16** に，各要因の影響度に関して得られた結果をまとめる．これは，**2.1.2** で交通流率 50 台/h ごとに要因別のこの 85percentile 速度の低下量を分析したが，それを 200 台/h ごとに平均化したものである．

表 2-1-16 各要因による速度低下量(単位：km/h)

			交通流率(台/h)					信頼性
			0-200	200-400	400-600	600-800	800-1,000	
影響要因	平日/休日 (平日－休日)		0.6	-0.1	-0.4	-0.9	-1.4	○
	季節 (無雪期－積雪期)		3.8	0.7	-0.5	-2.7	-2.8	○
	降雨量 (0～1mm/h －)	1～3mm/h	4.0	3.0	3.3	3.6	-	○
		3～7mm/h	6.4	4.4	6.7	-	-	○
		7mm/h～	8.7	6.7	8.9	-	-	○
	大型車混入率 (0～10% －)	10～20%	1.4	1.6	1.2	1.5	-	○
		20～30%	2.5	3.0	3.3	-	-	○
		30%～	3.6	4.5	6.6	-	-	○
	付加車線 (近い－遠い)		2.8	2.9	3.2	3.2	2.4	×
	勾配 (平坦－上り勾配)		0.4	1.6	2.6	2.3	2.6	×

2.1.3. 2車線自専道における *q-v* 曲線の提案

ここでは，**2.1.2** で得られた分析結果を整理し，2車線自専道の *q-v* 曲線を定式化する．

(1) 分析条件

2.1.2 の分析の結果，大型車混入率，降雨量，季節(無雪期/積雪期)の3つの要因が特に *q-v* 曲線に影響を与えることが明らかとなった．これをふまえ，分析条件・範囲を昼間，無雪期(4～11月)とし，降雨は非降雨[0～1mm/h]と降雨[1mm/h～]に，大型車混入率は10%ごとに分類する．そして，これらのデータをもとに2車線自専道の *q-v* 曲線を定式化する．

なお，縦断勾配や付加車線の位置といった道路条件に関する要因は，十分な信頼性が確保できなかったため，ここでは影響要因として考慮しない．また，降雨量を1mm/hごとに細分化し設定すると十分なサンプル数が確保できないため，降雨については非降雨と降雨の2つに分類する．

(2) 分析方法

次のような手順により，一般的な2車線自専道の85percentile速度を求め，*q-v* 曲線の推定モデルを構築する．

■ 手順1：各地点のカテゴリ別85percentile速度を求める

分析地点ごとに交通量レベル別，大型車混入率レベル別，非降雨/降雨別の85percentile速度(以下，カテゴリ別85percentile速度とする)を求める．ただし，サンプル数が10未満の場合は，85percentile速度の信頼性が低いと考え対象から除く．

■ 手順2：カテゴリ別85percentile速度の期待値を求める

2車線自専道の分析地点は36地点と少なく，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* 関係のバラつきにより明確な傾向がみられない可能性がある．そのため，各地点のカテゴリ別85percentile速度の平均値をとったものを，85percentile速度の期待値とし分析に利用する．なお，分析地点のうち10地点以上で85percentile速度が求められたカテゴリのみ期待値を求める．

■ 手順3：*q-v* 曲線推定モデルを構築する

カテゴリ別85percentile速度の期待値の傾向を分析し，*q-v* 曲線推定モデルを構築する．なお．推定モデルは，非降雨時(降雨量 0mm)・大型車混入率 0-9%の条件で *q-v* 関係を推定する基本式と，降雨および大型車混入率の増加による速度低下量を補正する式(補正式)との3つに分け，基本式から補正式を減ずる形とする．

q-v 曲線推定モデル　$V_{85,estimates}$

＝ $V_{85,ideal}$ [基本モデル] － $RV_{85,HVR}$ [補正式 A] － $RV_{85,Rain}$ [補正式 B]

ここに，$V_{85,estimates}$ ：85percentile 速度(km/h)の推定値

$V_{85,ideal}$ ：大型車混入率 0-9%，非降雨時における 85percentile 速度(km/h)

$RV_{85,HVR}$ ：大型車混入率による速度低下量(km/h)

$RV_{85,Rain}$ ：降雨による速度低下量(km/h)

(3) *q-v* 曲線の定式化

2 車線自専道の大型車混入率レベル別 85percentile 速度の期待値と大型車混入率 0-9%を基準とした各大型車混入率における 85percentile 速度の低下量を**図 2-1-22** に，非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値と降雨による 85percentile 速度の低下量を**図 2-1-23** にそれぞれ示す．

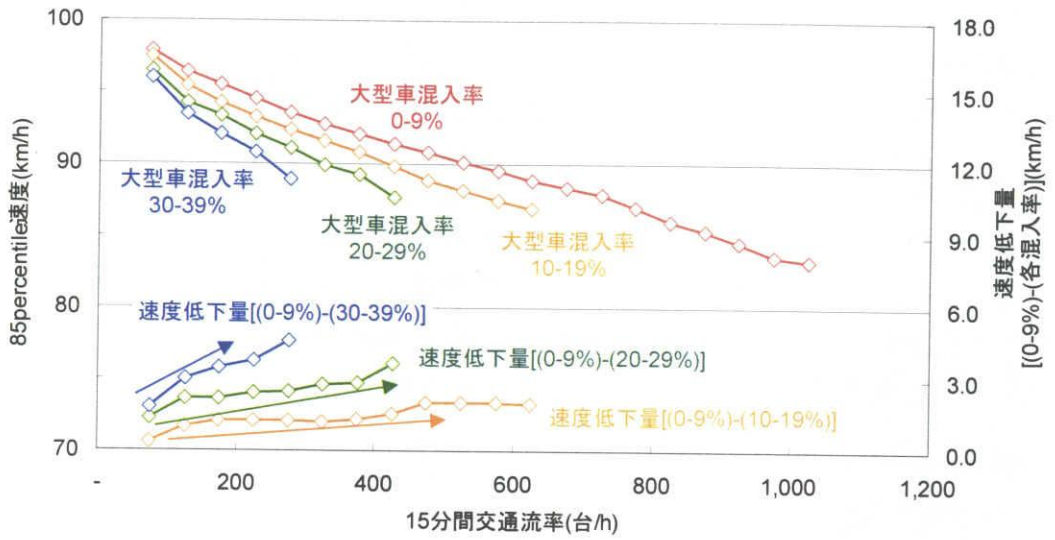


図 2-1-22　大型車混入率別 85percentile 速度の期待値と速度低下量[非降雨]

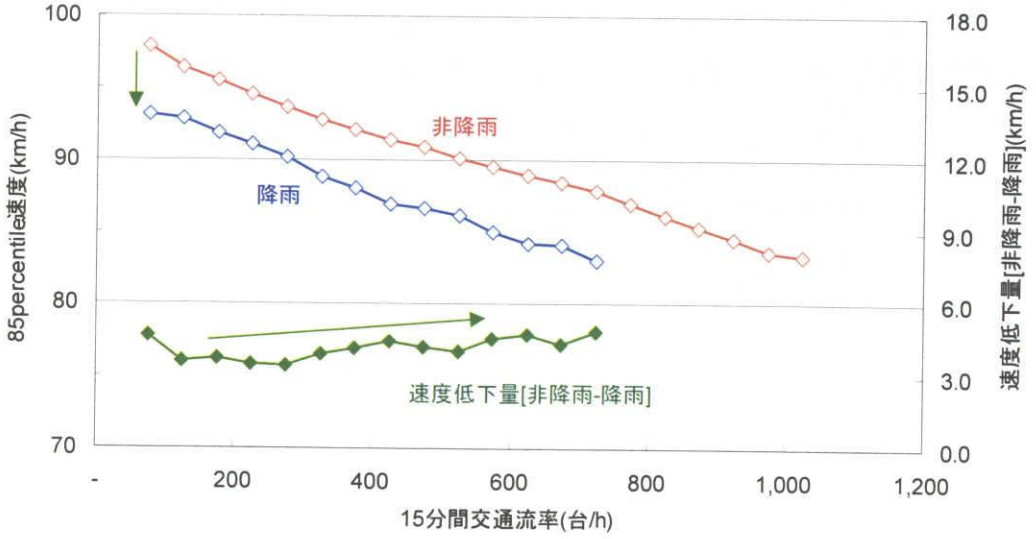


図 2-1-23　非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値と速度低下量[大型車混入率 0-9%]

1) 基本式

交通量レベルが小さいときの非降雨時における 85percentile 速度の期待値をみると 95～100km/h となっており，現行の暫定 2 車線自専道の規制速度である 70km/h を大きく上回っていることがわかる．また，85percentile 速度の期待値は交通量の増加に伴いほぼ直線的に低下している．これらより，2 車線自専道の基本式には，式 2.1 のように直線関係を表す 1 次式を用いる．

$$V_{85,ideal} = \alpha_0 + \alpha_1 \cdot Flow_{15} \qquad (2.1)$$

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)

$Flow_{15}$：15 分間交通流率（台/h）

α_0, α_1：パラメータ

2) 大型車混入率による速度低下の補正式

大型車混入率カテゴリごとの q-v 関係(**図 2-1-22**)をみると，大型車混入率が増加するにつれ速度が低下する傾向がわかる．また，この速度低下の傾向を把握するため，大型車混入率 0-9%を基準とし各大型車混入率カテゴリにおける速度低下量を求めた．その結果，交通量レベルが小さいと大型車混入率の違いによる速度の低下量の差はない(もしくは差が小さい)が，交通量が増加するにつれ差が大きくなることが明らかとなった．

以上をふまえ，大型車混入率の増加による速度低下の補正式は，大型車混入率と交通量の 2 つの説明変数により推定する．そして，各大型車混入率の速度低下量と交通量との間には直線関係がみられるため，補正式を次のように表す．

$$RV_{85HVR} = \beta_1 \cdot HVR \cdot Flow_{15} \qquad (2.2)$$

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(%)

$Flow_{15}$：15 分間交通流率(台/h)

β_1：パラメータ

3) 降雨による速度低下の補正式

非降雨/降雨別の q-v 関係(**図 2-1-23**)をみると，交通量レベルが 0 に近い状態であっても速度は降雨の影響を受け 3.0km/h 程度低下することがわかる．また，大型車混入率ほどではないが，この降雨による速度低下量は交通量が増加するにつれ大きくなる．

これらの傾向より降雨による速度低下を，降雨そのものによる[交通量レベルが 0 のときの]速度低下($\gamma_1 \cdot RAIN$)と，交通量の増加にともなう速度低下($\gamma_2 \cdot RAIN \cdot FLOW$)の 2 つに分け，次のような補正式によって表す．

$$RV_{85Rain} = \gamma_1 \cdot RainDummy + \gamma_2 \cdot RainDummy \cdot Flow_{15} \qquad (2.3)$$

ここに，$RV_{85,RAIN}$：降雨による速度低下量(km/h)

$RainDummy$：非降雨 0，降雨 1

$Flow_{15}$：15 分間交通流率(台/h)

γ_1, γ_2：パラメータ

4) *q-v* 曲線推定モデル

1)～3)の基本式，補正式を用いて，2 車線自専道の *q-v* 曲線を推定するモデルの構造を次のように提案する．

$$V_{85,estimates} = V_{85,ideal} - RV_{85HVR} - RV_{85Rain}$$

$$=[\alpha_0+\alpha_1 \cdot Flow_{15}] - [\beta_1 \cdot HVR \cdot Flow_{15}] - [\gamma_1 \cdot RainDummy+\gamma_2 \cdot RainDummy \cdot Flow_{15}]$$

$$=\alpha_0+[\alpha_1-\beta_1 \cdot HVR-\gamma_2 \cdot RainDummy]\ Flow_{15}-\gamma_1 \cdot RainDummy \qquad (2.4)$$

ここに，$V_{85,estimates}$：85percentile 速度(km/h)の推定値

上記のように設定したモデル式に対してパラメータ推定を行った．その結果，2 車線自専道の *q-v* 曲線は次のように表され，**図 2-1-24** のような傾向を示す．なお，いずれのパラメータも統計的に有意なものであった．

$$V_{85,estimates} = 97.59+(-0.0118-0.00190RainDummy-0.000446HVR)\ Flow_{15}$$

$$-3.12\ RainDummy \qquad (2.5)$$

$$R^2 = 0.982,\quad RMSE = 0.461,\quad \text{サンプル数}=76$$

$R^2 = 0.982$，$RMSE = 0.461$，サンプル数 $= 76$

ここに　$V_{85,estimates}$：推定 85percentile 速度(km/h)

$Flow_{15}$：15 分間交通流率(台/h)

$RainDummy$：非降雨 0，降雨 1

HVR：大型車混入率(%)

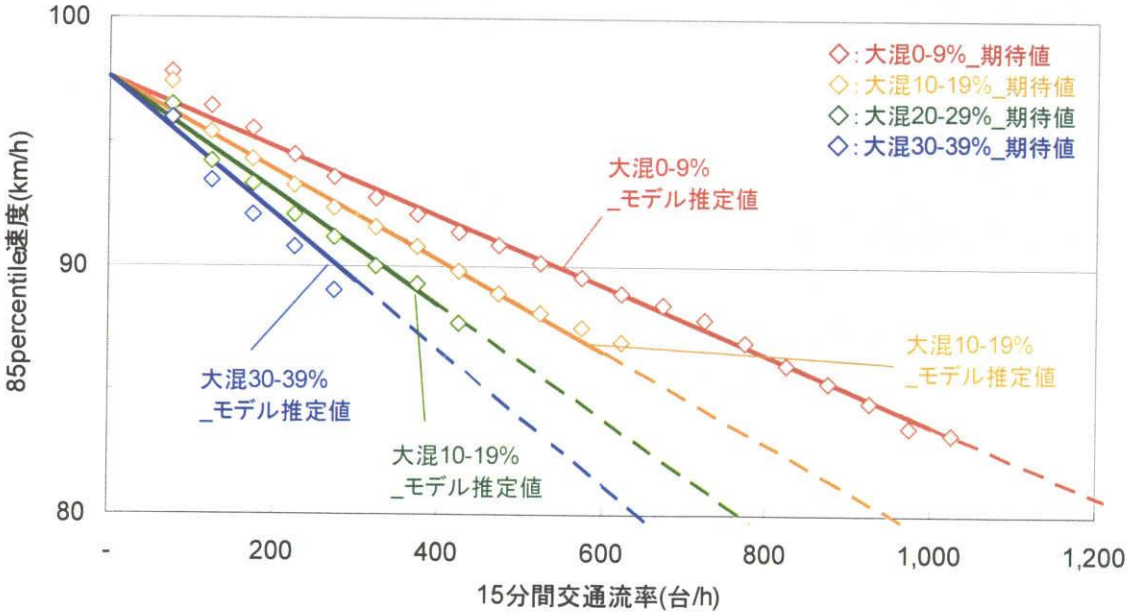


図 2-1-24(1)　2 車線自専道における *q-v* 曲線(非降雨)

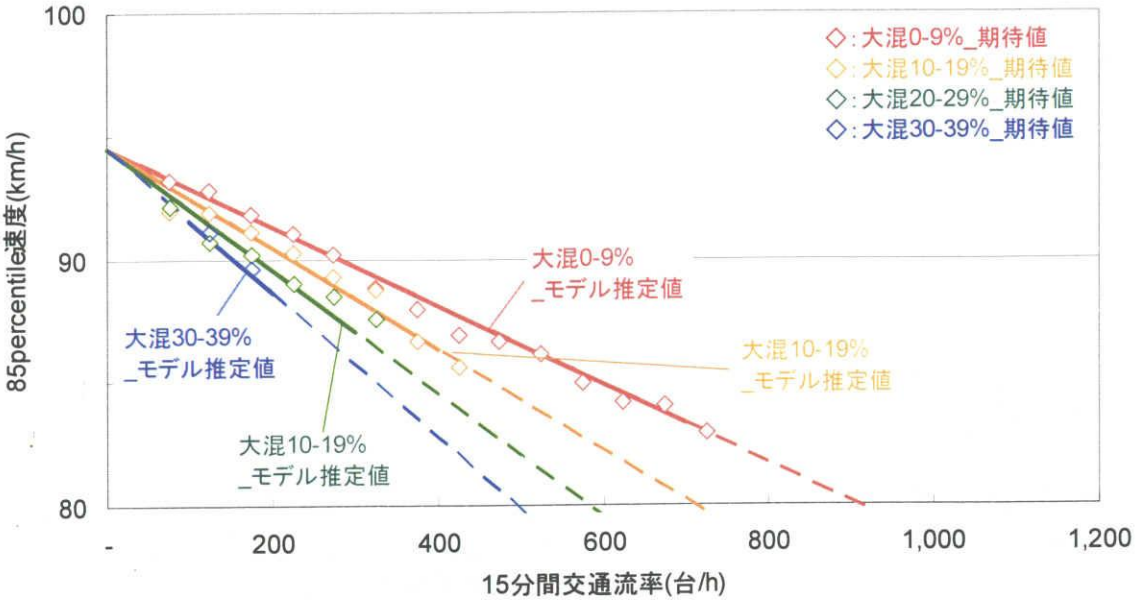


図 2-1-24(2)　2 車線自専道における *q-v* 曲線(降雨)

モデル式により 85percentile 速度を推計すると，交通量レベルが 0 のときに非降雨時で 97.59km/h となる．これは交通量レベルが小さいときの 85percentile 速度の期待値(95～100km/h)とほぼ同程度である．また，交通量レベルが 0 のときの降雨による速度低下量(3.12km/h)も，85percentile 速度の期待値の値(3.0km/h 程度)とほぼ同じである．

モデル式による推計値と期待値とを比較すると，モデル式によって若干過小または過大に推計されるカテゴリがあるものの，全体的には *q-v* 関係を良好に表現しているといえる．

さらに，**2.1.2** で得られた降雨量，大型車混入率の影響以外の結果を利用して**図 2-1-24** の *q-v* 曲線をシフトさせることで他の条件の影響を組み込むことも可能である．そのシフト量を含めた影響度の案を**表 2-1-17** に示す．

表 2-1-16 では，影響度を交通流率 200 台/h ごとに示したが，**2.1.2** の結果から，交通流率による影響度の変化は，概ね“100 台/h 以下のほぼ自由走行状態”，“100～400 台/h の追従状態に陥る車両が少ない状態”，“400 台/h～の追従状態に陥る車両が多い状態”の 3 段階に分けられると考えられる．Catbagan ら(2006)も，東海北陸道のある地点において，交通流率 400 台/h のとき前方車両に追従している車両の割合は 40～60%程度であったと報告している．なお，**表 2-1-17** で示した値は，3 段階に分けた交通流レベルの平均値と，**2.1.2** で明らかになった傾向を踏まえて設定した．

表 2-1-17　2車線自専道における要因別影響度案[速度低下量](km/h) *

		交通流状態			備　考
		自由	追従少	追従多	
冬季*		4～8	0	0	
降雨	1~3mm/h	5	3	4～	勾配による影響の差異はなし
	3~6mm/h	7	5	7～	
	7mm/h~	10	7	10～	
大型車混入率	10～20%	2	2	2～	勾配による影響の差異はなし
	20～30%	3	3	4～	
	30%～	4	5	7～	
路線*		－	－	－	地形条件などの路線特性を考慮する必要あり
付加車線(近い－遠い)*		2～4	2～4	2～4	値は暫定値
勾配(平坦－上り)*		0	2～3	3	値は暫定値，勾配長が長い場合，影響大

*図 2-1-24 の q-v 曲線のシフト量として利用

2.2. 多車線自専道における交通量-速度関係の分析

ここでは多車線自専道を対象とする．多車線自専道の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(**2.1**)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 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（08:00-16:00），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，ある区間の特定車線における一般的な q-v 曲線を表す定式化を目指すものであり，大型車混入率と降雨の 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．

2.2.1. 分析データの概要

本分析には交通量・大型車交通量・速度に関する交通データと，降雨量の影響を分析するための降雨データが必要である．ここでは，これらのデータの概要と分析で適合しないデータを削除するデータクレンジング，および分析データのカテゴリ化について検討する．

(1) 分析データ

1) 車両感知器データ

分析で用いた交通量・速度の交通データは旧 JH から入手した車両感知器データを活用する．入手した車両感知器データは車線別に交通量，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 2-2-1** 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変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．

表 2-2-1　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	
東名高速道路	東京 - 三ケ日	251.7	78.5	120.5	69.7	21.8
東北自動車道	東京 - 青森	679.5	33.4	85.5	29.7	20.6
中央自動車道	東京 - 名古屋	366.8	40.1	116.8	37.5	15.7
中国自動車道	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

2) 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．入手した AMeDAS データは日本全国における 1,300 個所以上の気候観測所で観測された気象データを 10 分単位で集計したものであり，このデータベースには降雨量，気温等の情報が含まれる．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，そこ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の間の距離は，近い場合は数 100m だが，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．

(2) 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，次のような STEP で交通データのクレンジング作業を行った．

1) STEP 1：渋滞流における交通データの削除

既存文献では，渋滞流のデータを削除するための閾値として最小非渋滞流速度の一定値を適用する例もある．しかし，速度や交通容量は地点により変動し，数百箇所を対象とする本分析では一定の閾値の利用は適当でないと考えられる．したがって，地点・車線別に最小非渋滞流速度を計算し，それより小さい速度データは渋滞流状態のデータと考え，これを削除する．この計算では，赤羽ら(1987)が提案した手法を用いる．この手法は，ある地点で観測される速度の頻度分布において，渋滞流と非渋滞流の境界に当たる速度の頻度は最少になるということに基づいたものである．

また，一時的に閉鎖されている車線を調べ，その地点・期間における他の車線のデータも削除した．これは，5 分間交通量が 0 である状態がある程度続く期間を調べることにより行ったが，断面交通量の少ない状態における内側車線（追越車線）の 5

分間交通量は 0 である場合もあり得るため，走行車線（片側 3 車線区間においては第 1・2 走行車線）のみを対象とした．

2) STEP 2：速度観測の精度が低下した感知器から得られたデータの削除

次に，交通量を 20[台/5 分/車線]刻みにグループに分け，6 ヶ月間毎の平均速度を比較し，他の期間に比べて明確に速度が低下している期間を調べる．こうした低下が見られた期間はさらに詳しく調べ，異常のある特定期間をできるだけ短くするように探索を行った．しかしこうした異常のある特定期間が明確に判別できない場合は，その 6 ヶ月間のすべてのデータを削除した．なお，この作業は地点別・車線別に行っている．

3) STEP 3：交通量観測の精度が低下した感知器から得られたデータの削除

この作業では，対象道路の分析区間を一対の流出入施設（IC）間に分け，同一区間内の各車両感知器で観測された断面交通量の合計を比較した．また，断面大型車交通量に関しても同様の比較を行い，同一区間における他の地点より断面交通量か断面大型車交通量が明確に異なる地点は分析から除外した．

4) その他の不適切なデータの削除

データクレンジング作業は上記の 3 ステップにかけて行われるが，STEP 1 と STEP 2 によりある車線・期間のデータが除外された場合は，その地点・期間における他の車線のデータもすべて削除することにした．

このようなデータクレンジング作業により，結果的に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．

(3) 分析データベースの作成

車両感知器データと AMeDAS データを活用することにより，一定の質の大量の分析データを揃えることができた．*q-v* 関係の分析には，2 車線自専道同様に交通量レベル別の 85percentile 速度を用いる．また，降雨量と大型車混入率の影響を分析するために，これらに関しても分析データを交通量レベル別に分類する．

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* 関係を詳細に分析するため，ここでは 5 分間交通量のまま分析する．なお，**2.1.1(3)**で示したように，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．交通量レベルは，200 台/5 分/車線（交通流率にすると 2,400 台/時/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，大型車混入率は 60%以下の範囲内で 10%刻みの 6 グループとする．なお，交通量 200 台/5 分/車線以上の場合，大型車混入率 60%以上の場合はそれぞれ 1 つのグループとする．さらに，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，サンプル*が 30 以上存在するカテゴリに限って計算する．

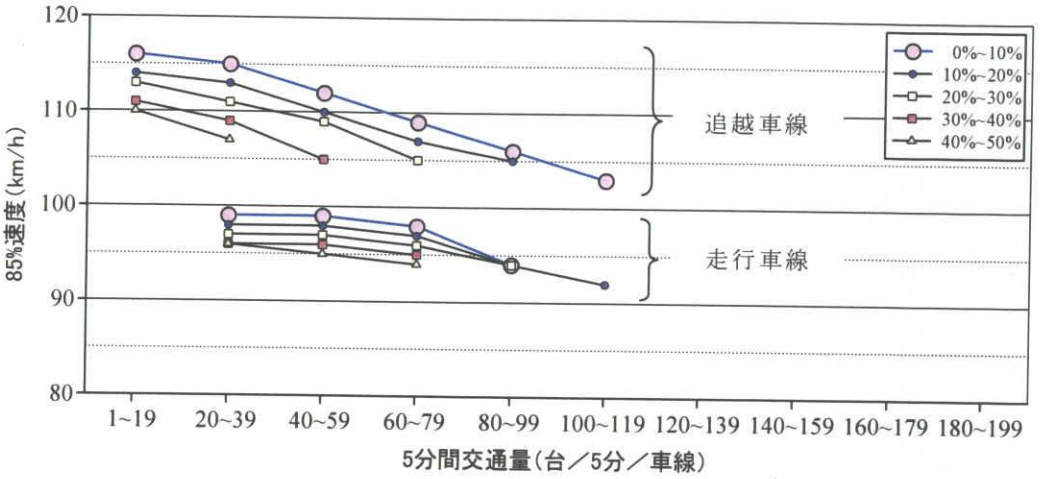
*：2 車線自専道は対象サンプル数(分析対象 36 箇所，15 分間交通量)が少なかったため，カテゴリ計算の条件を 10 サンプル以上とした

2.2.2. *q-v* 曲線への影響要因分析

2 車線自専道の分析結果(**2.1**)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．

(1) 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 2-2-1** はある分析地点の *q-v* 関係を大型車混入率別・車線別に示したものである．それぞれのプロットはその交通量・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 以上の場合のみを対象としている．このため，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とに注意が必要である．



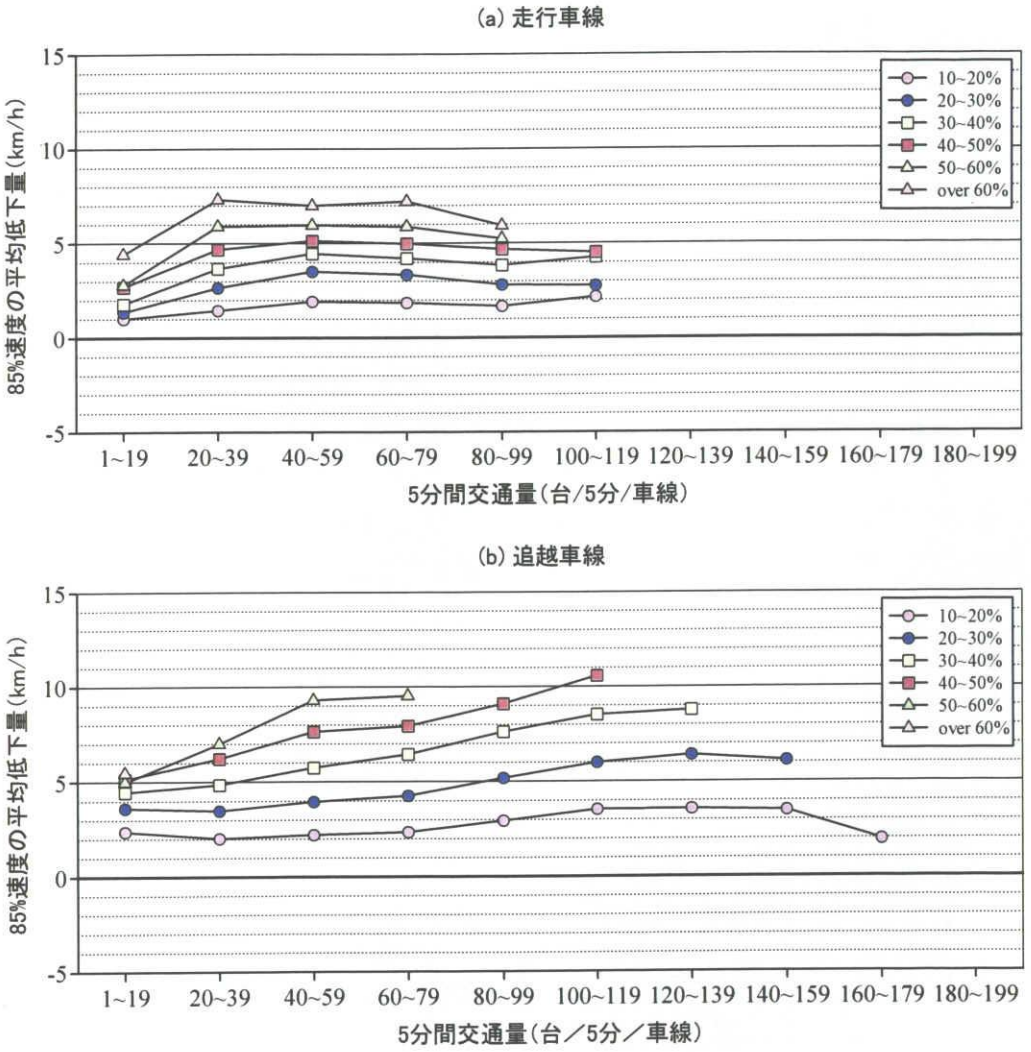
- 非降雨時（降雨量=0mm），平日・昼間
- 中央自動車道下り方向 91.250KP；片側 2 車線，規制速度 80km/h，平面曲線半径 1,925m（1,200m→∞のクロソイド上），縦断勾配-1.42%（-2.0→-0.7%の凹形曲線上）

図 2-2-1 大型車混入率により変動する *q-v* 関係の例

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，走行車線の速度に比べて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持つことが確認できた．

図において大型車混入率による速度の変動を見ると，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 2-2-2** 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，多車線自専道における一般的傾向を確認することができる．



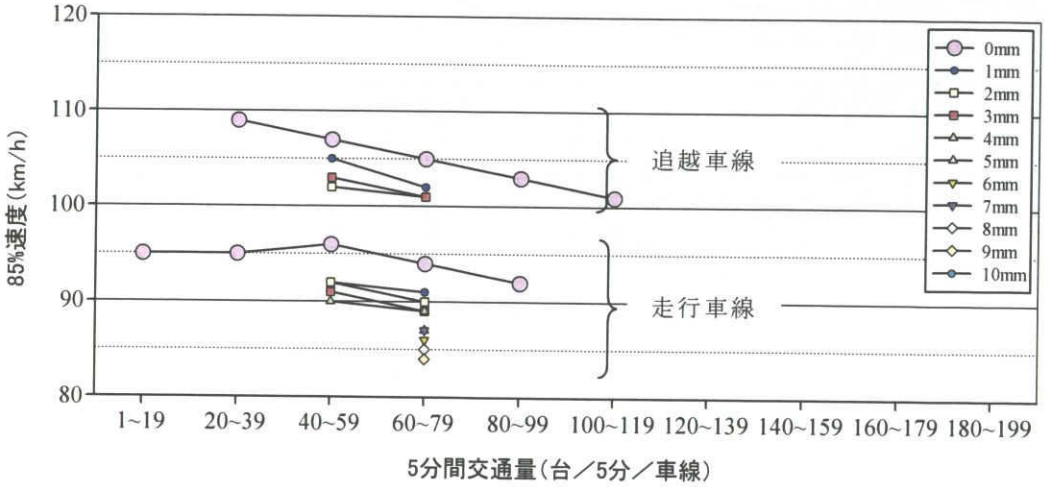
- 非降雨時（降雨量=0mm），平日・昼間

図 2-2-2 大型車混入率による速度低下量の全地点平均

図 2-2-2 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．

(2) 降雨による影響

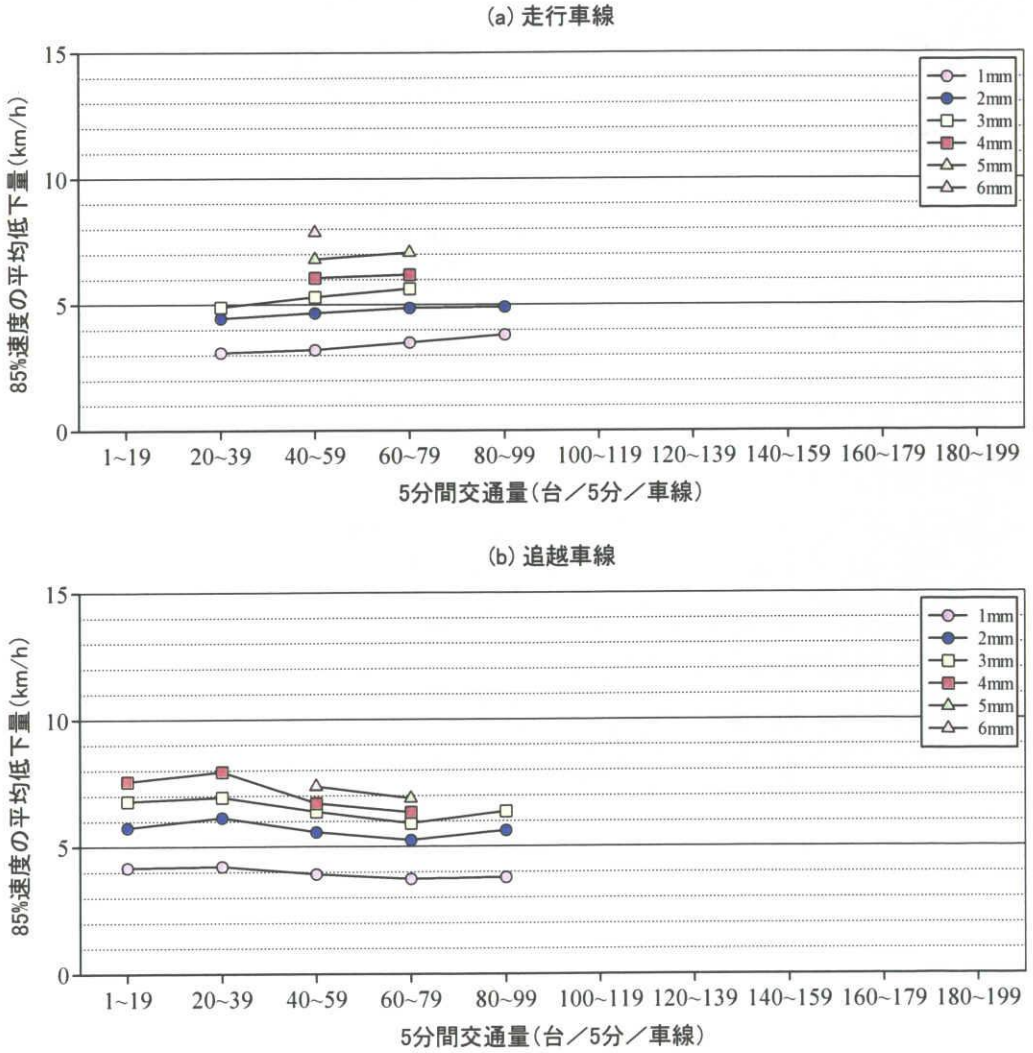
降雨による速度の変動に関する今までの研究は，少ない地点を対象とし，小雨・大雨といった比較的大雑把なカテゴリによる速度の変化を分析した例がほとんどである．これらの分析では，降雨の発生により速度が低下することを実証してはいるが，どれほどの雨が降ればどのくらい速度が落ちるか，といった定量分析は，これまであまり体系的に行われていない．しかし，降雨は走行安全性に大きく影響を与える要因であると同時に，同じ交通量レベル下における速度を低下させることによって，交通サービスの質に大きく影響を与える要因であると考えられるので，降雨量と交通量レベル毎の速度との関係を定量的に評価することは非常に重要であると考えられる．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



- 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 2-2-3 降雨量により変動する q-v 関係の例

図 2-2-3 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 2-2-1** 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 2-2-1** 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 2-2-1** の地点は下り坂にあるのに対して**図 2-2-3** 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 2-2-1** 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**図 2-2-2** の場合と同様に，非降雨時の速度を基準として各降雨量レベ



- 大型車混入率 20-30%，平日・昼間

図 2-2-4 降雨量による速度低下量の全地点平均

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して，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 2-2-4** に示す．

図 2-2-4 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．

2.2.3. 多車線自専道における *q-v* 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．また得られた *q-v* 曲線に基づいて，*q-v* 関係に関してさらに考察を深める．なお，定式化は 2 車線自専道のときのように次のような手順で行う．

■ **手順 1：各地点のカテゴリ別 85percentile 速度を求める**

各地点・車線において交通量・大型車混入率・降雨量のカテゴリ別に計算した 85percentile 速度を利用する．ただし，サンプル数が 30 未満の場合は，85percentile 速度の信頼性が乏しいと考え対象から除く．

■ **手順 2：*q-v* 曲線推定モデルを構築する**

定式化の基本となるモデルの構造式は今までの分析における考察結果に基づくものとする．モデル構造式のパラメータは非線形回帰分析により推定する．なお，本モデルにおける説明変数は交通量・大型車混入率・降雨量とし，車線別・規制速度別・片側車線数別に定式化する．

※2 車線自専道では分析地点数・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* 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* 曲線の変動影響を考慮したものである．

(1) 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 関係は曲線式で表される場合が多いが，**図 2-2-1** と**図 2-2-3** 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 2.6 のように，曲線関係を最も簡単に示す 2 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 α_2 の値は 0 となるはずである．

$$V_{85,ideal} = \alpha_0 + \alpha_1 Flow_5 + \alpha_2 Flow_5{}^2 \qquad (2.6)$$

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

2.2.2(1)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 2-2-5** 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 2.7 のようなべき乗曲線で表すことにした．

$$RV_{85,HVR} = (\beta_0 HVR) Flow_5{}^{\beta_1} \qquad (2.7)$$

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

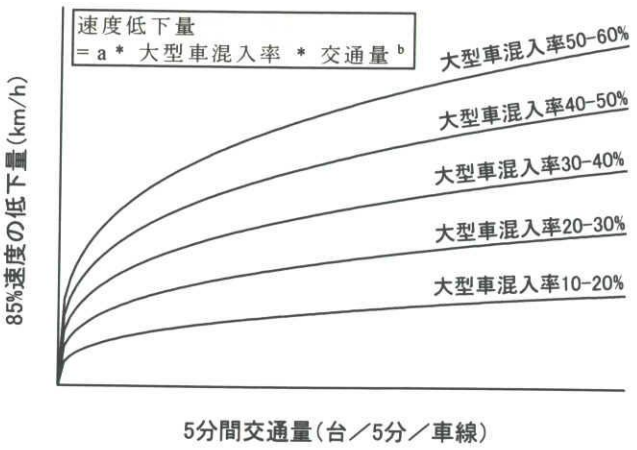


図 2-2-5 大型車混入率による速度低下に関する概念図

3) 降雨量による速度低下の補正式

2.2.2(2)で得られた分析結果に基づいて降雨量と速度の低下量との関係を概念図で示すと**図 2-2-6** 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 2.8 となる．

$$RV_{85,Rain} = \gamma_0 Rain^{\gamma_1} + (\gamma_2 Rain) Flow_5 \qquad (2.8)$$

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

すなわち，式 2.8 は降雨量による速度低下量を交通量に関しては 1 次式とし，交通量の係数は降雨量に対して線形関係にあり，また交通量レベル 0 時の速度低下量と降雨量との関係はべき乗曲線で表すことにした．

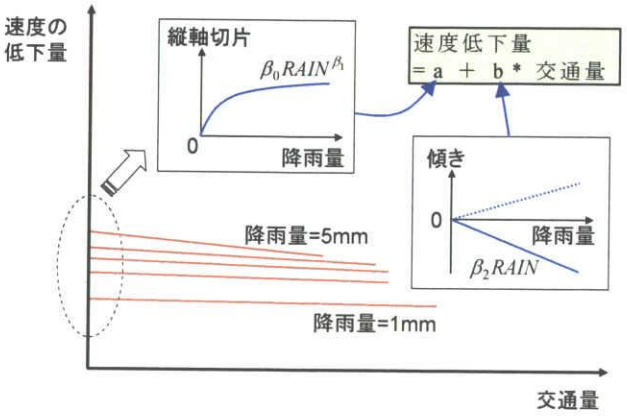


図 2-2-6 降雨量による速度低下に関する概念

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 2.9 のようになり，この式に式 2.6～2.8 を代入すると式 2.10 が得られる．

$$V_{85,estimate} = V_{85,ideal} - RV_{85,HVR} - RV_{85,Rain} \tag{2.9}$$

$$V_{85,estimate} = \left[\alpha_0 + \alpha_1 Flow_5 + \alpha_2 Flow_5{}^2\right] - \left[(\beta_0 HVR) Flow_5{}^{\beta_1}\right] - \left[\gamma_0 Rain^{\gamma_1} + (\gamma_2 Rain) Flow_5\right] \tag{2.10}$$

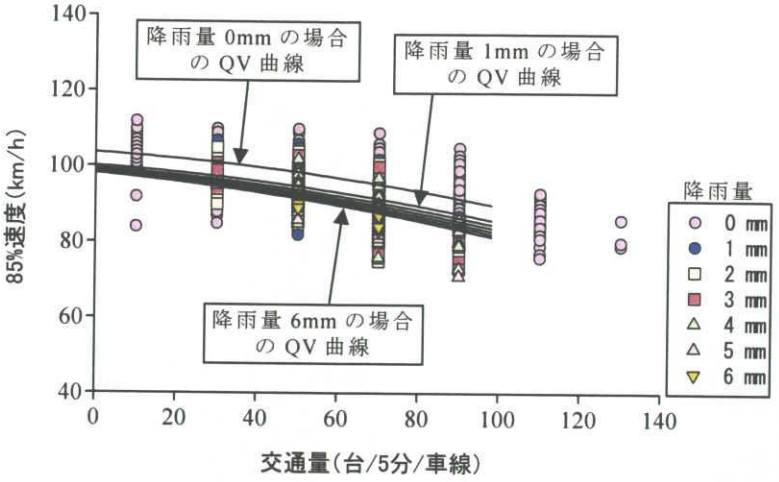
以上より，式 2.10 のパラメータの符号をすべて[＋]に置き換えた次式 2.11 を，本節で提案するモデル構造式とする．

$$V_{85,estimate} = \alpha_0 + \alpha_2 Flow_5{}^2 + (\alpha_1 + \gamma_2 Rain) Flow_5 + (\beta_0 HVR) Flow_5{}^{\beta_1} + \gamma_0 Rain^{\gamma_1} \tag{2.11}$$

(2) 定式化の結果および考察

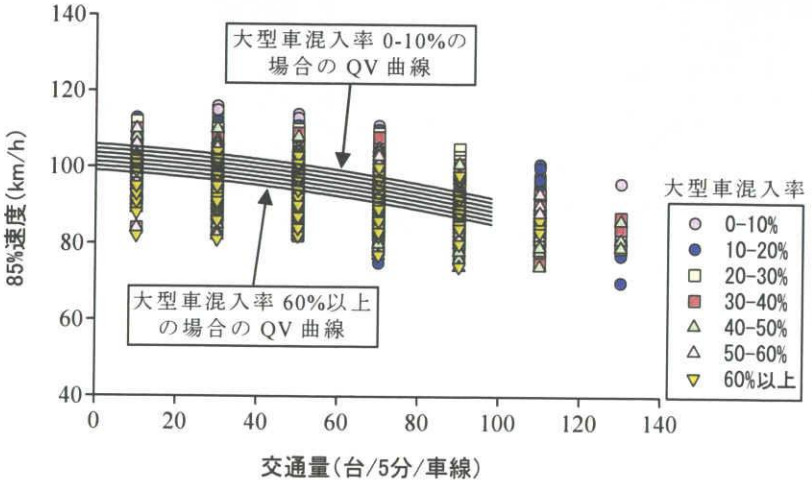
式 2.11 を 85percentile 速度のデータに当てはめた結果の例として，片側 2 車線・規制速度 100km/h・走行車線における q-v 曲線のパラメータ値を推定した結果を，元のデータと一緒に示したものを**図 2-2-7** と**図 2-2-8** に示す．**図 2-2-7** は非降雨時における大型車混入率により q-v 曲線の変動する様子を示しており，**図 2-2-8** は大型車混入率 20-30%の条件における降雨量により q-v 曲線の変動する様子を示している．この 2 つの図で用いた q-v 曲線のモデル構造式は同じものであり，決定係数（R^2）は 0.581 である．この決定係数は必ずしも高くないが，大型車混入率と降雨量による q-v 関係の変動特性はうまく反映できているものと考えられる．元のデータは，道路の線形や幾何構造等の地点特性によりばらついているために，決定係数は低くなっているものと思われる．

例示ケースおける q-v 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



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

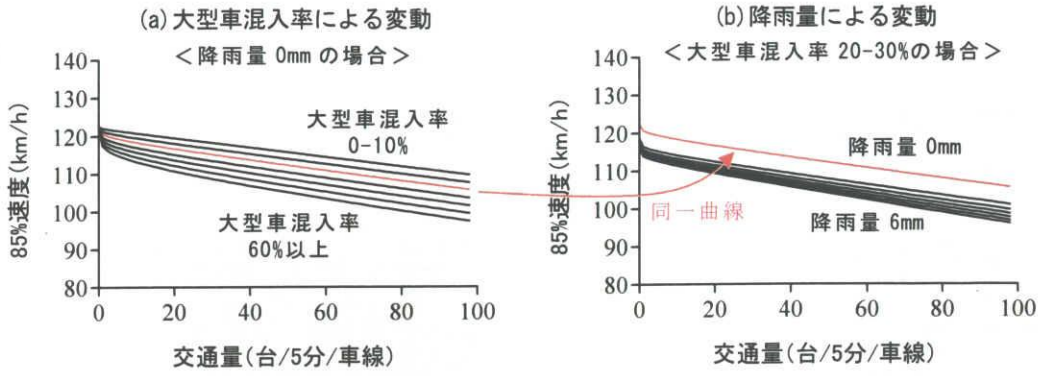
図 2-2-7 走行車線における降雨量による q-v 曲線の変動と実データ（大型車混入率 20-30%の場合）



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

図 2-2-8 走行車線における大型車混入率による q-v 曲線の変動と実データ（降雨量=0mm の場合）

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 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本節で既に述べたとおり，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，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 2-2-9**)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 曲線の基本式は 2 次曲線でなく直線となっている．



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

図 2-2-9 追越車線における q-v 曲線の変動

以上の例を含め，車線・片側車線数・規制速度別の q-v 曲線のモデル構造式のパラメータ推定結果を**表 2-2-2** 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．その結果，追越車線においては，式 2.11 におけるパラメータ α_2，すなわち，モデル構造式の基本式(式 2.6)の 2 次項のパラメータは，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．この傾向は既に**図 2-2-1**，**図 2-2-3** において確認したものである．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し，これは**図 2-2-2** において確認したものである．ただし，**図 2-2-2** の走行車線における分析結果では，交通量レベルが 1-19 台/5 分/車線の場合は，他の交通量において大型車混入率で定まる一定の速度低下量より小さい傾向が見られるが，走行車線で交通量レベル 1-19 台/5 分/車線の条件を満たすサンプル数が相対的に少ないために，この交通量条件における速度低下の傾向が回帰分析において有意とはならなかったものと考えられる．なお，片側 3 車線・規制速度 100km/h 区間の第 2 走行車線の場合は，追越車線で有意とならなったパラメータ α_2，走行車線で有意とならなかったパラメータ β_1，ともに有意とはならなかった．

このように，少し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，2.2.2 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．したがって，本分析により定式化された q-v 曲線は，概ね妥当な構造を有しているものと判断できる．

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」の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 となる．

表 2-2-2　モデルパラメータのまとめ

$$V_{85,estimate} = \alpha_0 + \alpha_2 FLOW^2 + (\alpha_1 + \gamma_2 RAIN)FLOW + (\beta_0 HVR)FLOW^{\beta_1} + \gamma_0 RAIN^{\gamma_1} \qquad (2.11)$$

	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
パラメータ	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

2.2.4. 車種別車線別利用率の分析

(1) はじめに

多車線自専道の単路部では交通量の車線分布に片寄りが生じ,断面交通量による一定の変動パターンを示す.また,その車線分布は様々な要因によって大きく変動する.運転者は走行中の安全性や快適性を考慮した希望速度を維持するために適切な車線変更を行うが,内側車線は外側より速度が高く,法定速度や近年義務付けられたスピードリミッター,さらに車両の性能や積載状態等により,比較的速度の低い大型車の車線変更挙動や車線選好度は小型車のそのものと異なると考えられる.

この車種別車線選択率の変動特性が明確になれば,車種別の交通需要が与えられた場合,各車線の大型車混入率が推定でき,**2.2.3.**で提案した車線別 q-v 曲線を適用することができる.

ここでは,高速道路単路部の非渋滞流状態を対象に,小型車・大型車といった車種別の車線選択率の現状とそれに影響を及ぼす要因に関する分析を行い,地点・区間特性によらず一般に期待される車線選択率の定式化を行う.

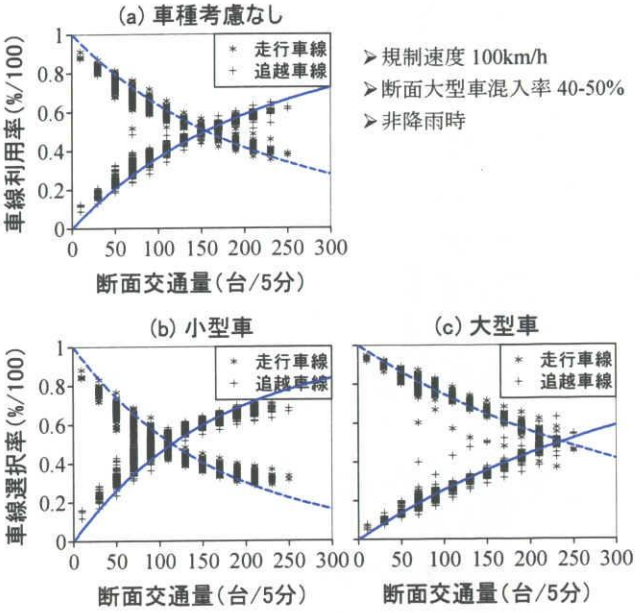


図 2-2-10　車線利用率と車種別車線選択率
(片側 2 車線)

(2) 車種別の車線選択率の状況

図 2-2-10 と**図 2-2-11** はそれぞれ片側 2･3 車線区間における現在の車線利用率状況と車種別車線選択率を,図の中に明記した条件において示したものである(図の中の回帰線については**(4)**で述べる).車線利用率の変動は現在よく知られているパターンを示しているが,車種別に分類したものには大きな差がある.片側 2 車線の場合,断面交通量の増加に伴う小型車の追越車線選択率の増加は大型車の場合に比べて著しく大きく,断面交通量が容量に近い状態では最大約 7 割を占める.しかし,大型車の追越車線選択率は直線に近い増加傾向を示し,小型車ほどその増加率

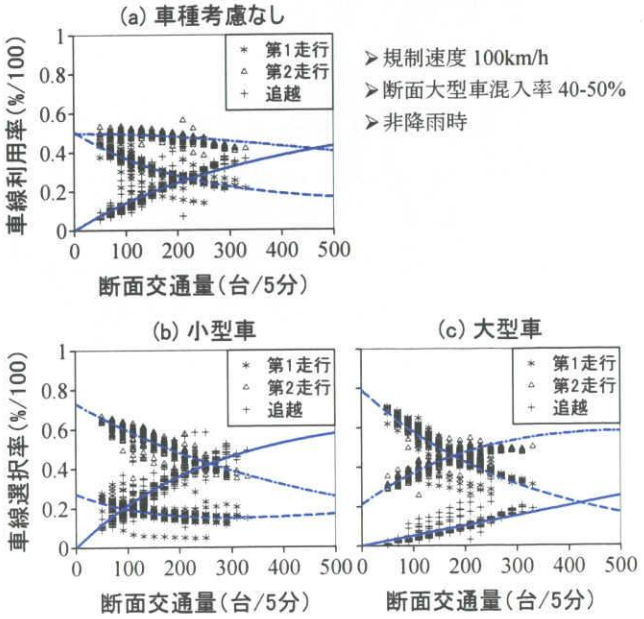


図 2-2-11　車線利用率と車種別車線選択率
(片側 3 車線)

は高くない．片側 3 車線の場合，低い断面交通量レベルにおける小型車と大型車はそれぞれ第 2 と第 1 走行車線を多く選択する．この状態から断面交通量が増加すると速度の高い内側へ車線変更を行うと考えられるが，実際に断面交通量の増加により，小型車の第 2 走行車線選択率は減少して追越車線選択率が増加し，大型車の第 1 走行車線選択率は減少して第 2 走行・追越車線選択率が増加することを示している．

(3) 車種別車線選択率に影響を及ぼす要因

分析対象区間は類似する横断面構成を持っており，本分析では地点・区間特性を考慮しないので，道路条件からの影響は考慮しない．ただし，縦断勾配のような道路線形は速度に大きな影響を及ぼし，車種別の車線選択率には大きな差があると考えられるが，ここでは線形によらず平均的な傾向を分析するものとする．

本分析で検討する他の要因は，規制速度，断面大型車混入率，降雨量である．しかし，降雨時のデータは少なく，降雨量別の分析はできないため，降雨量に関しては降雨時・非降雨時の天候条件で分けて分析する．規制速度・天候条件・断面大型車混入率の影響により車線選択率に変動があるかを検討するため，Kolmogorov-Smirnov のノンパラメトリック手法を用いて統計的検定を行う．三つの要因の条件別に検定したところ，多くの場合において帰無仮説は棄却される．したがって，これらの要因を全て車線選択率モデルに組み込むことにする．

各車線の速度，または車線間速度の差を説明変数として車種別車線選択率を定式化することも考えられる．しかし，様々な試行の結果，これらと車種別車線選択率との関係を適切な関数で定式化することはできなかった．

(4) 車種別車線選択率の定式化

以上の考察により，本分析では片側車線数(2・3 車線)，規制速度(80・100km/h)，天候条件(降雨・非降雨時)別に，断面交通量，断面大型車混入率をモデルの説明変数として定式化を行う．

1) モデル式の構造

これまでの分析による車種別車線選択率と断面交通量との関係に基づき，ここでは車種別車線選択率を以下の式 2.12～2.15 の構造式を用いて定式化を行う．

$$LU = e^{(a_2+a_3P_h)F} \tag{2.12}$$

$$LU = (a_0 + a_1P_h)e^{(a_2+a_3P_h)F} \tag{2.13}$$

$$LU = a_0(1 - e^{(a_2+a_3P_h)F}) \tag{2.14}$$

$$LU = (a_0 + a_1P_h)F \tag{2.15}$$

ここに，

LU ：車線選択率(%/100)

F ：断面交通量(台/5 分)

P_h ：断面大型車混入率(%/100)

a_0, a_1, a_2, a_3 ：パラメータ(ただし，$a_0 > 0$，$(a_0 + a_1P_h) > 0$，$(a_2 + a_3P_h) < 0$)

片側 2 車線の車種別の走行車線選択率はその切片が 1 となる式 2.12 をもって定式

化する．この際，追越車線選択率は「1－｛走行車線選択率｝」となる．

片側 3 車線における大型車の追越車線選択率は原点を通る式 2.15 の直線式で定式化する．その他の場合，小型車の第 2 走行車線選択率と大型車の第 1 走行車線はそれらの切片が断面大型車混入率によって変動する式 2.13 を，小型車の追越車線選択率は原点を通る式 2.14 をもって定式化する．小型車の第 1 走行車線と大型車の第 2 走行車線の選択率は他車線の選択モデルによる算定値を 1 から減じて算定する．

2) モデル・パラメータの推定結果

全てのパラメータの推定結果を**表 2-2-3** にまとめ，また天候条件別に作成した車種別車線選択率の例を片側車線数によって**図 2-2-12** と**図 2-2-13** に示す．これらは断面大型車混入率 20-30%の条件におけるものであるが，断面大型車混入率 40-50%の条件についてはそれぞれ**図 2-2-10** と**図 2-2-11** の回帰線として示す．

小型車の非降雨時に対する降雨時の車線選択率は，片側車線数によらず大きく変動しない．しかし，大型車の場合，降雨により外側車線の選択率は減少し，内側車線の選択率は高くなる．これは，降雨により各車線の速度は低下しても大型車の希望速度は小型車の希望速度ほど低下しないことが 1 つの理由と考えられる．

片側 2 車線の場合，内側車線の選択率は断面大型車混入率の増加により，車種と関係なく著しく増加する．ただし，片側 3 車線の場合は片側 2 車線の場合ほどではない．これは，断面大型車混入率の増加によって各車線の速度は低下するが[4)5)]，希望速度は車種と関係なくあまり低下していないからと考えられる．

規制速度 80km/h の場合と 100km/h の場合の車種別車線選択率には大き

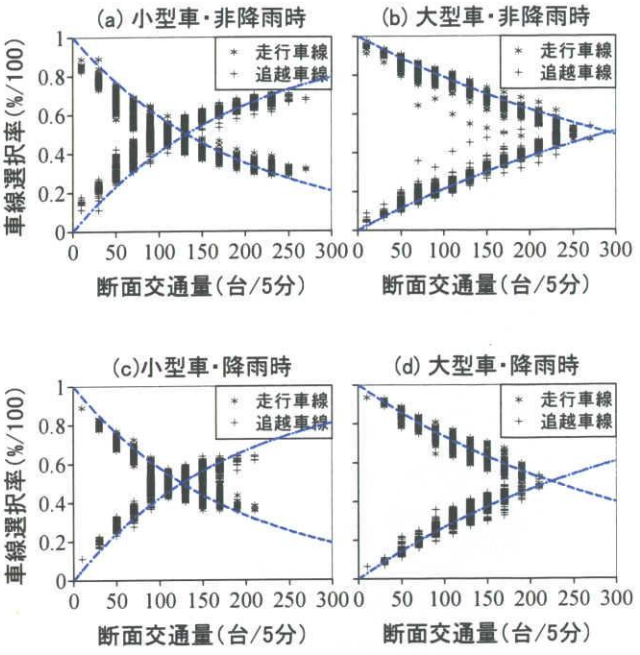


図 2-2-12　車種別車線選択率の例
(片側 2 車線,規制速度 100km/h,断面大型車混入率 20-30%)

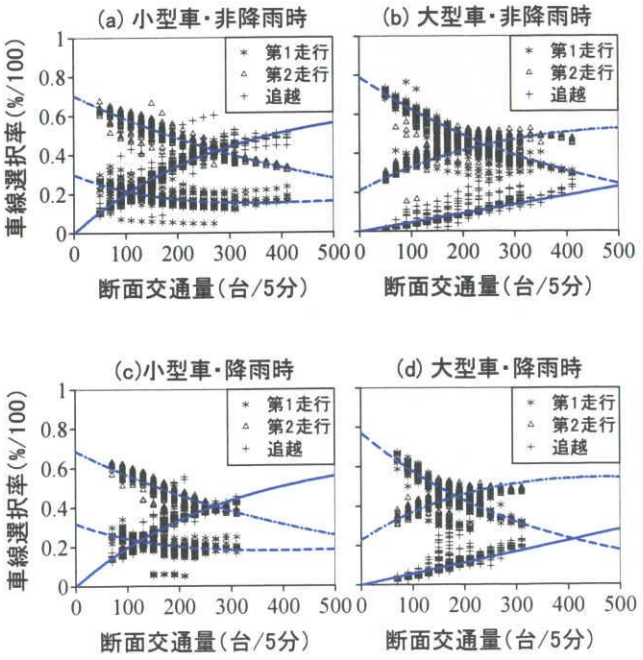


図 2-2-13　車種別車線選択率の例
(片側 3 車線,規制速度 100km/h,断面大型車混入率 20-30%)

な差はないものの，一般に 100km/h の場合において外側車線の選択率は高い．これは，規制速度が高いほど外側車線の速度も高いからと考えられる．ただし，片側 3 車線の小型車については，第 1 走行車線選択率は規制速度 80km/h よりも 100km/h のほうが低く，第 2 走行と追越車線の選択率は高い．これは，法定速度やスピードリミッター等によって希望速度の低い大型車が外側車線を多く占めるためと考えられる．

表 2-2-3　車種別車線選択率モデルのパラメータ推定結果

車種	車線数	天候条件	規制速度	車線	利用式	a_0	a_1	a_2	a_3	R^2	データ数
小型車	2	非降雨時	80	走行	式 2.12	-	-	-4.147E-03	-4.787E-03	0.975	3,335
			100	走行	式 2.12	-	-	-4.249E-03	-4.011E-03	0.981	5,648
		降雨時	80	走行	式 2.12	-	-	-5.070E-03	-2.787E-03	0.984	1,731
			100	走行	式 2.12	-	-	-4.875E-03	-2.552E-03	0.988	3,406
	3	非降雨時	80	第2走行	式 2.13	6.225E-01	1.754E-01	-1.286E-03	-1.645E-03	0.872	760
				追越	式 2.14	5.309E-01	-	-4.834E-03	-1.273E-03	0.905	760
			100	第2走行	式 2.13	6.676E-01	1.368E-01	-1.558E-03	-1.187E-03	0.882	3,385
				追越	式 2.14	6.764E-01	-	-3.181E-03	-1.438E-03	0.864	3,385
		降雨時	80	第2走行	式 2.13	5.240E-01	4.957E-01	-8.767E-04	-4.023E-03	0.805	387
				追越	式 2.14	4.991E-01	-	-5.142E-03	-1.840E-03	0.791	387
			100	第2走行	式 2.13	6.082E-01	3.025E-01	-1.328E-03	-2.508E-03	0.901	1,618
				追越	式 2.14	6.839E-01	-	-2.893E-03	-1.955E-03	0.817	1,618
大型車	2	非降雨時	80	走行	式 2.12	-	-	-1.990E-03	-2.528E-03	0.952	3,337
			100	走行	式 2.12	-	-	-1.687E-03	-2.781E-03	0.978	5,648
		降雨時	80	走行	式 2.12	-	-	-2.745E-03	-1.910E-03	0.975	1,727
			100	走行	式 2.12	-	-	-2.690E-03	-1.636E-03	0.991	3,406
	3	非降雨時	80	第1走行	式 2.13	6.683E-01	1.077E-01	-6.464E-04	-4.224E-03	0.634	760
				追越	式 2.15	4.401E-04	2.435E-04	-	-	0.805	760
			100	第1走行	式 2.13	7.892E-01	0*	-1.401E-03	-3.774E-03	0.836	3,385
				追越	式 2.15	3.996E-04	2.337E-04	-	-	0.935	3,385
		降雨時	80	第1走行	式 2.13	5.701E-01	3.381E-01	0*	-6.530E-03	0.668	387
				追越	式 2.15	4.777E-04	3.512E-04	-	-	0.932	387
			100	第1走行	式 2.13	7.714E-01	0*	-2.065E-03	-3.559E-03	0.863	1,618
				追越	式 2.15	4.868E-04	2.979E-04	-	-	0.965	1,618

Note.「*」は95%信頼水準で有意でないため「0」に置き換え．

図 2-3-14 は以上の分析結果を利用して試算した車線別の交通量・大型車混入率と断面交通量との関係の例を示しており，断面大型車混入率と断面交通量によって車線別大型車混入率は大きく異なることがわかる．

(5) おわりに

本分析では高速道路単路部を対象に車種別の車線選択特性を分析し，車種によって各車線の選択率に大きな差があることを明らかにした．また，断面交通量と車種別車線選択率との関係は，降雨時・非降雨時の天候条件，規制速度，断面大型車混入率により影響を受け，これら全てを考慮した車種別車線選択率を定式化した．その結果は実際に生じる車線利用特性を適切に表現するものと考えられる．このモデル式によると，車線別大型車混入率が断面大型車混入率と大きく異なるメカニズムを説明することができる．

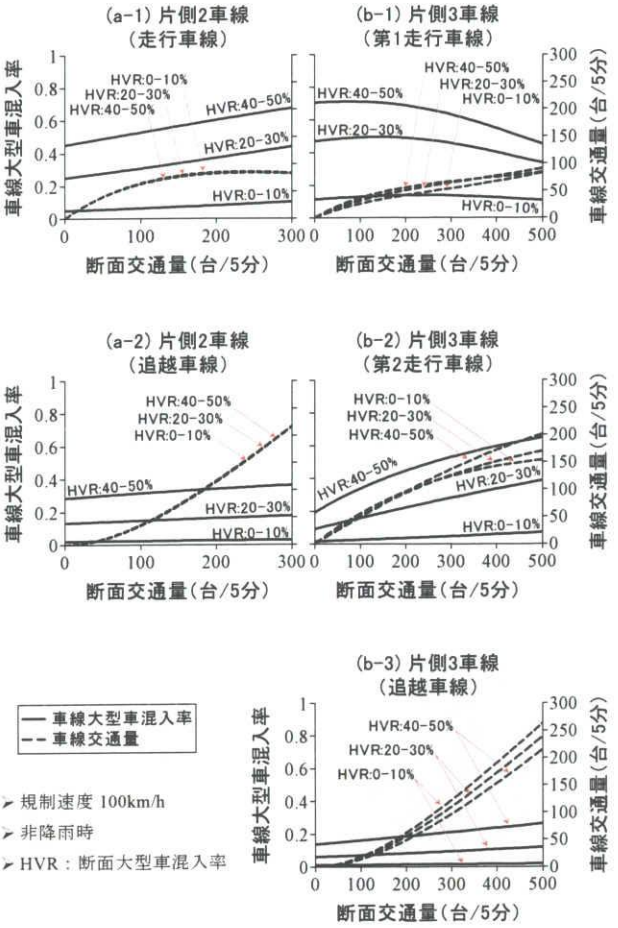


図 2-2-14 車線別の交通量と大型車混入率の算定例

2.2.5. まとめ

本節では多車線自専道単路部における非渋滞流の q-v 関係について分析し，大型車混入率および降雨量による q-v 関係の変動特性を調べ，その結果を考慮した q-v 関係の定式化を行った．また一方で，天候(降雨の有無)，規制速度，断面大型車混入率の影響を考慮した車種別車線選択率を定式化した．これらを組合せることにより，車線数，規制速度，天候条件，大型車混入率といった各種条件が与えられれば，多車線自専道における平均的な断面の q-v 曲線を推定することが可能となる．ただし，現時点では道路の線形・幾何構造のような地点特性を考慮できておらず，今後も引き続き改良していくことが必要である．

2.3. 一般道における交通量-速度特性の分析

一般道では，自専道よりも規制速度が低く，また縦断勾配や道路線形などの設計基準が厳しく設定されている．そのため，**2.1.**，**2.2.**で明らかになった 2 車線/多車線自専道の q-v 関係が一般道にもそのまま適用できるかどうか定かではない．ここでは，一般道に対しても自専道と同様の分析を行い，一般道の q-v 関係を明らかにする．

2.3.1. 分析データの概要

(1) 分析データ

1) 車両感知器データ

自専道の分析では，旧 JH より入手した全国の高速道路の 2002 年から 2004 年の 3 年分の車両感知器データを利用した．ここでは，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道路(一般道)に設置されている車両感知器のデータ 3 年分[2001 年度～2003 年度]を利用する．データの概要は**表 2-3-1** とおりである：自専道の車両感知器データが集計時間間隔，集計断面がそれぞれ 5 分間，車線別であったのに対し，一般道の車両感知器データは 1 時間，方向別となっている．このため自専道のように車線別の q-v 関係の違いといった詳細な分析を行うことが難しい．

表 2-3-1　利用データ概要

地点数	期　間	対象地域	集計時間間隔	集計断面	対象車種	データ項目
約 540	2001.04～ 2004.03 [3 年分]	全国	1 時間	方向単位	乗用車 小型貨物 バス 大型貨物	交通量 速度 占有率

2) AMeDAS データ

気象条件(降雨)が速度へ与える影響について分析するため，自専道の分析に用いた(財)日本気象協会の AMeDAS データを利用する．

3) その他

上記 **1)**，**2)**のほかに，車線数や中央分離帯/歩道の有無，信号交差点密度といった車両感知器が設置されている地点の道路状況を把握するため，ここでは以下の報告書，出版物のデータを利用する．

- 平成 13～15 年度　交通量常時観測調査報告書　国土交通省
- 平成 11 年度道路交通センサス(CD-ROM)　交通工学研究会

(2) 分析地点の選定方法

4 車線一般道の q-v 図を**図 2-3-1** に示す．地点 A に比べて地点 B の方が交通量の増加に伴う速度の低下量が大きいことがわかる．これは，一般道に多数存在する信号交差点の影響によるものであると考えられる．たとえば，前方が赤信号の場合，多くの車両は信号交差点の数十～百 m 手前から減速するだろうし，赤信号での停車後であると，停車車両が通常の走行状態に戻るまでである程度の距離が必要となる．つまり，信号交差点付近で観測される速度は，通常の単路部での走行状態でない可能性がある．

このような地点のデータが含まれていると正確に q-v 関係を分析することができない．本来ならば車両感知器地点から最寄りの信号交差点までの距離により適切な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交差点の影響を受けていないと考えられる車両感知器を抽出する．

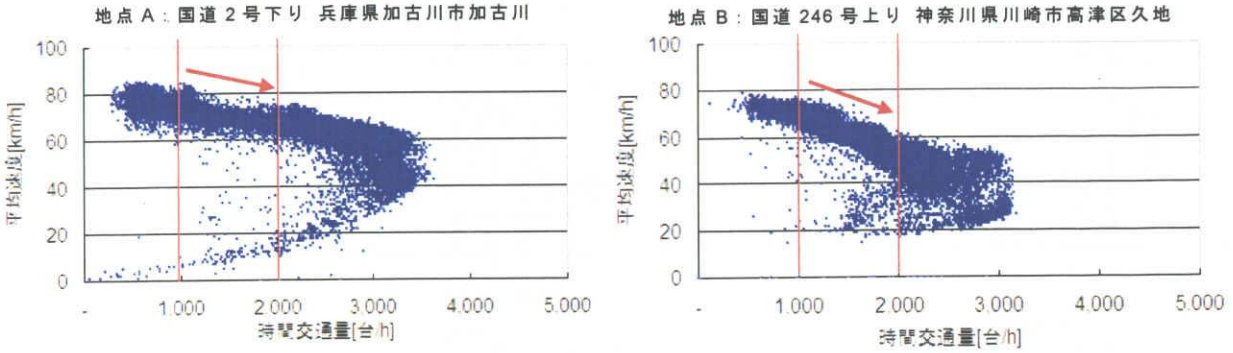


図 2-3-1　4 車線一般道の q-v 図

1) STEP 1：信号交差点間隔が疎らな地点

平成 11 年度道路交通センサスより，車両感知器が設置されているセンサス区間を抽出し，その区間の信号交差点数(箇所)，区間長(km)との関係より信号交差点密度(箇所/km)を算出する．そして，この信号交差点密度が 1.0 箇所/km 未満の地点を信号交差点間隔が疎らな地点として抽出する．

2) STEP 2： Q-V 図の形状が良好な地点

たとえ信号交差点間隔が疎らであっても，車両感知器が信号交差点の近くに設置されている可能性がある．そこで STEP1 で抽出した各地点の q-v 図を作成しその形状を確認し，信号交差点の影響を受けていないと考えられる地点を抽出する．

3) STEP 3：非渋滞流領域に十分なサンプルがある地点

本分析の目的である q-v 曲線の定式化には，非渋滞流領域の交通量と速度のデータが必要である．このためここでは非渋滞流領域のデータが 13,000 サンプル以上[約 1 年半分のサンプル]の地点を分析対象とする．なお，全国の地点で q-v 図を作成したところ一般道の臨界速度は 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．

上記選定の結果，**表 2-3-2** のような地点が抽出された．

この中には一般国道 25 号(No4-3～4-6)のような自専道タイプの一般道も含まれているが，高速道路や一般有料道路に比べて規制速度が 60km/h と低く，線形も悪いことから，ここではこれら自専道タイプの道路については一般道として扱い分析を行う．

表 2-3-2　分析地点

No	路線名称	観測地点名	トラカン No	方向	車線数	規制速度	交差点密度(箇所/km)	区間延長(km)	自専道延長(km)	側方余裕	歩道有無	車道幅	中央帯幅員(m)
2-1	一般国道 5 号	北海道山越郡長万部町字国縫	01110015	上	2	60	0.67	7.5	0	1	両	6.5	0.0
2-2	一般国道 5 号	北海道山越郡長万部町字国縫	01110015	下	2	60	0.67	7.5	0	1	両	6.5	0.0
2-3	一般国道 18 号	新潟県上越市大日	03110116	上	2	60	0.00	3.9	0	1.88	無	7.0	0.0
2-4	一般国道 18 号	新潟県上越市大日	03110116	下	2	60	0.00	3.9	0	1.88	無	7.0	0.0
2-5	一般国道 1 号	静岡県静岡市千代田上土	05110035	上	2	60	0.00	3	1.7	1	左	7.0	0.0
2-6	一般国道 41 号	岐阜県益田郡下呂町小川	05110280	上	2	60	0.67	1.5	0	0.5	右	7.0	0.0
2-7	一般国道 41 号	岐阜県益田郡下呂町小川	05110280	下	2	60	0.67	1.5	0	0.5	右	7.0	0.0
2-8	一般国道 9 号	鳥取県鳥取市浜坂町	07111020	上	2	60	0.00	1.2	0	0.65	無	7.0	2.2
2-9	一般国道 9 号	鳥取県鳥取市浜坂町	07111020	下	2	60	0.00	1.2	0	0.65	無	7.0	2.2
2-10	一般国道 9 号	鳥取県米子市浦津	07112030	上	2	60	0.00	2.3	2.3	0	-	6.5	0.5
2-11	一般国道 9 号	鳥取県米子市浦津	07112030	下	2	60	0.00	2.3	2.3	0	-	6.5	0.5
2-12	一般国道 2 号	広島県尾道市高須町追迫	07116030	上	2	60	0.00	3.6	3.6	0.75	両	7.0	3.0
2-13	一般国道 2 号	広島県尾道市高須町追迫	07116030	下	2	60	0.00	3.6	3.6	0.75	両	7.0	3.0
4-1	一般国道 7 号	新潟県新潟市一日市	03110005	上	4	60	0.00	2	0.0	0.86	無	14.0	1.8
4-2	一般国道 7 号	新潟県新潟市一日市	03110005	下	4	60	0.00	2	0.0	0.86	無	14.0	1.8
4-3	一般国道 25 号	三重県阿山郡伊賀町柘植	05110260	上	4	60	0.00	16	16	1.75	無	14.0	3.0
4-4	一般国道 25 号	三重県阿山郡伊賀町柘植	05110260	下	4	60	0.00	16	16	1.75	無	14.0	3.0
4-5	一般国道 25 号	三重県上野市治田古川	05110268	上	4	60	0.00	1.3	1.3	1.75	無	14.0	3.0
4-6	一般国道 25 号	三重県上野市治田古川	05110268	下	4	60	0.00	1.3	1.3	1.75	無	14.0	3.0
4-7	一般国道 2 号	兵庫県加古川市加古川町河原	06110050	下	4	60	0.00	7.4	7.4	1.12	無	14.0	3.0
4-8	一般国道 25 号	奈良県奈良市米谷町	06110180	上	4	60	0.00	16.6	16.6	1.25	無	14.0	2.7
4-9	一般国道 25 号	奈良県奈良市米谷町	06110180	下	4	60	0.00	16.6	16.6	1.25	無	14.0	2.7
4-10	一般国道 2 号	広島県尾道市高須町防土	07116040	上	4	60	0.00	3.5	3.5	0.75	無	14.0	2.0
4-11	一般国道 2 号	広島県尾道市高須町防土	07116040	下	4	60	0.00	3.5	3.5	0.75	無	14.0	2.0
4-12	一般国道 2 号	広島市西区田方	07118020	上	4	60	0.00	4.9	4.9	2.25	無	14.0	3.0
4-13	一般国道 2 号	広島市西区田方	07118020	下	4	60	0.00	4.9	4.9	2.25	無	14.0	3.0
6-1	一般国道 8 号	新潟県新潟市神道寺	03110021	上	6	60	0.00	1.9	0.0	0.94	無	21.0	3.0
6-2	一般国道 8 号	新潟県新潟市神道寺	03110022	下	6	60	0.00	1.9	0.0	0.94	無	21.0	3.0
6-3	一般国道 16 号	神奈川県横浜市旭区桐ヶ作	04110210	上	6	70	0.00	3.8	3.8	0.5	無	20.5	3.0
6-4	一般国道 16 号	神奈川県横浜市旭区桐ヶ作	04110210	下	6	70	0.00	3.8	3.8	0.5	無	20.5	3.0

(3) 車両感知器データの処理および分析方法

自専道の分析と同様に，特定の交通量レンジを定めその交通量レベルごとに代表速度を求めることによって q-v 関係を分析する．ここでは交通量レンジを 100 台/h，代表速度を各カテゴリの 85percentile 速度とする．なお，85percentile 速度を求める際，渋滞，工事，異常データを取り除くため，一般道の臨界速度と設定した平均速度 40km/h 以上のデータを使用すること，交通量 100 台/h のレンジの中のサンプルが 10 以上存在すること，を条件とする．

2.3.2. *q-v* 曲線への影響要因分析

(1) 影響要因の整理

自専道でも整理したように，*q-v* 関係に影響を与える要因としては次のようなものが考えられる．

- 道路条件- 車線幅員，側方余裕，路面状態，線形，勾配，トンネル，付加車線
- 交通条件- 大型車(大型車混入率)
- 走行環境条件- 気象，季節，平日/休日，夜間昼間，車両性能，規制速度

※下線，本研究における分析対象要因

このうち道路条件による要因については，地点特有のものであり地点間での比較が必要である．しかし，ここで対象とする一般道の分析地点は 2 車線道路：13 地点，4 車線道路：13 地点，6 車線道路：4 地点と少なく，地点間の比較を行うためには地点数が十分であるとはいえない．そのため，これら要因については分析対象から除く．また，車両性能は，本節で利用する分析データから把握することができないため，規制速度は対象地点のほとんどが 60km/h であるため，これらについてもここでは対象としない．

(2) 分析条件の設定

自専道の分析時(**2.1.2**)に述べたように，ある要因の分析を行う際は，他の要因の影響をできる限り排除することが望ましいと考え，一般道においても**表 2-3-3** のように対象とする要因以外の要因を固定して，各要因の影響を分析する．

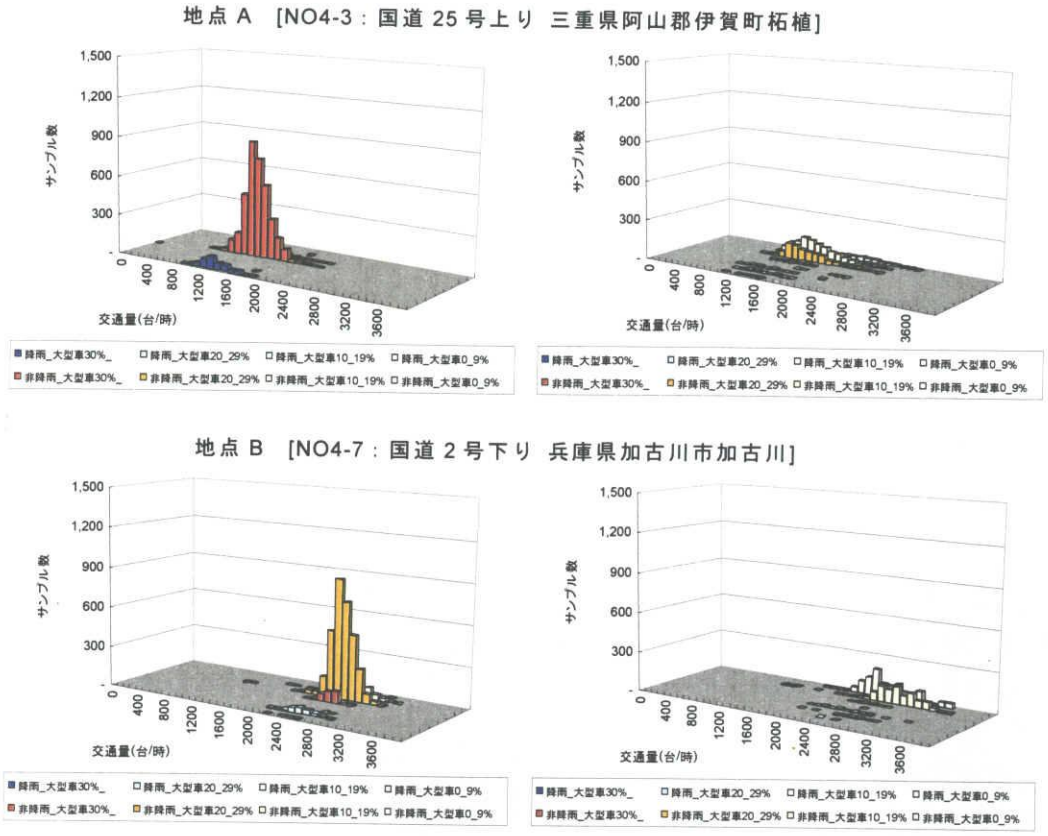
表 2-3-3　分析条件の設定

対象要因	その他要因				
	大型車混入率	気象(降雨)	季　節	平日/休日	昼間/夜間
大型車混入率		0～1mm/h	無雪期	平日	昼間
気象(降雨)	地点に応じて適宜設定		無雪期	平日	昼間
季　節*	地点に応じて適宜設定	0～1mm/h		平日	昼間
平日/休日**	地点に応じて適宜設定	0～1mm/h	無雪期		昼間
昼間/夜間***	地点に応じて適宜設定	0～1mm/h	無雪期	平日	

* 無雪期：4～11 月，積雪期：12～3 月
** 休日：土曜日，日祝日と特異日(1/1～3，5/3～5，8/14～15，12/31)，平日：休日以外
*** 昼間：8:00～16:00，夜間：20:00～4:00

図 2-3-2 は，ある 2 地点における分析条件別サンプル数分布を示したものである．

地点 A は，平日昼間のサンプルのほとんどが交通量 1,100 台/h～1,700 台/h，大型車混入率 30%以上のカテゴリに分布している．一方，地点 B は交通量 2,300 台/h～2,800 台/h，大型車混入率 20～29%のカテゴリが多くを占めている．このように一般道では地点ごとに特定のカテゴリにサンプルが集中する傾向がみられ，交通量，大型車混入率別のサンプル数の分布が地点間で大きく異なる．そのため，大型車混入率の分析条件を“10～20%”というように特定の値に固定すると，十分なサンプルが確保できず分析できない地点が存在する．よって，ここでは各地点のサンプル状況に応じて大型車混入率の分析条件を適宜設定することとする．



* 無雪期，平日，昼間のデータ

図 2-3-2　カテゴリ別サンプル数分布(左：平日，右：休日)

(3) 分析方法

自専道の分析では，まず対象要因における平均速度の差を Welch の t 検定などにより統計的に明らかにした．そして，各地点の 85percentile 速度の差(速度低下量)を交通量レベルごとに求め，その中央値をとることで影響の程度について評価した．

図 2-3-3 は，一般道の各地点の 85percentile 速度の差(非降雨時－降雨時)を交通量レベルごとに求めたものと，交通量レベルごとの分析地点数とをプロットしたものである．最も分析地点数が多い交通量レベル(1,200-1,299 台/h)でも地点数は 6 地点しかない．そして，交通量レベルが 1,500 台/h 以上になると 5 地点以上確保することも困難となる．そのため，たとえ 85percentile 速度の差の中央値を求めたとしても，その値に十分な信頼性があるとは言い難い．よって，一般道では平均速度の差の検定結果のみにより，速度に影響を与える要因を把握する．

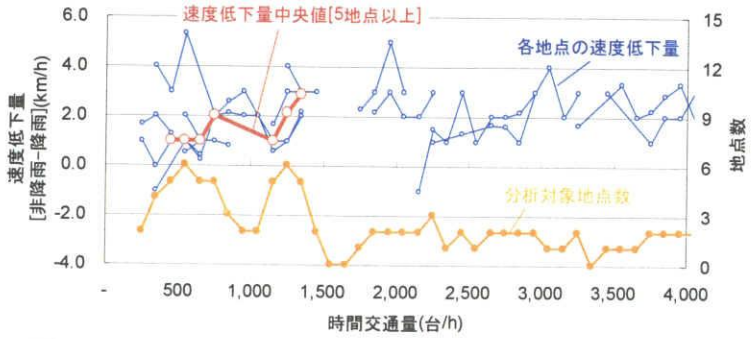


図 2-3-3　非降雨/降雨の 85percentile 速度の低下量

(4) 各要因の速度への影響分析

1) 大型車混入率

一般道においても大型車混入率が速度に影響を与えるかどうか検証する．なお，ここでは，Welch の t 検定(有意水準 95%)によって大型車混入率の違いによる平均速度の差について統計的に明らかにする．検定時の交通量レベル，大型車混入率レベルは，**表 2-3-4(2)**のように各地点のカテゴリ別サンプル数の状況に応じて適宜設定する．検定の結果を**表 2-3-4** に示す．

大型車混入率の違いによって平均速度に差がある地点が全体の約 2/3 を占めているが，そのうち約 4 割が“大型車混入率が高い方が速度が高い”という結果となった．この傾向は車線数に関係なくみられる．また，ある地点の大型車混入率別の交通量-速度図 (**図 2-3-4**)をみると，同じ地点であっても交通量レベルによっては検定結果とは逆の傾向を示す場合がある．以上より，自専道と異なり一般道では大型車混入率の違いによる平均速度の差はみられない．この主な理由としては，自専道に比べて一般道の規制速度が低いことが挙げられる．その結果，一般道では交通量の少ない自由走行状態であっても全体的に速度が低くなり，自専道に比べて大型車の影響が極めて小さくなると考えられる．また，分析データが 1 時間の集計値であることも，この理由の一つの可能性がある．これは，たとえ大型車の影響を受けた時刻/車両があったとしてもその他のデータ(1 時間分のデータ)により影響の程度が平準化されてしまい，その影響がデータ上顕在化しにくいと考えられるためである．これについては，**4 章**の生パルスデータによって検証する．なお，一般道では特定のカテゴリにサンプルが集中するため，大型車混入率 0-9%と大型車混入率 20-29%といった隣接しない大型車混入率について検定することができなかった．

表 2-3-4(1)　大型車混入率別平均速度の有意差検定結果

		2 車線	4 車線	6 車線	合計
分析地点		13	13	3*	29*
差が有意である地点		11	7	1	19
	A.大型車混入率が低い方が速度が高い	*5*	*2*	*1*	*8*
	B.大型車混入率が高い方が速度が高い	*6*	*5*	*0*	*11*
差が有意でない地点		2	6	2	10

* 1 地点十分なサンプル数が確保できず検定不能

表 2-3-4(2)　大型車混入率別平均速度の有意差検定結果[詳細]

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
2-1	300-399	10-/20-	○	B	4-1	2400-2499	10-/20-	○	A	6-1	4400-4499	0-/10-	×	-
2-2	300-399	10-/20-	○	A	4-2	2400-2499	10-/20-	○	B	6-2	-	-	-	-
2-3	1000-1099	10-/20-	○	B	*4-3*	*1600-1699*	*20-/30-*	*○*	*A*	6-3	4800-4899	10-/20-	○	A
2-4	1000-1099	10-/20-	×	-	4-4	1600-1699	20-/30-	×	-	6-4	4800-4899	10-/20-	×	-
2-5	1000-1099	10-/20-	○	A	4-5	1600-1699	20-/30-	×	-					
2-6	500-599	10-/20-	○	A	4-6	1600-1699	20-/30-	×	-					
2-7	500-599	10-/20-	×	-	4-7	2800-2899	10-/20-	○	B					
2-8	500-599	10-/20-	○	B	4-8	1600-1699	20-/30-	×	-					
2-9	500-599	10-/20-	○	B	4-9	1600-1699	20-/30-	○	B					
2-10	600-699	10-/20-	○	B	4-10	1200-1299	10-/20-	×	-					
2-11	600-699	10-/20-	○	B	4-11	1200-1299	10-/20-	×	-					
2-12	1200-1299	10-/20-	○	A	4-12	2000-2199	0-/10-	○	B					
2-13	1200-1299	10-/20-	○	A	4-12	2000-2199	0-/10-	○	B					

* ○：差が有意である，×：差が有意でない，-：十分なサンプル数(10 未満)がなく検定不能
** A：大型車混入率が低い方が速度が高い，B：大型車混入率が高い方が速度が高い
*** 通常字：サンプル数が 30 以上，斜字：サンプル数が 10 以上 30 未満，網掛け部分：サンプル数が 10 未満

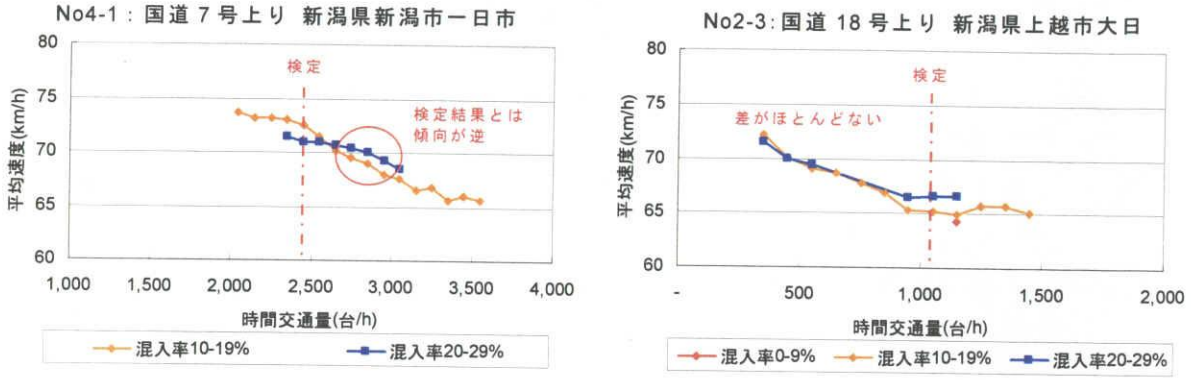


図 2-3-4　大型車混入率別平均速度　[サンプル数 10 以上]

[左：大型車混入率が低い方が平均速度が高い，右：大型車混入率が高い方が平均速度が高い]

2) 降雨［非降雨(0～1mm/h)/降雨(1mm/h～)］

自専道では，降雨量を 1mm/h ごと，または 2～3mm/h ごとに分類し，降雨量の増加に伴う速度低下量の傾向について分析した．しかし，**図 2-3-2** でみられるように一般道ではデータの集計時間間隔が 1 時間ということもあり，降雨時のサンプル数が十分ではない．そのため，非降雨時(0～1mm/h)と降雨時(1mm/h)の比較のみにより，降雨が速度に影響を与えるかどうかについて検証する．なお，ここでも大型車混入率同様に，Welch の t 検定(95%有意水準)によって，非降雨時と降雨時の平均速度の差を統計的に明らかにする．**表 2-3-5** は検定の結果である．

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．一方，降雨時の方が平均速度が高い[B]地点は 1 地点も存在しなかった．**図 2-3-5** は，ある 2 地点の非降雨時/降雨時別の交通量-速度図であるが，これからも降雨によって速度が低下する傾向がみてとれる．以上より，自専道の分析結果同様に一般道でも降雨によって速度が低下するといえる．

表 2-3-5(1)　非降雨/降雨別平均速度の有意差検定結果

		2 車線	4 車線	6 車線	合計
分析地点		13	13	4	30
差が有意である地点		7	13	4	24
	A.非降雨時の方が速度が高い	*7*	*13*	*4*	*24*
	B.降雨時の方が速度が高い	*0*	*0*	*0*	*0*
差が有意でない地点		6	0	0	6

表 2-3-5(2)　非降雨/降雨別平均速度の有意差検定結果[詳細]

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
2-1	300-399	20-29	×	-	4-1	2600-2699	20-29	○	A	6-1	3800-3899	10-19	○	A
2-2	300-399	20-29	○	A	4-2	2600-2699	10-19	○	A	6-2	3800-3899	10-19	○	A
2-3	1000-1099	10-19	○	A	4-3	1400-1499	30-	○	A	*6-3*	*4500-4599*	*20-29*	*○*	*A*
2-4	1000-1099	10-19	○	A	4-4	1400-1499	30-	○	A	*6-4*	*4500-4599*	*20-29*	*○*	*A*
2-5	1000-1099	20-29	×	-	4-5	1400-1499	30-	○	A					
2-6	500-599	10-19	×	-	4-6	1400-1499	30-	○	A					
2-7	500-599	10-19	○	A	4-7	2400-2499	20-29	○	A					
2-8	500-599	10-19	×	-	4-8	1300-1399	30-	○	A					
2-9	500-599	10-19	×	-	4-9	1300-1399	30-	○	A					
2-10	600-699	10-19	×	-	4-10	1300-1399	10-19	○	A					
2-11	500-599	10-19	○	A	4-11	1300-1399	10-19	○	A					
2-12	1000-1099	20-29	○	A	4-12	1900-1999	10-19	○	A					
2-13	1000-1099	20-29	○	A	4-13	1900-1999	10-19	○	A					

* ○：差が有意である，×：差が有意でない，-：十分なサンプル数(10 未満)がなく検定不能

** A：非降雨時の方が速度が高い，B：降雨時の方が速度が高い

*** 通常字：サンプル数が 30 以上，斜字：サンプル数が 10 以上 30 未満，網掛け部分：サンプル数が 10 未満

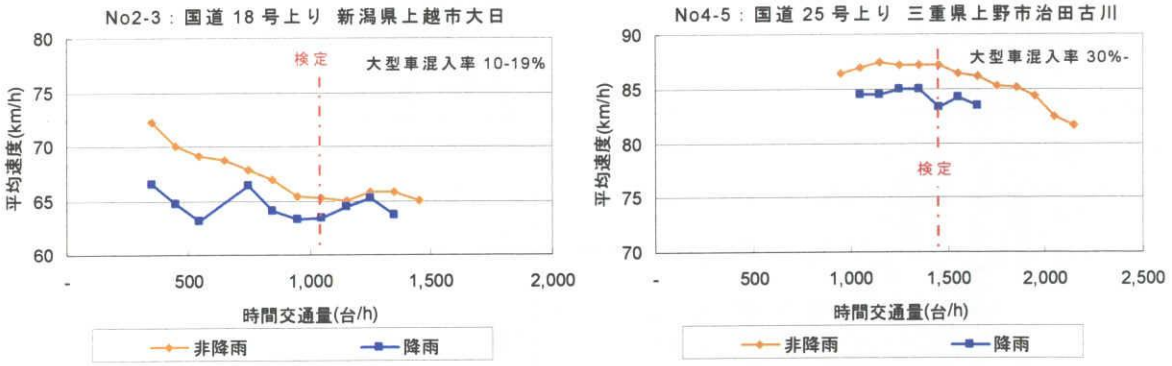


図 2-3-5　非降雨/降雨別平均速度

[サンプル数 10 以上]

[両地点とも非降雨時の方が平均速度が高い]

3) 季節［無雪期(4～11 月)/積雪期(12～3 月)］

北海道や東北をはじめとする積雪地域では，12～3 月といった冬季積雪期に“降雪/積雪”や“気温低下による路面凍結”などにより速度が低下することが考えられる．本来ならば，気象や路面状態に関する詳細データをもとに，その時の走行状態を検証すべきであるが，それら詳細データの入手が困難であったため，ここでは無雪期(4～11 月)と積雪期(12～3 月)といった季節の違いに着目し，平均速度の差について検証を行う．

我が国の代表的な積雪地域としては，北海道，東北，上信越(岐阜含む)，山陰といった地域が挙げられる．本研究の分析対象地全 30 地点のうちこれら地域に含まれる地点は，2 車線道路で 10 地点，4 車線道路で 2 地点の計 12 地点があり，これらを対象に無雪期と積雪期の速度の差について Welch の t 検定(95%水準)によって検定を行う．その結果を**表 2-3-6** に示す．

全 12 地点のうち半数以上の 7 地点で有意な差が確認できなかった．また，差が有意であった 5 地点のうち 2 地点で無雪期よりも積雪期の方が速度が高い[B]という結果となった．**図 2-3-6** は，ある 2 地点の無雪期/積雪期別の交通量-速度図であるが，この図からも積雪期に速度が低下するという明確な傾向は確認できない．以上のように，本研究では，一般道において季節の違い(無雪期/積雪期)による平均速度の差が認められない結果となった．しかし，今回対象とした地点が交通量の多い幹線道路であり，降雪/積雪や路面凍結の影響を受けやすいと考えられる自由走行状態時(交通量 100 台/h 以下)のサンプルが十分ではなく，その状態での検定*が行えなかったことを考慮すると今後地点や条件を見直しさらに詳細に分析する必要があるといえる．

* 2 車線自専道では，積雪期の自由走行状態(交通流率が 100 台/h 以下)のときに 2～10km/h 程度の速度低下が生じたが，交通流率が増加するにつれ速度の低下はみられなくなった．

表 2-3-6(1)　無雪期/積雪期別平均速度の有意差検定結果

		2 車線	4 車線	6 車線	合計
分析地点		10	2	0	12
差が有意である地点		4	1	0	5
	A.無雪期の方が速度が高い	*3*	*0*	*0*	*3*
	B.積雪期の方が速度が高い	*1*	*1*	*0*	*2*
差が有意でない地点		6	1	0	7

表 2-3-6(2)　無雪期/積雪期別平均速度の有意差検定結果[詳細]

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
2-1	200-299	10-19	×	-	2-7	400-499	10-19	×		4-1	2300-2399	10-19	×	-
2-2	200-299	10-19	×	-	2-8	400-499	10-19	○	A	4-2	2400-2499	10-19	○	B
2-3	400-499	10-19	×	-	2-9	400-499	10-19	○	A					
2-4	400-499	10-19	○	B	2-10	500-599	10-19	×	-					
2-6	400-499	10-19	○	A	2-11	500-599	10-19	×	-					

* ○：差が有意である，×：差が有意でない，-：十分なサンプル数(10 未満)がなく検定不能

** A：無雪期の方が速度が高い，B：積雪期の方が速度が高い

*** 通常字：サンプル数が 30 以上，斜字：サンプル数が 10 以上 30 未満，網掛け部分：サンプル数が 10 未満

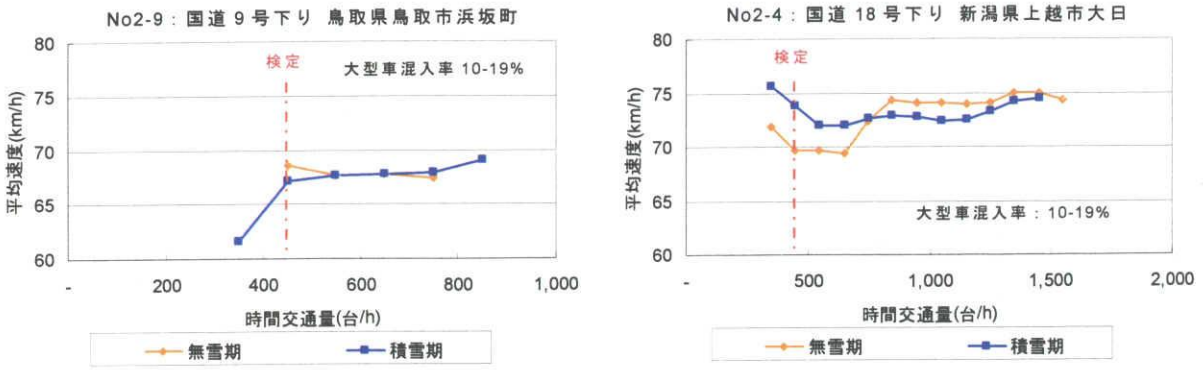


図 2-3-6　無雪期/積雪期別平均速度　[サンプル数 10 以上]

[左：無雪期の方が平均速度が高い，右：積雪期の方が平均速度が高い]

4) 平日/休日

自専道での分析同様に，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，平日をそれ以外の日と，それぞれ定義し，平日と休日の違いによる平均速度の差を Welch の t 検定(有意水準 95%)によって統計的に明らかにする．なお，ここでも各地点で交通量や大型車混入率といった平日/休日以外の要因の条件を固定しおり，平日休日の速度の差はドライバー構成(業務，観光)の違いと言い換えることもできる．

約 2/3 の地点で平日と休日の平均速度に有意な差があり，そのほとんどが休日の方が平日よりも速度が高い[B]という結果となった(**表 2-3-7** 参照)．この理由の一つとして，交通量，大型車混入率といった交通状況が同じであっても，平日と休日ではその内容/性質が異なるためではないかと推測する．たとえば，大型車混入率が同じであっても，平日の大型車はその多くが積荷を満載した貨物車であり全体的に速度が低い，一方，休日の大型車は比較的高い速度で走行できるバスであったり積荷が少ない貨物車であったりし平日に比べて全体的に速度が高いのではないだろうか．しかし，これはあくまでも推測であり，今後更に詳細に分析することが必要である．

表 2-3-7(1)　平日/休日別平均速度の有意差検定結果

		2 車線	4 車線	6 車線	合計
分析地点		13	13	4	30
差が有意である地点		10	7	2	19
	A.平日の方が速度が高い	*1*	*0*	*0*	*1*
	B.休日の方が速度が高い	*9*	*7*	*2*	*18*
差が有意でない地点		3	6	2	11

表 2-3-7(2)　平日/休日別平均速度の有意差検定結果[詳細]

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
2-1	300-399	20-29	○	B
2-2	300-399	20-29	○	B
2-3	1000-1099	10-19	○	B
2-4	1000-1099	10-19	○	B
2-5	1100-1199	10-19	○	A
2-6	500-599	10-19	○	B
2-7	500-599	10-19	○	B
2-8	600-699	10-19	×	-
2-9	600-699	10-19	○	B
2-10	600-699	10-19	○	B
2-11	600-699	10-19	○	B
2-12	1200-1299	10-19	×	-
2-13	1200-1299	10-19	×	-

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
4-1	2800-2899	10-19	○	B
4-2	2800-2899	10-19	×	-
4-3	*1600-1699*	*20-29*	*×*	-
4-4	1400-1499	20-29	×	-
4-5	1600-1699	20-29	×	-
4-6	1600-1699	20-29	○	B
4-7	2800-2899	10-19	○	B
4-8	*1600-1699*	*20-29*	*×*	-
4-9	1600-1699	20-29	×	-
4-10	1300-1399	10-19	○	B
4-11	1300-1399	10-19	○	B
4-12	1900-1999	10-19	○	B
4-13	1900-1999	10-19	○	B

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
6-1	3800-3899	10-19	○	B
6-2	4000-4099	10-19	○	B
6-3	4600-4699	10-19	×	-
6-4	4600-4699	10-19	×	-

* ○：差が有意である，×：差が有意でない，-：十分なサンプル数(10 未満)がなく検定不能

** A：平日の方が速度が高い，B：休日の方が速度が高い

*** 通常字：サンプル数が 30 以上，斜字：サンプル数が 10 以上 30 未満，網掛け部分：サンプル数が 10 未満

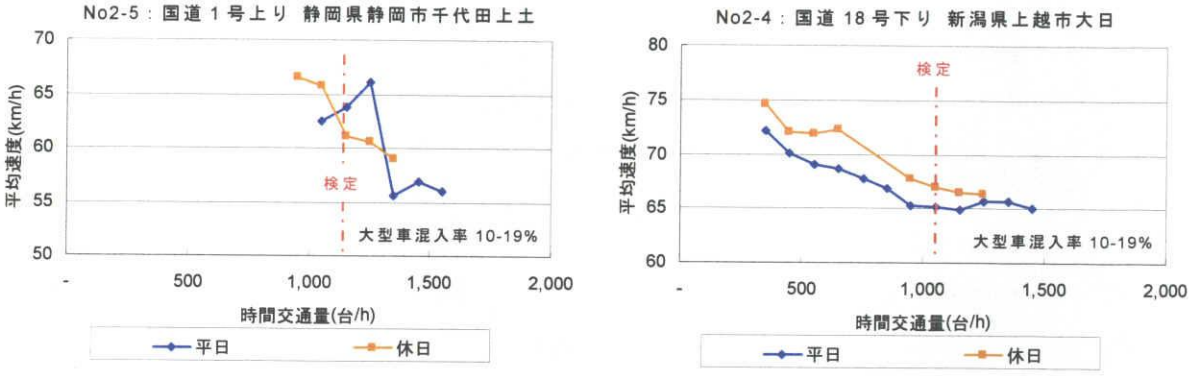


図 2-3-7　平日/休日別平均速度　[サンプル数 10 以上]

[左：平日の方が平均速度が高い，右：休日の方が平均速度が高い]

5) 昼間/夜間

夜間は昼間と異なり視界が悪く，速度が低下することが考えられる．しかし一方で，平日夜間に走行するドライバーの多くが業務目的の職業ドライバーであり，一般ドライバーの多い昼間よりも高い速度で走行しているとも考えられる．**1)～4)**同様にここでも，Welch の t 検定(有意水準 95%)によって昼間と夜間の平均速度の差を統計的に明らかにする．なお，観測地点の位置(緯度経度)や季節によって昼夜の時間帯が変化することを考慮し，ここでは昼間を 8:00～16:00，夜間を 20:00～4:00 とし，それ以外の時間帯については分析の対象から除く．**表 2-3-8** に検定結果を示す．

車線数の違いに関係なく，昼間よりも夜間の方が速度が高いという傾向がわかる．このことから，視界の悪さよりもドライバー構成の方が速度に与える影響が大きいと推測できる．

表 2-3-8(1)　昼間/夜間別平均速度の有意差検定結果

		2 車線	4 車線	6 車線	合計*
分析地点		12	11	3	26
差が有意である地点		12	10	1	23
	A.昼間の方が速度が高い	*1*	*3*	*0*	*4*
	B.夜間の方が速度が高い	*11*	*7*	*1*	*19*
差が有意でない地点		0	1	2	3

* 3 地点十分なサンプル数が確保できず検定不能

表 2-3-8(2)　昼間/夜間別平均速度の有意差検定結果[詳細]

No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**	No	交通量	大型車混入率	検定結果*	速度が高い要因**
2-1	200-299	10-20	○	B	4-1	-	-	-	-	6-1	-	-	-	-
2-2	200-299	10-20	○	B	4-2	-	-	-	-	*6-2*	*2600-2699*	*10-19*	*○*	*B*
2-3	300-399	10-19	○	A	4-3	1200-1299	30-	○	B	*6-3*	*3900-3999*	*10-19*	*×*	-
2-4	300-399	10-19	○	B	4-4	1200-1299	30-	○	B	6-4	4400-4499	10-19	×	-
2-5	800-899	20-29	○	B	4-5	1200-1299	30-	○	A					
2-6	300-399	10-19	○	B	4-6	1200-1299	30-	○	B					
2-7	*300-399*	*10-19*	*○*	*B*	*4-7*	*2100-2199*	*20-29*	*○*	*A*					
2-8	400-499	10-19	○	B	4-8	1200-1299	30-	×						
2-9	-	-	-	-	4-9	1200-1299	30-	○	A					
2-10	500-599	10-19	○	B	4-10	1100-1199	20-29	○	B					
2-11	500-599	10-19	○	B	4-11	1100-1199	20-29	○	B					
2-12	1000-1099	20-29	○	B	4-12	1400-1499	10-19	○	B					
2-13	1000-1099	20-29	○	B	4-13	1900-1999	10-19	○	B					

* ○：差が有意である，×：差が有意でない，-：十分なサンプル数(10 未満)がなく検定不能
** A：昼間の方が速度が高い，B：夜間の方が速度が高い
*** 通常字：サンプル数が 30 以上，斜字：サンプル数が 10 以上 30 未満，網掛け部分：サンプル数が 10 未満

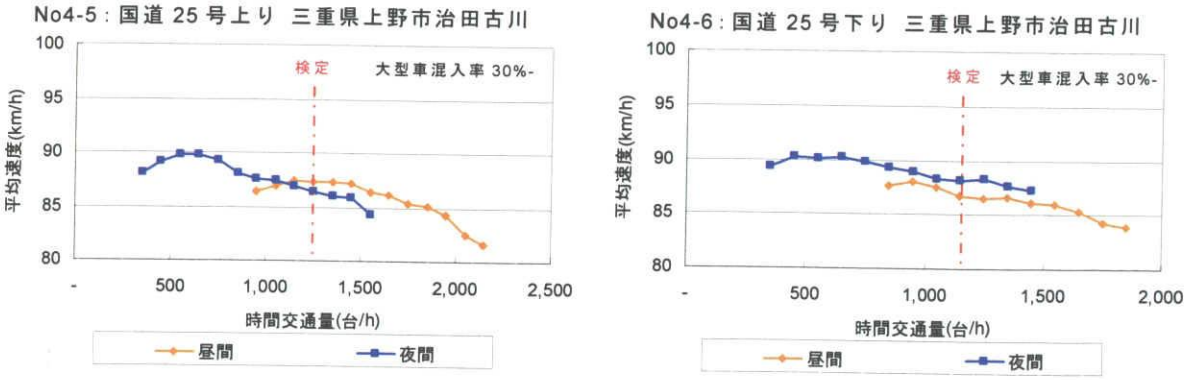


図 2-3-8　昼間/夜間別平均速度　[サンプル数 10 以上]

[左：昼間の方が平均速度が高い，右：夜間の方が平均速度が高い]

6) まとめ

一般道の速度に影響を与える要因のうち，“気象条件(降雨/非降雨)”，“季節(無雪期/積雪期)”，“平日/休日”，“夜間/昼間”，“大型車(大型車混入率)” の 5 つについて分析を行い，実際に速度に影響を与えているかどうか統計的に明らかにした．その結果，本研究では次のような結果となった．

- 気象条件：**非降雨時** ＞ 降雨時
- 平日/休日：**休日** ＞ 平日
- 昼間/夜間：**夜間** ＞ 昼間
- 季節(無雪期/積雪期)：本分析では確認できなかった
- 大型車(大型車混入率)：本分析では確認できなかった

ただし，本分析で利用したデータが 1 時間の集計値であったことや，観測地点が比較的交通量が大きい幹線系道路であったことなどデータ上の制約もあり，“季節(無雪期/積雪期)”や“大型車(大型車混入率)”の影響が顕在化しなかったことも考えられる．そのため，特に “大型車(大型車混入率)” の影響については，生パルスデータを利用し自専道と同様に 5 分間交通量に集計したうえで，これら要因の影響について再度検証する必要がある(**4 章**)．

2.3.3. 一般道における *q-v* 曲線の提案

(1) 分析条件

2 車線自専道では無雪期，昼間における非降雨/降雨別，大型車混入率別の *q-v* 曲線(**2.1.**)を，多車線自専道では平日，昼間における非降雨/降雨別，大型車混入率別の *q-v* 曲線(**2.2.**)をそれぞれ定式化した．一般道では，次のような理由により平日の非降雨/降雨別に *q-v* 曲線を設定する．

■ **2.3.2** の分析結果から，一般道では季節，大型車混入率の違いによる速度の差がみられなかった．そのため，一般道の *q-v* 曲線の定式化に際しては，季節，大型車混入率の影響を特に考慮しない．

■ 図 2-3-9 のように昼間のみでは交通量が小さいカテゴリのデータがほとんど存在せず，正確な *q-v* 曲線を定式化することが困難である．よって，交通量が小さいカテゴリのデータが多数存在する夜間のデータも利用し *q-v* 曲線を定式化する．

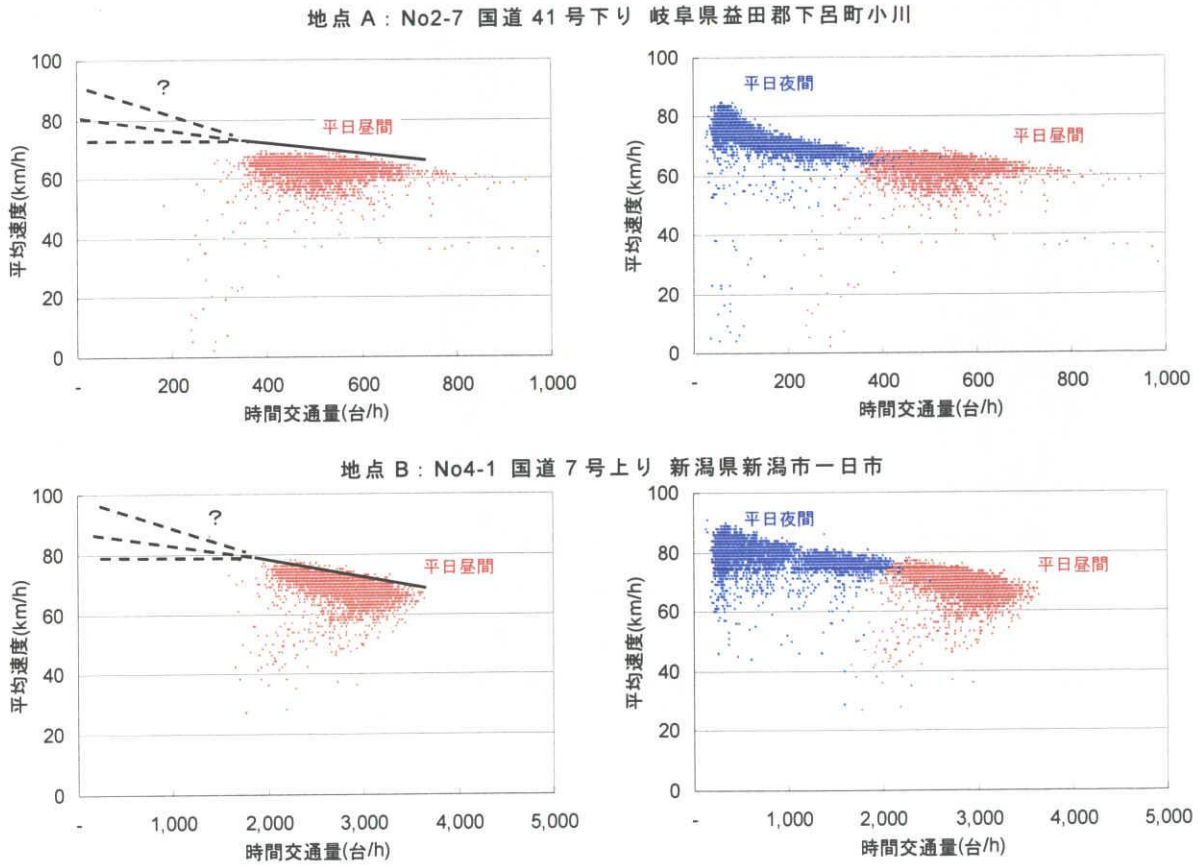


図 2-3-9　平日昼間/夜間の *q-v* 図

(2) 分析方法

自専道と同様の手順により一般道の q-v 曲線を定式化する．なお，自専道の結果から 2 車線と多車線では q-v 曲線の傾向が異なることが明らかとなったため，ここでは車線数別に検討する．

■ 手順 1：各地点のカテゴリ別 85percentile 速度を求める

分析地点ごとに平日の交通量レベル別，非降雨/降雨別の 85percentile 速度を求める．ただし，サンプル数が 10 未満の場合は，85percentile 速度の信頼性が乏しいと考え対象から除く．

■ 手順 2：カテゴリ別 85percentile 速度の期待値を求める

2 車線自専道では分析地点数が 36 地点と比較的多かったため，各地点のカテゴリ別 85percentile 速度の平均値を 85percentile 速度の期待値とした．しかし，一般道では車線別の分析地点が 13 地点と少なく，期待値を平均値とすると特異なデータの影響を受けやすくなる．そのため，一般道では 85percentile 速度の期待値を各地点のカテゴリ別 85percentile 速度の平均値ではなく中央値とする．なお，ここではデータの信頼性を考慮し，分析地点の半数以上の地点(7 地点)で 85percentile 速度が求められたカテゴリのみ期待値を求める．

■ 手順 3：q-v 曲線推定モデルを構築する

自専道同様にカテゴリ別 85percentile 速度の期待値の傾向をもとに，q-v 曲線を推定するモデルの構造を設定し，モデルを構築する．

なお，一般道では大型車混入率による速度低下がみられなかったため，非降雨時(降雨量 0mm)での q-v 関係を推定する基本式と，降雨による速度低下量を補正する式(補正式)との 2 つに分け，基本式から補正式を減ずる形とする．

q-v 曲線推定モデル　$V_{85,estimates}$

$= V_{85,ideal}$ [基本モデル] $-$ $RV_{85,RAIN}$ [補正式]

ここで，$V_{85,estimates}$：85percentile 速度(km/h)の推定値

$V_{85,ideal}$：非降雨時における 85percentile 速度(km/h)

$RV_{85,RAIN}$：降雨による速度低下量(km/h)

(3) *q-v* 曲線の分析

1) 2 車線一般道

a) 基本式

2 車線一般道の非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値*とその時のサンプル数を図 2-3-10 に示す.

*2 車線道路の全分析地点 13 地点の半数にあたる 7 地点以上で 85percentile 速度が計算できたカテゴリ

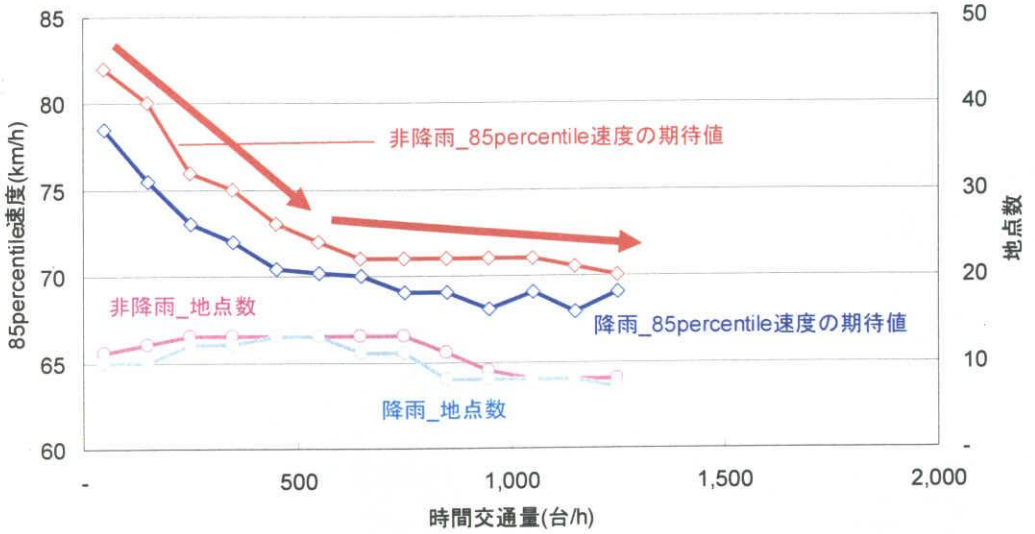


図 2-3-10　非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値

自専道同様に 85percentile 速度の期待値は規制速度(60km/h)を大幅に上回っている. また, 交通量の増加に伴い 85percentile 速度の期待値がほぼ直線的に低下することもわかる. 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)に比べて速度低下量が大きい. 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う 2 車線道路の典型的な傾向であると考えられる. ここではこの傾向を表現するため, 交通量レベル 500 台/h を境にした 2 つの一次式によって基本式を設定する.

$$V_{85,ideal} = \alpha_{10} + \alpha_{11}\, Flow_{60} \qquad [Flow_{60} < 500\ 台/h] \qquad (2.16(1))$$

$$V_{85,ideal} = \alpha_{20} + \alpha_{21}\, Flow_{60} \qquad [Flow_{60} >= 500\ 台/h] \qquad (2.16(2))$$

ここに, $V_{85,ideal}$: 非降雨時における 85percentile 速度(km/h)

$Flow_{60}$: 1 時間交通量（台/h）

α_{10}, α_{11}, α_{20}, α_{21} : パラメータ

b) 降雨による速度低下の補正式

図 2-3-11 は各地点の降雨による速度低下量[非降雨-降雨]と，全地点の中央値(地点数 7 以上のカテゴリ)をとったものである．

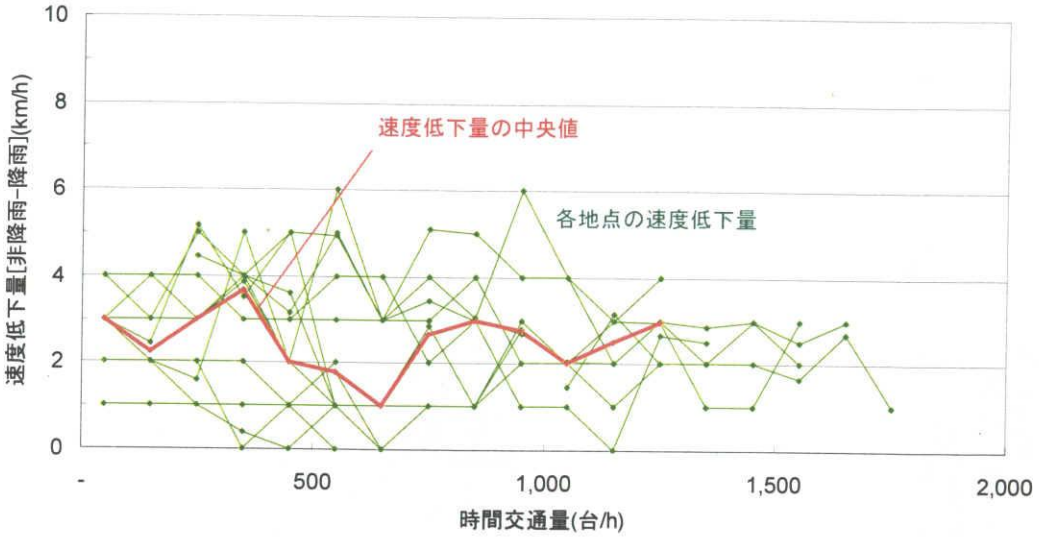


図 2-3-11　各地点の降雨による 85percentile 速度の低下量[非降雨-降雨]

降雨による速度低下量の中央値をみると，交通量が 300～400 台/h のとき 3.6km/h，600～700 台/h のとき 1.0km/h と交通量レベルによって変動しているものの，全体的には，交通量レベルと速度低下量との間に明確な関係はみられない．今回対象としている分析値点数が 13 地点と少なく，交通量と降雨による速度低下量との関係が不明瞭になってしまっていることも考えられるが，ここでは，降雨による速度の低下量は交通量レベルに関係なく一定であるとし，補正式を次のように設定する．

$$RV_{85Rain} = \beta_1 \cdot RainDummy \qquad (2.17)$$

ここに，$RV_{85,RAIN}$：降雨による速度低下量(km/h)

$RainDummy$：非降雨 0，降雨 1

$\beta_{1,}$：パラメータ

c) *q-v* 曲線推定モデル

a), **b)**の基本式，補正式を用いて，2 車線一般道の *q-v* 曲線を推定するモデルの構造を次のように提案する．

$$V_{85,estimates} = V_{85,ideal} - RV_{85Rain}$$

$$=[\alpha_{10}(\alpha_{10})+\alpha_{11}(\alpha_{21})\cdot Flow_{60}] - [\beta_1 \cdot RainDummy]$$

$$=\alpha_{10}(\alpha_{10})+\alpha_{11}(\alpha_{21})\cdot Flow_{60} - \beta_1 \cdot RainDummy \qquad (2.18)$$

ここに，$V_{85,estimates}$：85percentile 速度(km/h)の推定値

設定したモデル構造をもとにパラメータ推定を行った．その結果，2 車線一般道の *q-v* 曲線は次式のように表され，**図 2-3-11** のような傾向を示す．

$$V_{85,estimates} = 82.95 - 0.0230\ Flow_{60} - 2.50\ RainDummy \qquad (Flow_{60}<500\ 台/h)$$

$$R^2 = 0.950,\ RMSE = 0.00943,\ サンプル数 = 10$$

$$V_{85,estimates} = 72.71 - 0.00196\ Flow_{60} - 2.50\ RainDummy \qquad (Flow_{60}>=500\ 台/h)$$

$$R^2 = 0.856,\ RMSE = 0.00640,\ サンプル数 = 16$$

ここに　$V_{85,estimates}$：推定 85percentile 速度(km/h)

Flow：1 時間交通量(台/h)

RainDummy：非降雨 0，降雨 1

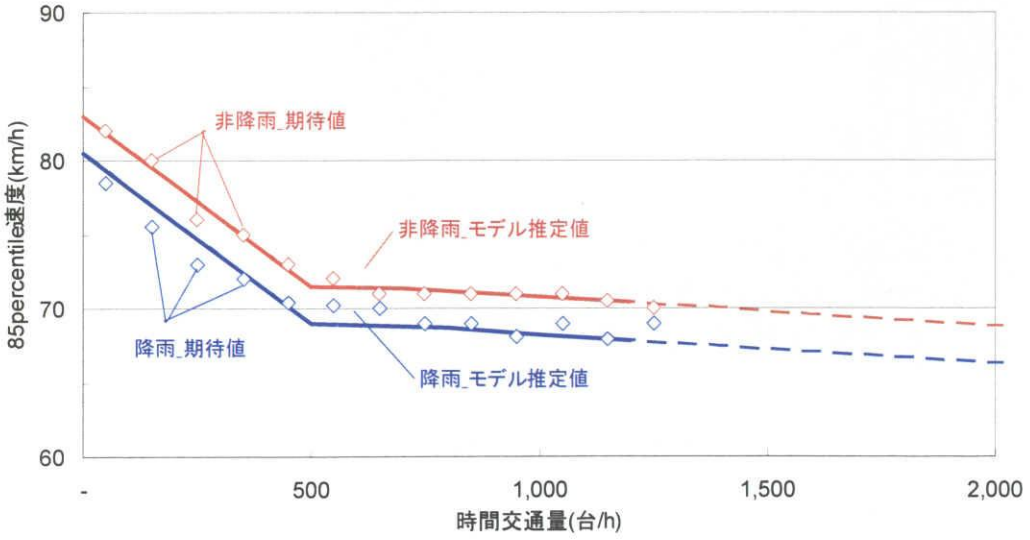


図 2-3-12　2 車線一般道における *q-v* 曲線

それぞれ R^2 が 0.950，0.856 と高く，また交通量が小さいとき(500 台/h 未満)に速度の低下量が大きいという 2 車線一般道の特徴が表現できていることがわかる．

2) 4 車線一般道

a) 基本式

4 車線一般道の非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値*と降雨による速度の低下量を図 2-3-13 に示す.

*4 車線一般道の分析地点(13 地点)の半数にあたる 7 地点以上で 85percentile 速度が計算できたカテゴリ

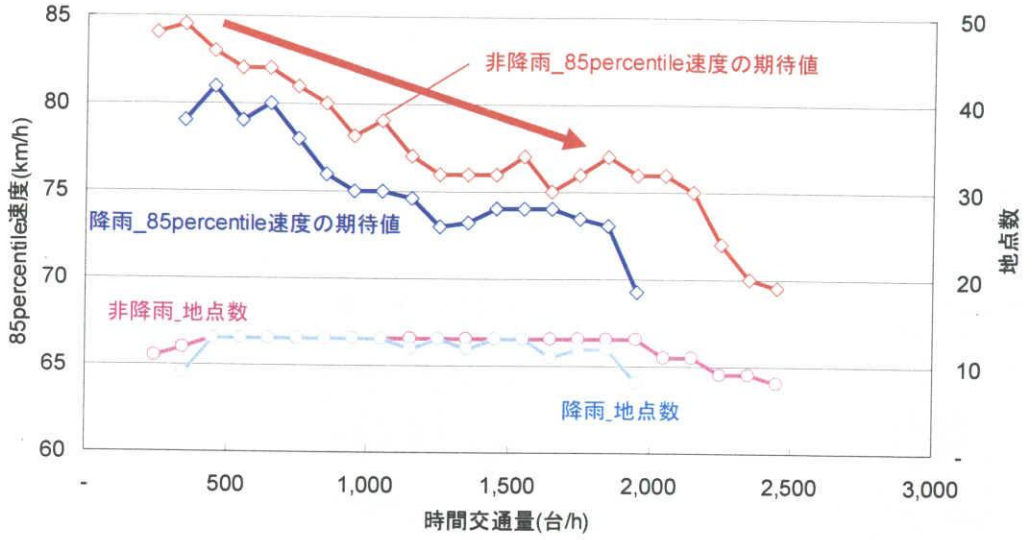


図 2-3-13　非降雨/降雨別 85percentile 速度の期待値と速度低下量

他の道路と同様に交通量の増加につれ速度が低下する傾向がみられる．しかし，2 車線一般道のように交通量レベルの違いによる速度低下量の差はみられず，ほぼ直線的に速度が低下しているといえる．以上より，4 車線一般道の基本式は次のように 1 次式で設定する．

$$V_{85,ideal} = \alpha_0 + \alpha_1 Flow_{60} \tag{2.19}$$

ここに，$V_{85,ideal}$：非降雨時における 85percentile 速度(km/h)

$Flow_{60}$：時間交通量（台/h）

α_0, α_1：パラメータ

b) 降雨による速度低下の補正式

図 2-3-14 は各地点の降雨による速度低下量[非降雨-降雨]と，全地点の中央値(地点数 7 以上のカテゴリ)をとったものである．

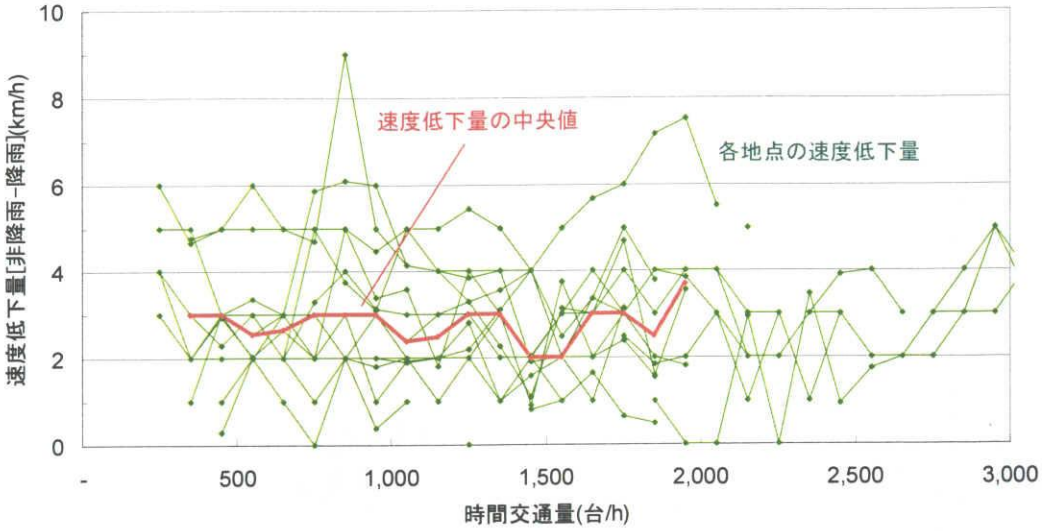


図 2-3-14　各地点の降雨による 85percentile 速度の低下量[非降雨-降雨]

降雨による速度低下量の中央値をみると，交通量レベルによって速度低下量が 2.0～4.0km/h と多少変動するものの，全体的には交通量レベルと降雨による速度低下量との間に明確な関係はみられない．そのため，2 車線一般道と同様に降雨による速度低下量は交通量レベルに関係なく一定であるとし，補正式を次のように設定する．

$$RV_{85RAIN} = \beta_1 \cdot RainDummy \tag{2.20}$$

ここに，$RV_{85,Rain}$：降雨による速度低下量(km/h)

$RainDummy$：非降雨 0，降雨 1

$\beta_{1,}$：パラメータ

c) *q-v* 曲線推定モデル

a), **b)**の基本式，補正式を用いて，4 車線一般道の *q-v* 曲線を推定するモデルの構造を次のように提案する．

$$V_{85,estimates} = V_{85,ideal} - RV_{85RAIN}$$

$$=[\alpha_0 + \alpha_1 Flow_{60}] - [\beta_1 \cdot RainDummy]$$

$$= \alpha_0 + \alpha_1 Flow_{60} - \beta_1 \cdot RainDummy \qquad (2.21)$$

設定したモデル構造をもとにパラメータ推定を行った．その結果，4 車線一般道の *q-v* 曲線は次式のように表され，**図 2-3-13** のような傾向を示す．

$$V_{85,estimates} = 85.05 - 0.00560\, Flow_{60} - 2.78\, RainDummy$$

$R^2 = 0.871$，$RMSE = 0.0152$，サンプル数 $= 40$

ここで　$V_{85,estimates}$：85percentile 速度(km/h)の推定値

$Flow_{60}$：1 時間交通量(台/h)

$RainDummy$：非降雨 0，降雨 1

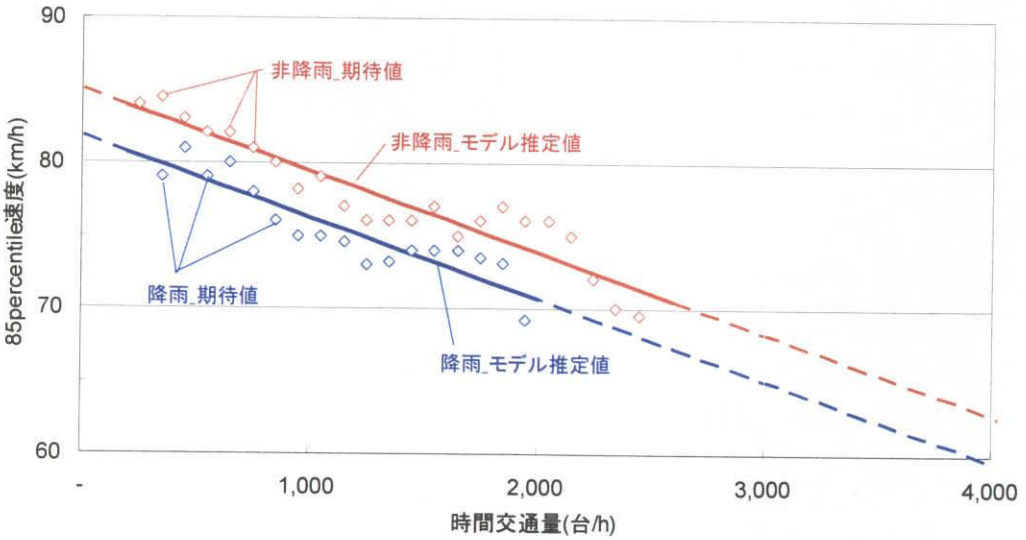


図 2-3-15　4 車線一般道における *q-v* 曲線

推定の結果，いずれのパラメータも統計的に有意なものとなった．また，R^2 値も 0.871 あり推定精度は良好であるといえる．なお，交通量レベル 1,000 台/h 付近では期待値に比べて推定値の方が過大に，反対に 1,800 台/h 付近では過小になっている．これは，各カテゴリの 85percentile 速度の期待値を算出する際に利用したサンプルが 7～13 と少ないことによる誤差であると考えられる．

3) 6 車線一般道

本研究で対象とする 6 車線一般道の分析地点は 4 地点と極めて少ないため，一般的な q-v 曲線を設定することは困難である．また，q-v 曲線によって道路交通性能を評価すべき道路は主に都市間道路であるが，我が国の 6 車線一般道の多くが都市内の幹線街路として機能しており，都市間道路として機能しているものはほとんどない．すなわち，都市間一般道の性能を評価する際に 6 車線一般道の q-v 曲線の必要性はあまり高くないといえる．

以上のような点より，ここでは 6 車線一般道の q-v 曲線については特に分析/設定を行わない．

2.3.4. まとめ

本節では一般道の q-v 関係に影響を与える要因として，“気象条件(降雨/非降雨)”，“季節(無雪期/積雪期)”，“平日/休日”，“夜間/昼間”，“大型車(大型車混入率)” の 5 つについて分析を行い，実際に速度に影響を与えているかどうか統計的に明らかにした．その結果，次のようなことが明らかとなった．

- 気象条件：**非降雨時** > 降雨時
- 平日/休日：**休日** > 平日
- 昼間/夜間：**夜間** > 昼間
- 季節(無雪期/積雪期)：本分析では確認できなかった
- 大型車(大型車混入率)：本分析では確認できなかった

ただし，本分析で利用したデータが 1 時間の集計値であったことや，観測地点が比較的交通量が大きい幹線系の道路であったことなどデータ上の制約もあり，“季節(無雪期/積雪期)” や “大型車(大型車混入率)” の影響が顕在化しなかったとも考えられる．そのため，今後も引き続き詳細に分析を行っていく必要がある．

また，これらを参考に非降雨/降雨別の q-v 曲線の定式化を検討した．2 車線一般道では，交通量レベルが小さい場合(交通量 500 台/h 未満)と大きい場合(交通量 500 台/h 以上)とで速度の低下量に差がみられたため，交通量 500 台/h を境に 2 種類の 1 次式で表現することとした．一方，4 車線一般道では，2 車線一般道のような交通量レベルの違いによる速度低下量の差が確認できず，交通量レベルの増加に伴いほぼ直線的に速度が低下するため，1 種類の 1 次式で表現した．

ただし，本モデルには自専道同様に道路の線形や幾何構造といった地点特性が含まれていない．しかしながら，一般道に設置されている車両感知器は，自専道に比べ収集精度が低く設置箇所数も少ないため，複数の地点間で比較しなければならない道路線形や幾何構造の影響について分析することは難しい．よって，道路線形や幾何構造の影響については自専道のデータによって分析を行い，その結果を一般道に反映させる枠組みを検討することが必要である．

2.4. まとめ

本章では，自専道，一般道それぞれ q-v 関係に影響を与える要因について定量的に分析を行い，この結果をもとにそれぞれの車線数別に q-v 曲線を定式化した．これにより，我が国の一般的な q-v 曲線を**図 2-4-1** のように示すことができた．ただし，本モデルには道路の線形や幾何構造といった地点特性が考慮されていないため，今後も引き続き q-v 関係に影響あたえる道路条件について定量的に分析し，その結果を本モデル式に反映していくことが必要である．

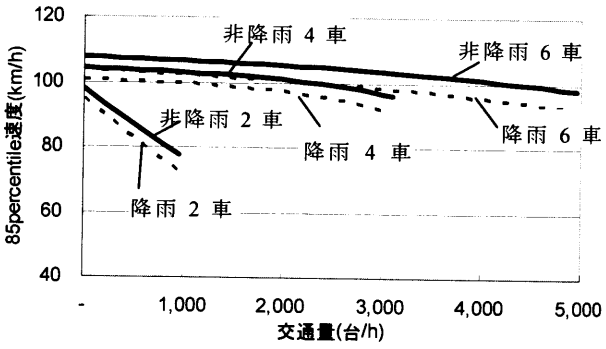


図 2-4-1(1) 自専道 q-v 性能曲線
[大型車混入率：0%，降雨：1mm/h]

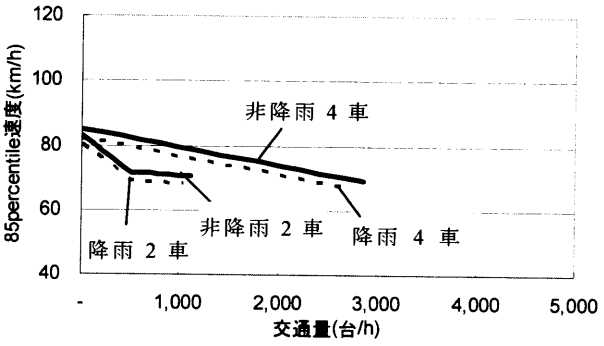


図 2-4-1(2) 一般道 q-v 性能曲線

2章の参考文献

阿江章・羽山章(1993)：最近の高速道路の走行実態について，高速道路と自動車，第36巻，第10号，pp.55-60.

赤羽弘和，越正毅(1987)：渋滞検出閾値のオンライン設定法，土木学会第42回年次学術講演会講演概要集，IV-25, pp.70-71.

大口敬(1995)：高速道路における渋滞の発生と道路線形との関係，土木学会論文集，No.524, IV -29, pp69-78.

岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之(2001)：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.

日本道路協会(2004)：道路構造令の解説と運用（改訂版）

日本道路協会(1984)：道路の交通容量

洪性俊・大口敬(2005)：高速道路における実勢速度の実態分析，土木計画学研究・講演集，No.31，4ページ，CD-ROM.

米川英雄(1997)：平休，昼夜による交通容量の相違，第17回交通工学研究発表会論文報告集，pp.77-80.

渡辺康一・中村英樹(2004)：自動車専用道路の可変図形情報板が交通流に与える影響に関する実証分析，第3回ITSシンポジウム論文集，pp.245-250.

Catbagan, J. and Nakamura, H. (2006): Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways, 85th TRB Annual Meeting 10 pages in CD-ROM.

Gattis, J.L., Bhave, R., Duncan, L.K. (2006): Alternating Passing Lane Lengths, 85th TRB Annual Meeting 17 pages in CD-ROM.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verhehrswesen (1996) : Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Querschnitte, RAS-Q.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verhehrswesen (2001) : Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, HBS

Transportation Research Board (2000), Highway Capacity Manual

3. 街路における道路交通性能に関する分析

3.1. はじめに

2章で対象とした都市間道路は信号交差点が少なく，また沿道からの出入りもほとんどないため，地点速度と旅行速度がほぼ等しいと考えることができる．そこで，都市間道路では地点速度を用いてq-v性能曲線を分析，設定した．しかし，都市内街路では，信号交差点で頻繁に停められたり，沿道からの出入り車両や路上駐停車車両によって走行が阻害されたりするため，旅行速度を地点速度で代替することは適当ではない．このため，ここでは次の式により旅行速度を推計する．

$$V_{travel} = \frac{L}{L/V_f + d_{all}/3600} \tag{3.1}$$

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

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，都市内街路のq-v性能曲線を設定することが可能となる．また，これにより，**図3-1-2**のフローに基づいて都市内街路の交通容量上のボトルネックとなるキー交差点(幹線街路相互の接続部)の性能を照査でき，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を示唆することも可能となる．

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を観測することによって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て，推計しなければならない．後藤(2004)は，都市内街路でプローブカー走行調査を行い，区間遅れの約**8**割以上が信号制御によるものであることを明らかにしている．このことから，平均区間遅れd_{all}を求める際には，信号制御による遅れ(以下，信号遅れとする)を正確に推計することが最も重要なことの一つといえる．

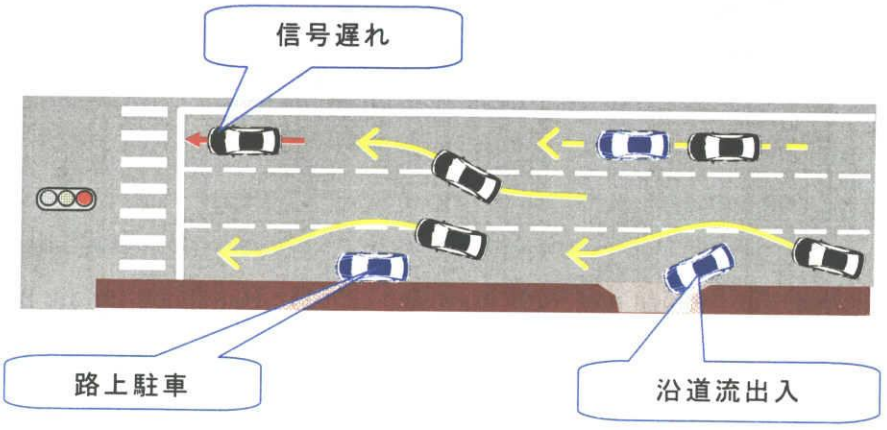


図 3-1-1 幹線街路で旅行速度に影響を及ぼす主な要因

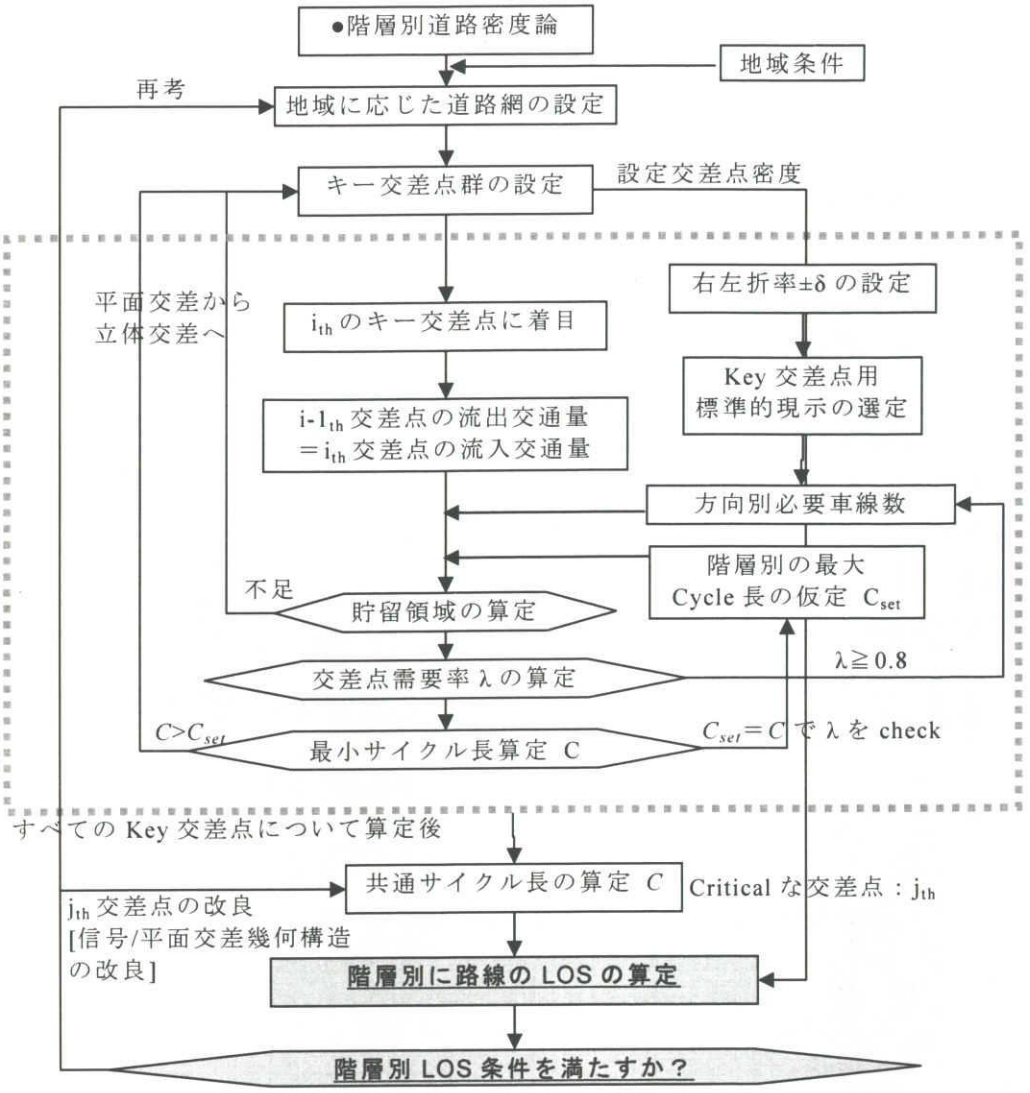


図 3-1-2 キー交差点をベースとした階層区分別の道路ネットワークと交差部の計画設計法試案

以上より，本章では特に信号遅れに着目し，平均区間遅れd_{all}，並びに区間の平均旅行速度V_{travel}を推計する手法を構築する．このとき，路線/エリア単位で系統制御されている，一般にサイクル長が長い，といった我が国の都市内街路における信号制御の特徴を十分考慮する．また，道路は非飽和状態を前提に計画・設計されることから，ここでは非飽和状態を対象とする．

そして，計画・設計道路の走行性能を照査するために必要となる都市内街路の一般的なq-v性能曲線を交差点密度や信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)に応じて設定する．なお，都市間道路では交通量をq，地点速度をvとしたが，ここでは青時間利用率である*Degree of Saturation*(=q/gs；ここにqは交通量，sは飽和交通流率，gは青時間比である)をqとし，区間の平均旅行速度V_{travel}をvとする．

なお，ここでは道路の交通性能を走行性能としており，これ以降は，都市内街路の中でも特に幹線街路を対象とする．このほかの住区街路や区画街路といった都市内街路は，走行性能よりもアクセス性能などが重要であり，これらを評価できる適切な指標を設定し，各種条件に応じて変化する道路交通性能を明らかにすることが必要であろう．

3.2. 既往の信号遅れ，旅行速度推計手法

既往の信号遅れ，および区間の平均旅行速度の推計手法を整理する．

3.2.1. 信号遅れ推計

(1) Webster の遅れ式

孤立信号交差点における信号遅れ推計式として，我が国では従来から Webster の遅れ式が広く用いられている(改定交通信号の手引き(2006))．これは，いくつかある信号遅れ式の基礎となっており，次の式 3.2 で表される．この式の第 1 項は，一様到着を仮定したときの理論的な遅れ(**図 3-2-1** の三角形の面積にあたる総遅れを総到着台数で除したもの)であり，第 2 項は到着のランダム性に起因した遅れである．第 3 項はシミュレーションによって導かれた経験的な補正項であり，遅れ全体に占める割合は大きくない．

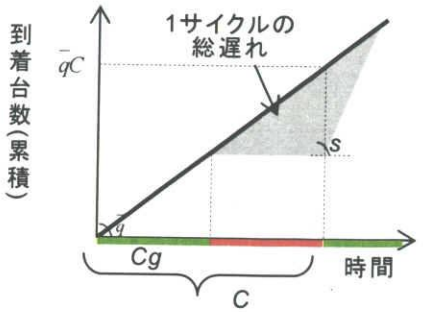


図 3-2-1 一様到着の場合の総遅れ

しかしながら，信号が系統的に制御されている場合が多い我が国の幹線街路に対して，この式をそのまま適用し，信号遅れを推計することは適当ではない．

$$d = \frac{C(1-g)^2}{2(1-\lambda g)} + \frac{\lambda^2}{2\bar{q}(1-\lambda)} - 0.65\left(\frac{C}{\bar{q}^2}\right)^{\frac{1}{3}} \lambda^{2+5g} \tag{3.2}$$

ここに，d は 1 台あたりの平均遅れ(s/veh)，C はサイクル長(s)，g は有効青時間比，$\bar{q}$ は交通量(veh/s)，s は飽和交通流(veh/s)，λ は需要率($=\bar{q}/gs$)である

(2) リンク最小遅れ式(越式)

系統制御された信号交差点では，車群の到着は一様でもランダムでもなく，周期性を持っている．このことに着目し，越(1975)は単一飽和方形波モデルを用いたリンクの最小遅れ式を式 3.3 のように提案している．これは，系統制御される隣り合った 2 つの信号交差点間の信号遅れを推計するものであり，それぞれの信号のサイクル・スプリット(青 50%，赤 50%)・飽和流量は等しい，車両は直進交通のみであり速度は一定，車群の拡散はない，完全に飽和している，といった仮定を設けている．

しかし，実際の幹線街路の交差点では必ずしもオフセットが最適ではなく，また青時間比は 0.5 でもない．さらに，計画・設計道路が常に飽和状態であることも考えにくい．このため，計画設計道路の信号遅れ，旅行速度推計にこの式 3.3 を用いることは適当ではない．しかし，最終的に推計される q-v 性能曲線の傾向を検証する際には活用できる．

$$d = \frac{1}{2}\min|nC - T| \tag{3.3}$$

ここに，Tはリンク往復所要時間(s)，Cはサイクル長(s)，nは整数(0，1，2，･･･)である．

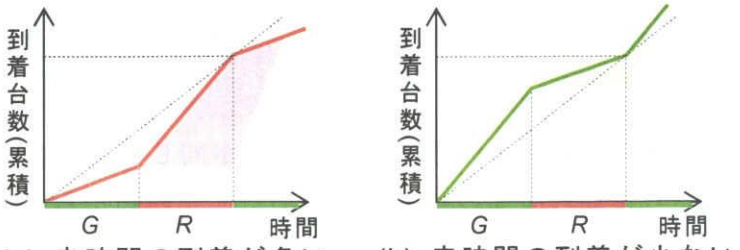
(3) HCM の遅れ式

HCM2000(TRB,2000)では，Webster の遅れ式をもとにして，系統制御の影響を考慮できる推計式を式 3.4 のように構築し，信号遅れを推計している．

$$\begin{aligned}
d &= d_1(PF) + d_2 + d_3 \\
d_1 &= \frac{0.5C(1-g)^2}{1-[\min(1,X)g]} \\
d_2 &= 900T\left[(X-1) + \sqrt{(X-1)^2 + \frac{8kIX}{sgT}}\right] \\
d_3 &= 1800Q_b t / sgT \\
PF &= \frac{(1-P)f_{PA}}{1-g}
\end{aligned} \tag{3.4}$$

ここに，dは 1 台あたりの平均遅れ(s/veh)，d_1は一様到着を仮定した場合の遅れ(s/veh)，PFは信号系統影響係数，d_2はランダム到着と過飽和の場合の遅れの増分(s/veh)，d_3は初期待ち行列が存在する場合の遅れの増分(s/veh)である．さらに，Cはサイクル長(s)，gは有効青時間比，Xは交通量/交通容量比，Tは解析時間(T=0.25=15 分)，kは定周期，感応制御別に与えられる係数，Iは上流交差点から到着する車両のランダム性を示す影響係数(孤立交差点 I=1.0)，sは飽和交通流率(veh/s)，cは交通容量(veh/s)，Q_bは最初の待ち行列(veh)，tは待ち行列と新たに到着した車両が解放するまでにかかる時間(<0.25)，Pは全到着車両に対する有効青時間に到着する車両の割合，f_{PA}は青時間に到着する車群の調整係数(0.93-1.15)である．

この式では，系統制御の影響を考慮するために第 1 項の一様到着による遅れを信号系統影響係数(PF)により補正している．これが，孤立交差点を対象とする Webster の遅れ式と大きく異なる点である．この PF は，赤時間に到着する車両の割合(1-P)を赤時間比(1-g)で除した値とほぼ同じである．たとえば，赤時間比が同じであったとしても，系統制御が適切ではなく赤時間に



(a) 赤時間の到着が多い　(b) 赤時間の到着が少ない

図 3-2-2 車群の到着パターン

到着する車両の割合が高ければ PF の値が大きくなり，平均信号遅れは増加する．同じ赤時間比で赤時間に到着した車両の割合が大きい場合(a)と小さい場合(b)とを比較すると，(b)よりも(a)の方が PF が大きくなり，その結果，平均遅れ(第 1 項)も大きくなる．このことは，**図 3-2-2** からもわかる．

以上より，我が国の計画・設計道路の信号遅れを推計する式としては，**(3)** の推計式(以下，HCM 式)が最も適当である．しかし，この式はあくまでも米国の交通状況を考慮して構築されたものであり，我が国に適用できるとは限らない．

そこで，名古屋市内の比較的大規模な 4 交差点(複数車線道路同士の交差部)を対象にして検証を行った．その結果を**表 3-2-1** に示す．観測値は交差点での車両の停止時間を計測したもので，停止/発進時の加減速による遅れは含まれていない(停止遅れ)．一方，HCM 式の推計値には，加減速による遅れも考慮されており(信号遅れ)，比較時にはこの点に注意が必要である．なお，一般に信号遅れの大部分は停止遅れであり，それに比べて加減速による遅れは小さいものと考えられる．

表 3-2-1 実測値(停止遅れ)と推計値(信号遅れ)の比較

		A.植田西	B.今池	C.引山	D.西大須
C：サイクル長(s)		140	140	150	160
g：青時間比[G/C]		0.39	0.36	0.35	0.34
X：Degree of saturation[q/sg]		0.64	0.68	0.58	0.65
P：青時間到着交通量の割合		0.63	0.75	0.00	0.30
車群の到着タイミング*		青 0.38-0.52	青 0.37-0.42	赤 0.04-0.06	赤 0.43-0.56
平均遅れ (s)	A．観測値**	26.0	19.8	60.1	23.9
	B．推計値*** [$=d_1*PF+d_2$]	25.8 [21.3+4.5]	20.0 [14.5+5.5]	64.6 [60.9+3.7]	53.0 [47.4+5.6]
	C．B ／ A	0.99	1.01	1.07	2.22

*青[赤]開始からの経過時間の青[赤]時間に対する比率．
**観測値は 15 分間観測を 4 回実施したときの停止遅れの平均値．
***非飽和状態を対象としているため d_3 は 0 となる．
G：青時間(s)，q：交通流率(veh/h)，s：飽和交通流率(veh/h)

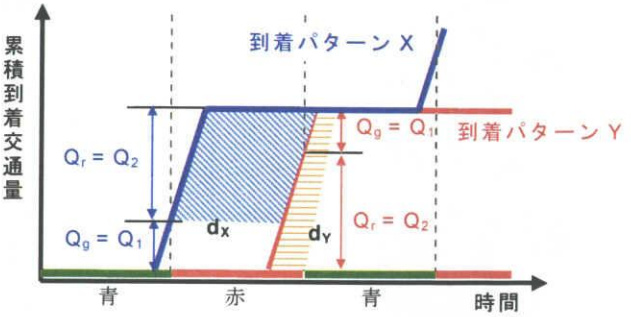


図 3-2-3 車群の到着タイミングと被る総遅れのイメージ

停止遅れと信号遅れの違いはあるが，地点 A～C は推計精度が良好であることがわかる．しかし，地点 D では推計値が観測値の 2 倍以上となっており，推計精度に問題があるといえる．この理由として，車群の到着タイミングの影響が考えられる．地点 A，B は車群の前頭が青時間の途中に到着(青 0.38-0.52，青 0.37-0.42)し，車群の後尾が赤で停止させられる．また，地点 C は車群の前頭が赤開始直後(赤 0.04-0.06)に停められる．これらはいずれも停められた車両が赤時間とほぼ同じ時間の停止遅れを被る．一方，地点 D は赤時間の途中(赤 0.43-0.56)に車群が到着するため，停められた車両の停止遅れは赤時間の約半分となる．

図 3-2-3 は，赤時間の到着台数が同じであるが車群の到着タイミングが異なるケースの総遅れ時間のイメージである．この図から，たとえ赤時間に同じ台数(Q_2)が到着したとしても，到着タイミングの違いによって総遅れ時間に大きな差($d_X >> d_Y$)が生じることがわかる．そして，この差はサイクル長(赤時間)が長くなるほど大きくなる．

HCM 式では，赤時間に到着する車両の割合と赤時間比(*PF*)により系統制御を考慮しているが，一般にサイクル長が長い我が国の幹線街路の信号遅れを推計するためには，「赤時間のどのタイミングに車群が到着するのか」という点について考慮することが重要である．

3.2.2. 区間旅行速度の推計

(1) 交差点密度に基づく旅行速度-交通量/容量比の関係分析

桐山・保久原(2005)は，区間長 1.7～4.7km の片側 2 車線幹線街路で，旅行速度，交通量などの現地観測調査を行い，交差点密度別の旅行速度と交通量/交通容量比の関係を**図 3-2-4** のように示している．しかし実際には，たとえ同じ交差点密度であっても，信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)の設定によって旅行速度が大きく異なるはずである．たとえば，交差点密度が 10 箇所/km であっても，系統制御されており完全優先オフセットであれば信号制御による遅れは理論上生じない．反対に，交差点密度が 1 箇所/km であっても系統制御されておらず，しかも青時間比が小さければ，その区間の旅行速度は低くなる．すなわち，交差点密度だけでなく信号制御パラメータの影響についての考慮も必要といえる．

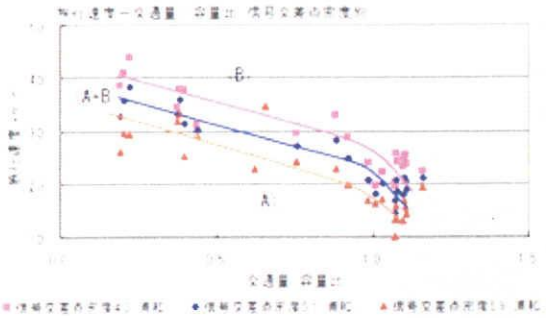


図3-2-4 旅行速度～交通量・交通容量比の関係図の例 (桐山・保久原(2005))

(2) HCM 式を用いた旅行速度推計式

HCM2000 の旅行速度推計は運用段階の分析や短期計画には利用できるが，長期計画の場合には活用が難しく，複雑である．そこで，Tarko(2005)らは簡便で実用的な幹線街路の旅行速度推計式を式 3.5 のように提案し，マイクロシミュレーションによりその精度を検証している．この旅行速度推計式は，単位距離あたりの旅行時間と HCM2000 の遅れ式から構成される簡単な構造ではあるが，実際の旅行速度を良好に再現できることが確認されている．しかし，この式の説明変数には信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)が含まれておらず，我が国の幹線街路に適用できるかは疑問である．

$$V_i = \frac{3600}{\dfrac{3600}{V_0} + \dfrac{8.18}{l}\cdot\exp(0.21l)\cdot\left(1-\dfrac{0.62F_i}{F_1+F_2}\right)\cdot\dfrac{\left(1+\dfrac{F_S}{2000n_S}\right)^2}{1-\dfrac{7F_i}{10000n_i}}} \qquad (3.5)$$

ここに，V_iは i 方向の旅行速度(miles/h)，V_0は平均自由速度(miles/h)，l は隣接交差点間の平均距離(miles)，F_iは i 方向の平均交通流量(veh/h)，F_1，F_2は幹線街路の平均交通流量(veh/h)，F_Sは主道路の交通流量(veh/h)，n_Sは従道路の直進車線数の平均値，n_lは主道路の分析方向の直進車線数の平均値である．

3.3. 幹線街路の旅行速度推計手法の構築

3.2.のように，既往の信号遅れ推計式，旅行速度推計式では，路線/エリア単位で系統制御されている，一般にサイクル長が長い，といった我が国の幹線街路の信号制御の特徴を適切に考慮できない惧れがある．よって，ここでは，独自に旅行速度推計手法を構築する．

3.3.1. 推計手法の考え方

幹線街路では，**図 3-3-1** のように，信号制御によって車群が集散を繰り返す．たとえば，交差点 C のように青時間の途中に車群が到着すると分割($X_{前頭}$，$X_{後尾}$)されるし，交差点 D のように赤時間に複数の車群が到着すると統合($X_{後尾}$，$Y_{前頭}$)される．ここでは，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，これよりも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)，自由走行速度との関係より求める．そして，<u>各信号交差点で被った遅れの総和を区間の総遅れとし，平均区間遅れ d_{all}，式 3.1 より平均旅行速度 V_{travel} を算出する．</u>

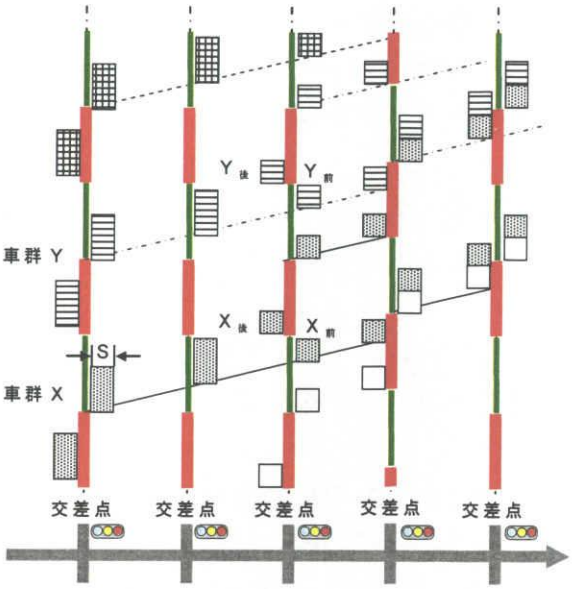


図 3-3-1 非飽和状態における車群の到着タイミングのイメージ

※S は飽和交通流率(veh/h)

まず，評価区間の最上流交差点を基準交差点(**図 3-3-1** 交差点 A)とし，それより下流の交差点(**図 3-3-1** 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(**図 3-3-1** 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，基準交差点からは必ず飽和交通流率で出発するものとする．また，幹線街路(多車線街路)同士が交差するキー交差点間を直進する車両のみを信号遅れの対象とするが，従道路への流出入車，および車群の拡散の影響については，次のような方法により考慮する．なお，ここでは，多車線街路同士の交差点をキー交差点，多車線街路と片側 1 車線街路との交差点をマイナー交差点とする．

(1) 従道路への流出入車の影響

幹線街路では，キー交差点だけでなく，マイナー交差点でも車両の流出入がある．この従道路への流出入車により直進車のスムーズな走行が阻害される．

図 3-3-2(1)は非飽和状態における車群の到着タイミングのイメージである．走行車が直進車のみと仮定した場合(A)は，交差点 C で停止する直進車は全体の 8 割であり，残りの 2 割は交差点 C で遅れを被らない．しかし，従道路への流出入車の影響を考慮すると(B)，全ての直進車が交差点 C で停止させられることとなる．

この従道路への流出入車の影響を考慮して旅行速度を推計するため，ここでは次のような仮定を設ける．

i) 従道路への流出により，車群を構成する車両の台数は各マイナー交差点で減少する．しかし，ここでは車群が一旦停止するまで車群内の車両台数は不変とする．

ii)従道路からの流入車は，直進車が停止する際に統合される．※直進車が走行している間は統合されない．

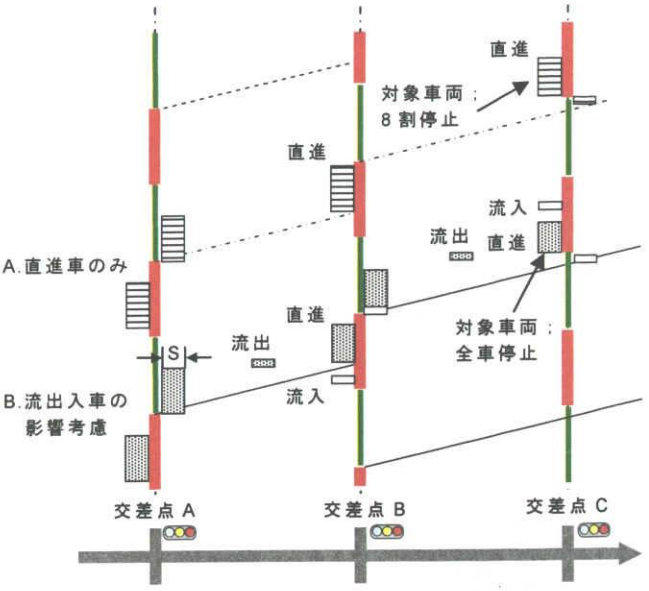


図 3-3-2(1) 非飽和状態の車群の到着タイミング

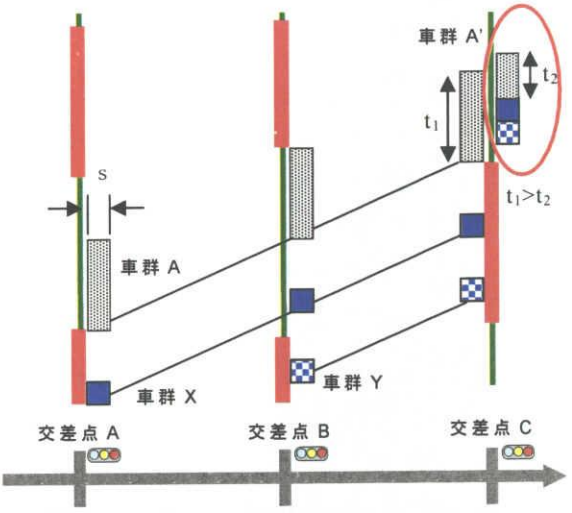


図 3-3-2(2)従道路への流出入を考慮した場合の車群の集散イメージ

図 3-3-2(2)は，上記の仮定に基づいて車群の集散をイメージした図である．車群 A は主道路を直進する車両であるが，オフセットの関係により交差点 B では停止せず，通過する．このとき，仮定 ii)に基づき従道路から流入してきた車群 X や車群 Y とは統合されない．また，交差点 B から従道路へと流出する車両についてもこの時点では特に考えない．その後，交差点 B を通過した車群は交差点 C で一旦停止させられる．このとき，仮定 i)に基づいて交差点 A および B から流入した車群 X と車群 Y が統合され，一方で，統合された車両台数分だけ車群 A から除く．その結果，新たに車群 A' が形成される．これを繰り返し，最終的にキー交差点間を通過した車両のみを対象に区間の平均遅れを求める．

(2) 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，走行距離に応じて徐々に拡散する．ここでは，走行距離と拡散との関係を明らかにするため，交差点間隔が比較的長い次の地点でビデオカメラによる観測調査を実施した．

ビデオカメラによる観測調査の概要

■ 調査日時：2007 年 1 月 27 日(日)　14:00～15:00

■ 調査場所：岐阜県多治見市内，国道 19 号池田町交差点(A 地点)，および交差点から南に 650m，870m，1,430m の地点(B 地点)

■ 調査区間の概要：

・ 区間の道路線形：緩やかな上り勾配

・ 池田町交差点の信号制御：サイクル長 120s，南行き直進車線の青時間 65s

・ 池田町交差点の交通状況： 15 分間交通流率 472veh/h(※2 車線平均)

■ 調査方法：

・ 池田町交差点(A 地点)とその他 1 地点(B 地点)に各 1 台，計 2 台のビデオカメラを設置し，A 地点を出発した車群が B 地点に到達したときの車群の通過所要時間を計測する．そして，それより B 地点の車群の交通流率を算出する．

・ 各地点で 5 サイクルずつ観測する．(計 15 サイクル；5 サイクル×3 地点)

各地点で観測された車群の交通流率の 5 サイクルの平均値を**図 3-3-3** に示す．これをみると，走行距離に応じて車群の交通流率が低下し，拡散することがわかる．この車群の拡散は，区間を通過する交通流率に応じて変化すると考えられる．しかし，あらゆる交通流率の下で車群の拡散状況を観測することは難しいため，ここではミクロ交通シミュレーションによって，走行距離と拡散の関係を算出し，モデル化する．

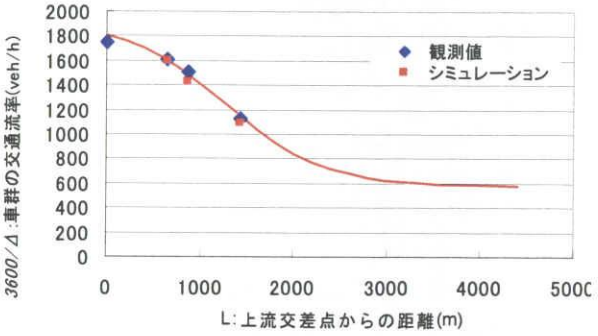


図 3-3-3 交通流率と走行距離との関係

本研究では，街路ネットワーク交通シミュレータ *INSPECTOR*(中村・鈴木(2004))により，走行距離と拡散の関係を再現する．*INSPECTOR* は，1 台 1 台の車両の挙動を忠実に表現した微視的モデルである．車群の拡散を再現する上で重要となる車両の発生，車両の進行，車線変更は，次のように扱っている．

街路ネットワーク交通シミュレータ *INSPECTOR* の概要

■ **車両の発生**

車両は負の指数分布に従った車頭分布により発生させ，発生時に車種，希望速度などの属性が与えられる．希望速度は正規分布を仮定して車両ごとに平均値からの偏差としてランダムに与え，これを各リンクの自由速度に加えることで，そのリンクにお

ける車両の希望速度としている．これによって，各リンクの自由速度に応じた希望速度を各車両に持たせることができる．

■ **車両の進行**

追従状態にある時は，ある時点における走行状態(車等距離 S, 速度 V)と希望速度 V_{des} との関係(**図 3-3-4**)から追従車頭距離に向けて加速/等速/減速のいずれかを図の速度—追従車頭距離(S-V)の関係から判定する．そのときの加速度は，速度の関数で決定する．また自由走行している車両は，その車両の希望速度まで徐々に加速する．

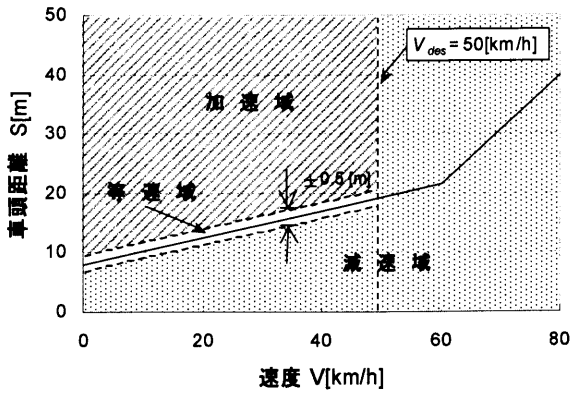


図 3-3-4 速度と追従車頭距離の関係 (希望速度が 50km/h のとき)

■ **車両変更**

車線変更が実行されるのは，車線変更先の車両とのギャップが速度に応じた許容ギャップを上回るときである．渋滞時に十分なギャップが得られない場合には，割り込み/譲り挙動により車線変更を行う．

本研究では，**図 3-3-3** に示す観測値とシミュレーション値ができる限り一致するように希望速度の偏差を 0.1 ごと変化させ再現性を確認した．その結果，希望速度の偏差を 1.6m/s とした場合に最も観測値とシミュレーション値が一致した(**図 3-3-3**).

本シミュレータを用いて，走行距離と車群の拡散の関係をモデル化する．まず，信号交差点から下流の地点(400m，800m，1,200m，...4,400)で車群の到着状況を観測し，車群の通過所要時間 *t(s)*とその構成台数 *q(veh)*より，車群の交通流率(*=3600/(t/q)*)を算出する．そして，走行距離と車群の交通流率の関係に適当な分布形をあてはめる．ここでは,これをロジスティック関数とし,パラメータ推定を行った.その結果を**図 3-3-4**, **表 3-3-1** に示す.このとき,走行距離が長くなると車両の到着分布が一様になるとし，車群の交通流率の下限値をその区間を通過する交通流率とした．また，調査結果を参考に飽和交通流率を 1,800veh/h とした．さらに，キー交差点の直進方向の有効青時間比を 0.35 とし，*Degree of Saturation* が 0.6，0.7，...1.0 のときの関係を算出した．

$$3{,}600/\Delta = \alpha/(1 + \beta\exp(-\gamma L)) + s \qquad (3.6)$$

ここに，Δ は車群の平均車頭時間(s)，L は信号交差点からの距離(m)，α，β，γ，s はパラメータである．

図 3-3-4 より，走行距離が 600m を超えると車群の交通流率が 1600veh/h を下回る．さらに，走行距離が長くなり 1,000m になると，車群の交通流率は 1,330～1,490veh/h まで低下し，拡散の影響の考慮が必要となる．現在の我が国の幹線街路のように交差点間隔が比較的狭い場合は拡散の影響を考慮する必要性は低いが，求められる走行性能を確保するためには，交差点間隔が広い場合についても検討しなければならず，そ

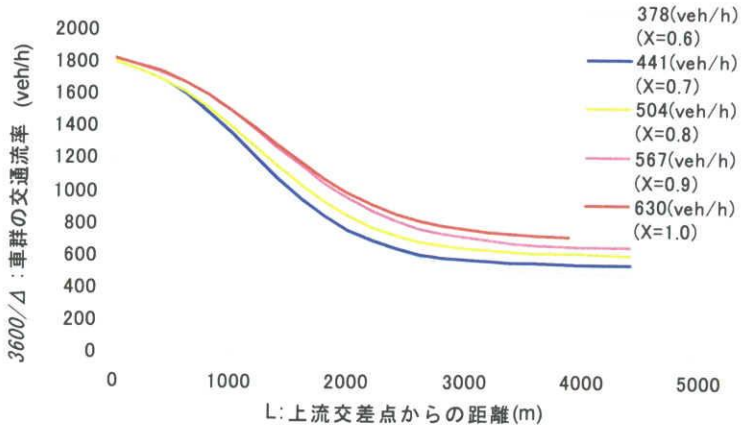


図 3-3-4 交通量別の走行距離と拡散の関係

表 3-3-1 ロジスティック曲線のパラメータ推定結果

Degree of Saturation (交通量(veh/h))	0.6 (378)	0.7 (441)	0.8 (504)	0.9 (567)	1.0 (630)
α	1,425	1,363	1,303	1,259	1,200
β	9.76	11.9	10.5	12.9	12.6
γ	0.00187	0.00210	0.00192	0.00185	0.00188
s	1,900	1,900	1,900	1,900	1,900

の際には車群の拡散の影響を無視できないケースも考えられる．

通常，車群は**図 3-3-5** 右のように，凸型に拡散すると考えられるが，ここでは**図 3-3-5** 左のように矩形波で拡散すると仮定する．このときの車群の交通流率は，**表 3-3-1** のロジスティック曲線により走行距離と *Degree of Saturation* に応じて設定する．

ちなみに，車群が下流交差点に到着するパターンを，車群の拡散の影響を考慮して分類すると**表 3-3-2** のようになる．

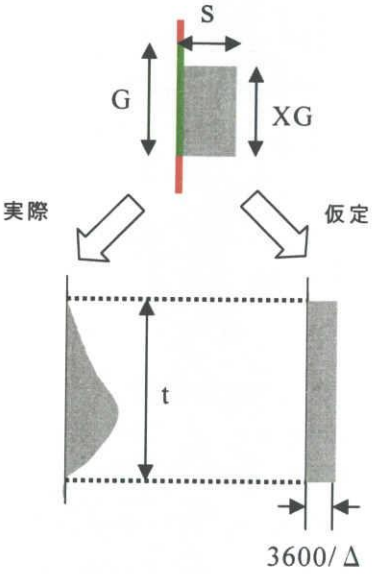


図 3-3-5 車群の拡散

表 3-3-2 車群の拡散を考慮した場合の到着パターンの分類

	(i)赤で停められる車両 0	(ii)後尾が停められる	(iii)車群の先頭が停められる
範囲条件	$0 \le T-\theta < G\left(1-X\dfrac{s}{3600/\Delta}\right)$	$G\left(1-X\dfrac{s}{3600/\Delta}\right) \le T-\theta < G$	$G \le T-\theta < C$

C：サイクル長，G：有効青時間，R：C-G，g：青時間比(G/C)，s：飽和交通流率，q：交差点での交通流率，X：degree of saturation(q/sg)，$3600/\Delta$：車群の平均車頭時間の逆数(車群の交通流率)，T：基準交差点からの旅行時間，θ：基準交差点からの絶対オフセット

3.3.2. 検証データの収集

3.3.1.の旅行速度推計手法を検証するため，名古屋市内の幹線街路のキー交差点間を対象にビデオカメラによる観測調査を行う．

(1) 調査区間の抽出

次のような条件を設け調査区間を抽出する．その結果，名古屋市環状線の秩父通-黒川と，松葉公園-昭和橋通 3 の 2 区間で観測調査を行った．両区間とも片側 3 車線街路で，またほぼ直線で見通しも良い．

<u>調査区間の抽出条件</u>

- 多車線の幹線街路である
- 非飽和状態である
  - ➔ 待ち行列が存在せず，過飽和となっていない区間
- 区間の両端がキー交差点であり，その中に複数のマイナー交差点が存在する
  - ➔ 信号制御パラメータ(特にオフセット)の影響が確認できる区間
- 区間内の交通状況(路上駐停車車両の有無など)や従道路への流出入交通量が確認できる
  - ➔ 見通しが良く，歩道橋などの高所からの観測ができる区間

(2) 調査区間の概要

1) 調査区間 A；名古屋市環状線 秩父通-黒川

名古屋市環状線 秩父通-黒川の位置を**図 3-3-6(1)**に示す．この区間は約 2.0km であり，区間内には 7 つの交差点が存在する．このうち，城見通 2 は片側 3 車線の大津通りと交差しており，キー交差点である．しかし，他の 6 交差点は片側 1 車線街路との交差であり，交通の出入りも少なくマイナー交差点である．図中の赤円はキー交差点を，青円はマイナー交差点をそれぞれ示している．

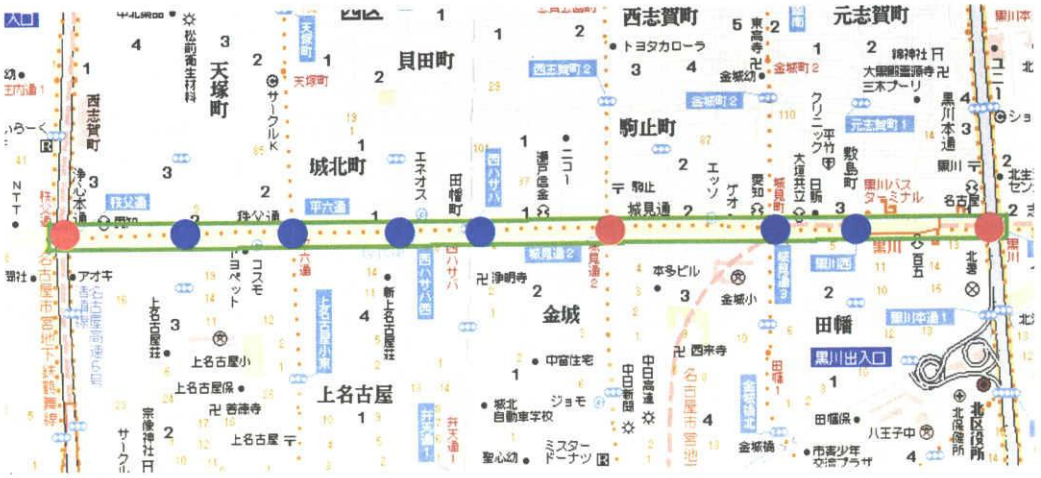


図 3-3-6(1) 調査区間 A；名古屋市環状線 秩父通-黒川

2) 調査区間 B；名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通 3

名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通 3 の位置を**図 3-3-6(2)**に示す．この区間の長さは約 1.8km である．また，区間内には 5 つの交差点が存在するが，いずれの交差点も片側 1 車線街路との交差でありマイナー交差点である．

両区間の調査の概要を**表 3-3-3** に整理する．ここでは，キー交差点の通過時刻をビデオデータより読み取り，全通過車両の旅行速度を計測した．

表 3-3-3 調査概要

	調査 A 名古屋市環状線 秩父通-黒川	調査 B 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
観測項目	・調査区間の両端交差点での停止線通過時刻 ・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 ・幹線街路上での路上駐停車状況	
交差点数 (うち区間内)	9 (7)	7 (5)
区間長(km)	2.00	1.81

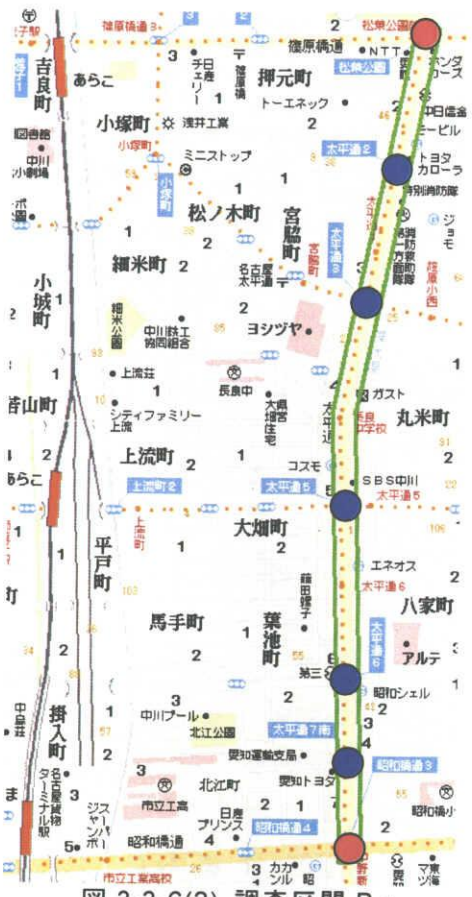


図 3-3-6(2) 調査区間 B；名古屋市環状線 松葉公園-昭和橋通 3

(3) 検証データの整理

観測調査の結果を**表 3-3-4**～**表 3-3-12** に，また各区間の信号制御パラメータを図化したものを**図 3-3-7**，**図 3-3-8** に示す．この図の緑色は，主道路を直進する車両の有効青時間(G)であり，赤色はそれ以外の時間である．なお，調査当日はいずれも晴れており天候による影響は特になかった．

直進車線の *Degree of Saturation* は 0.64～0.81 であり，いずれの区間も非飽和状態であった．信号交差点を計画・設計する際の上限値とされる *Degree of Saturation* が 0.90 であることを考えると，非飽和状態の中でも比較的飽和に近い状態の交通状況であったといえる．なお，ここで直進車線の *Degree of Saturation* とは，区間の始点となるキー交差点を直進する車両の交通流率を飽和交通流率と青時間比で除したものである．このときの飽和交通流率は，実際に観測した値より 1,800veh/h とした．

サイクル長は両調査区間とも区間全体で共通となっており，調査区間 A が 150s，調査区間 B が 140s であった．しかし，オフセットは区間全体で設定されているとは言い難く，調査区間 A は秩父通-城見通 2 と城見通 3-黒川の 2 つに，調査区間 B では松葉公園-太平通 2，太平通 3-太平通 5，太平通 7-昭和橋通 3 の 3 つに，分けて設定されているように見受けられる．ちなみに，マイナー交差点における直進方向の青時間比は 0.51-0.72 であり，調査区間が主道路として信号制御されていることが確認できる．

表 3-3-4 調査区間の交通状況の整理

	道路名	調査区間	区間長 (km)	交差点数		サイクル長 (s)	青時間比*		NO	方向	直進車線の *Degree of Saturation*
				キー	マイナー		キー	マイナー			
A	名古屋環状線 (片側 3 車線)	秩父通～ 黒川	2.0	3	6	150	0.30-0.38	0.55-0.72	1	東行	0.64
									2	西行	0.78
B	名古屋環状線 (片側 3 車線)	松葉公園～ 昭和橋通 3	1.8	2	5	140	0.32-0.43	0.51-0.71	3	南行	0.81
									4	北行	0.66

*青時間比はサイクル長に対する直進車線の青現示と黄現示との合計

表 3-3-5 調査区間 A，東行きの信号制御パラメータ

東行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
q:交通流率 470(veh/h) C:サイクル長 150(s)	交差点名	秩父通	(不明)	平六通	西ハサバ西	西ハサバ	城見通 2	城見通 3	黒川西	黒川
	G:青時間(s) *	55	101	83	108	90	57	83	95	45
	g:青時間比	0.37	0.67	0.55	0.72	0.60	0.38	0.55	0.63	0.30
	θ:オフセット(s)* *		4	12	-18	14	-12	-92	0	18
	L:交差点間距離(m)		280	220	240	150	280	360	190	280

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間，**オフセットの値は隣接する交差点での値

表 3-3-6 調査区間 A，西行きの信号制御パラメータ

西行き	交差点番号	9	8	7	6	5	4	3	2	1
q:交通流率 596(veh/h) C:サイクル長 150(s)	交差点名	黒川	黒川西	城見通 3	城見通 2	西ハサバ	西ハサバ西	平六通	(不明)	秩父通
	G:青時間(s) *	45	95	83	57	90	108	83	101	55
	g:青時間比	0.30	0.63	0.55	0.38	0.60	0.72	0.55	0.67	0.37
	θ:オフセット(s) **		-18	0	92	12	-14	18	-12	-4
	L:交差点間距離(m)		280	190	360	280	150	240	220	280

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間，　**オフセットの値は隣接する交差点での値

表 3-3-7 調査区間 B，南行きの信号制御パラメータ

南行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7
q:交通流率 664(veh/h) C:サイクル長 140(s)	交差点名	松葉公園	太平通 2	太平通 3	太平通 5	太平通 7	(不明)	昭和橋通 3
	G:青時間(s) *	60	95	88	72	88	99	45
	g:青時間比	0.43	0.68	0.63	0.51	0.63	0.71	0.32
	θ:オフセット(s) **		-13	53	-2	69	-8	33
	L:交差点間距離(m)		300	300	450	380	190	190

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間，**オフセットの値は隣接する交差点での値

表 3-3-8 調査区間 B，北行きの信号制御パラメータ

北行き	交差点番号	7	6	5	4	3	2	1
q:交通流率 633(veh/h) C:サイクル長 140(s)	交差点名	昭和橋通 3	(不明)	太平通 7	太平通 5	太平通 3	太平通 2	松葉公園
	G:青時間(s) *	45	99	88	72	88	96	60
	g:青時間比	0.32	0.71	0.63	0.51	0.63	0.69	0.43
	θ:オフセット(s) *		-33	8	-69	2	-53	13
	L:交差点間距離(m)		190	190	380	450	300	300

*青時間は直進車線の青現示と黄現示との合計時間，**オフセットの値は隣接する交差点での値

表 3-3-9 調査区間 A，東行きの交差点別流出入車両割合

東行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
交差点名		秩父通	(名称不明)	平六通	西ハサバ西	西ハサバ	城見通 2	城見通 3	黒川西	黒川
従道路への流出車割合		-	0.020	0.175	0.019	0.072	0.289	0.135	0.090	0.439
従道路からの流入車割合		0.255	0.056	0.097	0.020	0.061	0.214	0.082	0.023	-

表 3-3-10 調査区間 A，西行きの交差点別流出入車両割合

西行き	交差点番号	9	8	7	6	5	4	3	2	1
交差点名		黒川	黒川西	城見通 3	城見通 2	西ハサバ	西ハサバ西	平六通	(名称不明)	秩父通
従道路への流出車割合		-	0.069	0.120	0.163	0.025	0.027	0.135	0.016	0.251
従道路からの流入車割合		0.487	0.028	0.117	0.228	0.026	0.012	0.121	0.060	-

表 3-3-11 調査区間 B，南行きの交差点別流出入車両割合

南行き	交差点番号	1	2	3	4	5	6	7
交差点名		松葉公園	太平通 2	太平通 3	太平通 5	太平通 7	(名称不明)	昭和橋通 3
従道路への流出車割合		-	0.027	0.063	0.127	0.088	0.014	0.271
従道路からの流入車割合		0.245	0.039	0.074	0.095	0.046	0.019	-

表 3-3-12 調査区間 B，北行きの交差点別流出入車両割合

北行き	交差点番号	7	6	5	4	3	2	1
交差点名		昭和橋通 3	(名称不明)	太平通 7	太平通 5	太平通 3	太平通 2	松葉公園
従道路への流出車割合		-	0.010	0.128	0.068	0.100	0.012	0.260
従道路からの流入車割合		0.237	0.106	0.063	0.130	0.055	0.077	-

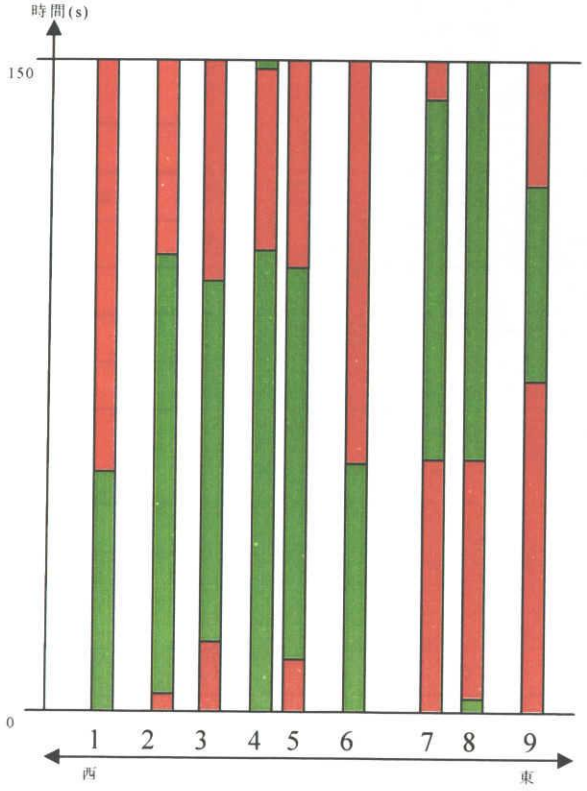


図 3-3-7 調査区間 A の各信号現示

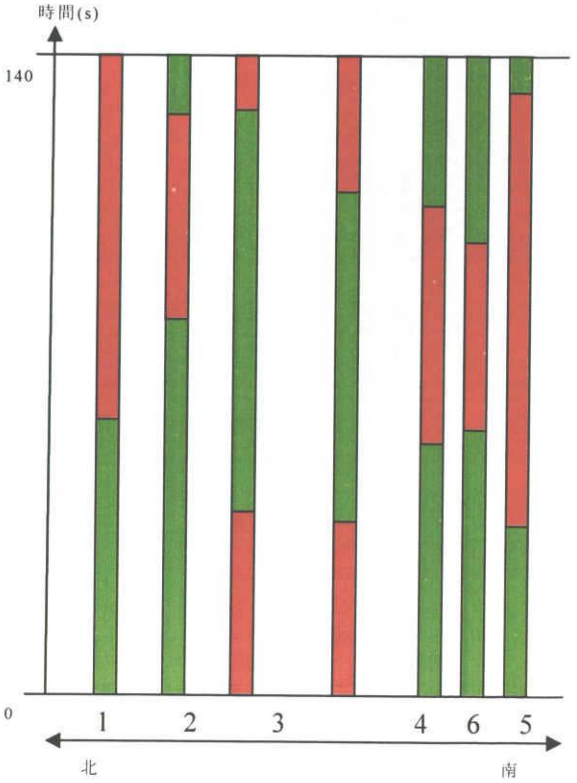


図 3-3-8 調査区間 B の各信号現示

3.3.3. 推計精度の検証

(1) 旅行速度の観測結果

直進により調査区間を通過した車両が両端のキー交差点の停止線を通過した時刻をビデオデータから計測し，その差を本区間の旅行時間とする．そして，式 3.1 により区間旅行速度 V_{travel} を算出する．なお，このとき自由走行時の車両速度を観測し，平均自由速度 V_f を 50km/h とした．各調査区間の旅行時間および旅行速度の観測結果を**表 3-3-13** に整理する．

各調査区間とも 100 サンプル以上を取得することができた．直進車線の *Degree of Saturation* には大きな違いがないにも関わらず調査区間 A に比べて調査区間 B の方が平均旅行速度が高いことがわかる．これは調査区間 B に比べ調査区間 A の方がサイクル長が長く，またキー交差点の青時間比が小さいため，停止によって被る遅れが大きいのではないだろうか．さらに，調査区間 A の方が区間内の交差点数が多く，しかもこれにはキー交差点が含まれている．この結果，調査区間 A の旅行速度が低いと考えられる．しかし，これらはあくまでも推測であり観測データによって検証した結果ではない．

表 3-3-13 各調査区間の旅行時間と旅行速度

	調査区間 A		調査区間 B	
	東行き	西行き	南行き	北行き
サンプル数	103	102	253	250
平均旅行時間(s)	292	279	208	213
最小旅行時間(s)	229	218	126	146
最大旅行時間(s)	387	385	287	321
旅行時間の標準偏差	53.8	58.2	48.6	53.4
平均旅行速度(km/h)	24.5	25.7	31.3	30.5

(2) 観測値と推計値の比較

3.3.1.で構築した，車群の集散を基本とし，従道路への流出入車や車群の拡散の影響を考慮した旅行速度推計手法の推計精度を検証する．このとき，各交差点での従道路への流出入車の割合(**表 3-3-9**～**表 3-3-12**)，飽和交通流率(1,800veh/h)は，実際に観測された値を用いる．また，車群の到着タイミングと待ち行列の捌け時間の関係によっては，基準交差点から飽和交通流率で車群が出発しないケースが実際には考えられるが，ここでは一律に飽和交通流率で出発するものとする．たとえば，車群の先頭が赤で停められた直後に信号が青に変わると，車群の後尾に到着する車両は一旦停止することなく，そのままの車群の交通流率で出発する可能性もある．しかし，ここではこのようなケースについては考慮しない．

観測値と推計値の比較結果を**表 3-3-14**，並びに**図 3-3-9** に示す．なお，従道路への流出入車および車群の拡散の考慮の必要性を確認するため，ここでは**表 3-3-14** に示す 3 つのケースにより平均旅行速度を推計した．

これをみると，従道路への流出入車および車群の拡散の影響を考慮しないケース1が最も推計精度が悪く，これら要因の考慮の必要性がわかる．また，ケース2とケース3を比較すると，車群の拡散の考慮が推計精度の向上にあまり寄与していないように見受けられる．しかし，検証区間の交差点間隔が 250～300m 程度と短いことをふまえると，この結果のみで判断することは適当ではない．ここでは，交差点間隔が長い区間を推計する際には車群の拡散の考慮は必要と考える．

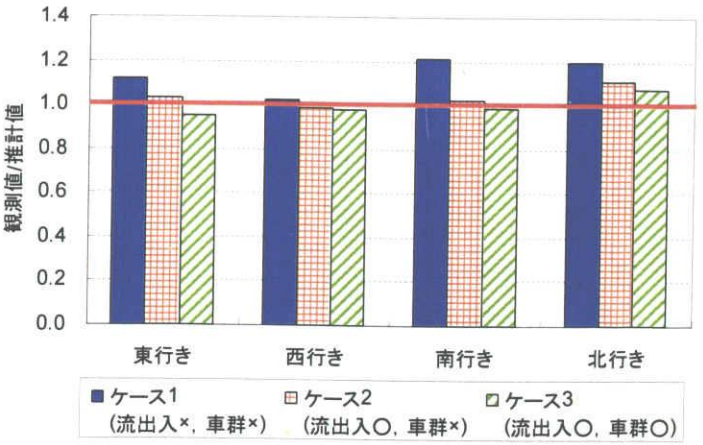


図 3-3-9 ケース別推計精度の比較

両要因の影響を考慮するケース3は，調査区間B 北行きで旅行速度を 7%程度過大に推計しているものの，それ以外の区間では推計誤差が 5%以下であり，全体的な推計精度は良好といえる．よって，**3.3.4.**では，この推計手法(ケース 3)を用いて，交差点密度(間隔)および信号制御パラメータを考慮し平均旅行速度を推計する．そして，*Degree of Saturation* との関係(q-v 性能曲線)を分析する．

表 3-3-14 旅行速度の観測値と推計値の比較

ケース	流出入	拡散	項　目	調査区間 A		調査区間 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
1	×	×	推計値(km/h)	27.5	26.2	37.8	36.6
			推計値/観測値	1.12	1.02	1.21	1.20
2	○	×	推計値(km/h)	25.2	25.4	31.9	33.7
			推計値/観測値	1.03	0.99	1.02	1.11
3	○	○	推計値(km/h)	23.3	25.1	30.8	32.6
			推計値/観測値	0.95	0.98	0.99	1.07

3.3.4. 幹線街路における *q-v* 性能曲線

3.3.1.で構築した旅行速度推計手法を用いて，幹線街路の一般的な *q-v* 性能曲線を交差点密度(間隔)や信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)に応じて設定する．このとき，青時間利用率である *Degree of Saturation(=q/gs ; ここに q は交通量，s* は飽和交通流率，*g* は青時間比である*)*を *q* とし，区間の平均旅行速度 V_{travel} を *v* とする．

(1) 条件設定

一般化に際して，本推計手法の説明要因である，道路条件，交通条件，信号制御パラメータを以下のように設定する．なお，平均自由速度 V_f，飽和交通流率は，それぞれ **3.3.2** で収集した地点の観測結果をもとに 50km/h，1,800km/h とする．

1) 道路条件 (キー交差点間隔，マイナー交差点間隔)

a) キー交差点間隔

キー交差点間隔は，1.0km，1.5km，2.0km とする．ちなみに，名古屋市内では，幹線街路が 500m～2,000m 間隔で設置されている(※検証データを収集した調査区間 A は約 1.0km，調査区間 B は 1.8km であった)．

b) マイナー交差点間隔

区間内(キー交差点間)に，1～7 箇所のマイナー交差点が存在するよう，交差点間隔を設定する．

2) 交通条件 (*Degree of Saturation*，従道路への流出入車の割合)

a) *Degree of Saturation*

比較的交通量が多い幹線街路の *Degree of Saturation* は，少なくとも 0.6 以上あると考えられる．また，都市間道路の *q-v* 性能曲線からもわかるように，一般に交通量が増加すると速度は低下する．ここでは，*Degree of Saturation* を 0.6，0.7，0.8，0.9，1.0 とし，*Degree of Saturation* の増加に伴う旅行速度の変化について分析する．

b) 従道路への流出入車の割合

周辺の地域特性に応じて従道路への流出入車の割合は大きく変化するが，ここでは，**3.3.2** で収集した検証データを参考(**表 3-3-9**～**表 3-3-12**)に，キー交差点で 0.30，マイナー交差点で 0.07 と一律に設定する．

3) 信号制御パラメータ(サイクル長，スプリット，オフセット)

a) サイクル長

我が国の幹線街路の信号サイクル長は一般に長い．このことは **3.3.2** で収集した地点のサイクル長が 140s，150s ということからもわかる．これに対して，諸外国の信号サイクル長は 60～90s の場合もある．ここでは，サイクル長を 60s，90s，120s，150s，180s の 5 つに分類し，サイクル長が旅行速度に与える影響について分析する．

b) スプリット(青時間比)

幹線街路の青時間比は交差点に応じて様々であるが，ここでは **3.3.2** で収集した地点の青時間比を参考(**表 3-3-9～表 3-3-12**)に，キー交差点で 0.35，マイナー交差点で 0.70 とする．交差する道路の交通量の割合を考えると，妥当な値といえる．

c) オフセット

同時，優先，非優先の 3 種類のオフセットを対象とする．なお，ここで非優先とは，優先ではない方向のオフセットのことであり，必ずしも同時オフセットよりも旅行時間がかかり，旅行速度が低くなるとは限らない(**図 3-3-10**).

表 3-3-15 設定条件の整理

	項目	設定条件
道路条件	キー交差点間隔	1.0km，1.5km，2.0km
	マイナー交差点間隔	200～500m 間隔(区間内に 1～7 箇所)
交通条件	Degree of Saturation	0.6，0.7，0.8，0.9，1.0
	従道路への流出入車の割合	キー交差点；0.30，マイナー交差点；0.07
信号制御パラメータ	サイクル長	60s，90s，120s，150s，180s
	スプリット(青時間比)	キー交差点；0.35，マイナー交差点；0.70
	オフセット	同時，優先，非優先

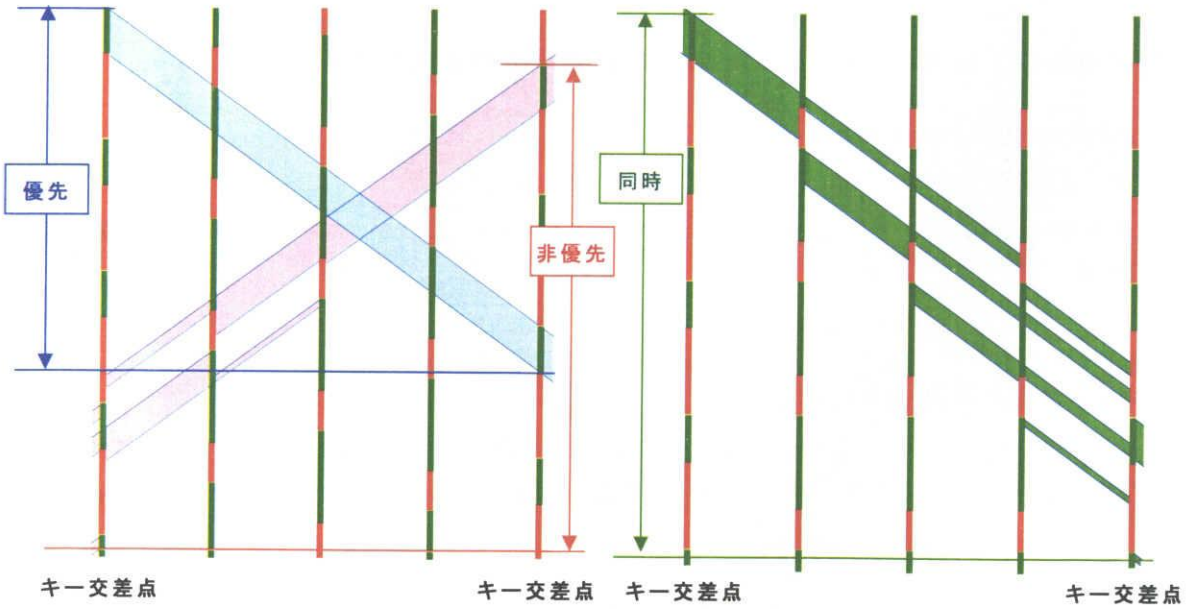


図 3-3-10 オフセット別のリンク旅行時間の関係
(キー交差点間隔 2.0km，マイナー交差点間隔 500m，サイクル長 60s)

(2) 様々な条件下における平均旅行速度の推計

(1)の条件に基づき平均旅行速度を推計し，*Degree of Saturation* と平均旅行速度の関係について分析・考察する．推計結果を**表 3-3-16～表 3-3-18** に整理する．

図 3-3-11 はキー交差点間隔 1.5km, マイナー交差点間隔 500m, 同時オフセットのときの *Degree of Saturation* と平均旅行速度の関係を，サイクル長ごとに表したものである．これをみると，グラフの形状には大きく 2 つのタイプがあることがわかる．1 つ目は C=60s, 90s, 150s, 180s のタイプ(以下，タイプ 1)で傾きがほぼ一定のもの，2 つ目は C=120s のように *Degree of Saturation* の増加に伴い傾きが大きくなるタイプ(以下，タイプ 2)である．これは車群の集散パターンの違いによるものである．各タイプの車群の集散パターンを**図 3-3-12**, **図 3-3-13** に示す．タイプ 1 では，最も遅れを被るキー交差点で車群の先頭が停められる．この場合，赤で停められる遅れ時間は，車群の先頭が到着した時刻から青開始の時刻までであり，ほぼ全車両がこの遅れを被ることになる．このため，たとえ *Degree of Saturation* が増加しても平均遅れ時間に大きな違いは生じない．一方，タイプ 2 は車群の後尾がキー交差点で停められる．この場合，*Degree of Saturation* が増加するにしたがい赤で停められる車両の台数が増加し，被る遅れ時間も大きくなる．

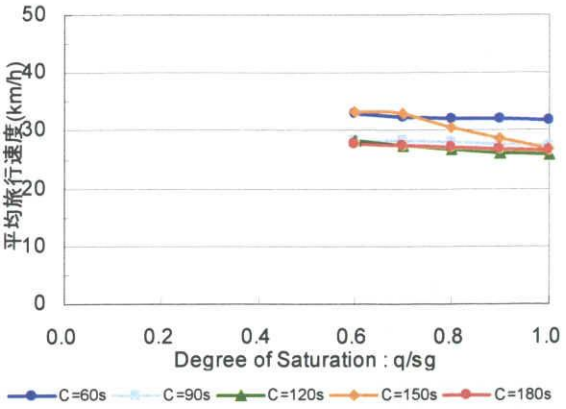


図 3-3-11 Degree of Saturation と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1.5km,マイナー交差点間隔;500m,オフセット;同時)

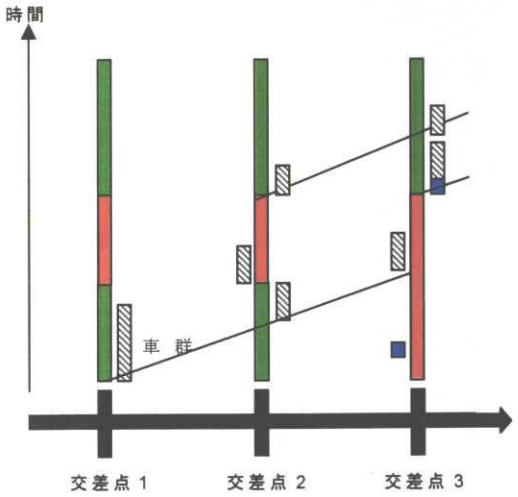


図 3-3-12 タイプ 1 の車群の集散パターン

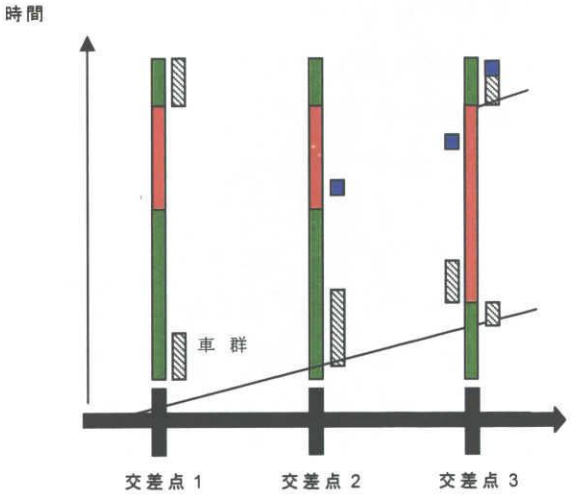


図 3-3-13 タイプ 2 の車群の集散パターン

また，一般に孤立交差点ではサイクル長が短い方が1回の停止で被る遅れが小さく，平均旅行速度が高くなると考えられる．しかし，このケースでは，C=120sよりもC=150sの方が平均旅行速度が高い．これは，越(1975)が示しているように，キー交差点間の旅行時間に応じて適切なサイクル長があるためと考えられる．

3.2.1(2)で紹介したリンク最小遅れ推計式(越式)を用いることにより，理想条件下のサイクル長と遅れの関係を求めることができる．ここでは，越式によって求められる同時オフセットのときのサイクル長 C と遅れ d の関係を，リンク往復所要時間 T により正規化し，グラフ化した(**図 3-3-14**)．なお，リンク往復所要時間 T は，キー交差点間隔と自由走行速度(ここでは50km/h)によって求めた．また，越式では青時間比を0.5としている点に注意が必要である．

さらに，**図 3-3-14** には，ここで対象としているキー交差点間隔1.5km，マイナー交差点間隔500mのときのサイクル長ごとの C/T と d/T の関係を併せて示す．これをみると，C=90s，C=120sのとき，本研究の推計値と越式の値との差が大きいが，両方とも遅れ d/T がサイクル長 C/T に応じて振幅する傾向が見てとれる．なお，本研究の推計値と越式の値とが必ずしも一致しない理由は，推計値では，青時間比を0.35としている，区間内にいくつかのマイナー交差点がある，車群の拡散を考慮している，からである．C=150sの方がそれよりもサイクル長が短いC=90s，C=120sよりも平均旅行速度が高くなる理由は，以上より説明することができる．

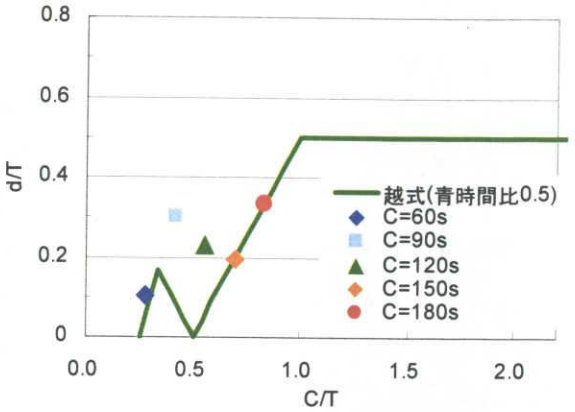


図 3-3-14 キー交差点間隔 1.5km 同時オフセット時の C/T と d/T の関係

図 3-3-15 は，キー交差点間隔2.0kmのときの C/T と d/T の関係である．キー交差点間隔1.5kmに比べ，サイクル長 C に応じて遅れ d が振幅する傾向がみられない．また，越式の値と比較して全体的に d/T が過大となっている．これは，走行距離が長くなるにしたがい車群の拡散が大きくなるためである．

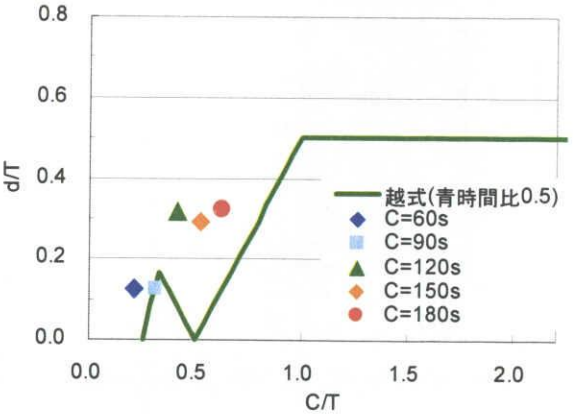


図 3-3-15 キー交差点間隔 2.0km 同時オフセット時の C/T と d/T の関係

図 3-3-16 は，キー交差点間隔 1.5km，マイナー交差点間隔 500m，優先オフセットのときの *Degree of Saturation* と平均旅行速度の関係である．同時オフセットに比べて，全体的に平均旅行速度が高い．また，*Degree of Saturation* が増加するにつれ，平均旅行速度が低下する傾向がある．これは，車群の拡散の影響を考慮しているためで，たとえ優先オフセットであっても車群の後尾が赤で停められることもあるからである．この平均旅行速度の低下量は，サイクル長が長くなるほど大きくなる．つまり，優先オフセットの場合，サイクル長を極力短くすることで，平均旅行速度が向上するのである．但し，実際には停止回数など他の指標・観点からも評価することが必要であり，総合的に最適なサイクル長を判断しなければならない．

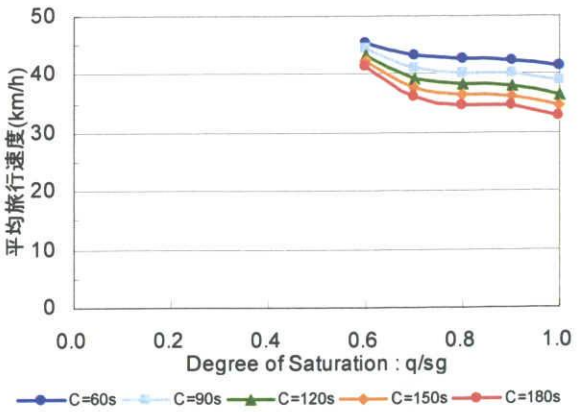


図 3-3-16 Degree of Saturation と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1.5km,マイナー交差点間隔;500m,オフセット;優先)

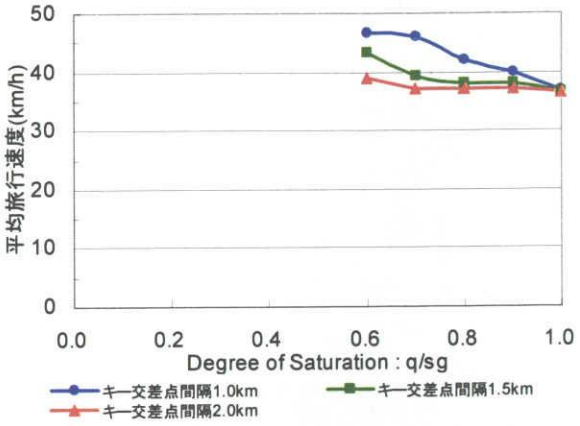


図 3-3-17 Degree of Saturation と旅行速度の関係
(マイナー交差点間隔;500m,オフセット;優先,サイクル長;120s,)

図 3-3-17 は，マイナー交差点間隔 500m，サイクル長 120s，優先オフセットのときの *Degree of Saturation* と平均旅行速度の関係である．全体的に，キー交差点間隔が狭いほど平均旅行速度が高い．これは，キー交差点間隔が広く，走行距離が長くなると車群が拡散し，赤で停止する車両が増えるためである．また，*Degree of Saturation* が増加すると平均旅行速度が低下するが，その低下量は，キー交差点間隔が狭いほど大きく，広がるにしたがって小さくなる．これは，キー交差点間隔が広いと車群が拡散し一様到着に近づくため，*Degree of Saturation* の増加の影響を受けにくいからと考えられる．図 3-3-4 より，走行距離が 2.0km 程度になるとほとんど一様到着となることがわかる．

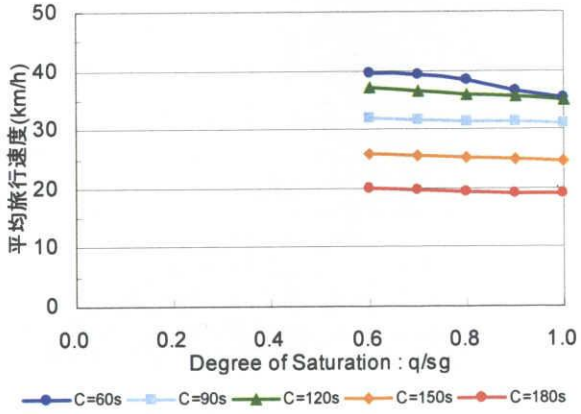


図 3-3-18 Degree of Saturation と旅行速度の関係
(キー交差点間隔;1.5km,マイナー交差点間隔;500m,オフセット;非優先)

図 3-3-18 は，キー交差点間隔 1.5km，マイナー交差点間隔 500m，非優先オフセットのときの *Degree of Saturation* と平均旅行速度の関係である．これをみると，C=60s で最も平均旅行速度が高く，サイクル長が長くなるにつれ平均旅行速度が低下するこ

とがわかる．しかし，同時オフセットと同様に，オフセットのタイミングによって，必ずしもこの関係が成立するとは限らず，サイクル長が長い方が旅行速度が高くなる場合もある．

以上より，平均旅行速度によって評価すると，優先オフセットを導入する場合は極力サイクル長を短くすることが望ましく，同時オフセットの場合は交差点間隔を考慮し遅れを小さくする最適なサイクル長を選択する必要がある．

表 3-3-16 キー交差点間隔 1.0km のときの旅行速度と Degree of Saturation との関係(*q-v* 性能曲線)

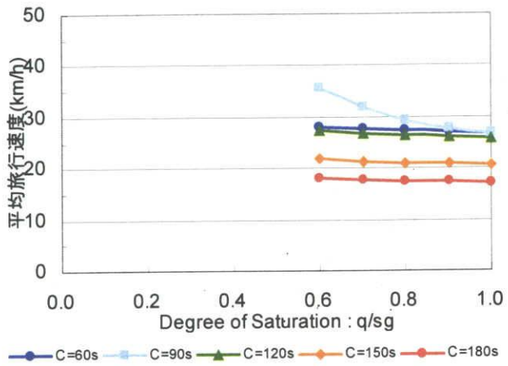
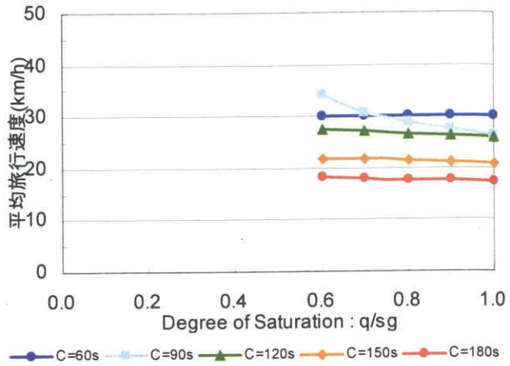
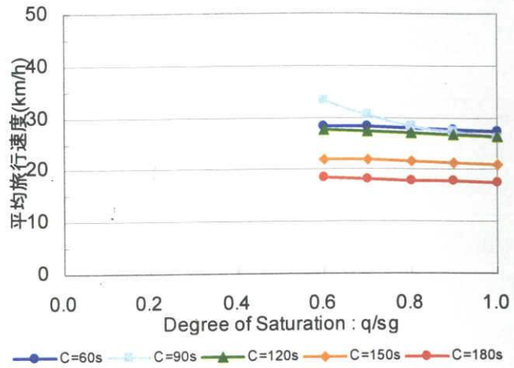
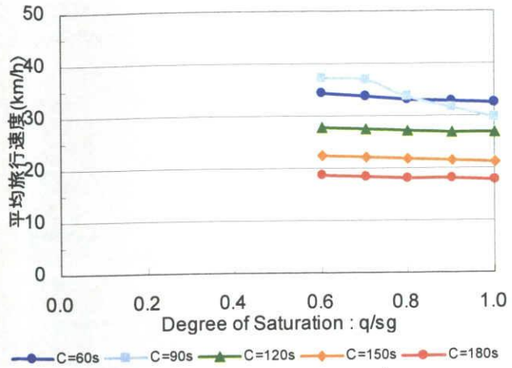
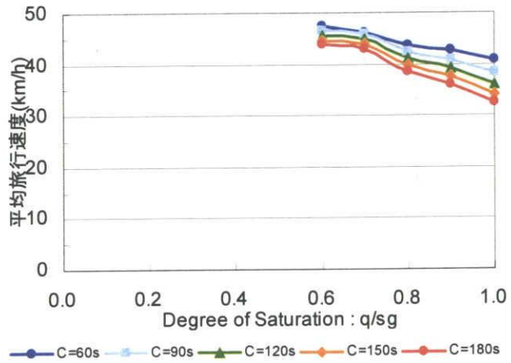
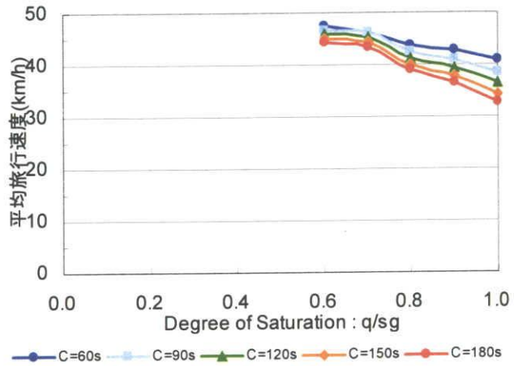
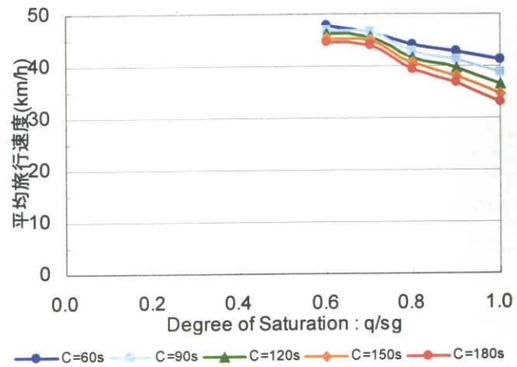
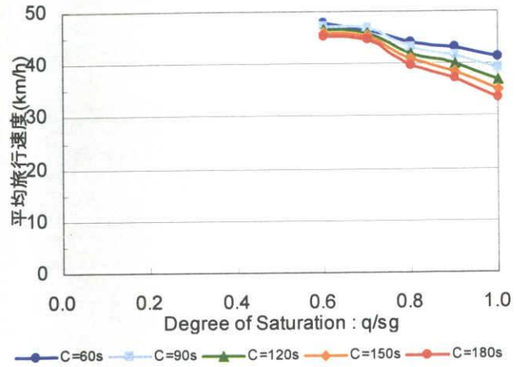
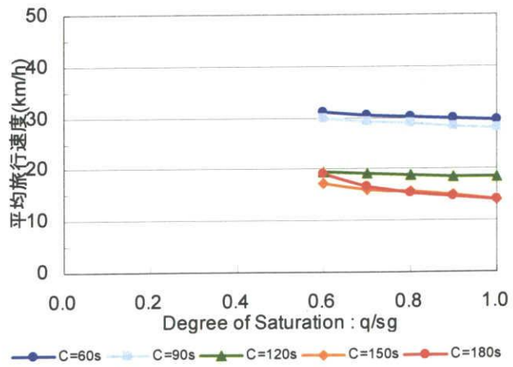
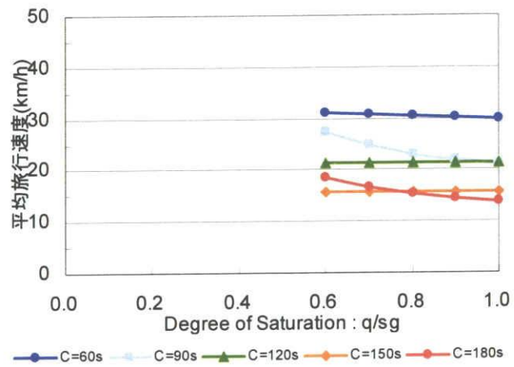
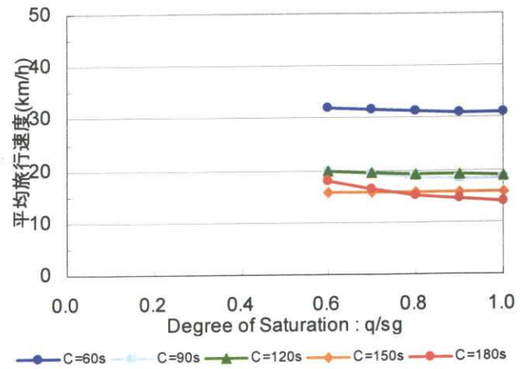
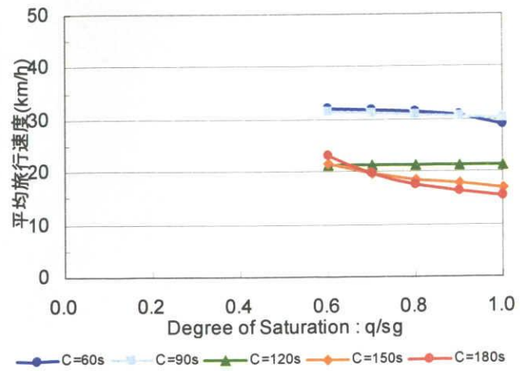
ｵﾌｾｯﾄ	交差点間距離 200m (マイナー交差点数 4 箇所/1.0km)	交差点間距離 250m (マイナー交差点数 3 箇所/1.0km)	交差点間距離 333m (マイナー交差点数 2 箇所/1.0km)	交差点間距離 500m (マイナー交差点数 1 箇所/1.0km)
同時				
優先				
非優先				

表 3-3-17 キー交差点間隔 1.5km のときの旅行速度と Degree of Saturation との関係(*q-v* 性能曲線)

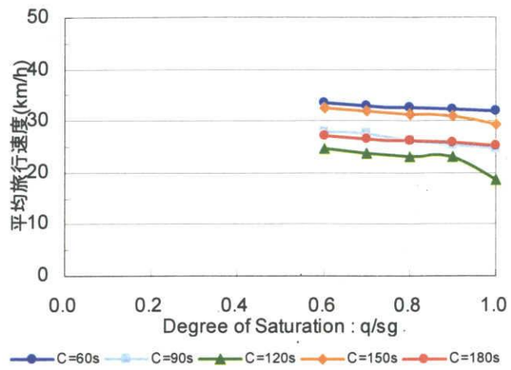
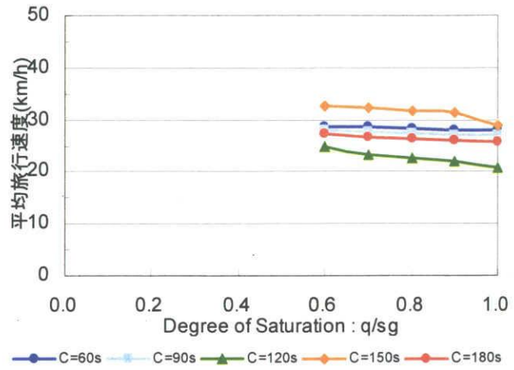
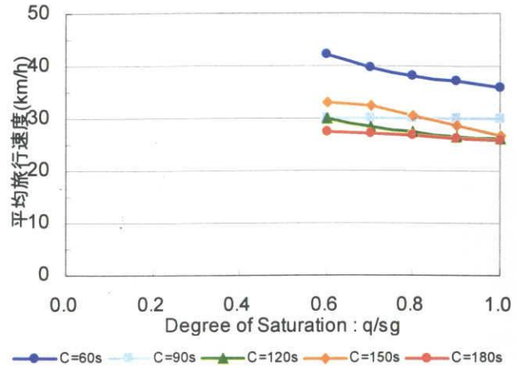
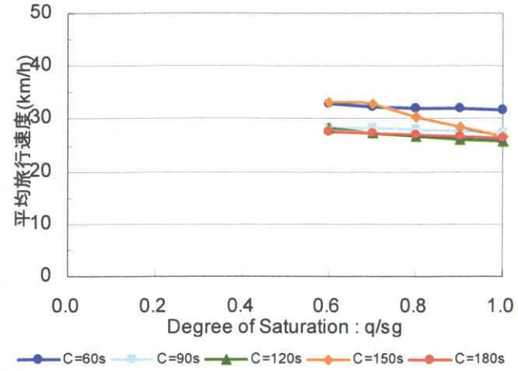
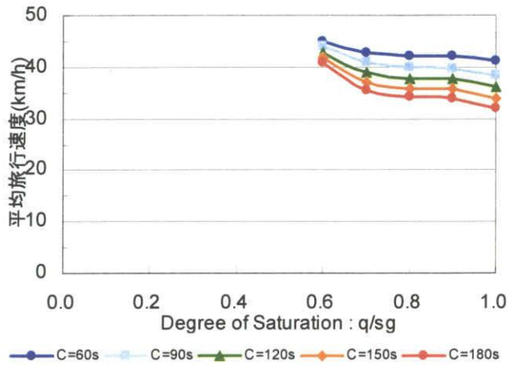
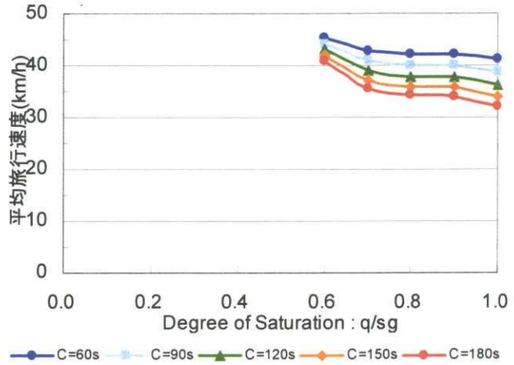
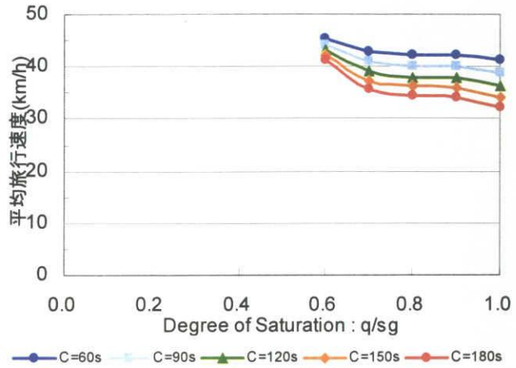
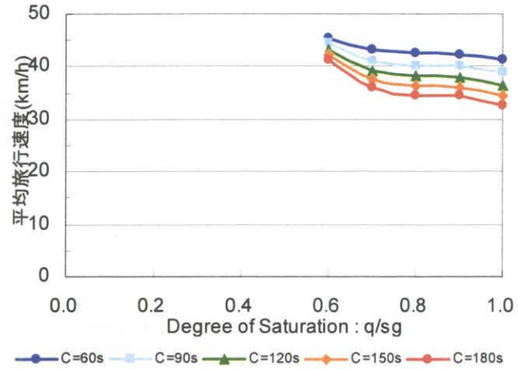
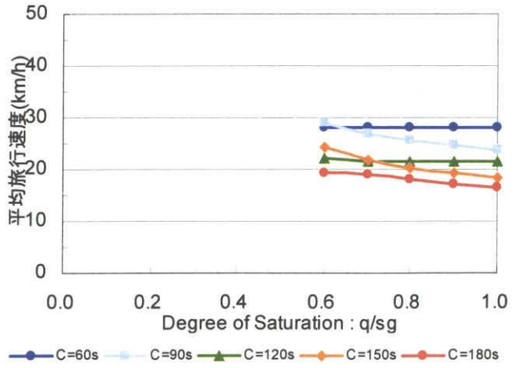
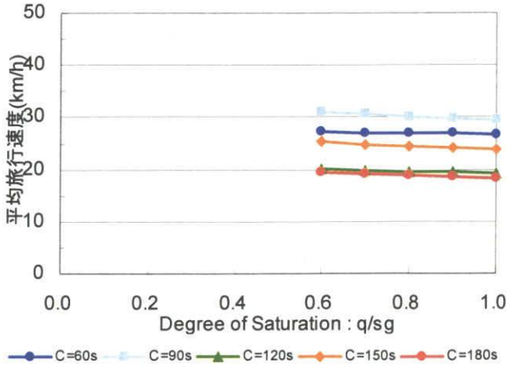
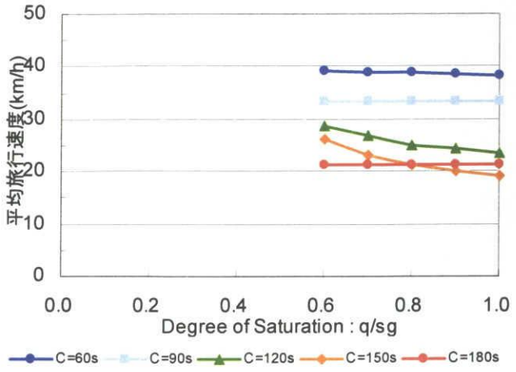
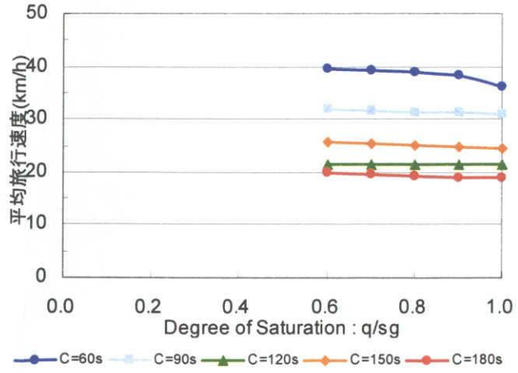
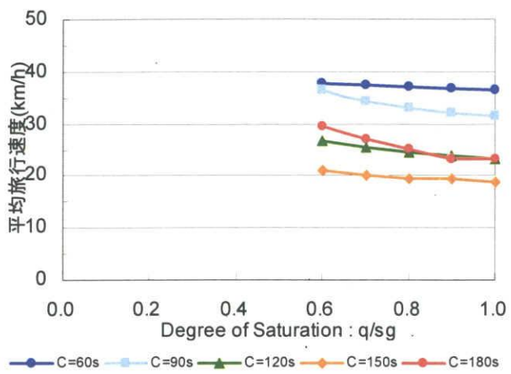
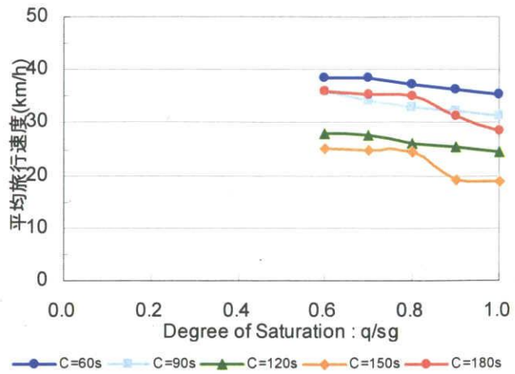
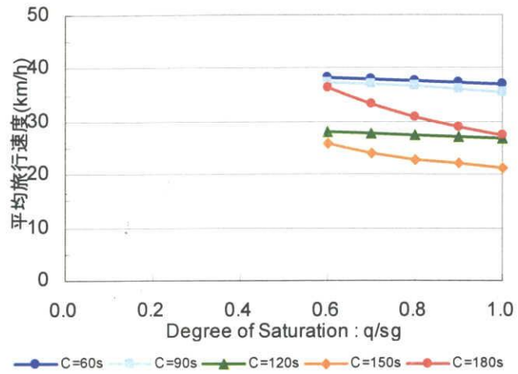
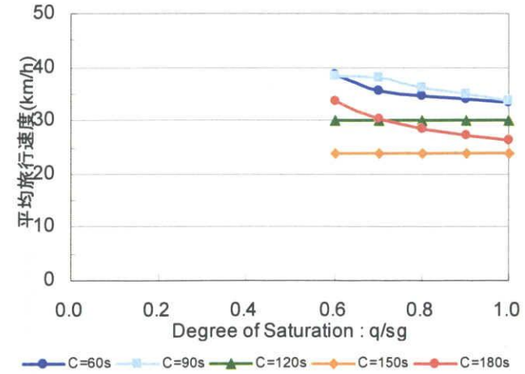
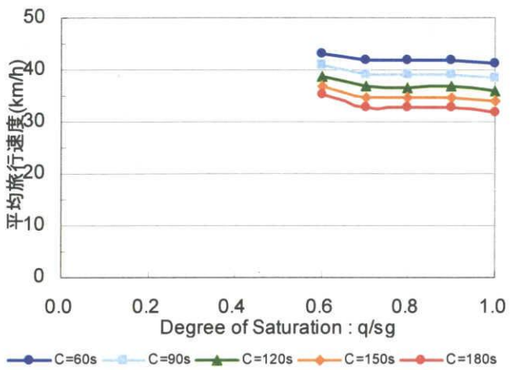
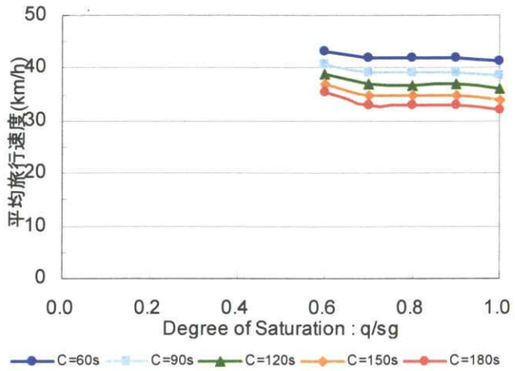
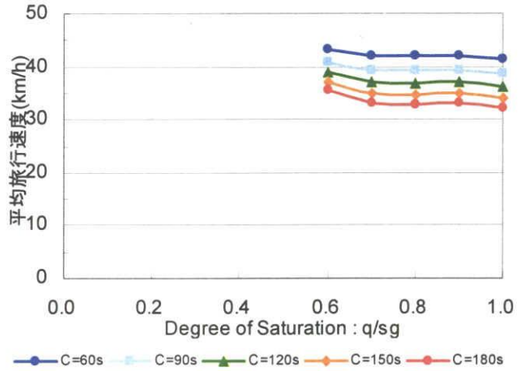
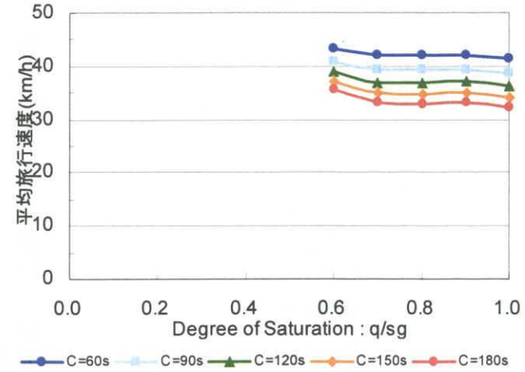
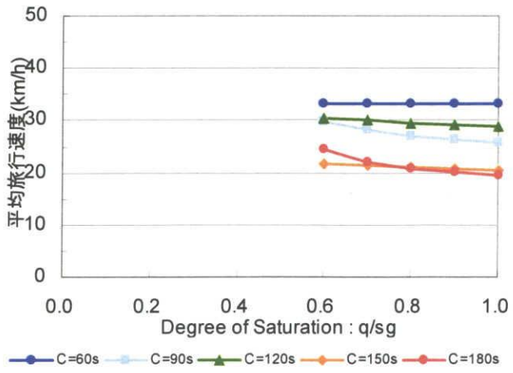
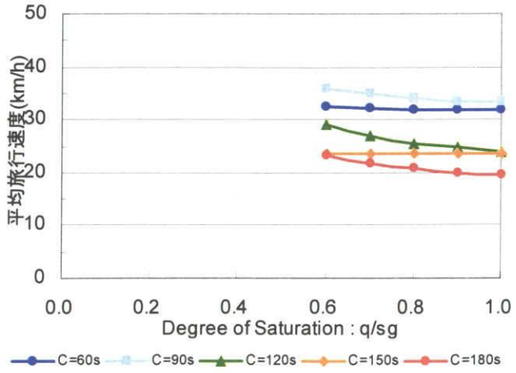
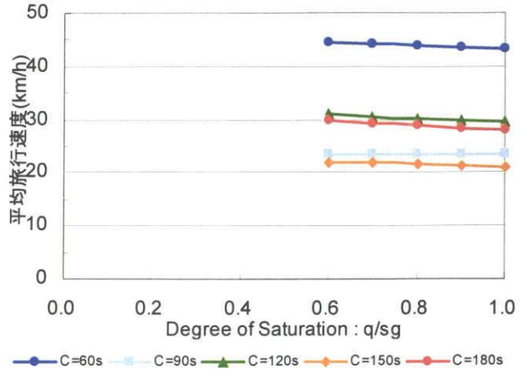
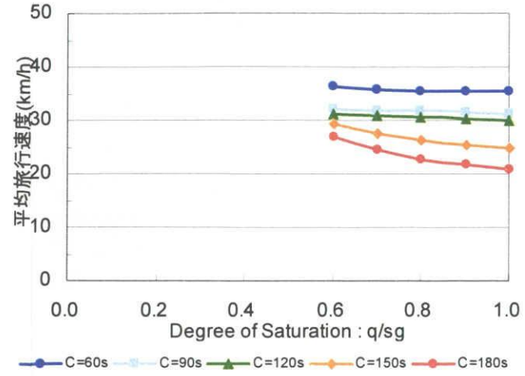
ｵﾌｾｯﾄ	交差点間距離 250m (マイナー交差点数 5 箇所/1.5km)	交差点間距離 300m (マイナー交差点数 4 箇所/1.5km)	交差点間距離 375m (マイナー交差点数 3 箇所/1.5km)	交差点間距離 500m (マイナー交差点数 2 箇所/1.5km)
同時				
優先				
非優先				

表 3-3-18 キー交差点間隔 2.0km のときの旅行速度と Degree of Saturation との関係(*q-v* 性能曲線)

ｵﾌｾｯﾄ	交差点間距離 250m (マイナー交差点数 7 箇所/2.0km)	交差点間距離 333m (マイナー交差点数 5 箇所/2.0km)	交差点間距離 400m (マイナー交差点数 4 箇所/2.0km)	交差点間距離 500m (マイナー交差点数 3 箇所/2.0km)
同時				
優先				
非優先				

3.4. 街路の道路交通性能を考慮した道路計画・設計手法の提案

3.3.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，事前に幹線街路の走行性能を評価し，道路を計画・設計することが可能となる(**図 3-4-1** 参照).

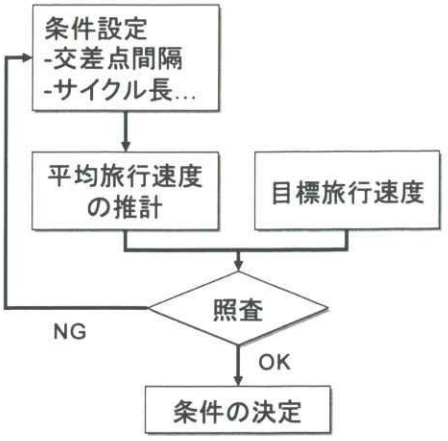


図 3-4-1 街路系道路の計画・設計フロー

たとえば，両方向の *Degree of Saturation* が 0.8，キー交差点間隔が 1.5km の幹線街路を，目標旅行速度 35.0km/h 以上(性能目標)として計画・設計することを想定する．この条件で推計される平均旅行速度をサイクル長別，マイナー交差点間隔別に整理すると**表 3-4-1** のようになる．このとき，両方向の *Degree of Saturation* が同じであるため，同時オフセットとする．

これをみると，マイナー交差点間隔が 250m，300m と狭い場合は，たとえサイクル長を最適にしても，平均旅行速度が 30km/h 強にしかならず，目標旅行速度 35.0km/h 以上を達成することができない．しかし，マイナー交差点間隔を 375m とし，サイクル長を 60s とすれば，目標旅行速度を達成できる．つまり，求められる性能を十分保証するためには，計画的にマイナー交差点を設置しなければならない．

表 3-4-1 サイクル長別・マイナー交差点間隔別の旅行速度推計結果

(*Degree of Saturation*;0.8，キー交差点間隔;1.5km，オフセット;同時)

		サイクル長(s)				
		60	90	120	150	180
マイナー交差点間隔(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

※青網掛け；平均旅行速度 35.0km/h 以上，黄網掛け；平均旅行速度 30.0km/h 以上

また，*Degree of Saturation* が両方向 0.8 ではなく，各方向 0.6，0.9 の幹線街路を想定すると，推計されるサイクル長別，マイナー交差点間隔別の平均旅行速度は**表 3-4-2** のようになる．但し，これは，*Degree of Saturation* が 0.9 の方向を優先オフセットとし，反対方向を非優先オフセットとした結果である．これより，サイクル長を 60s とすることでマイナー交差点間隔 300m を除くほとんどのケースで両方向とも平均旅行速度 35.0km/h 以上となり目標旅行速度を達成できることがわかる．

表 3-4-2 サイクル長別・マイナー交差点間隔別の旅行速度推計結果
(*Degree of Saturation*;0.9/0.6，キー交差点間隔;1.5km，オフセット;優先/非優先)

		サイクル長(s)				
		60	90	120	150	180
マイナー交差点間隔(m)	250	**42.1/40.9**	39.8/29.0	37.6/22.2	35.7/24.5	34.0/19.4
	300	42.2/27.3	**39.9/31.0**	37.8/20.1	35.9/25.4	34.1/19.5
	375	**42.3/39.3**	40.0/33.3	37.9/28.8	36.0/26.2	34.3/21.4
	500	**42.4/39.4**	40.1/31.9	**38.1/37.1**	36.2/25.9	34.5/19.8

※青網掛け；平均旅行速度 35.0km/h 以上，黄網掛け；平均旅行速度 30.0km/h 以上

次に，検証データを収集した調査区間 B の走行性能向上施策について検討する．このとき，*Degree of Saturation*，従道路への流出入車の割合，青時間比などは実際に観測された値を用いる．

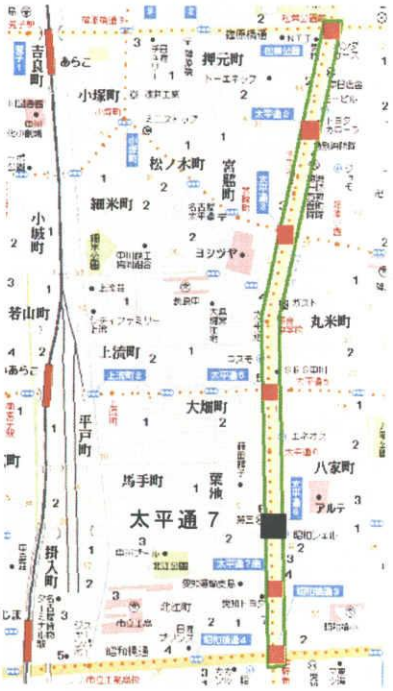


図 3-4-2 調査区間 B

a) サイクル長の変更

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，北行きが 3km/h 程度低下するため，全体的には，走行性能が向上するとは言い難い．

b) オフセットの変更

同時オフセットにすると，両方向とも現状より平均旅行速度が低下する．また，どちらかの方向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ものの，非優先方向は 25km/h 以下まで低下する．すなわち，観測された交通状況下では，同時，優先/非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．

c) マイナー交差点の見直し

対象区間内には 5 つのマイナー交差点があるが，このうち 1 つのマイナー交差点(太平通 7；**図 3-4-2** の■交差点)を閉鎖し，従道路からの流入を主道路への左折のみとする．その結果，両方向の平均旅行速度は 35.0km/h 程度になり，走行性能が向上することとなる．

以上より，調査区間Bの走行性能を向上させる最も有効な施策は，マイナー交差点を見直し，太平通7交差点の閉鎖することとなる．

表 3-4-3 走行性能向上施策別の平均旅行速度推計結果

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	C=140s→C=60s	33.4(+)	29.6(-)
オフセットの変更	同時オフセット	22.0(-)	22.7(-)
	南行き優先オフセット	37.8(+)	21.8(-)
	北行き優先オフセット	22.8(-)	40.0(+)
マイナー交差点の見直し	太平通7交差点の閉鎖	35.1(+)	34.2(+)

3.5. まとめ

本章では，車群の到着タイミングに着目し，従道路への流出入車や車群の拡散の影響も考慮に入れ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 C に応じて遅れ d が振幅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 では振幅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．

最後に，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，幹線街路に求められる走行性能を担保できるよう道路を計画・設計することが可能になる．

今後は，交差点間隔やオフセットなどの条件を任意に設定し，分析・旅行速度の推計が行えるようさらに一般化を図ることが必要であろう．

3章の参考文献

桐山孝晴・保久原均(2005)：地域特性の反映とサービス水準を導入した新しい道路設計手法，土木計画学研究・講演集，Vol.31，CD-ROM

後藤 誠(2004)：走行特性に基づいた一般街路交通状況の利用者評価に関する研究，名古屋大学修士論文

越正毅(1975)：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

中村英樹・鈴木一史(2007)：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.

社団法人 交通工学研究会(2006)：改訂 交通信号の手引，丸善.

TARKO, A., CHOOCHARUKUL, K., BHARGAVA, A., SINHA, K.(2005)：A Simple Method of Predicting Travel Speed on Urban Arterial Streets for Planning Applications, TRB 2006 Annual Meeting CD-ROM

4. 追従状態を考慮した往復2車線道路の性能照査手法

4.1. 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，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．

このように都市・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，多車線道路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．

本章では，2車線道路の追従状態を評価する指標を提案する，また，従来のように追従車を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．そして，2車線道路の運用状態を評価する手法を開発する．なお，ここでは，信号交差点や追越車線，沿道からの流出入が存在しない基本的な2車線区間を対象とする．

4.2. 分析データの概要

2車線道路の追従状態を分析するため，一般国道19号119.9kp付近(長野県木曽郡大桑村)に設置されている路面埋設タイプの車両感知器(カノーガ)で収集された，生パルスデータを用いる．

4.2.1. 観測地点の特徴

(1) 路線の特徴

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(AADT:15,459台)が大きく，大型車の割合(24時間大型車混入率：45.8%)も高い．また，周辺には木曽駒ケ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．

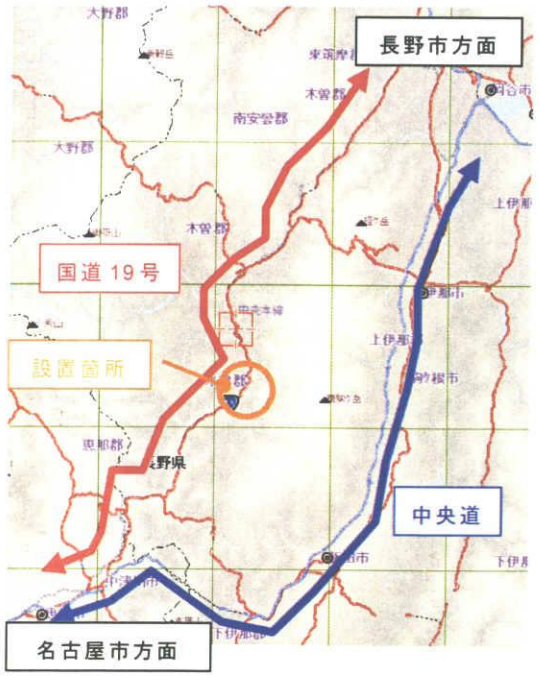


図 4-2-1 観測箇所周辺の状況(1)

表 4-2-1 観測箇所周辺の交通状況(1)※

AADT	15,495
昼夜率	1.52
平日_大型車混入率	45.8
平日係数	1.03
休日係数	0.96

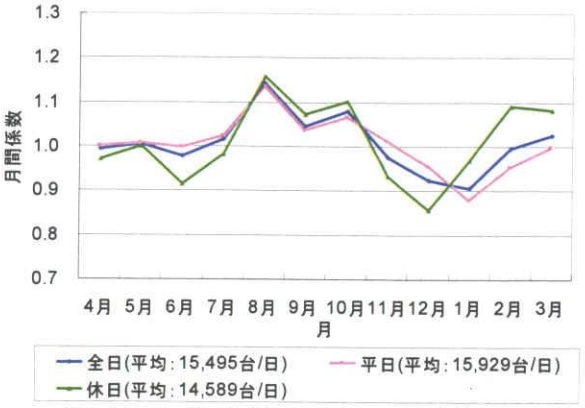


図 4-2-1 観測箇所周辺の交通状況(4)

名古屋市方面

長野市方面

図 4-2-1 観測箇所周辺の状況(4)

※"観測箇所の周辺交通状況"は，最寄りの常時観測箇所(上松)の 2003 年度データを利用

(2) 設置箇所の道路幾何構造

観測機器設置箇所(119.9kp)周辺の平面図，横断面図を次頁の**図 4-2-2** に示す．

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．

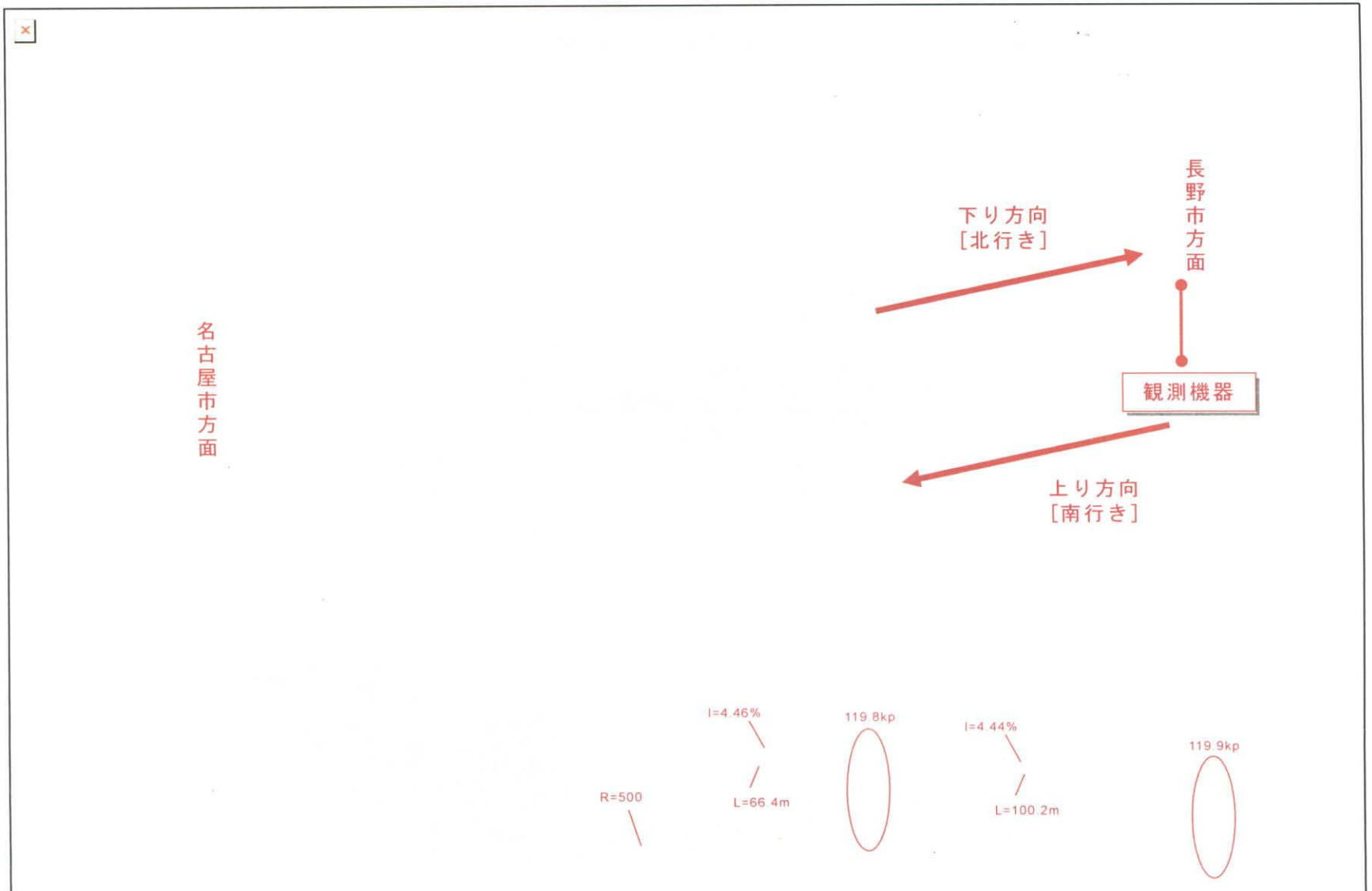


図 4-2-2 設置箇所周辺の平面図/横断面図

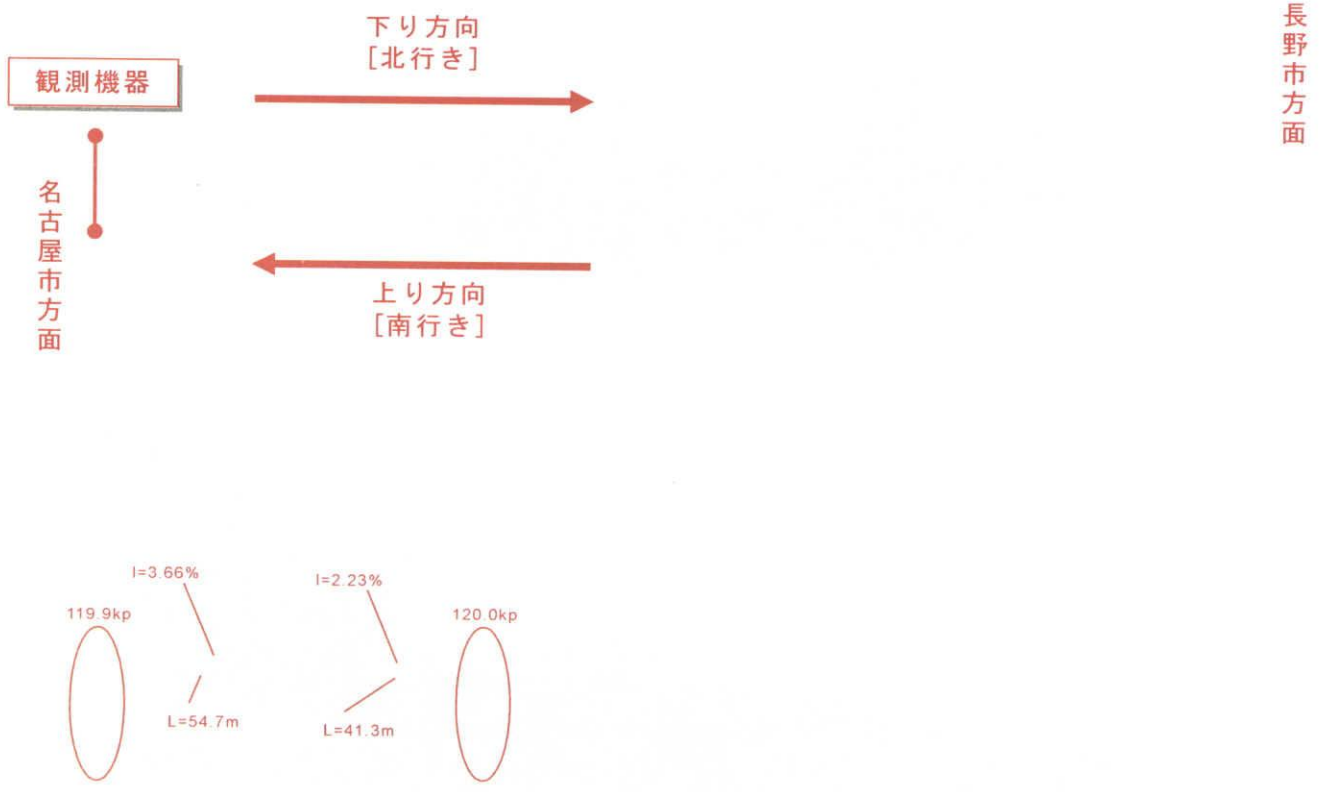


図 4-2-2 設置箇所周辺の平面図/横断面図

4.2.2. 観測地点の交通状況

(1) 車種の判別基準

観測機器によって観測された車長により，通過車両の車種を判別する．「道路構造令の解説と運用」では，小型自動車 4.7m，小型自動車等 6.0m，普通自動車 12.0m，セミトレーラ連結車 16.5m とされており，この車長を基準に車種を判別することも考えられるが，観測機器の設置条件/環境などによって観測精度が変化するため，これら標準的な基準と必ずしも合致するとは限らない．そこで，観測機器の周辺でビデオ撮影による外部観測調査を実施し，その結果と観測機器の観測データとを比較することで，本観測機器における適切な車種判別基準を設定する．

ビデオ観測は，2006 年 5 月 3 日に約 3 時間(9：45～12：35)実施した．その結果，両方向合計で 3,470 台の車両を観測することができた．なお，ここではビデオ観測の結果をふまえ，車種をバイク，乗用車(PC：Passenger Car)，小型貨物車(SHV：Small Heavy Vehicle)，大型貨物車(LHV：Large Heavy Vehicle)の 4 つに分類することとする．**図 4-2-3** は，各車種と車長(Vehicle Length)との累積分布図である．バイクの車長が 4.0m 以上と観測される場合があることからもわかるように，観測される車長にはバラつきがある．ここでは各車種の 80～90percentile 値を参考にし，車種判別の判定基準長を次のように設定する．

- バイク：　－2 m
- 乗用車(PC)：　2 – 4.9 m
- 小型貨物車(SHV)　4.9 – 7.3 m
- 大型貨物車(LHV)：　7.3m –

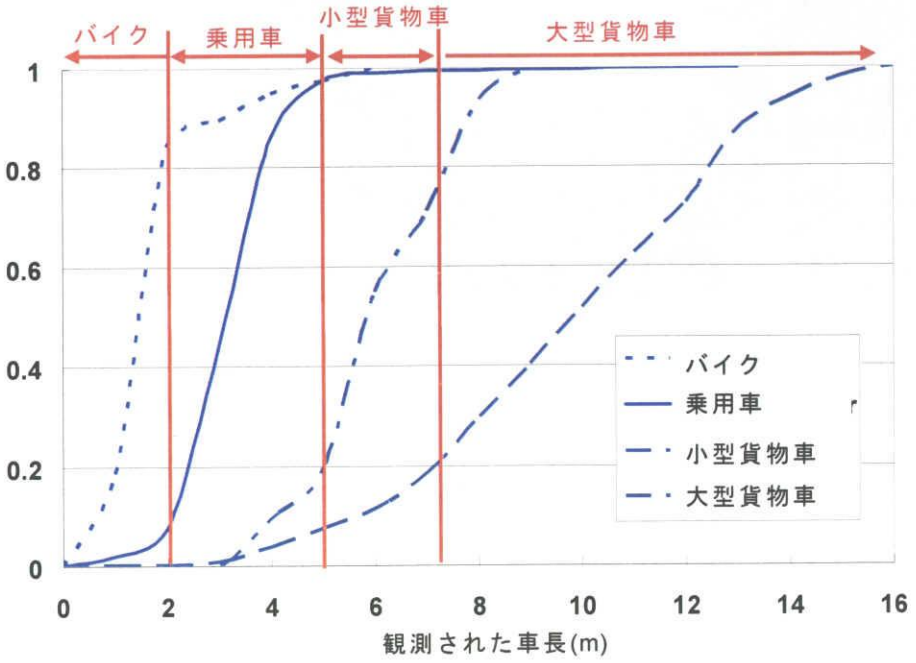


図 4-2-3 車種と車長(観測値)との関係

(2) 交通状況の分析

1) 交通量の変動特性

観測地点の交通量の変動状況を次頁の**図 4-2-4** に示す．なお，ここでは全車に対する貨物車(SHV，LHV)の割合を大型車混入率としている．

平日は，7:00～8:00 に朝のピークがあり，9:00 ごろに一旦交通量が低下するものの，その後 19:00 ごろまで交通量は継続的に増加する．大型車混入率は昼間で 20～40%，夜間では 60～80%となっている，このことから本観測地点では大型車交通量が占める割合が全体的に高いことがわかる．また，時間帯別の方向率にはあまり偏りがみられない．これに対して休日，ピーク時(ゴールデンウィーク：2006/5/3)は，午前に北行き(NB)の，午後に南行き(SB)の交通量がそれぞれ多く，時間帯による方向率の偏りみられる．これは，午前中に名古屋などから木曽駒ケ岳や御岳などを訪れる観光目的の交通が午後に帰宅するため，と推測できる．

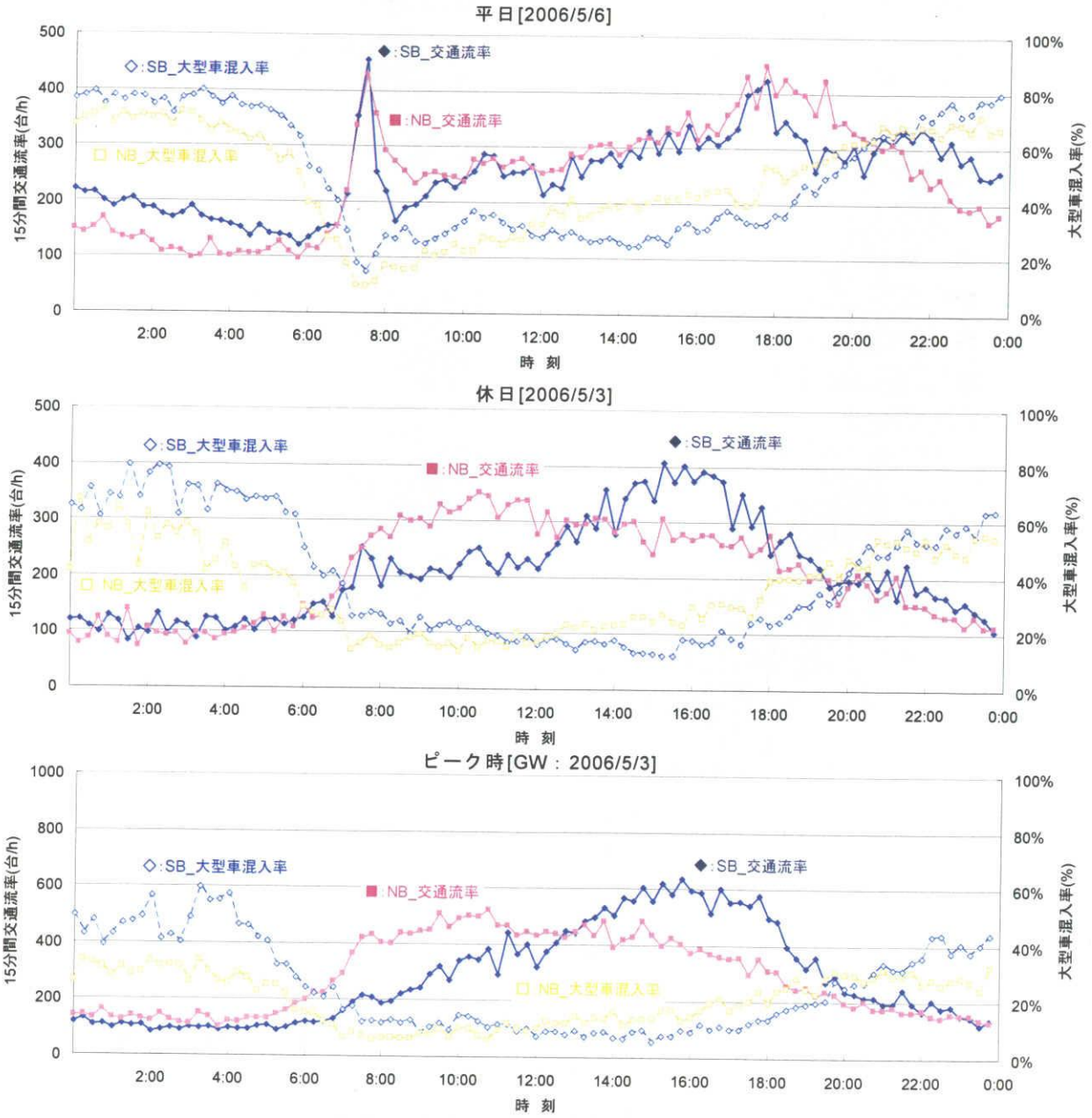


図 4-2-4 曜日別の交通量/大型車混入率の変動

2) 観測地点の走行性能（*q-v* 曲線）

2006 年 5 月～9 月の 5 ヶ月間に観測されたデータを用いて，2 車線道路の走行性能に影響を及ぼす要因について分析する．なお，ここでは走行性能を速度とし，特にこれに影響を及ぼすと考えられる要因として大型車混入率，追従車率を採り上げる．

a) 大型車混入率

大型車混入率と平均速度の関係(**図 4-2-5**)をみると，大型車混入率に関係なく，各方向の平均速度は南行き(SB)が 60～75km/h，北行き(NB)が 55～65km/h となっている．また，この傾向は大型車混入率別の交通量-速度関係(**図 4-2-6**)からもわかる．

これら図から，本観測地点では大型車混入率の増加に伴う速度の低下はみられない．これは **2 章**の一般道の交通量-速度関係を分析した結果と同じであり，法定速度が低い一般道では高速道ほど乗用車と大型車との間に速度差が生じないためと考えられる．

また，若干ではあるが，交通量レベルが大きいときに比べ小さいときの方が速度の低下量が大きいことがみてとれる．

なお，**図 4-2-5**，**図 4-2-6** ともに，上り勾配の北行き(NB)よりも下り勾配の南行き(SB)の方が速度が高く，勾配が速度に大きく影響していることがわかる．

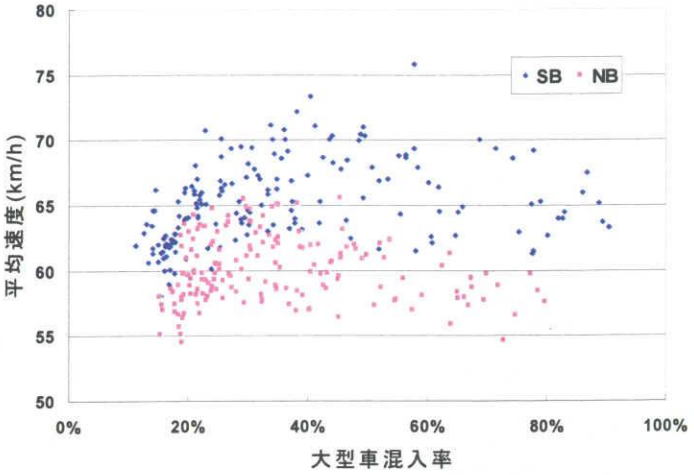


図 4-2-5 大型車混入率と平均速度との関係

2006.5～9 のデータ

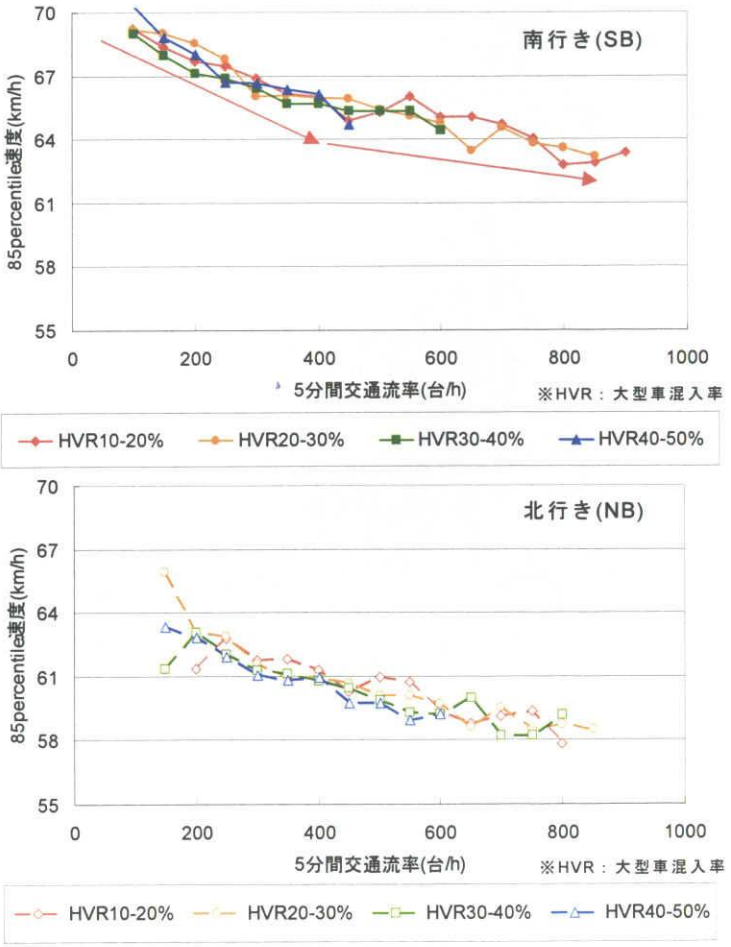


図 4-2-6 大型車混入率別交通量-速度図

2006.5～9 の平日，昼間，非降雨のデータ

b) 追従車率

追従車の速度は車群の先頭車の速度に抑制されたものである．そのため，たとえ同じ交通量であっても追従車の割合が高ければ，全体が車群の先頭車の速度，すなわち低速車の速度となり，平均速度が低下すると考えられる．なお，ここではHCM2000(TRB,2000)の定義に基づき，車頭時間が 3 秒未満の車両を追従車と定義する．

図 4-2-6 は追従車率(FP：Follower Percentage)別の交通量-速度図である．これは，平日/昼間/非降雨といった条件に応じて 5 分間交通流率を 50 veh/h ごとのグループに分類し，各グループの 85percentile 速度を求めたものである．これをみると平日/休日に関わらず，追従車率(FP)が高くなると速度が低下することがわかる．また，その低下量は交通量レベルに関係なくほぼ一定の傾向がみられる(**図 4-2-7(左)**のイメージ)．一般的に，交通量レベルが小さいときは追従車率が低い(0-20%FP)サンプルの割合が高く，交通量レベルが大きくなるに従い追従車率が高い(40-60%FP)サンプルの割合が増加することを考慮すると，“交通量レベルが小さいときの速度低下量が大きい”といった **2 章**で分析した 2 車線道路の交通量-速度図の特徴を理解することができる(**図 4-2-7(右)**のイメージ)．

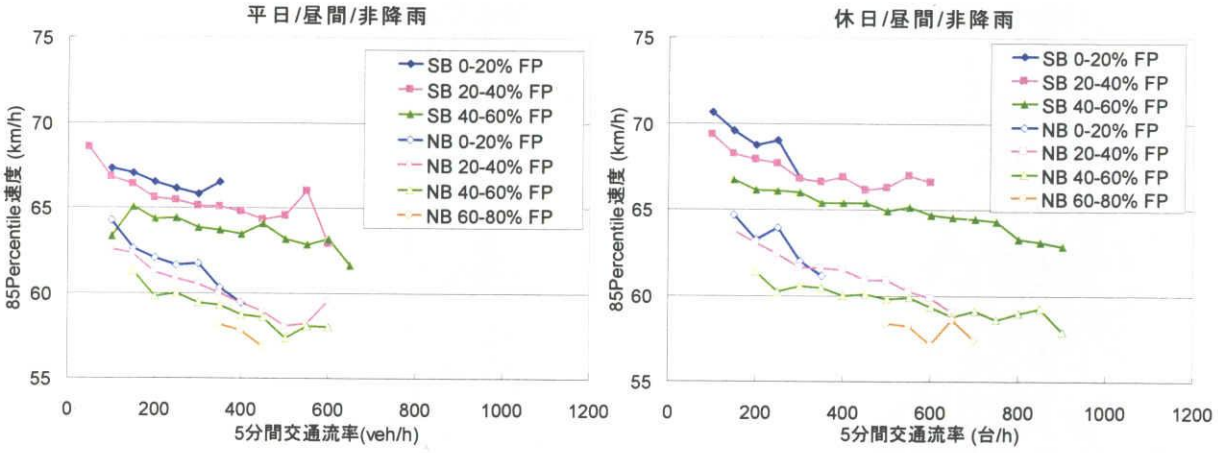


図 4-2-6 追従車率別交通量-速度図

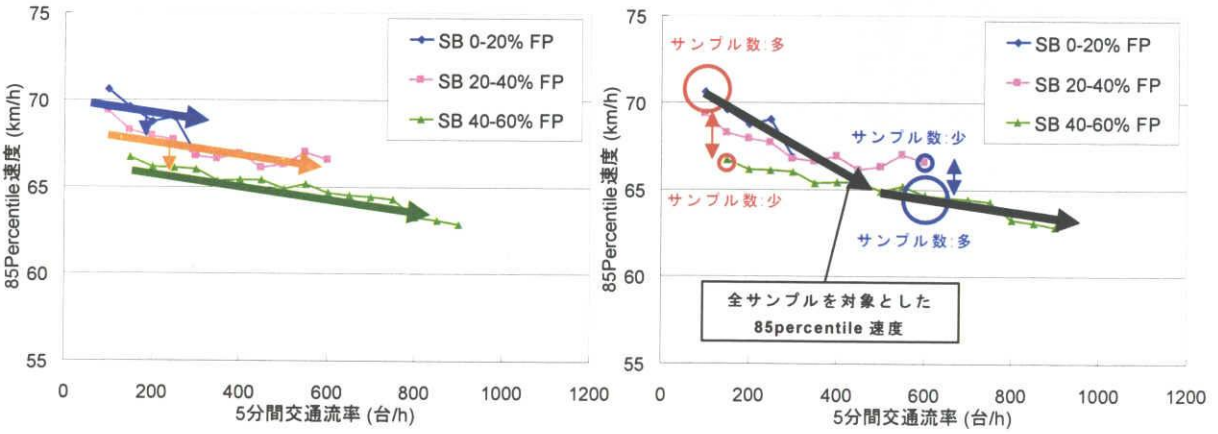


図 4-2-7 2 方向 2 車線道路の交通量-速度図のイメージ

4.3. 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．

HCM2000(TRB,2000)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，**図 4-3-1** のように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．

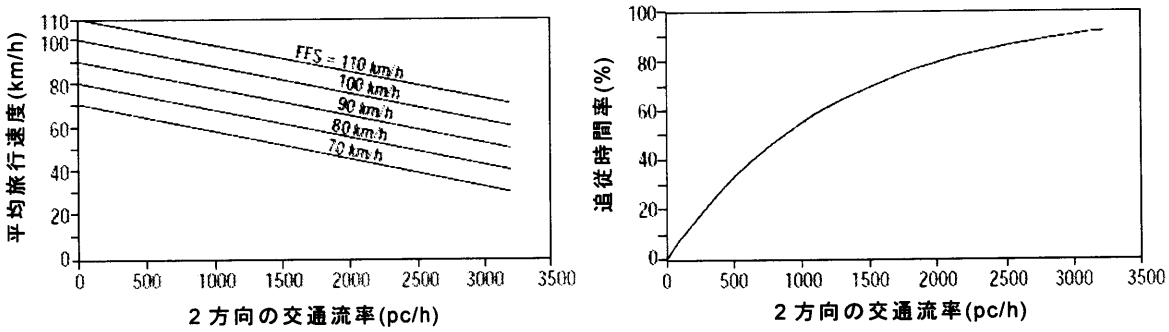


図 4-3-1 平均旅行速度，追従時間率と交通流率の関係

表 4-3-1 往復 2 車線道路(主要幹線道路)のサービス水準

サービス水準	追従時間率(%)	平均旅行速度(km/h)
A	≤ 35	> 90
B	> 35–50	> 80–90
C	> 50–65	> 70–80
D	> 65–80	> 60–70
E	> 80	≤ 60

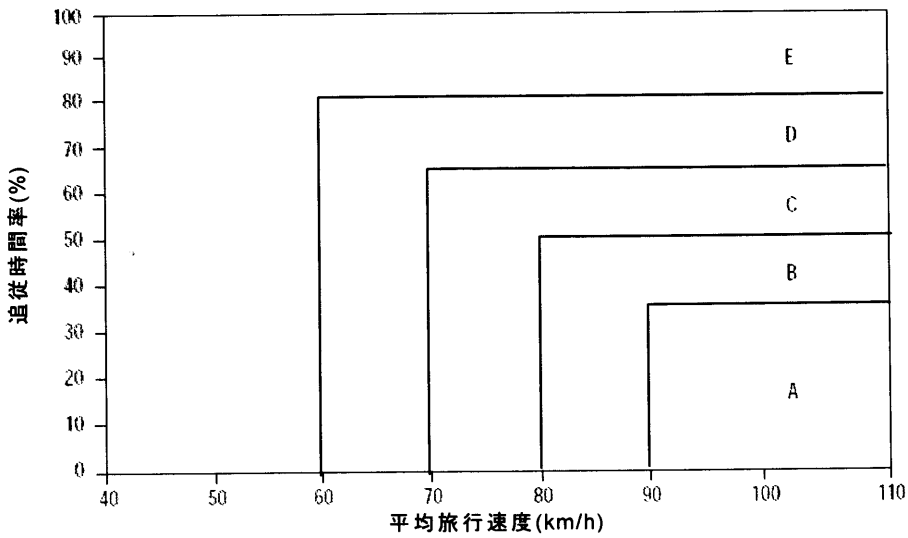


図 4-3-2 往復 2 車線道路(主要幹線道路)のサービス水準

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)”を提案した．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 4-3-3 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．つまり，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．

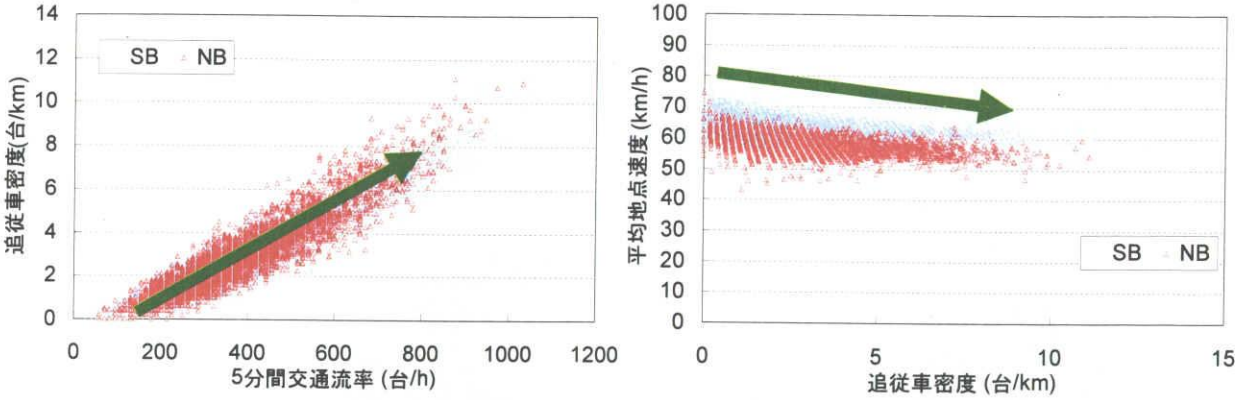


図 4-3-3 5 分間交通流率，平均速度と追従車密度との関係

※ここでは HCM2000(TRB,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．

4.4. 追従車判定方法の構築

4.4.1. 追従車の定義のあり方

HCM2000(TRB, 2000)では，車頭時間が 3 秒以内の走行車を一律に追従車と定義している．これは，実務レベルで追従車を測定・判定するための便宜上の判定方法であるといえる．しかし実際には，各ドライバーの特性や，交通量，構造条件，天候など様々な交通状況によって，追従車の定義は異なるべきはずである．このため，これらの要因を考慮せず一律に追従車を定義することは，必ずしも的確に追従車を判定しているとは言えない．その他の既往研究においても，各々の研究成果をふまえ追従車を判定する車頭時間を 3.5 秒，4.0 秒と一律に定義しているものが多い．しかし，このように車群の判定基準・定義が異なることは，追従状態を分析する上で大きな問題となる．Taylor, et al. (1974) は，地方部の幹線道路において車群モデルを比較し，各研究で提案されている追従車の定義の違いによって生じる問題を示している．Botma, et al. (1980) や Hoogendoorn and Botma (1997) は，実際に観測される追従車の車頭時間がおよそ 8 秒程度となる場合もあることを明らかにしている．

本研究では，**図 4-4-1** に示すようにドライバー特性に応じて追従車の車頭時間や希望速度が変化するものと考える．また，これら車頭時間や希望速度は，交通状況の違いによってさらに大きく変化するはずである．すなわち，従来の研究のようにある一定の車頭時間未満を一律に追従車と定義するのではなく，「走行速度が低い先行車によって，ドライバーが希望速度以下で走行することを強いられている車両」を追従車と定義する．この定義の方がより論理的であり，現実的であるといえる．また，希望速度よりも低い速度で走行する時間の長さは，ドライバーの満足度と直接関係すると考えられるため，このように追従車をより適切に定義することは，利用者の満足度も考慮し 2 車線道路の走行性能を評価することになる．

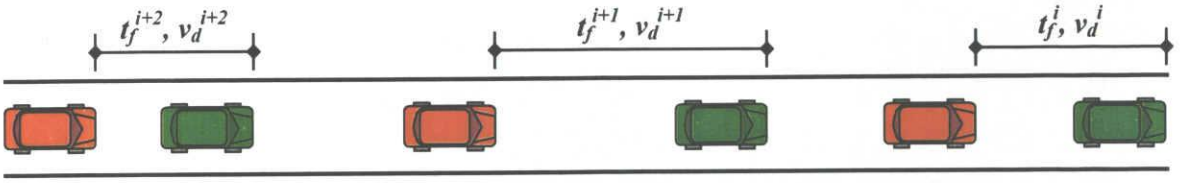


図 4-4-1 ドライバー特性の違いによる車頭時間と希望速度のバラつき(イメージ)

4.4.2. 車頭時間に基づく追従車確率

ドライバー特性や交通状況に応じて追従車の車頭時間が変化することは先に述べたが，この観点より追従車を定義するためには，これら様々な条件に応じて変化する追従車を判定する方法が必要となる．論理的には，先行車との車頭間隔が近いほど追従車である確率は高いといえる．言い換えれば，車頭時間が増加するにつれ追従車である確率は低くなる．仮に，車頭時間が増加すると追従車の占める割合が減少するとし，また，それ以上大きくなると追従車が存在しなくなる車頭時間(；最大車頭時間 t_{crit})が存在するならば，車頭時間に基づく追従車の確率関数 $P(Foll|t)$は，**図 4-4-2** のように仮定することができる．これは車頭時間が増加するにつれ追従車である確率の低下率が大きくなるものである．

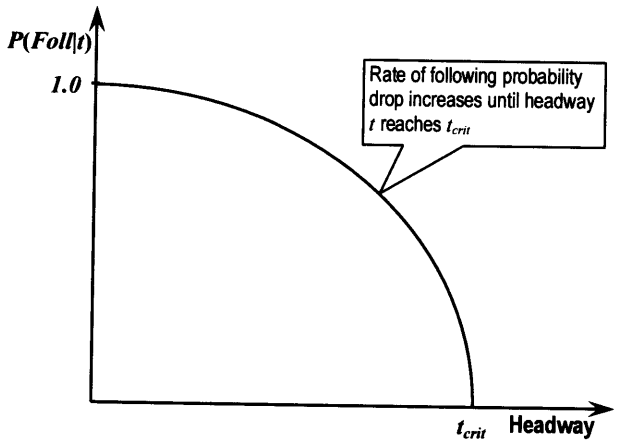


図 4-4-2 車頭時間に基づいた追従車確率関数 *P(Foll|t)*のイメージ

異なる交通状況下(交通条件，道路条件，気象条件など)での条件付き確率関数 $P(Foll|t)$を推計するためには，まず，それぞれの車頭時間分布モデルを推計しなければならない．

車頭時間分布モデルは，大きく 2 つのタイプがある (Branston, 1976)．それは，観測された車頭時間の分布特性から特定される統計分布(正規分布，Weibull 分布など)を用いる単純モデルと，追従車と自由走行車(以下，非追従車)の車頭時間分布モデルを合成することによって得られる複合モデルである．単純モデルは，観測データから車頭時間分布に必要ないくつかのパラメータを推定するだけでよいが，追従車/非追従車の割合を明確にすることは難しい．これに対して，複合モデルは，追従車の車頭時間分布を得ることができるが，単純モデルに比べて多くのパラメータを推定しなければならず，また推定手順自体も煩雑である．

最近の数十年にわたって，いくつかの車頭時間分布モデルが提案されている．Cowan(1975)は，必ずしも複雑な数学的問題を解くことなく，追越し禁止区間の走行状況をより現実的に推計できる M3，M4 モデルというものを提案している．また，Branston(1976)によって定式化された BGQ(Branston's Generalized Queuing Model)として一般的に知られている待ち行列モデルでは，追従車と非追従車とを区別し推計すること

ができる．一方，Buckley(1968)によって提案された複合モデルは，非追従車と追従車の両方の構成を求め，それにより全体の車頭時間分布を推計するといったものである．Semi-Poisson モデルとして広く知られているこのモデルの一般的な構造は，次の確率密度関数 $f(t)$によって表される．

$$f(t) = \phi g(t) + (1-\phi)h(t) \tag{4.1}$$

ここで，$g(t)$は追従車，$h(t)$は非追従車であり，ϕは追従車の比率である．追従車が存在しないとき(ϕ=0 のとき)は，全ての車頭時間は非追従車のものであり，これはランダム到着を表す指数関数によって表現できる．

このとき，複合車頭時間分布モデルとそれを構成する要素(全走行車，非追従車，追従車)の理論的な構造は**図 4-4-3** のように表すことができる．車頭時間 t が小さいときは，多くの車両が追従車であるため，追従車 $g(t)$の占める割合が多くなり，車頭時間 t が大きくなるにつれ非追従車 $h(t)$の占める割合が増加する．但し，**図 4-4-3** では追従車の車頭時間 t の上限を最大車頭時間 t_{crit} とする．

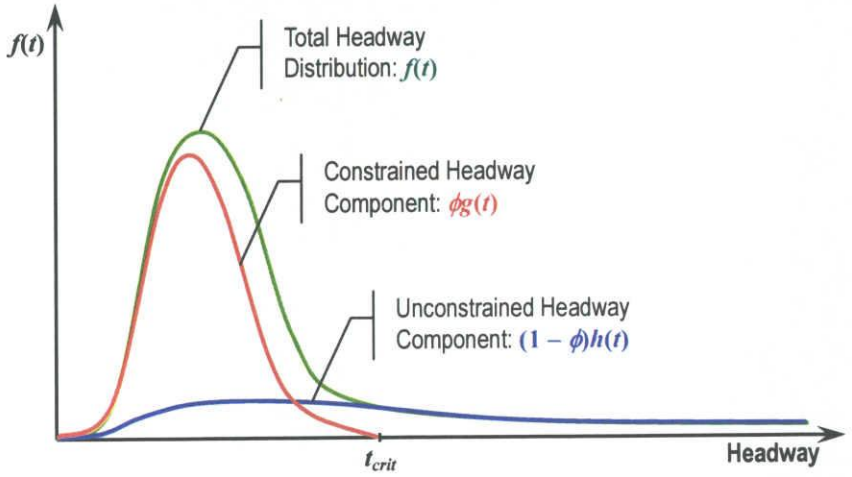


図 4-4-3 複合車頭時間分布モデルの理論的構造

(1) ノンパラメトリック手法による複合車頭時間分布モデル

複合車頭時間分布モデルには，いくつかの推定手法がある．

いくつかの研究では，追従車の車頭時間分布を正規分布などの特定の分布形を仮定し，モデルのパラメータを推定している．しかし，本研究では，Wasielewski(1974)によって提案されたノンパラメトリック手法を用いてこのモデルを推定する．これは，観測された車頭時間分布の積分である Semi-Poisson モデルによって表される．

ここでは便宜上，基本モデル(4.1)の構造を $g_1(t) = \phi g(t)$, $h_1(t) = (1-\phi)h(t)$と定義し，次のように示す．

$$f(t) = g_1(t) + h_1(t) \tag{4.2}$$

車頭時間が十分大きくなると全車両が自由走行,すなわち非追従車となると仮定し,その車頭時間分布を次の指数関数によって表す.

$$f(t) = h_1(t) = A\lambda e^{-\lambda t} \tag{4.3}$$

$t > T$ のとき，パラメータ A は式$(1-\phi)/B$ によって表すことができる.

$$B = \int_0^\infty \lambda e^{-\lambda t} \int_0^t g(s)dsdt \tag{4.4}$$

なお，A と λ(; 非追従車の比率)の両パラメータの詳細は，Buckley (1968)と Wasielewski (1979)のとおりである．また，ここで T とは追従車の存在が無視できるような車頭時間(; t_{crit})のことであり，以下，臨界車頭時間とする.

しかし，車頭時間 t が臨界車頭時間 T よりも小さい($t < T$)と，非追従車の車頭時間分布 $h(t)_l$ は指数関数ではなく，この指数関数から「車頭時間 t よりも大きな場合でも追従車である車両の台数(比率)」を取除き，追従車の影響を考慮できるよう修正する必要がある.このとき車両は希望した追従車頭時間以下では走行しないと仮定する.ここでは，これを次式によって修正する.

$$p(t) = \int^\infty g(s)ds \tag{4.5}$$

$$h_1(t) = A\lambda e^{-\lambda t}[1 - p(t)] = A\lambda e^{-\lambda t}\left[1 - \int^\infty g(s)ds\right] \tag{4.6}$$

追従車の車頭時間分布 $g(t)$は式 4.1 と式 4.2 より $g(t) = \dfrac{f(t) - h_1(t)}{\phi}$ と与えられ，非追従車の車頭時間分布 $h(t)_l$ は次の式によって表される.

$$h_1(t) = \frac{A\lambda e^{-\lambda t}}{\phi} \int_0^t [f(s) - h(s)]ds \tag{4.7}$$

パラメータ A と λは，臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間データからノンパラメトリック手法を用いて推計する.

まず，λは最尤推定法によって次のように与えられる.

$$\hat{\lambda} = \left[\frac{1}{m} \sum_i (t_i - T) \right]^{-1} \tag{4.8}$$

ここで m は，臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間のサンプル数である．

このとき，観測された車頭時間の総数 n を用いれば，パラメータ A を次式により推定できる．

$$\hat{A} = \frac{m}{n} e^{\hat{\lambda} T} \tag{4.9}$$

これらの推計値を組合せ，式 4.7 を変形すると，非追従車の車頭時間分布 $h(t)_1$ は次のように表すことができる．

$$\hat{h}_1(t) = \hat{A}\hat{\lambda} e^{-\hat{\lambda} t} \left\{ 1 - \frac{1}{\hat{\phi}} \int^{\infty} \left[\hat{f}(s) - \hat{h}(s) \right] ds \right\} \tag{4.10}$$

このとき ϕ は以下のようになる．

$$\hat{\phi} = \int^{\infty} \left[\hat{f}(s) - \hat{h}_1(s) \right] ds \tag{4.11}$$

*(i-1)*から i まで積分すると，次式のようになる．

$$\hat{h}_1^{(i)}(t) = \hat{A}\hat{\lambda} e^{-\lambda t} \left\{ 1 - \frac{1}{\hat{\phi}^{(i-1)}} \int^{\infty} \left[\hat{f}(s) - \hat{h}_1^{(i-1)}(s) \right] ds \right\} \tag{4.12}$$

なお，以上の式展開は，Wasielewski(1974)と Hoogendoorn(2005)に詳細に示されている．

(2) 条件付き追従車確率関数 θ (t)

(1)で述べた手順に従い非追従車の車頭時間分布 $h(t)_l$ が明らかになれば，追従車の車頭時間分布 $g(t)$は，式 4.2 によって推定できる．この結果，複合車頭時間分布モデルの全ての構成要素(全走行車，自由走行車，追従車)が推定でき，車頭時間に基づく追従車確率関数$\theta(t)$は，全走行車に対する追従車の比率として求めることができる．このとき条件付き確率関数$\theta(t)$は次のようになる．

$$\theta(t) = \frac{g_1(t)}{f(t)} \tag{4.13}$$

ここで，$g(t)$は追従車の車頭時間分布であり，$f(t)$は観測された全車両の車頭時間分布である．この確率関数は，この後推計する希望速度分布でも利用する．

4.4.3. 速度に基づく追従車確率

追従車の車頭時間同様に，ドライバー特性に応じて各ドライバーが希望する走行速度は異なるはずである．比較的車頭時間が小さな車両を追従車と判定する際に，この希望速度の違いが問題となる．実際，ドライバーの希望速度は走行する目的や時刻などに応じて変化するし，たとえ同じトリップであっても交通状況によって異なる．しかし，これら現象の解析は複雑すぎるため，現在の研究および技術水準では定量的に分析することは難しい．本研究では，「各ドライバーには，交通状況に応じた希望速度があり，これは交通状況が変わらない限り一定である.」と仮定する．これに基づくと，希望速度はある特定の交通状況下における最大走行速度となる．また，走行速度が希望速度よりも低いということは，低速車に追従しているといえる．

以上の仮定に基づき，走行速度から追従車である確率を推定する手法を構築する．ここで，仮にドライバーの希望速度がある特定の分布関数 $f_d(v)$に従うとし，速度 v_i のときに非追従車である確率を次のように表す．

$$P(Free \mid v_i) = \int_0^{v_i} f_d(v)dv \tag{4.14}$$

この分布関数，および速度 v_i のときに非追従車である確率が与えられれば，速度 v_i で走行するドライバーが追従車である確率，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 $1 - P(Free|v)$，または以下の式により表される．

$$P(Foll \mid v_i) = 1 - \int_0^{v_i} f_d(v)dv = \int_{v_i}^{\infty} f_d(v)dv \tag{4.15}$$

希望速度の方が実際に観測された速度 v_i よりも大きい確率は，**図 4-4-4** の関数 $f_d(v)$の網掛け部分となる．

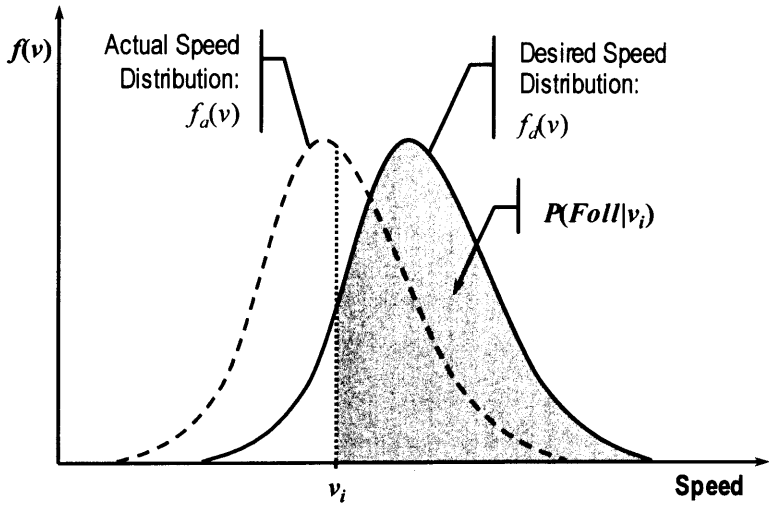


図 4-4-4 速度に基づく追従車確率のイメージ

しかし，この概念を適用するためには，希望速度分布を推定しなければならない．このとき，観測された非追従車の速度分布を単純にプロットし推定する方法が考えられるが，これには「観測された走行車をどのようにして非追従車，もしくは追従車と判定するのか」という問題が生じる．当然，HCM2000(TRB,2000)のように特定の車頭時間を定め，これにより判定することも一つではなるが，先に述べたように追従車は特定の車頭時間ではなく，交通状況に応じて適切に定義しなければならない．このため，この方法は必ずしも適当とはいえない．また別の方法として，明らかに追従車が存在しない臨界車頭時間 T よりも大きな車頭時間により非追従車を判定することも考えられる．しかし，これは，実際には希望速度で走行しているにも関わらず，車頭時間が小さいために速度分布を推定する際の対象とならない車両が存在する場合が考えられる．その結果，正確な分布を推定できない惧れがある．すなわち，比較的小さな車頭時間であっても希望速度で走行しているか否かを判定できる手法が必要なのである．

(1) 希望速度分布モデル

ここでは，非追従車の速度分布が希望速度分布と等しいと仮定する．

Hoogendoorn(2005)によって，自由走行速度分布(希望速度分布)を推定する手法が提案されている．これは，部分的な観測値によって分布を推定することができるノンパラメトリック手法の一つである修正 Kaplan-Meier 法を改良したもので，次のように与えられる．

$$\hat{S}(v^0) = \prod_{j=1}^{n_{v^0}} \left(\frac{n-j}{n-j+1} \right)^{\delta_j} \tag{4.16}$$

ここで，希望速度 v^0 (i.e. $v_j \le v^0$, j = 1, . . . , n_{v^0})と等しい，もしくはそれよりも小さい速度 v_i のサンプル数を n_{v^0} とし，分析データの総サンプル数を n とする．そして，

δ_jを追従車ダミーとする($\delta_j = 0$ ならば非追従車，$\delta_j = 1$ ならば追従車).

この関数に，先に述べた条件付き確率関数$\theta(t)$を代入する．その結果，生存関数$\hat{S}_\infty(v^0)$が次式のように表される．なお，この式展開の詳細は Hoogendoorn(2005)を参考されたい．

$$\hat{S}_\infty(v^0) = \prod_{j=1}^{n_{v^0}} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \tag{4.17}$$

非追従車の生存関数を上記の式により推定すると，非追従車の累積分布関数$\hat{F}_\infty(v^0)$は以下のようになる．なお，最初の仮定に基づけば，希望速度の累積分布関数 $F_d(v)$は，非追従車の累積分布関数$\hat{F}_\infty(v^0)$によって表される．

$$\hat{F}_\infty(v^0) = F_d(v) = 1 - \prod_{j=1}^{n_{v^0}} \left(\frac{n-j-1}{n-j-\theta_j} \right) \tag{4.18}$$

(2) 追従車確率関数 *S(v)*

図 4-4-4 に示すように速度に基づき理論的に追従車を判定するためには，式 4.15 のように希望速度の確率密度関数 $f_d(v)$を速度 v_i から∞まで積分し，追従車の確率関数を算出しなければならない．希望速度の累積分布関数 $F_d(v)$は関数 $f_d(v)$を積分したものであり，式 4.15 は次のように表される．

$$P(Foll \mid v_i) = 1 - F_d(v_i) = S_d(v_i) \tag{4.19}$$

式 4.17 と式 4.19 は同じ関数のようではあるが，実際には大きく異なる．式 4.17 は，離散型の生存関数に基づくものであり，観測データの取得状況が希望速度の累積分布の推定に大きく依存する．つまり，これは連続型の累積分布ではない．一方，式 4.19 は，連続型の生存関数を仮定しており，速度 v_i により車両 i が追従車である確率を表している．言い換えれば，式 4.19 は，式 4.17 で得られた離散型の累積分布に最も合致する連続関数なのである．速度に基づく追従車確率関数の一般的な分布形状は**図 4-4-5** のように考えられる．

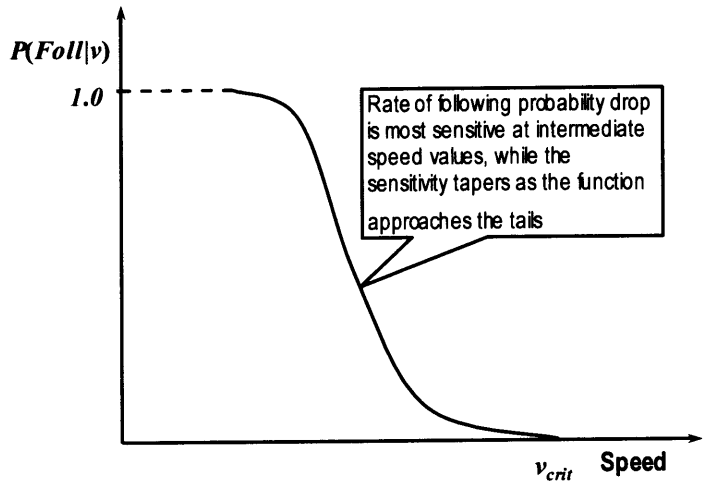


図 4-4-5 速度に基づく追従車確率 *P(Foll|v)*のイメージ

4.4.4. 追従車の定義と判定方法

現在，追従車の定義のほとんどが特定の車頭時間を基準としたものであり，これは実際の追従状態を単純化したものといえる．たとえば，HCM2000(TRB,2000)では車頭時間 3 秒未満の走行車を追従車としており，走行車の速度は追従車の判定に考慮されていない．しかし実際には，車頭時間が小さな走行車であっても，必ずしも追従車であるとは限らず，先行車とほぼ同じ希望速度で走行している可能性もある．また，希望速度が低い走行車が必ず車群の先行車となるわけでもない．つまり，追従車を定義する場合には，車頭時間もしくは速度のどちらか一方のみではなく，両方の影響を考慮しなければならない．

本研究では，追従状態に影響を及ぼす主な要因を考慮し，車頭時間と速度の両方を用いて追従車を判定する手法を構築する．なお，このとき，ドライバー特性や交通状況の違いに応じて車頭時間や希望速度が変化することに十分留意しなければならない．**4.4.2** や **4.4.3** で，車頭時間や速度に基づく追従車確率の理論的な考え方，およびモデル構造について述べたが，ここではこれら 2 つの追従車確率を組合せ，追従車を判定する方法を検討する．

(1) 本研究における追従車の定義

ここでは追従車を「走行速度が低い先行車によりドライバーが希望速度以下，かつ最小車頭時間によって走行することが強いられている車両」と定義する．このとき，車頭時間および希望速度に特定の臨界値は設けず，交通状況に応じて変化するものとする．

(2) 統計的独立

確率論において，事象とは標本空間の部分集合のうちから選択されるものと定義される．標本空間 S が与えられ，その中に事象 A と事象 B の 2 つの異なる事象が存在するとき，これら 2 つの事象が共通する部分は，同時に両方の事象が生じることを意味する．これを図示したものが**図 4-4-6** であり，事象 A と事象 B の共通する部分は $A \cap B$ と表される．

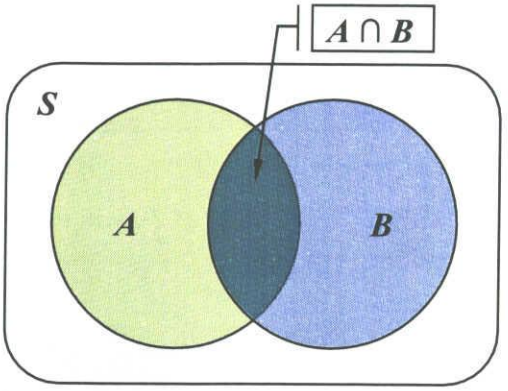


図 4-4-6 標本空間 S における事象 A と事象 B の関係図

たとえば，様々な生物が生息する標本空間 S があり，「空を飛ぶことができる」という事象 A と，「足が 2 本である」という事象 B がある．このとき，鳥やコウモリなどは，この 2 つの事象に共通する生物であり，**図 4-4-6** の中の青緑の部分に属することとなる．しかし，どちらか一方の事象のみである，ミツバチやその他の飛べる昆虫は緑の部分に，人間やサルなどは青の部分に属する．また，魚やヘビ，植物など両方の事象を満たさない生物は白の部分となる．

また，ある事象が他の事象の影響を受けず無関係に生じるとき，これら 2 つの事象は統計的に独立であるといえる．そして，事象 A と事象 B が独立であるならば，次の式が成立する．

$$P(A \cap B) = P(A)P(B) \tag{4.20}$$

ここで，事象 A を車頭時間に基づく追従車（；$A = Foll_{headway}$），事象 B を速度に基づく追従車(；$B = Foll_{speed}$)とする．そして，これら 2 つの事象は互いに影響を及ぼし合わない独立であると仮定し，両事象が同時に発生する車両を追従車と判定する．

観測データを用いた $Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ B の統計的独立性の検証

$Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ の統計的な独立性を検証するため，観測データを用いて式 4.20 が成立するかどうか確認する．

まず，連続して観測された 10 台の走行車のデータを無作為に抽出する(**表 4-4-1**).

表 4-4-1 $Foll_{headway}$ と $Foll_{speed}$ の統計的独立性を検証するためのサンプルデータ

Veh. No.	通過日時	速度 (km/h)	車長 (m)	車種	車頭時間 (sec)
1	2006/5/3 16:28:11.46	70.6	4.3	PC	12.35
2	2006/5/3 16:28:59.94	64.7	4.5	PC	48.48
3	2006/5/3 16:29:06.81	59.0	10	HV	6.87
4	2006/5/3 16:29:10.39	59.0	3.3	PC	3.58
5	2006/5/3 16:29:13.94	59.3	4.8	PC	3.55
6	2006/5/3 16:29:16.02	59.0	4.3	PC	2.08
7	2006/5/3 16:29:19.60	59.3	4.1	PC	3.58
8	2006/5/3 16:29:21.50	64.7	3.9	PC	1.90
9	2006/5/3 16:29:25.92	64.7	9.3	HV	4.42
10	2006/5/3 16:29:28.24	64.7	4.2	PC	2.32

ここで追従車を判定するための車頭時間と速度の臨界値を適当に定め，「車頭時間に基づく追従車」と「速度に基づく追従車」とを判定する．**表 4-4-2** は，追従車を判定する臨界値を，車頭時間(秒)～2.0，～2.5，～3.0，～3.5，～4.0，～4.5，～5.0 と，速度(km/h)～50，～55，～60，～65，～70，～75，～80 と定義し，各臨界値における追従車の台数と確率を算出した結果である．但し，ここではその他の影響要因について考慮しない．

表 4-4-2 特定の臨界値を追従車の判定基準とした場合の追従車台数と確率

Veh. No.	車頭時間に基づく追従車判定基準(sec)							速度に基づく追従車判定基準(km/h)						
	2.0	*2.5*	*3.0*	*3.5*	*4.0*	*4.5*	*5.0*	*50*	*55*	*60*	*65*	*70*	*75*	*80*
1													1	1
2											1	1	1	1
3										1	1	1	1	1
4					1	1	1			1	1	1	1	1
5					1	1	1			1	1	1	1	1
6		1	1	1	1	1	1			1	1	1	1	1
7					1	1	1			1	1	1	1	1
8	1	1	1	1	1	1	1				1	1	1	1
9						1	1				1	1	1	1
10		1	1	1	1	1	1				1	1	1	1
Total	**1**	**3**	**3**	**3**	**6**	**7**	**7**	**0**	**0**	**5**	**9**	**9**	**10**	**10**
Prob.	**0.1**	**0.3**	**0.3**	**0.3**	**0.6**	**0.7**	**0.7**	**0**	**0**	**0.5**	**0.9**	**0.9**	**1**	**1**

車頭時間および速度に基づく追従車の判定基準が統計的に独立であることを証明するためには，これら 2 つの発生確率の積[$=P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$]が，$P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$.によって与えられる両事象の同時発生確率と等しいことを示す必要がある．ここでは，**表 4-4-2** のように車頭時間および速度の臨界値をそれぞれ 7 個ずつ設定しており，合計 49 個の組合せが考えられる．これを用いて $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と [$P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$]の関係を比較評価する．この関係を比較した結果を**図 4-4-7** に示す．

図上のプロットの数が 49 よりも少ないが，これは検証に用いた車両が 10 台と少なく重複する組合せが多数存在したためである．しかし，この図から $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$と [$P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$]がほぼ等しいことがわかる．すなわち，車頭時間に基づく追従車確率 $P(Foll_{headway})$と速度に基づく追従車確率 $P(Foll_{speed})$は独立であるといえる．

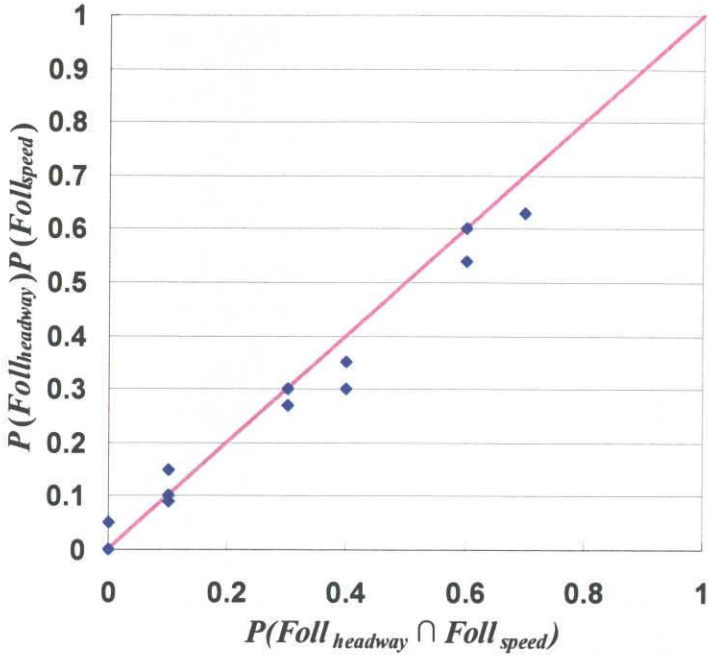


図 4-4-7 $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$ と $P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$の比較結果[サンプル数 10]

図 4-4-8 は，同様の検証を連続して観測された 10,000 台の走行車のデータを用いて行った結果である．これからも $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$と [$P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$]とが等しいことがわかる．但し，ここでは観測データを用いて簡易的に 49 個の組合せのみで検証を行ったが，実際には無限の組合せが存在することに注意しなければならない．

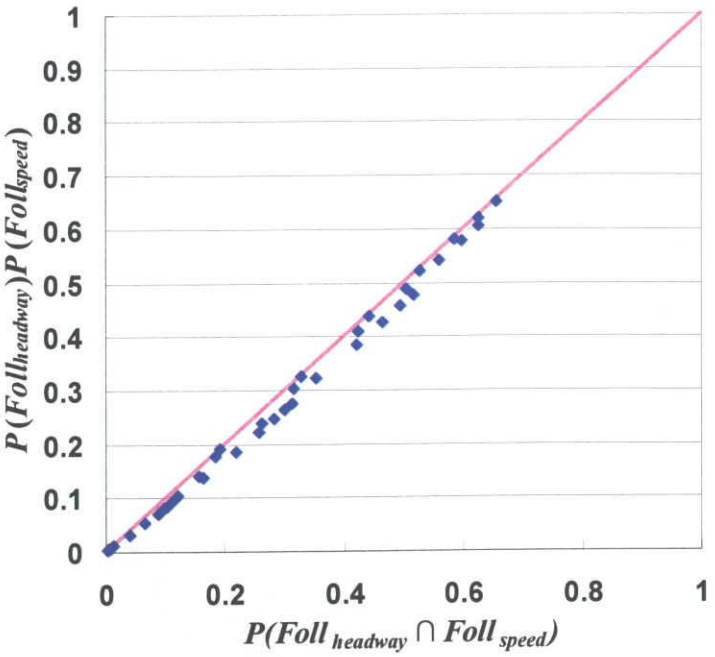


図 4-4-8 $P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed})$と $P(Foll_{headway})*P(Foll_{speed})$の比較結果[サンプル数 10,000]

(3) 車頭時間と速度に基づく追従車確率

(2)より**(1)**で述べた追従車の定義が成立することが検証された．この結果，本研究では，車頭時間に基づく追従車($Foll_{headway}$)と速度に基づく追従車($Foll_{speed}$)とが同時に生じる車両を追従車と定義・判定する．

これより，追従車確率は，次の式によって推定することができる．

$$P(Foll_{headway} \cap Foll_{speed}) = P(Foll_{headway})P(Foll_{speed}) \tag{4.21}$$

式 4.21 の右辺の確率関数は式 4.13 および式 4.19 の理論的な関数 $P(Foll_{headway}) = \theta(t)$ と $P(Foll_{speed}) = S(v)$に相当する．すなわち，追従車確率 $P(Foll|t,v)$は，車頭時間および速度の両方の追従車確率の積によって求める．

$$P(Foll \mid t,v) = \theta(t) \cdot S(v) \tag{4.22}$$

ここで，$\theta(t)$と $S(v)$は車頭時間，速度に基づく追従車確率モデルである．これ以降観測データを用いて各モデルのパラメータを推定する．

(4) 追従車の判定基準

本研究では，確率的に追従車を判定するが，その確率が 100%の状態のみを追従と定義することは，現実的とはいえない．ここでは，まず「追従車確率 $P(Foll|t,v)$が 0.5 以上である車両を追従車」として判定する．そして，この 0.5 以上という判定基準の妥当性について検証する．また，追従車密度(FD)などを算出する際には追従車数を推定しなければならない．この方法としては単位時間あたりの追従車確率を累計し，これを追従車数とすることが考えられる．しかし，これは **a)**のような理由のため，追従車数を推定する方法として必ずしも適当とはいえない．

a) 追従車数の推定方法の検討

追従車数を推定する際には，追従車確率 $P(Foll|t,v)$の累積値を用いることが理論的であるかもしれない．しかし，実際には車両は非追従車と追従車の 2 つに分類され，同一車両が部分的に追従車になったり非追従車になったりすることはありえない．このため，非追従車か追従車かのどちらか一つに特定することが現実的である．

仮に，追従車確率 0.51 の車両が 3 台あるとし，追従車確率の累計値(以下，累計値ベース)から追従車数を求めると 1.53 台となる．一方，先に提案した「追従車確率が 0.5 以上である車両を追従車とする」という定義(以下，閾値ベース)に基づけば追従車数は 3 台となり，累計値ベースよりも 1.47 台大きくなる．つまり，ここで提案した閾値ベースでは追従車数を過大に推定してしまうこととなる．一方で，追従車確率 0.49 の車両が 3 台あるとすると，累計値ベースでは追従車数が 1.47 となり，閾値ベースでは追従車数が 0 台となる．

累計値ベースによる追従車数推定の非有効性を検証するため，ここでは，車両 10 台の追従車確率がすべて 0.1 である道路 A と，すべて 0.9 である道路 B を仮定する．そして，追従車数を累計値ベースと閾値ベースとで推定した結果を**表 4-4-3** に示す．

表 4-4-3 追従車数の推定結果

推定方法	追従車数	
	道路 A 車両数 = 10 veh $P(Foll\|t,v)$ = 0.1	道路 B 車両数 = 10 veh $P(Foll\|t,v)$ = 0.9
累計値ベース [追従車確率の累計値]	1.0	9.0
閾値ベース [閾値；追従車確率 0.5 以上 $P(Foll\|t,v) > 0.5$]	0	10

表 4-4-3 をみると，累計値ベースを用いると過大または過少に推定する恐れがあることがわかる．道路 A の場合，各車両の追従車確率は低く，実際には追従車が存在していないと考えられるにも関わらず，累計値ベースの場合追従車が 1 台存在することとなる．このように累計値ベースで追従車数を推定すると，実際の走行状況と異な

る状況を推定してしまうだけでなく，FD などにより追従状態を評価する際に影響を及ぼすこととなる．特に，データ量が膨大となると，この影響が大きくなる(たとえば,対象車両が 10 台ではなく 10,000 台とすると追従車数はさらに多く推定される).同様に道路 B の場合，各車両の追従車確率が高く全ての車両が追従車であると考えられるが，累計値ベースでは追従車数が 9 台となり 1 台過小に推定される．

以上のように,累計値ベースにより追従車数を推定することは必ずしも適当であるとは言えず,非追従車と追従車とを一旦明確に判定し分析する方が適当であると考える．しかしこのとき，追従車かどうかを判定するための閾値(追従車確率 0.50，0.55，0.60...以上)を適切に設定することが重要となる．

b) 追従車判定のための閾値の設定

追従車確率が 0 よりも大きくなるのは,その車両の車頭時間と速度がそれぞれの臨界範囲にある場合であり，このとき車両は潜在的に追従車にあるといえる．これら臨界範囲は，基本的に 0 から各要因の臨界値 t_{crit} ，v_{crit} (**図 4-4-9** 参照)までである．つまり，この 2 つの条件($v_i < v_{crit}$，$t_i < t_{crit}$)が 1 つでも成立しなければ，その車両は非追従車とみなすことができる．

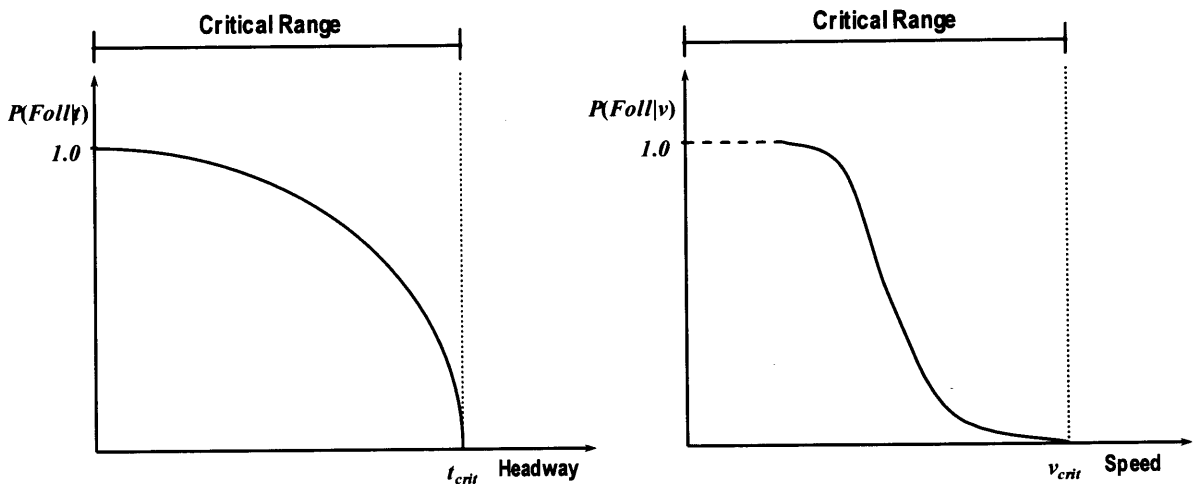


図 4-4-9 追従車確率 $\theta(t)$ と $S(v)$の臨界範囲

まず，追従車を判定する閾値を追従車確率 0.50 とする．この閾値によって適切に追従車数が求められるかどうか検証するため,この閾値を用いて 5 分間の追従車数を求め，累計値ベースと比較する．**図 4-4-10** は，2 つの方法で追従車数を求めた結果を比較したものである．なお，この比較分析には，2006 年 5 月 3 日～7 日までのゴールデンウィーク中の車両感知器データを用いた．

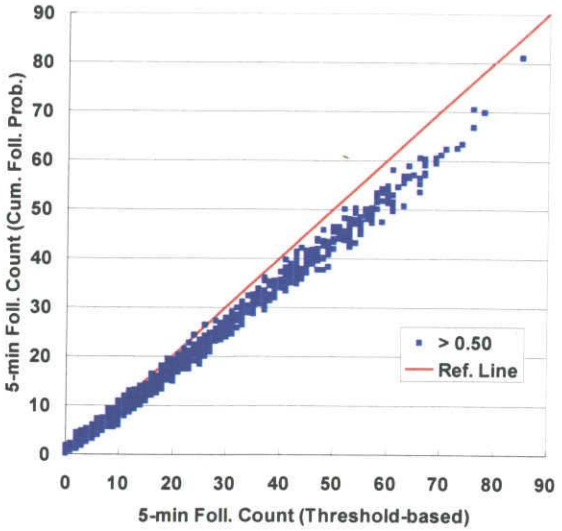


図 4-4-10 5 分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率 0.50] vs 累計値ベース)

閾値ベース(；追従車確率 0.50)により求めた追従車数は，累計値ベースよりも大きくなる傾向にある．これは，閾値ベースでは追従車を必ず 1 台として扱うのに対し，累計値ベースでは比率として扱うためであり，交通流率が高くなるにしたがってこの差が広がっていくと考えられる．これは，全車両の追従車確率が高い道路 B の例で，累計値ベースにおける追従車数の推定結果が 10 台ではなく 9 台と過小に推定されたことからもわかる．つまり，特に交通流が高い場合に累計値ベースの追従車数が過小に推定される．しかし，この結果からは，閾値ベースが追従車数を必ずしも過大に推定しているとは言えない．また，この比較分析の目的は，閾値ベースの追従車数を累計値ベースに近づけることではなく，追従車確率の閾値を変化させた場合の追従車数の感度を検証することにある．

図 4-4-11 は，閾値を追従車確率 0.55 としたときの，閾値ベースと累計値ベースとの比較結果である．追従車確率 0.50 のときに比べて累計値ベースに近づいていることがわかる．そして，この図から，閾値を高くすることにより，追従車数が減少しプロットの傾きが大きくなる傾向がみてとれる．

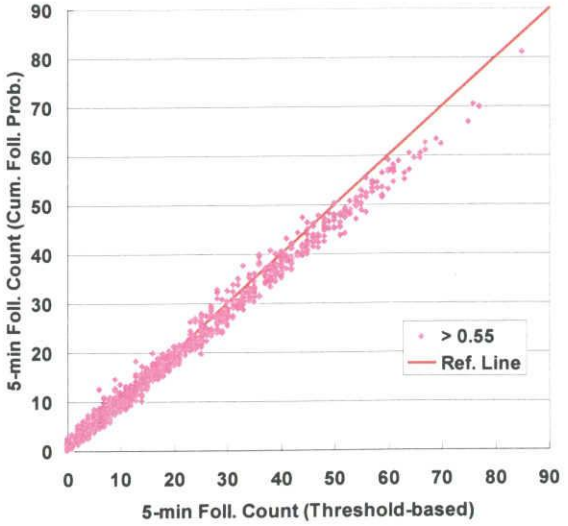


図 4-4-11 5 分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率 0.55] vs 累計値ベース)

閾値を追従車確率 0.50，0.55，0.60，0.65，0.90 としたときの閾値ベースと累計値ベースとの比較結果を**図 4-4-12** に示す．閾値を追従車確率 0.60，0.65 としても，閾値が追従車確率 0.55 のときの結果と大きく変わらない．つまり，先に述べた傾向が必ずしも成立するとはいえない．閾値を追従車確率 0.90 とすると，かなり基準線(累計値ベース，閾値ベースの追従車数が一致する線)から外れることがわかる．なお，この図のプロットは追従車確率が 0 でない場合($P(Foll|t,v) > 0$).のみのものである．

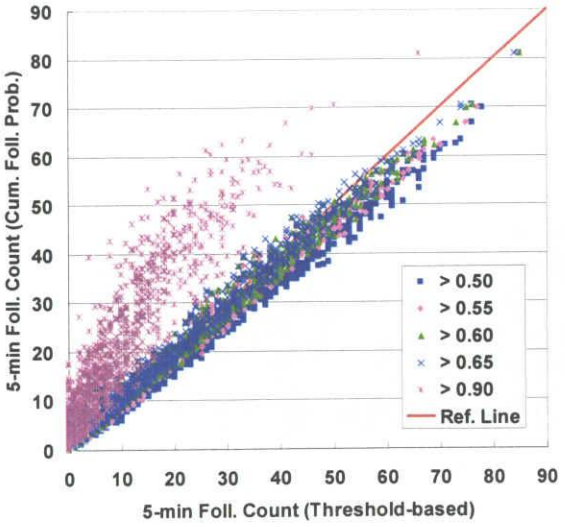
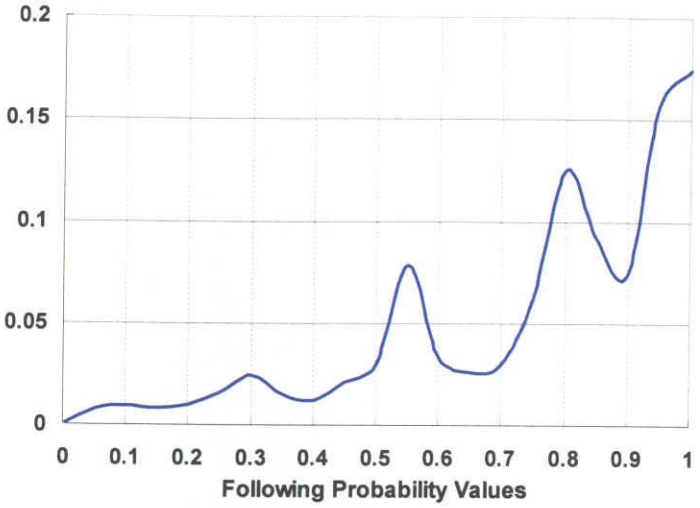
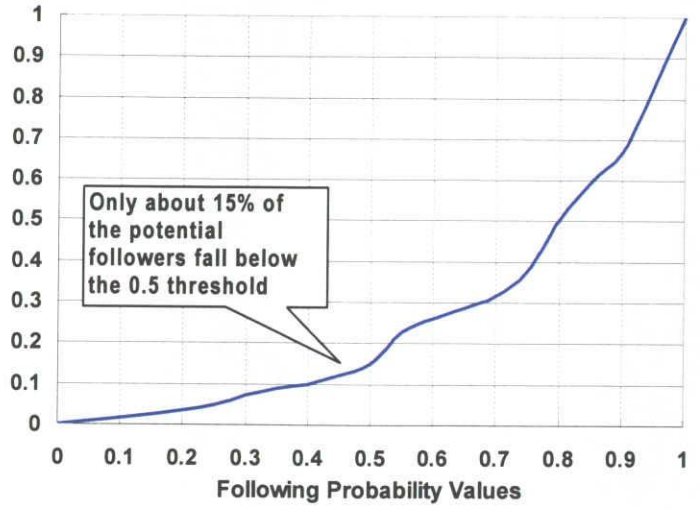


図 4-4-12 5 分間追従車数の比較
(閾値ベース[閾値；追従車確率 0.50, 0.55, 0.60, 0.65, 0.90] vs 累計値ベース)

2006年5月3日～7日までの5日間に車両感知器で観測された車両の総数は35,523台であり，そのうち車頭時間と速度が臨界範囲内であった車両，すなわち，追従車の可能性がある車両は28,503台であった(N_{total} = 35,523；$N_{P(Foll)>0}$ = 28,503)．この期間中に観測された車両の約 8 割が潜在的な追従車であったことになる．これら潜在的な追従車の追従車確率を累計し追従車数を求めたところ21,094.4台となった．



(a) 確率密度関数



(b) 累積分布関数

図 4-4-13 追従車確率分布(2006.5.3-7)

追従車確率分布を**図 4-4-13** に示す．追従車確率 0.50-0.55，0.75-0.80，0.90-1.00 のときの頻度が高く，一方で 0.60-0.70 のときの頻度は 0.05 と低いことがわかる．**図 4-4-12** において，追従車を判定するときの閾値を追従車確率 0.55 から 0.60，0.65 に変更してもあまり分布形状に違いがみられなかったのは，これが原因の一つと考えられる．さらにこの図をみると，追従車確率 0.50 以下が全体の 15%程度，0.50 以上が全体の 85%程度を占めていることがわかる．したがって，追従車の閾値を追従車確

率 0.50 とすれば，期間中の全追従車は約 24,220 台となる(潜在的な追従車数[$N_{P(Foll)>0}$＝28,503 台]*追従車確率 0.50 以上の車両の割合[[1 − $F_{follprob}(50)$]＝0.85])．そして，累計値ベースとこの閾値ベース(閾値 0.50)の追従車数の差(Δ*Foll. Count*)は，3,124.5 台となる．仮に，ここでは追従車確率の累計が実際の追従車数であるとすると，閾値を 0.50 とすることは 3,000 台以上の誤差が生じることとなる．誤差をできる限り小さくできる閾値を確認するため，閾値の追従車確率を 0.40 から 0.75 まで 0.05 ずつ変化させ追従車数(*FollCount*)を求め，累計値ベースとの差(Δ*Foll. Count*)を算出した．

表 4-4-4 閾値別の追従車数推計誤差(閾値ベース－累計値ベース)

閾値 追従車確率	$1 - F_{follprob}(x)$	$FollCount_x$ $[1 - F_{follprob}(x)]^* N_{P(Foll)>0}$	Δ *Foll. Count* $FollCount_x - 21094.46$
0.40	0.8997	25,644	4,549.54
0.45	0.8789	25,052	3,957.54
0.50	0.8497	24,219	3,124.54
0.55	0.7717	21,995	9,00.54
0.60	0.7386	21,053	-41.46
0.65	0.7127	20,315	-779.46
0.70	0.6834	19,480	-1,614.46
0.75	0.6215	17,716	-3,378.46

表 4-4-4 をみると，追従車数を若干過小に推計している傾向があるものの，追従車確率 0.60 を閾値とした場合が最も誤差が小さく，追従車を判定する閾値として適切であると考えられる．なお，累計値ベースとの差(Δ*Foll. Count*)が，正の場合は過大推計を，負の場合は過小推計を意味する．追従車確率ごとに累計値ベースとの差(Δ*Foll. Count*)の絶対値をプロットしたグラフを**図 4-4-14** に示す．

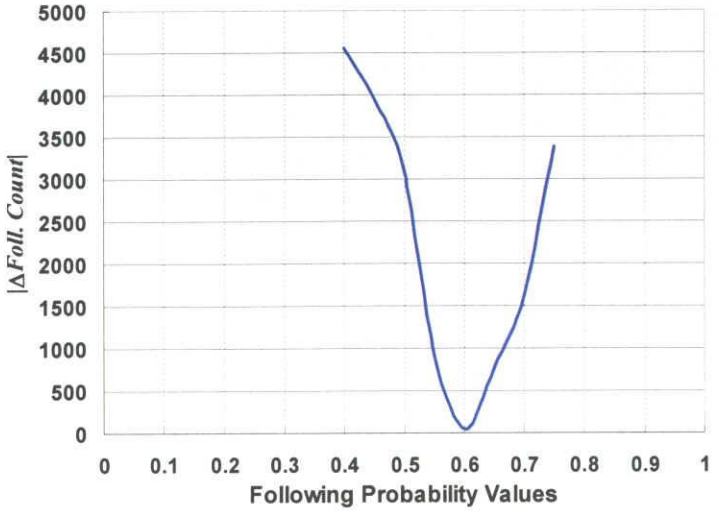


図 4-4-14 閾値別の追従車数推計誤差(|閾値ベース－累計値ベース|)

追従車確率 0.60 を閾値とする場合が，最も“誤差”が小さく 0 に近づくことがこの図からも明らかである．しかし，追従車を判定する追従車確率の閾値として，この値が適切であるか否かについてはさらに検討が必要である．確かに累計値ベースとの誤差は最も小さいが，そもそも累計値ベースが実際の追従車数といえるか否か依然として疑問である．たとえば，追従車確率 0.1 の車両が 1,000 台あるとき(道路 A)，追従車数は 0 台にも関わらず 100 台と推定される．一方，車両 1,000 台の追従車確率が 0.9 である場合(道路 B)は，追従車数が 900 台となり，実際よりも 100 台過小に推計することとなる．実際の交通状況では追従車確率が 0.05 から 0.10 の車両が占める割合は低く，道路 A で仮定する状況はかなり発生しにくい．しかし，道路 B の仮定ような追従車確率 0.90 以上の車両が占める割合が高い状況は生じやすい．事実，**図 4-4-13** のように追従車確率の発生頻度が高いのは，追従車確率 0.90 から 1.00 の範囲である．

以上を勘案し，ここでは追従車確率 0.50 から 0.60 までを閾値の範囲として提案する．そして，この範囲よりも追従車確率が低い場合は非追従車とし，高い場合は追従車とする．閾値の上限値(追従車確率 0.60)は，累計値ベースの追従車数に近い．一方，閾値の下限値(追従車確率 0.50)は，最初に提案した閾値であり一般的に判定の基準として多用される値である．これは累計値ベースと比べると，特に交通量が多い場合に，追従車数を過大に推定する可能性がある．しかし，実際には，本研究の分析結果のように道路 B のような交通状況が多く発生するならば，閾値を追従車確率 0.50 とする方が，追従車確率 0.60 とするよりも適切であり，また論理的であるといえる．

4.4.5. モデルのパラメータ推定

本研究では，**4.4.1.**から **4.4.4.**までに述べた理論に基づき追従車の判定を行う．ここでは，**4.2.**で収集した車両感知器の観測データを用いて追従車確率モデルのパラメータを推定する．

(1) 対象とする交通状況

明るさや天候などの交通状況に応じて追従状態は変化すると考えられる．ここでは，i)縦断線形[南行き・下り勾配/北行き・上り勾配]，ii)天候[非降雨/降雨]，iii)明るさ[昼間/夜間]，iv)曜日[平日/休日]，v)車群構成[追従車_先行車の組合せ]，といった 5 つの要因の影響を考慮して追従車確率モデルのパラメータを推定する．

なお，昼間は 8:00～16:00 とし，夜間は 20:00～4:00 とする．また，これ以降，乗用車は PC(Passenger Car)，大型車は HV(Heavy Vehicle)とし，v)追従車_先行車の組合せを表すときにはこの PC，HV を利用する．たとえば，追従車が乗用車，先行車が大型車のときは PC_HV，追従車・先行車ともに乗用車の場合は PC_PC とする．

本研究では，**4.2.**の車両感知器で 2006 年 5 月から 9 月までの 5 ヶ月間に観測され

たデータを用いる．この期間に得られたデータを確認したところ，先に述べた 5 要因，64 個の組合せの中に，分析を行う上で十分なサンプル数が確保できないものが存在した．ここでは 3,000 サンプル以上のデータが存在する組合せを対象に，追従車確率モデルを構築する．

表 4-4-5 対象とする交通状況の整理

方向/縦断勾配	天候	先行車の種類	休日				平日			
			昼間(DT)		夜間(NT)		昼間(DT)		夜間(NT)	
			PC	HV	PC	HV	PC	HV	PC	HV
南行き(SB)/ -3.66%	非降雨 (NR)	PC	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		HV	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	降雨 (R)	PC	✓	✓	×	×	✓	✓	×	✓
		HV	✓	×	×	✓	✓	✓	✓	✓
北行き(NB)/ +4.44%	非降雨 (NR)	PC	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
		HV	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
	降雨 (R)	PC	✓	✓	×	×	✓	✓	×	✓
		HV	✓	×	×	✓	✓	✓	✓	✓

※網掛け；本研究では対象としない組合せ

(2) 車頭時間に基づく追従車確率関数 $\theta(t)$

条件付き確率関数$\theta(t)$のパラメータを推定し，複合車頭時間分布モデルを構築する．南行き，平日，昼間，非降雨，PC_PC といった基本条件での複合車頭時間分布モデルを**図 4-4-15** に示す．また，式 4.13 により求められる条件付き確率関数$\theta(t)$と車頭時間との関係，およびその近時曲線を**図 4-4-16** に示す．但し，車頭時間 t の間隔は 0.2 秒である．

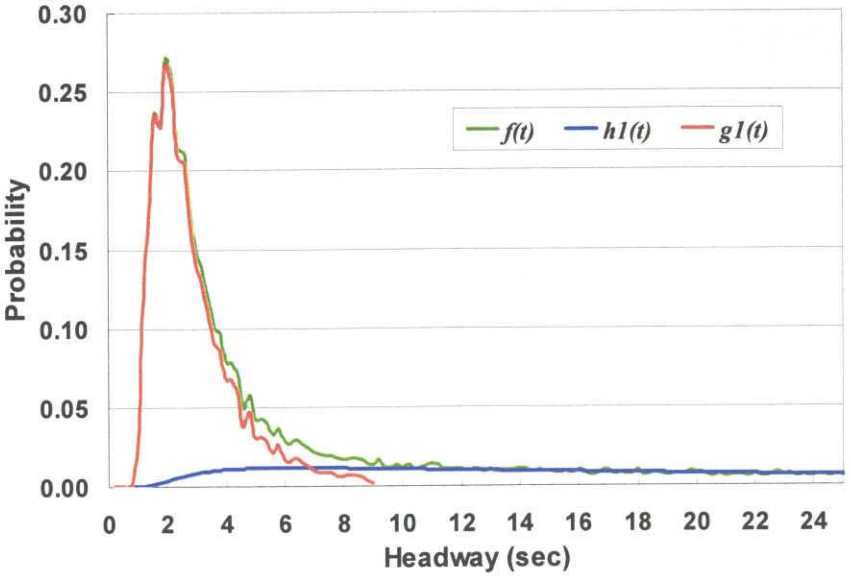


図 4-4-15 複合車頭時間分布モデルの例(南行き,平日,昼間,非降雨,PC_PC)

図 4-4-16 の観測値のプロットから，条件付き確率関数$\theta(t)$と車頭時間との関係が 2 次関数であることがわかる．2 次関数によって近似曲線を推定した結果と，その時の重相関係数 R^2 を合わせて示す．同様に，縦断線形[南行き・下り勾配/北行き・上り勾配]，天候[非降雨/降雨]，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]といった要因を組合せ，54 個の条件付き確率関数$\theta(t)$を推定した．但し，この 54 個のモデルのうちのいくつかは 2 次関数よりも 3 次関数の方が理論的に適切であるものがみられた．

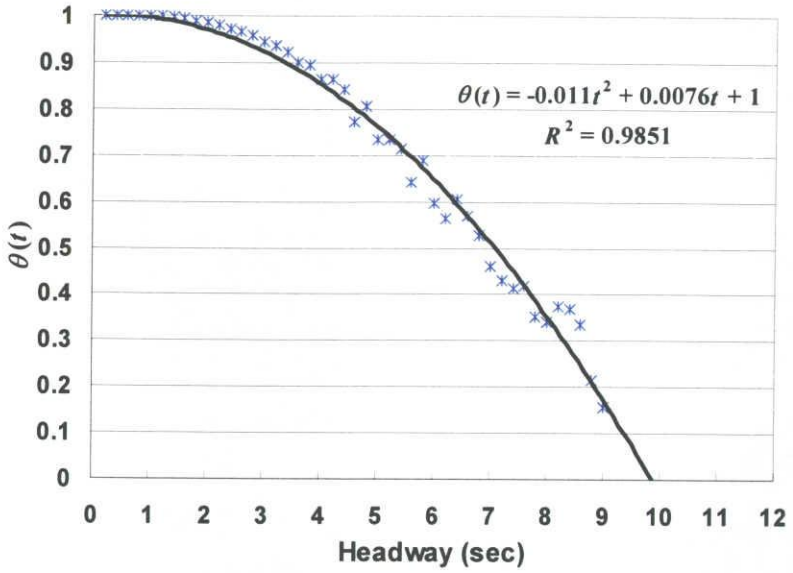


図 4-4-16 車頭時間に基づく追従車確率モデルの例(南行き,平日,昼間,非降雨,PC_PC)

車頭時間が 0 のとき追従車である確率$\theta(t)$は必ず 1 とし，この条件に基づき式の構造(4 次関数または 3 次関数)を決定する．車頭時間に基づく追従車確率モデルの構造を次のとおりとする．

$$\theta(t) = at^3 + bt^2 + ct + 1 \tag{4.23}$$

但し，$\theta(t) > 1$のとき$\theta(t) = 1$，$\theta(t) < 0$のとき$\theta(t) = 0$とする

各組合せのパラメータと重相関係数 R^2，サンプル数を**表 4-4-5** に整理する．全体的に重相関係数も高く，各モデルの推定精度は良好である．

表 4-4-5 パラメータ推定の結果

(a) 追従車_乗用車(PC_YY)

				PC_PC					PC_HV				
				a	*b*	*c*	R^2	*N*	*a*	*b*	*c*	R^2	*N*
SB	Holiday	DT	R	0	-0.0104	0.0140	0.9712	10515	0	-0.0084	0.0044	0.8584	3600
			NR	0	-0.0104	0.0149	0.9858	84748	0	-0.0101	0.0157	0.9802	28498
		NT	R										
			NR	-0.0004	-0.0057	0.0096	0.9609	9991	0	-0.0081	0.0184	0.8803	12287
	Weekday	DT	R	0	-0.0114	0.0055	0.8955	8841	0	-0.0106	0.0116	0.9095	5658
			NR	0	-0.0110	0.0076	0.9851	55746	0	-0.0093	0.0065	0.9811	36705
		NT	R						-0.0007	-0.0016	0.0032	0.8416	3634
			NR	0	-0.0111	0.0146	0.8807	6585	-0.0002	-0.0049	0.0092	0.979	19799
NB	Holiday	DT	R	0	-0.0092	-0.0005	0.9595	8133	0	-0.0099	0.0089	0.862	3968
			NR	0	-0.0097	0.0062	0.9816	88859	0	-0.01	0.0144	0.9861	36899
		NT	R										
			NR	0	-0.0075	-0.0110	0.9521	10240	0	-0.0101	0.0131	0.9543	13041
	Weekday	DT	R	0	-0.0096	-0.0151	0.9355	6684	0	-0.0104	0.0067	0.8843	5369
			NR	0	-0.0083	-0.0141	0.9688	50998	0	-0.0087	0.0019	0.9768	38305
		NT	R						0	-0.0082	0.014	0.9455	3371
			NR	0	-0.0088	-0.0051	0.9674	6491	0	-0.008	0.0074	0.9708	20772

(b)追従車_大型車(HV_YY)

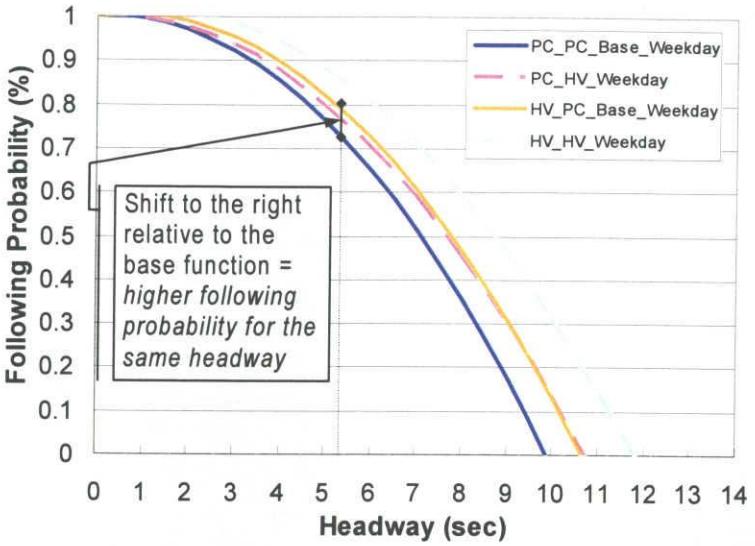
				HV_PC					HV_HV				
				a	*b*	*c*	R^2	*N*	*a*	*b*	*c*	R^2	*N*
SB	Holiday	DT	R	-0.0008	-0.0035	0.0029	0.9193	3587					
			NR	-0.0004	-0.0055	0.0068	0.9834	28420	0	-0.0094	0.0227	0.9632	13949
		NT	R						-0.0003	-0.0017	0.0067	0.8665	3986
			NR	-0.0008	0.0006	-0.0010	0.9601	12283	-0.0005	0.0005	0.0008	0.9932	34332
	Weekday	DT	R	0	-0.0104	0.0153	0.9224	5659	-0.0009	0.00008	0.0011	0.9253	5692
			NR	0	-0.0102	0.0153	0.9838	36608	0	-0.009	0.0213	0.9892	36569
		NT	R	-0.0009	0.0031	-0.0042	0.9222	3640	-0.0005	0.0009	-0.00007	0.9751	24131
			NR	-0.0004	-0.0035	0.0099	0.9613	19859	-0.0004	-0.0021	0.0066	0.9956	98561
NB	Holiday	DT	R	0	-0.0113	0.0063	0.9136	3964					
			NR	0	-0.0102	0.0103	0.9821	36846	0	-0.0105	0.0199	0.9828	19559
		NT	R						0	-0.0081	0.0194	0.875	3043
			NR	0	-0.0105	0.0062	0.9503	13159	-0.0001	-0.0062	0.0144	0.979	26306
	Weekday	DT	R	0	-0.0129	0.0130	0.9402	5382	-0.0007	-0.003	0.0062	0.954	6334
			NR	0	-0.0096	-0.0004	0.9743	38351	0	-0.0095	0.0188	0.9839	41414
		NT	R	-0.0007	-0.0016	0.0021	0.9525	3468	-0.0008	0.0019	-0.0027	0.9824	18240
			NR	0	-0.0100	0.0174	0.9846	21526	-0.0003	-0.0037	0.0097	0.9934	108411

*灰色；サンプル数が 3,000 未満の組合せ
**青色；推定モデルの構造が 3 次関数の組合せ

ここでは，南行き,平日,昼間,非降雨,XX_PC といった条件で走行する状態を，「理想条件下での走行状態」とし，基本ケースとする．なお，車群構成 XX_PC は，追従車が乗用車の場合は，PC_PC とし，大型車の場合は HV_PC となる．

図 4-4-17 は基本ケースとその他のケースの追従車確率関数を比較したものである．これをみると，追従車の車頭時間範囲は基本ケースが最も狭い．つまり，基本ケースが「理想条件下での走行状態」であると考えられる．また，追従車確率関数がこの基

本ケースよりも右側にシフトすることは,たとえ同じ車頭時間であっても基本ケースよりも追従車確率が高いことを意味するが,同じ車頭時間であっても車群構成によって追従車の確率が異なることがわかる．追従車・先行車が大型車のとき，乗用車に比べて追従車である確率が高い．そして，休日ドライバーは，平日ドライバーに比べて車頭時間が大きいこともわかる．



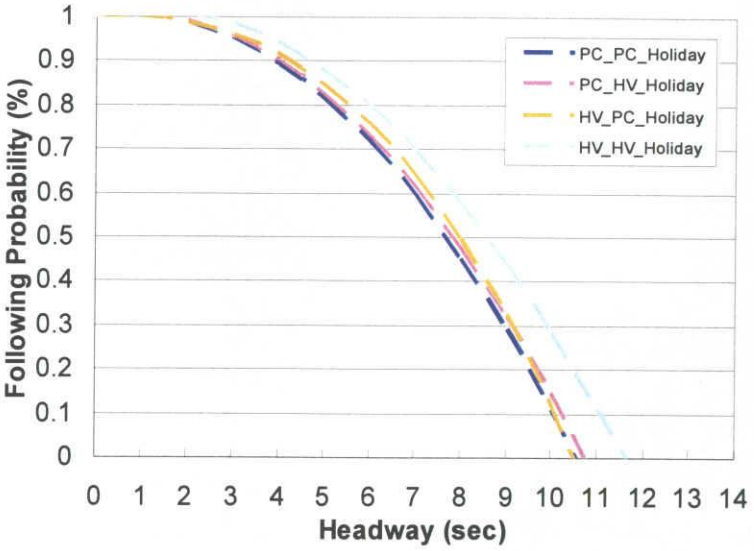


図 4-4-17 基本ケースとの比較(曜日[平日/休日],車群構成)

図 4-4-18 により,明るさが追従状態へ及ぼす影響の程度について分析する．なお，実線は昼間の，破線は夜間の追従車確率関数を示す．全体的に昼間よりも夜間の方が追従車の車頭時間が大きいが，PC_PC は他のケースに比べて夜間の影響が小さい．一方，PC_HV，HV_HV は夜間の追従車確率関数が大きく右にシフトしており，夜間の影響が大きいことがわかる．これは，夜間になるとほとんどのドライバーが先行車との間隔を十分確保し注意深く運転するようになるためと考えられる．

天候が追従状態へ及ぼす影響について分析したが，明確な傾向については確認できなかった．天候の影響は降水量に応じて変化すると考えられ，降水量別に詳細に分析しなければならないが，降雨時に観測されたデータそのものが少なく降水量に応じた分析ができなかったためと考えられる．既往研究では，降水量の大きさによって速度や交通容量に及ぼす影響の大きさが変化することが示されており，0-2mm/h といった降水量であっても交通流に少なからぬ影響があることが明らかにされている(Chung, et al. 2005; Hong and Oguchi, 2007)．このため，今後さらに降雨時のデータを収集し，天候が追従状態に及ぼす影響について分析することが必要と考える．

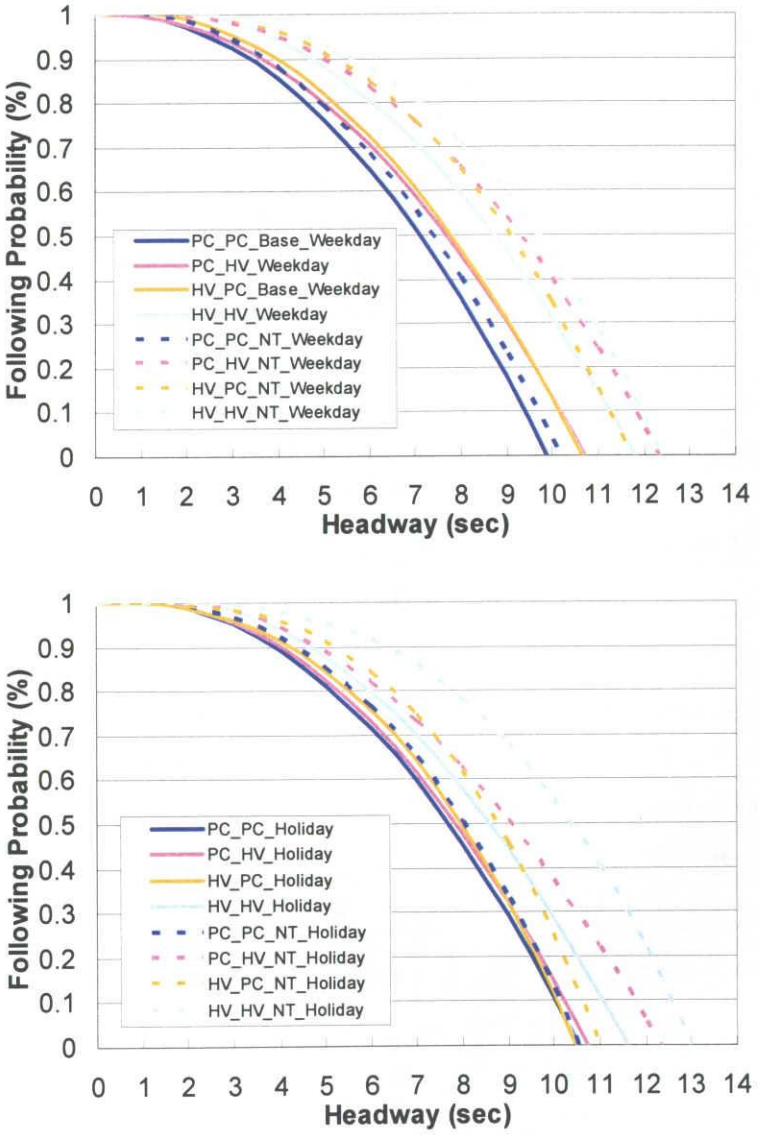


図 4-4-18 基本ケースとの比較(明るさ[昼間/夜間])

(3) 速度に基づく追従車確率関数

自由に走行できるとき，多くのドライバーは高い速度で走行することを望むが，ごくわずかのドライバーは低い速度で走行することを希望すると考えられる．この仮定に基づくと希望速度の分布形状は左右対称ではなく非対称となる．この条件をふまえ，

希望速度分布を適切に推定できる分布関数を選定する.

まず,ここでは観測データを整理し,速度データの分布の特性を確認した.**表 4-4-5** に整理した交通状況下での平均値と標準偏差を求め, Kolmogorov-Smirnov の検定により正規分布の適合度を検定した.その結果,ほとんどの交通状況で正規分布の適合性が確認された. 正規分布に適合すると検定された例(平均値 67.28, 標準偏差 9.74)を**図 4-4-19** に示す.

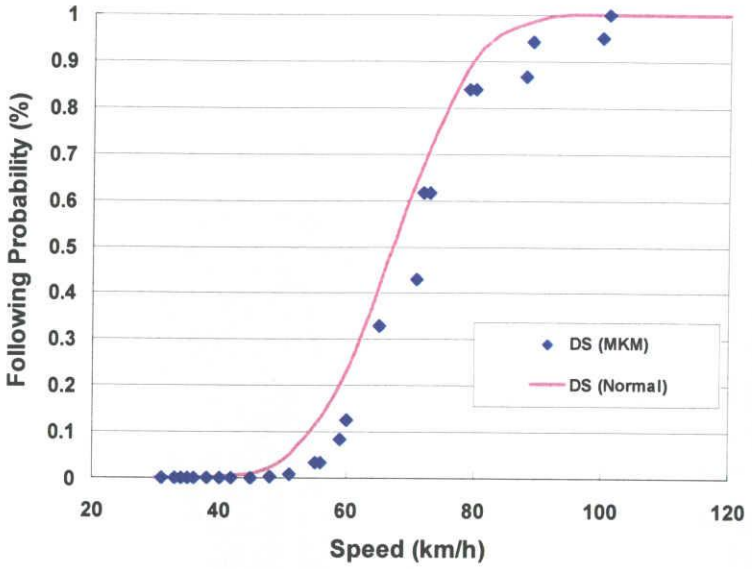


図 4-4-19 正規分布の適合度が確認された速度と追従車確率との関係の例
(南行き,平日,昼間,非降雨,PC_PC)

この結果は,希望速度分布が正規分布に適合するということを意味するが,ここでは,先にも述べたように希望速度の分布形状は非対称であると仮定しており,希望速度分布を正規分布とすることは適当ではない.このため,たとえ Kolmogorov-Smirnov の検定により正規分布の適合度が確認されたとしても, ここでは正規分布とはせず,他の分布関数を選定する.

極値分布は,河川の最高水位や最降雨量などの自然現象を解析するために確立された最大値, 最小値を推定するための分布関数である.その後, この極値分布は多数の研究や分析に適用されている. 最近の研究においても, Weibull 分布を用いた物体の強度に関する研究や生存率に関する研究などに利用されている.希望速度は各ドライバーが走行するときの最大速度であると仮定でき,希望速度分布は極値分布の一つといえる. 極値分布の形状は, 一般的に最小値よりも最大値の方が推定しやすい(Gumbel, 1954).これは,最小値よりも最大値の方が発生する事象が多いためである.

最大値を表す代表的な極値分布としては, Gumbel 分布と Weibull 分布とがある.

1) 勾配が希望速度分布(；自由走行速度)へ及ぼす影響

希望速度分布モデルを推定する前に，分析対象とする交通状況を再整理する．

走行状況(休日/昼間/PC_PC)が同じ下り勾配(南行き)と上り勾配(北行き)の速度の平均値と標準偏差を比較したものを**表 4-4-6** に示す．上り勾配(北行き)の方が速度の平均値が 6.4-7.7km/h 低く，勾配が速度に影響を及ぼしていることが明らかである．このように，この区間では速度に及ぼす勾配の影響は有意であり，速度分布が両方向で等しいと仮定することは適当ではない．上り勾配である北行きの速度分布から標準的な希望速度分布を推定することは難しいと考え，これ以降，北行きは分析対象から除き，希望速度分布モデルを構築する．

表 4-4-6 下り勾配(南行き)と上り勾配(北行き)の速度の平均値と標準偏差 (休日,昼間,PC_PC)

		平均	標準偏差
南行き (SB)	降雨(R)	73.235	10.620
	非降雨(NR)	73.686	11.060
北行き (NB)	降雨(R)	65.560	8.450
	非降雨(NR)	67.276	9.737

2) 極値分布関数の推定

ガンベル分布の累積分布関数は以下の式によって表される．

$$F(v) = \exp\left[-\exp\left(-\left(\frac{v-\mu}{\sigma}\right)\right)\right] \tag{4.24}$$

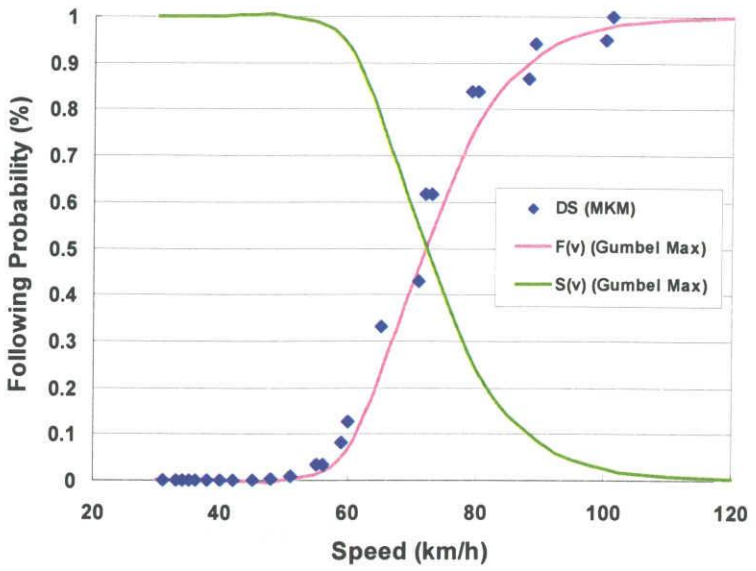
ここに，v は速度(km/h),μは位置パラメータ,σはスケールパラメータ($\sigma > 0$)である．

一方，ワイブル分布の累積分布関数は次式によって与えられる．

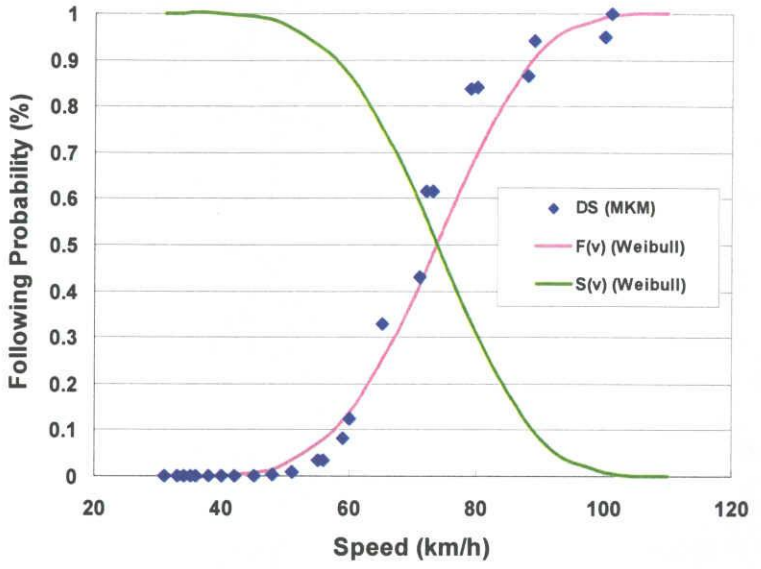
$$F(v) = 1-\exp\left[-\left(\frac{v-\gamma}{\beta}\right)^{\alpha}\right] \tag{4.25}$$

ここに，v は速度(km/h)，αは形状パラメータ($\alpha > 0$)，βはスケールパラメータ($\beta > 0$)，γは位置パラメータである．

各モデルのパラメータ推定を行った．Kolmogorov-Smirnov 検定を行ったところ，全ての交通状況においてワイブル分布よりもガンベル分布の方が適合度が高い結果となった．それぞれの累積分布関数の適合状況を**図 4-4-20** に示す．



(a) ガンベル分布



(b) ワイブル分布

図 4-4-20 累積分布関数の比較
(南行き,平日,昼間,非降雨,PC_PC)

式 4.24 のように，希望速度モデルをガンベル分布により表すためには，スケールパラメータσと位置パラメータμを推定しなければならない．**表 4-4-7** に交通状況ごとのパラメータ推定結果を示す．また，Kolmogorov-Smirnov 検定結果と，追従車確率 0.50 のときの速度 $v_{0.50}$ もあわせて整理する．

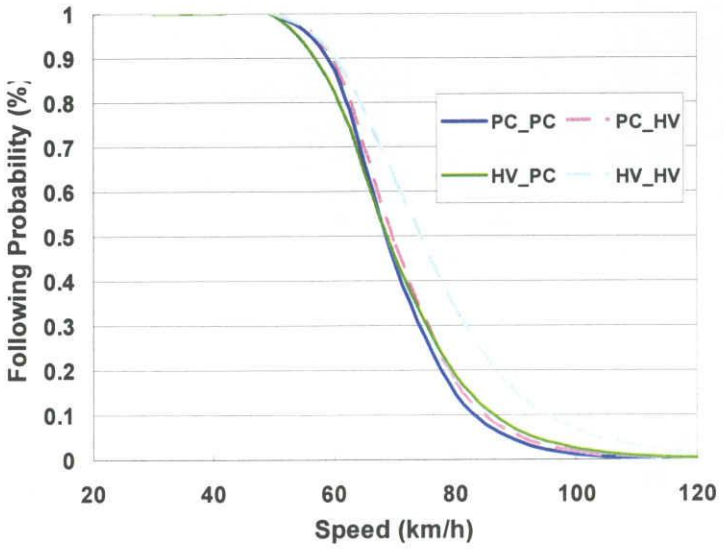
表 4-4-7 パラメータ推定の結果と追従車確率 0.50 のときの速度

				PC_PC				PC_HV			
				σ	μ	K-S	$v_{0.5}$	σ	μ	K-S	$v_{0.5}$
SB	Holiday	DT	R	8.2806	68.456	0.11613	*71.4909*	7.4234	68.534	0.13644	*71.2548*
			NR	8.6232	68.709	0.11452	*71.8695*	8.5631	69.058	0.1166	*72.1965*
		NT	R								
			NR	7.8751	69.199	0.11444	*72.0853*	7.9619	70.469	0.10951	*73.3871*
	Weekday	DT	R	7.4357	64.978	0.12268	*67.7033*	8.102	65.887	0.11436	*68.8565*
			NR	**7.7667**	**65.675**	**0.12152**	***68.5216***	**8.149**	**66.509**	**0.12328**	***69.4957***
		NT	R					7.3481	66.406	0.09447	*69.0992*
			NR	7.6414	65.75	0.11082	*68.5507*	8.8552	68.937	0.10291	*72.1825*

				HV_PC				HV_HV			
				σ	μ	K-S	$v_{0.5}$	σ	μ	K-S	$v_{0.5}$
SB	Holiday	DT	R	9.9897	67.15	0.13035	*70.8114*				
			NR	10.625	68.499	0.13605	*72.3932*	11.234	71.436	0.12735	*75.5534*
		NT	R					9.5387	68.062	0.14229	*71.5581*
			NR	8.3313	66.496	0.11844	*69.5495*	9.1871	69.794	0.11072	*73.1612*
	Weekday	DT	R	9.3772	64.46	0.14984	*67.8969*	10.356	67.987	0.12766	*71.7826*
			NR	**9.3723**	**65.169**	**0.14327**	***68.6041***	**11.351**	**69.787**	**0.13564**	***73.9473***
		NT	R	8.1265	62.922	0.1278	*65.9005*	10.864	67.704	0.13332	*71.6858*
			NR	8.6229	64.599	0.12465	*67.7594*	9.7976	64.852	0.09947	*68.4429*

パラメータの推定結果を用いて，速度に基づく追従車確率モデルを式 4.19(; $P(Foll|v) = 1 - F(v) = S(v)$)によって求める．また，ここでは，南行き/平日/昼間/非降雨/XX_PC といった基本的な交通状況を想定し，各要因の影響の大きさを分析する．

まず，先行車の種類別のモデルの推定結果を平日と休日にわけて**図 4-4-21** に示す．追従車が大型車の場合(HV_YY)，先行車が乗用車から大型車になることで，たとえ速度が高くても追従車である確率が高くなる．しかし，追従車が乗用車の場合(PC_YY)は先行車の変化による追従車確率の違いがみられない．但し，これら分布関数は速度 60-80km/h の範囲で特に感度が高く，わずかな位置パラメータμの違いによって追従車確率が大きく変化することに十分注意が必要である．



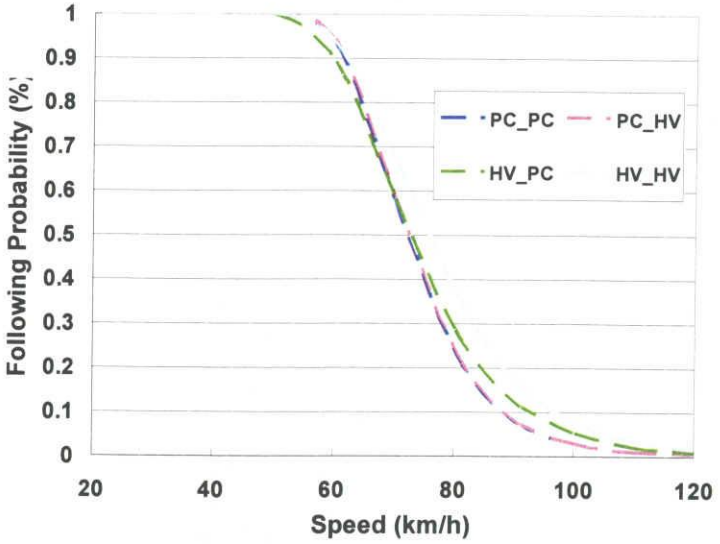


図 4-4-21 先行車の種類別の追従車確率分布[上；平日，下；休日]

同様に，夜間における速度と追従車確率の関係を図 4-4-22 に示す．

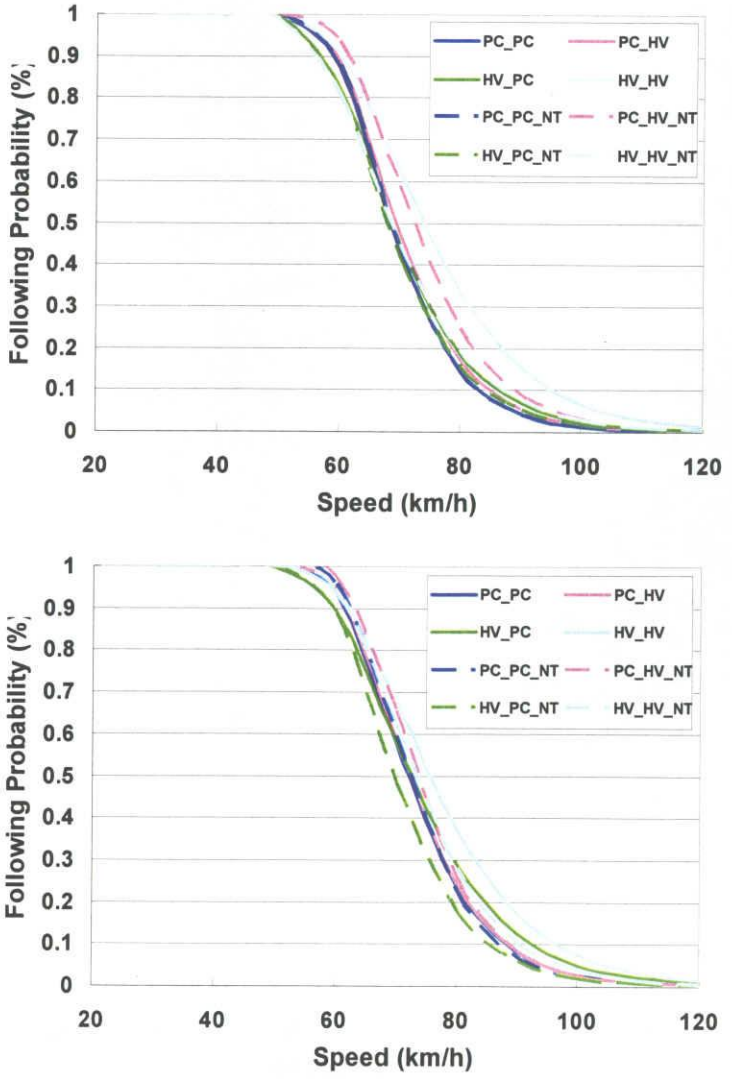


図 4-4-22 先行車の種類別，昼夜別の追従車確率分布[上；平日，下；休日]

(4) 推定モデルの定式化

車頭時間に基づく追従車確率モデル$\theta(t)$を以下のように2次関数または3次関数によって定式化する．なお，ここでは，車頭時間が0sのときの追従車確率は1.0とする．

$$\theta_i(t) = \alpha_i t^3 + (b_B + \beta_i)t^2 + (c_B + \chi_i)t + 1 \tag{4.26}$$

ここに，$\theta_i(t)$は交通状況iのときの車頭時間に基づく追従車確率であり，α_i，β_i，χ_i，b_B，c_Bはパラメータである．特に，$\alpha_i, \beta_i, \chi_i$は各交通状況のときのダミー変数のパラメータである．なお，$\theta_i(t)$が2次関数となるときにはα_iは0となる．

同様に，交通状況の違いを考慮し，速度に基づく追従車確率モデル$S(v)$を以下の生存関数式(式4.24；$S(v) = 1 - F(v)$)により定式化する．

$$S_i(v) = 1 - \exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v - (\mu_B + m_i)}{\sigma_B + s_i}\right)\right]\right\} \tag{4.27}$$

ここに，$S_i(v)$は交通状況iのときの速度に基づく追従車確率であり，σ_Bはスケールパラメータ，μ_Bは位置パラメータ，そしてs_i，m_iは各交通状況のときのダミー変数のパラメータである．

(5) パラメータ推定結果

(4)，**(3)**で示した**表4-4-5**，**表4-4-7**は，国道19号で観測されたデータを用いて，交通状況別の追従車確率モデル($\theta(t)$，$S(v)$)のパラメータを推定結果である．但し，サンプル数の関係により，降雨の影響，勾配の影響については考慮できておらず，最終的にパラメータを推定した交通状況は，南行き/平日/昼間/非降雨/PC_PCをはじめとした16パターンであった．この16パターンを用いて，交通状況iのときの追従車確率$P_i(Foll|t, v)$を以下の式により表す．

$$P_i(Foll \mid t, v) = \theta_i(t) \cdot S_i(v) \tag{4.28}$$

ここに，$P_i(Foll|t, v)$は走行状況iのときの追従車確率であり，$\theta_i(t)$は車頭時間の基づく追従車確率，$S_i(v)$は速度に基づく追従車確率である．なお，iは先に分析した16パターンの走行状況である．

表4-4-8に車頭時間に基づく追従車確率$\theta_i(t)$のパラメータ推定結果を示す．なお，パラメータb_B，c_Bは，追従車の種類別(乗用車，大型車)に推定した．乗用車の基本モデルではb_B，c_Bがそれぞれ-0.011，0.0076であるのに対し，大型車の基本モデルではb_Bが-0.0102，c_Bが0.0153となった．車頭時間tの追従車確率は，各パラメータが正のとき増加し，逆に負のとき減少する．

表 4-4-8 車頭時間に基づく追従車確率 $\theta_i(t)$のパラメータ推定結果

		乗用車 (PC) $\theta_i(t)_{PC}=\alpha_i t^3+(-0.011+\beta_i)t^2+(0.0076+\chi_i)t+1$						大型車(HV) $\theta_i(t)_{HV}=\alpha_i t^3+(-0.0102+\beta_i)t^2+(0.0153+\chi_i)t+1$					
		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
休日	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
平日	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；基本モデル

同様に走行状況 i における速度に基づく追従車確率 $S_i(v)$のパラメータ推定結果を**表 4-4-9** に示す．乗用車の基本モデルではスケールパラメータ σ_B が 7.7667，位置パラメータ μ_B が 65.675 であり，大型車の基本モデルではそれぞれ 9.3723 と 65.169 であった．なお，交通状況 i におけるスケールパラメータ，位置パラメータの調整パラメータ s_i ，m_i,は，符号条件が正のとき追従車確率が増加するが，負のときは減少する．

表 4-4-9 速度に基づく追従車確率 $S_i(v)$のパラメータ推定結果

		乗用車(PC) $S_i(v)_{PC}=1-\exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v-(65.675+m_i)}{7.7667+s_i}\right)\right]\right\}$				大型車(HV) $S_i(v)_{HV}=1-\exp\left\{-\exp\left[-\left(\frac{v-(65.169+m_i)}{9.3723+s_i}\right)\right]\right\}$			
		PC_PC		PC_HV		HV_PC		HV_HV	
		s_i	m_i	s_i	m_i	s_i	m_i	s_i	m_i
休日	昼間	0.8565	3.034	0.7964	3.383	1.2527	3.33	1.8617	6.267
休日	夜間	0.1084	3.524	0.1952	4.794	-1.041	1.327	-0.1852	4.625
平日	昼間	0	0	0.3823	0.834	0	0	1.9787	4.618
平日	夜間	-0.1253	0.075	1.0885	3.262	-0.7494	-0.57	0.4253	-0.317

※網掛け部分；基本モデル

4.4.6. 追従車判定方法の比較

追従状態を評価する指標として追従車密度(FD)を提案しているが，ここでは追従車をある特定の車頭時間のみで判定する従来の判定方法と，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手法とにより，それぞれ求められる FD の違いを比較する．

(1) 追従車の定義の比較

ドライバー特性の違いによって変化する車頭時間や希望速度を考慮し追従車密度(FD)を再計算する．さらに，曜日[平日/休日]，明るさ[昼間/夜間]，車群構成といった交通状況の違いによる影響も考慮する．たとえば，休日夜間に大型車を追従する場合と平日昼間に乗用車を追従する場合とでは，追従状態の車頭時間や速度が異なると考えられる．本研究で提案している追従車確率に基づく判定方法では，これら全ての要因を考慮して追従車を判定できる．つまり，既往の判定方法よりも，より適切な判定方法といえる．**表 4-4-10** には，この 2 つの判定方法で考慮できる要因を整理する．

表 4-4-10 追従車の判定方法の比較

要因		追従車の判定方法	
		特定の車頭時間 [既往手法]	追従車確率 [提案手法]
ドライバー特性	車頭時間の分布	×	✓
	希望速度の分布	×	✓
交通状況	曜日[平日/休日]	×	✓
	明るさ[昼間/夜間]	×	✓
	車群構成[先行車，追従車の種類]	×	✓
	勾配	×	*
	天候	×	*

*本研究では対象としないが将来的には考慮することが可能

両手法を比較すると追従車の判定基準の違いが明らかである．たとえば HCM2000(TRB,2000)のように既往の判定方法では，交通状況に関係なく車頭時間 3 秒未満の車両が一律に追従車と定義される．一方，本研究で提案した追従車確率では，交通状況の違いを考慮でき，さらに車頭時間だけでなく速度も基準にして追従車を判定できる．**図 4-4-23** は，HCM2000(TRB,2000)の追従車の定義と本研究で提案した追従車確率とにより追従車を判定した結果の一部である．この図より，定義の違いによって追従車の判定結果が異なることがわかる．

Date and Time	Speed (km/h)	Length (m)	Type	Headway	$\theta(t)$	$S(v)$	P(Foll)	$Foll_{prob}$	$Foll_{3-s}$
2006/5/3 2:21:12.30	71.1	5.5	HV	7.95	0.786731	0.579994	0.456		
2006/5/3 2:22:28.45	64.7	17.7	HV	76.15	0	0.824659	0.000		
2006/5/3 2:22:31.25	59.3	3.6	PC	2.80				1	1
2006/5/3 2:24:52.29	64.7	10.9	HV	141.0					
2006/5/3 2:24:54.28	71.1	4	PC	1.99				1	1
2006/5/3 2:24:57.50	64.7	12.6	HV	3.22				1	
2006/5/3 2:25:00.38	70.6	14.6	HV	2.88				1	1
2006/5/3 2:25:33.60	71.1	3.7	PC	33.2					
2006/5/3 2:26:28.57	64.3	2.8	PC	54.97	0	0.844765			
2006/5/3 2:26:38.15	64.7	8.5	HV	9.58	0.342111	0.710781	0.243		
2006/5/3 2:26:40.65	70.6	12.6	HV	2.50	0.997313	0.599886	0.598	1	1
2006/5/3 2:26:42.51	78.8	5.8	HV	1.86	1	0.31285	0.313		1
2006/5/3 2:26:45.04	78.8	7.8	HV	2.53	0.997127	0.31285	0.312		1
2006/5/3 2:27:00.35	78.3	4.4	PC	15.31	0	0.312008	0.000		
2006/5/3 2:27:20.92	71.1	4.3	PC	20.57	0	0.544123	0.000		
2006/5/3 2:28:37.15	88.5	3.6	PC	76.23	0	0.082605	0.000		
2006/5/3 2:28:56.55	71.1	11.2	HV	19.40	0	0.437544	0.000		
2006/5/3 2:28:59.26	70.6	9.6	HV	2.71	0.995889	0.599886	0.597	1	1
2006/5/3 2:29:48.48	44.4	2.3	PC	49.22	0	1	0.000		
2006/5/3 2:31:42.41	87.8	9.4	HV	113.93	0	0.0746	0.000		
2006/5/3 2:35:12.56	32.3	5.2	HV	210.15	0	1	0.000		
2006/5/3 2:36:01.63	64.3	4.4	PC	49.07	0	0.885844	0.000		
2006/5/3 2:36:03.17	59.3	3.6	PC	1.54	0.999805	0.970248	0.970	1	1
2006/5/3 2:36:06.03	71.1	13.2	HV	2.86	0.983333	0.437544	0.430		1
2006/5/3 2:36:10.03	64.3	10.3	HV	4.00	0.9792	0.837731	0.820	1	
2006/5/3 2:36:13.52	64.7	14.5	HV	3.49	0.987628	0.824659	0.814	1	
2006/5/3 2:36:15.54	59	4.8	PC	2.02	1	0.985342	0.985	1	1
2006/5/3 2:36:47.05	54.8	2.4	PC	31.51	0	0.998019	0.000		
2006/5/3 2:38:37.66	41.9	3	PC						
2006/5/3 2:38:46.42	64.3	8.5	HV						
2006/5/3 2:38:49.07	47.4	7.6	HV				996	1	1
2006/5/3 2:38:51.21	64.7	9.3	HV				824	1	1
2006/5/3 2:38:53.26	59.3	4.3	PC				983	1	1
2006/5/3 2:38:55.16	64.3	14.6	HV				724	1	1
2006/5/3 2:38:57.60	64.7	13.7	HV	2.44	0.997665	0.824659	0.823	1	1
2006/5/3 2:41:21.58	59	4.3	PC	143.98	0	0.985342	0.000		
2006/5/3 2:41:56.75	78.8	13	HV	35.17	0	0.204161	0.000		
2006/5/3 2:44:14.76	64.7	9.6	HV	138.01	0	0.824659	0.000		
2006/5/3 2:44:21.49	64.7	11.5	HV	6.73	0.87562	0.824659	0.722	1	

- Identified as followers by the HCM method
- Identified non-followers by the proposed method, mainly due to high speeds

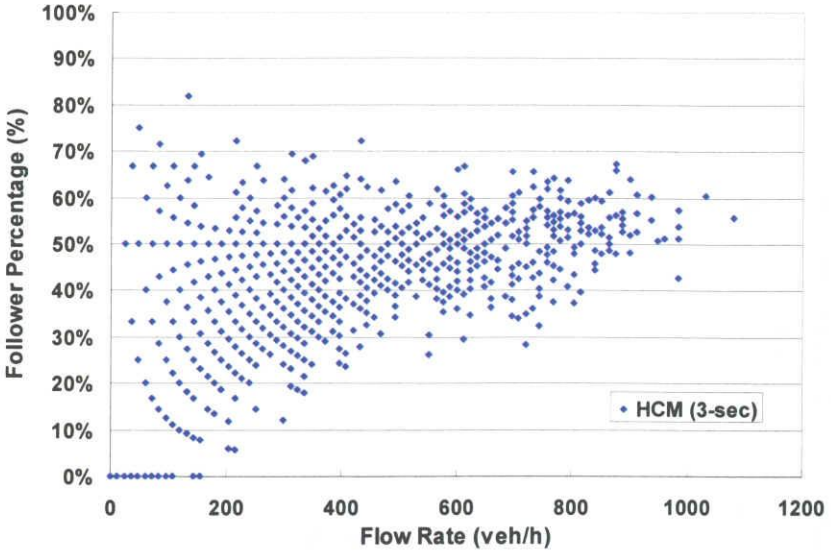
- Identified as non-followers by the HCM method
- Identified as followers by the proposed method, due to relatively low speeds

図 4-4-23 追従車判定結果の比較

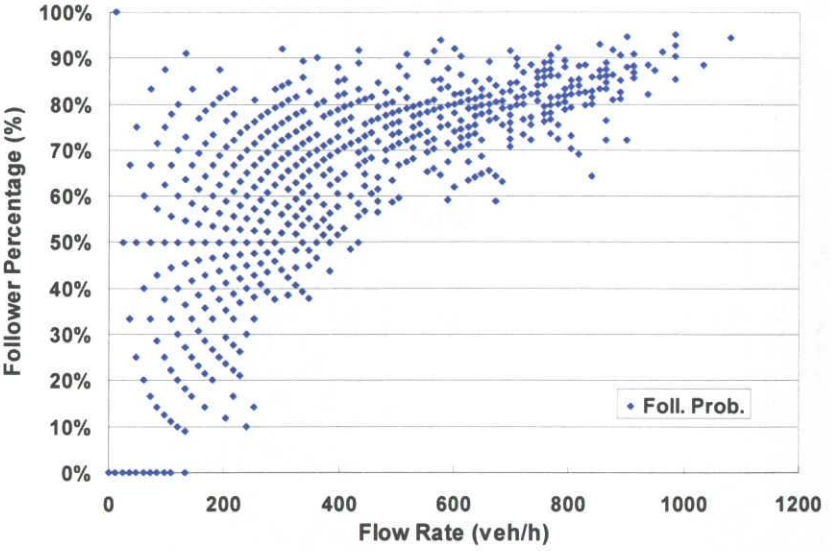
(2) 交通流・速度と追従車との関係

特定の車頭時間と追従車確率の 2 つの判定方法を用いて追従車を判定し，交通流や速度と追従車との関係を比較する．ここでは，追従車確率の閾値を検討する際に利用した 2006.5.3-7 のゴールデンウィーク期間中の観測データを用いる．

追従車密度(FD)を求める前に，まず追従車率を算出した．追従車率と交通流，速度との関係を判定方法別に**図 4-4-24**，**図 4-4-25** に示す．



(a) 特定の車頭時間[HCM2000(TRB,2000)]に基づく追従車の判定

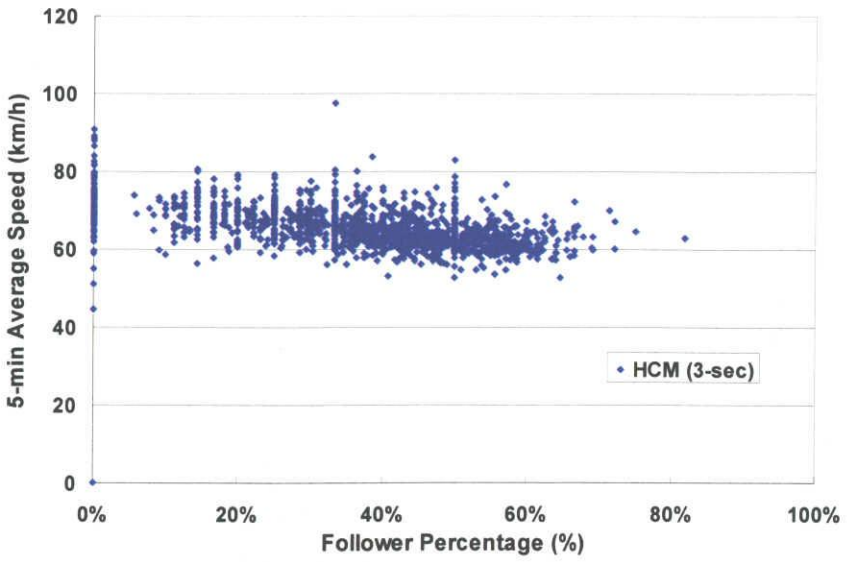


(b) 追従車確率に基づく追従車の判定

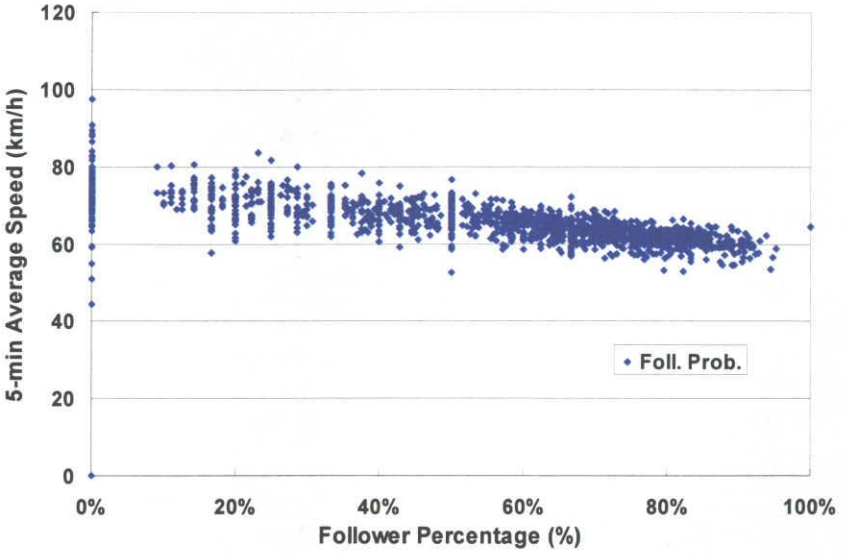
図 4-4-24 交通流と追従車率との関係

一般的には交通流が容量に近づくと追従車率が 90-100%になると考えられるが，車頭時間 3 秒未満を追従車とする HCM2000(TRB,2000)の判定方法(a)では，たとえ交通流が増加しても追従車率は 50-60%程度である．一方，追従車確率により追従車を判定する(b)と，交通流が増加するに従い追従車率のバラつきが小さくなり，容量付近では 90-100%となる．

同様に，判定方法の違いによる追従車率と速度の関係を確認すると，両判定方法とも追従車率の増加に伴い平均速度が低下する傾向がみてとれるが，追従車確率によって追従車を判定した方が，各追従車率での速度のバラつき・分散が小さく，より適切に追従車率と速度との関係を示していると考えられる．



(a) 特定の車頭時間[HCM2000(TRB,2000)]に基づく追従車の判定



(b) 追従車確率に基づく追従車の判定

図 4-4-25 速度と追従車率との関係

提案した追従車の判定方法を用いてFDを求めた．車頭時間3秒未満を追従車とする既往の判定方法の結果と合わせて**図 4-4-26**に示す．これをみると，交通流が増加するにつれ，両判定方法間のFDの差が大きくなることがわかる．これは，追従車を車頭時間3秒未満と定義すると，追従車確率によって判定する場合に比べて過小評価になることを意味する．交通流が多いときは，たとえ車頭時間が3秒以上であっても多くの車両が希望速度以下で走行していると考えられる．しかし，既往の判定方法のように車頭時間のみで追従車を判定すると，このような車両を追従車と判定できないのである．

同様のFDの比較を，典型的なピーク日の15分間変動によって整理する(**図 4-4-27**)．これをみると，交通流とFDとの間に強い関係があることがわかる．

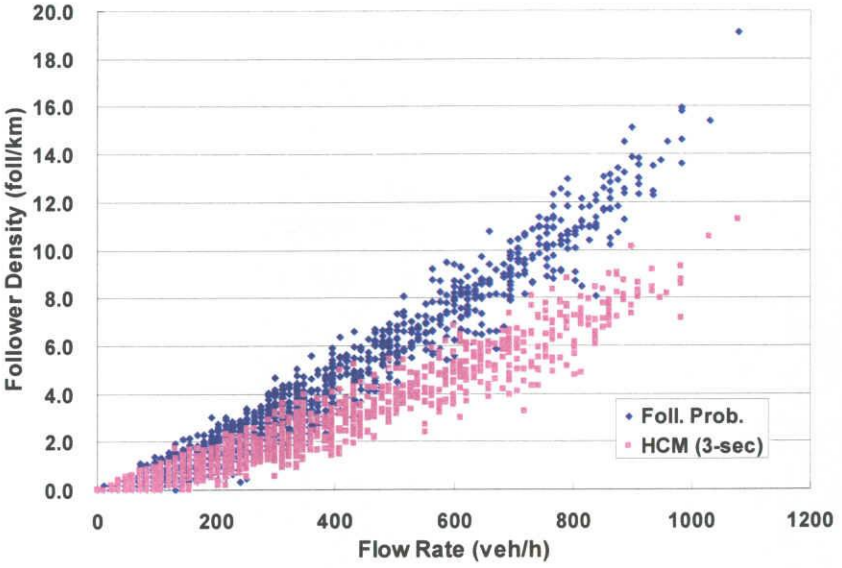


図 4-4-26 交通流と追従車密度との関係

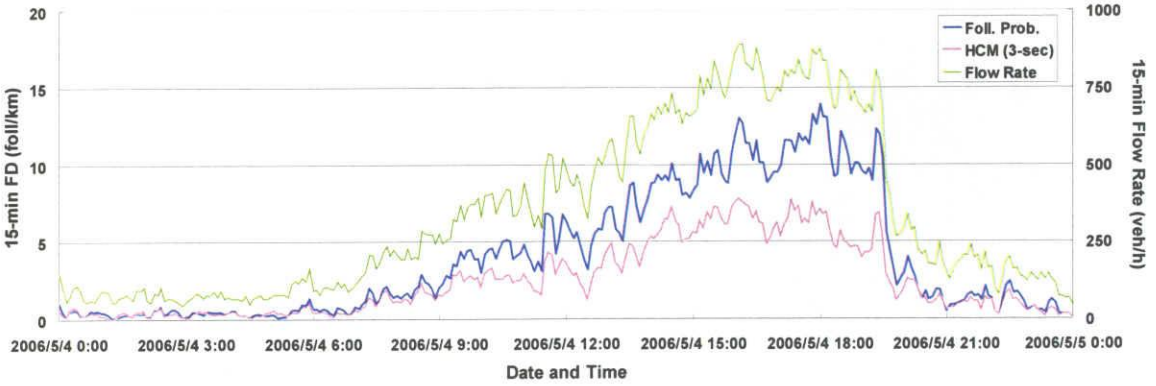


図 4-4-27 ピーク日(2006.5.4)の交通流と追従車密度の変動

図 4-4-28 に速度と FD との関係を追従車の判定方法別に示す．判定方法に関係なく FD が増加すると速度が低下する傾向がみてとれる．しかし，FD の範囲は，車頭時間のみで追従車を判定する場合が 12.0 以下であるのに対し，追従車確率により判定する場合は 19.0 以上となる．

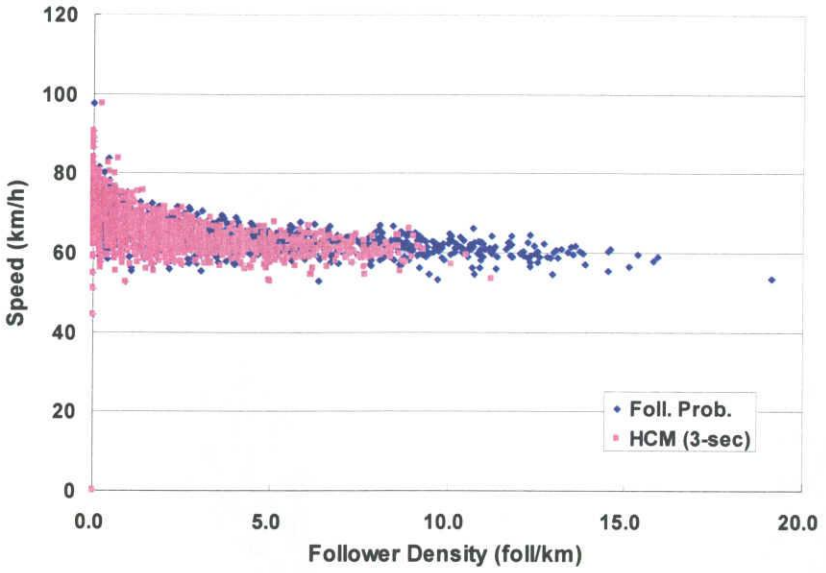


図 4-4-28 速度と追従車密度との関係

4.5. 2車線道路における性能照査手法の提案

4.5.1. 追従状態におけるドライバー満足度

HCM2000(TRB,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，これに基づくと単位距離あたりの 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．

4.5.2. 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 service)について検討する．これは運用段階にも適用でき，実際の交通状況を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 4-5-1** 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 4-5-1**，**図 4-5-2** 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 4-5-1**，**図 4-5-2** の交通流と速度は 5 分間のものである．

表 4-5-1 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	追従車がかな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

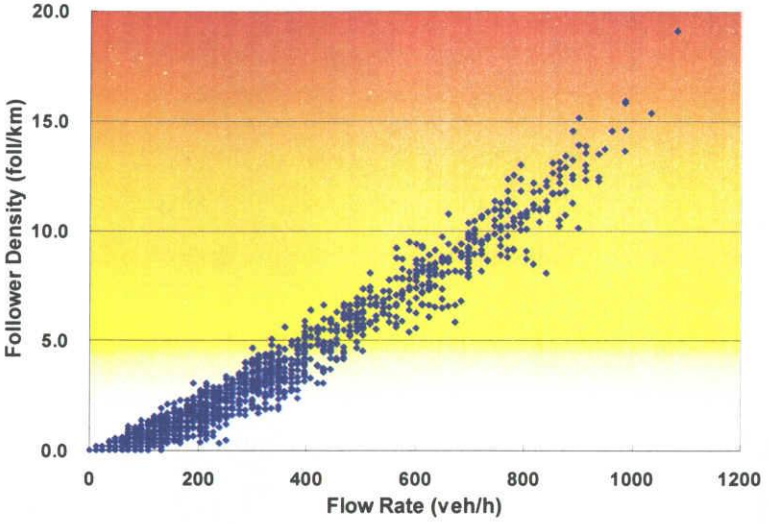


図 4-5-1 5 分間交通流と追従車密度の関係

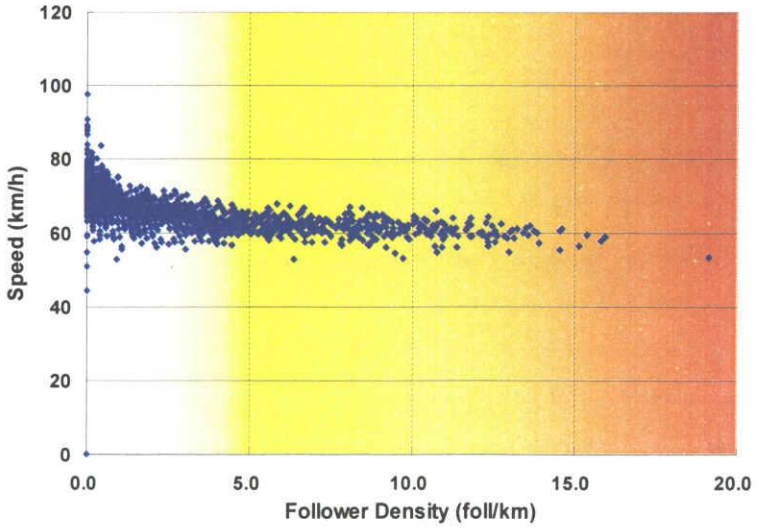


図 4-5-2 5 分間の平均速度と追従車密度の関係

(1) 継続性を考慮した追従車密度の評価

前節までで述べたように，交通サービスの質(QOS)の評価指標として，ここでは追従車密度(FD)を用いる．しかし，これは交通流や速度のようにバラ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とはいえない．たとえば，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 は瞬間的なものであり，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 の継続性を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．**図 4-5-3** は 2006 年 5 月 4 日の 17:35～18:35 の 1 時間分の 5 分間隔データであるが，このうち 6 間隔が"不安定"であり，残りの 6 間隔が"良好"と"やや混雑"であった．この場合，この 1 時間の QOS は"不安定"とする．

Date and Time	Q	Q_{hourly}	v_{ave}	k	HV #	HV%	Following Probability			Color Code
							Foll #	Foll%	FD	
2006/5/4 17:00:00	65	780	64.12	12.16	16	24.62%	49	75.38%	9.17	
2006/5/4 17:05:00	62	744	55.99	13.29	11	17.74%	53	85.48%	11.36	
2006/5/4 17:10:00	74	888	55.33	16.05	11	14.86%	67	90.54%	14.53	
2006/5/4 17:15:00	60	720	61.67	11.68	6	10.00%	46	76.67%	8.95	
2006/5/4 17:20:00	68	816	59.86	13.63	16	23.53%	56	82.35%	11.23	
2006/5/4 17:25:00	70	840	58.76	14.30	13	18.57%	60	85.71%	12.25	
2006/5/4 17:30:00	72	864	59.68	14.48	10	13.89%	62	86.11%	12.47	
2006/5/4 17:35:00	58	696	58.19	11.96	11	18.97%	48	82.76%	9.90	
2006/5/4 17:40:00	66	792	54.58	14.51	12	18.18%	59	89.39%	12.97	
2006/5/4 17:45:00	70	840	60.73	13.83	14	20.00%	56	80.00%	11.06	
2006/5/4 17:50:00	82	984	57.72	17.05	12	14.63%	76	92.68%	15.80	
2006/5/4 17:55:00	62	744	58.21	12.78	13	20.97%	53	85.48%	10.93	
2006/5/4 18:00:00	75	900	56.39	15.96	12	16.00%	71	94.67%	15.11	
2006/5/4 18:05:00	72	864	58.49	14.77	15	20.83%	64	88.89%	13.13	
2006/5/4 18:10:00	62	744	58.97	12.62	13	20.97%	54	87.10%	10.99	
2006/5/4 18:15:00	52	624	59.16	10.55	6	11.54%	37	71.15%	7.50	
2006/5/4 18:20:00	56	672	59.14	11.36	13	23.21%	45	80.36%	9.13	
2006/5/4 18:25:00	64	768	58.97	13.02	13	20.31%	56	87.50%	11.39	
2006/5/4 18:30:00	82	984	58.85	16.72	13	15.85%	78	95.12%	15.90	
2006/5/4 18:35:00	51	612	60.12	10.18	9	17.65%	36	70.59%	7.19	
2006/5/4 18:40:00	61	732	61.25	11.95	11	18.03%	44	72.13%	8.62	
2006/5/4 18:45:00	64	768	56.44	13.61	11	17.19%	58	90.63%	12.33	
2006/5/4 18:50:00	60	720	62.74	11.48	17	28.33%	49	81.67%	9.37	
2006/5/4 18:55:00	51	612	56.93	10.75	7	13.73%	41	80.39%	8.64	
2006/5/4 19:00:00	60	720	56.18	12.81	14	23.33%	50	83.33%	10.68	
2006/5/4 19:05:00	55	660	57.63	11.45	8	14.55%	42	76.36%	8.75	
2006/5/4 19:10:00	59	708	58.65	12.07	12	20.34%	48	81.36%	9.82	
2006/5/4 19:15:00	53	636	59.64	10.66	7	13.21%	41	77.36%	8.25	
2006/5/4 19:20:00	90	1080	53.38	20.23	16	17.78%	85	94.44%	19.11	
2006/5/4 19:25:00	50	600	56.70	10.58	16	32.00%	41	82.00%	8.68	
2006/5/4 19:30:00	33	396	66.61	5.94	8	24.24%	23	69.70%	4.14	
2006/5/4 19:35:00	30	360	61.00	5.90	7	23.33%	21	70.00%	4.13	
2006/5/4 19:40:00	37	444	64.28	6.91	5	13.51%	25	67.57%	4.67	
2006/5/4 19:45:00	12	144	70.53	2.04	0	0.00%	4	33.33%	0.68	
2006/5/4 19:50:00	17	204	69.37	2.94	2	11.76%	6	35.29%	1.04	
2006/5/4 19:55:00	39	468	63.51	7.37	9	23.08%	33	84.62%	6.24	
2006/5/4 20:00:00	16	192	62.74	3.06	4	25.00%	9	56.25%	1.72	

図 4-5-3 定常状態の追従車密度(SFD)による評価イメージ

(2) 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る．そして，次節で述べる追越車線等の必要性を検討する際の材料となる．

(3) 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，この状態になると，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．但しこのとき，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惧れがある．

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 4-5-1** 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．

(4) 交通サービスの質の不足の解決方法

交通サービスの質(QOS)が十分でないならば，さらなる QOS の低下を防ぐための適切な対策を検討しなければならない．QOS の不足の解決策としては，道路幾何構造の改良と交通需要マネジメントの 2 つがあるが，後者はドライバーの交通行動の変更を促すものであり，パーク・アンド・ライドやモビリティ・マネジメント，ロードプライシングなどが代表的な施策として有名である．ここでは，道路の幾何構造の設計手法について検討しており，特に前者を対象とする．

1) 追越車線

追越車線は，各ドライバーができる限り希望速度で走行できるように，追従車が先行車を追越す目的で設置される補助的な車線である．これは，交通量が多く経験的にサービス水準の向上が求められる 2 車線道路に設置される．特に，交通流率が高い，もしくは混雑する区間が限定される場合に，2 車線道路を 4 車線化するよりも経済的な選択肢となる．2 車線道路に追越車線を設置した場合の概略図を**図 4-5-4** に示す．

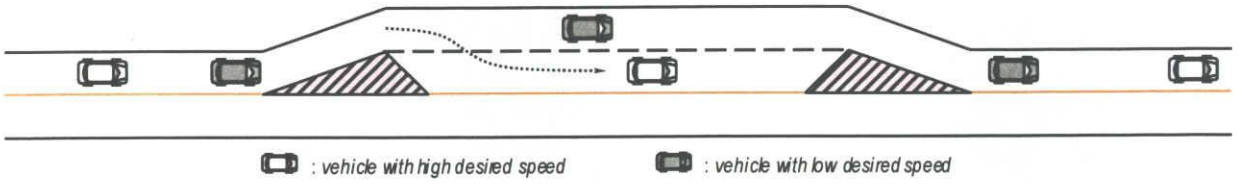


図 4-5-4 追越車線の概略図

しかし，追越車線の最適な長さについては現在明らかではなく，今後の研究が期待される．同様に，追越車線の最適な設置間隔や追越しを行う位置などについても追越車線を設置する上で重要な問題となる．

2) 譲り車線

譲り車線は，追越車線同様に一時的に高速車と低速車とを分離することを目的に設置される補助的な車線である．大きな違いは，追越車線では追越車(高速車)が補助車線を利用するが，譲り車線では低速車が本線を譲り補助車線を利用することである．追越車線と間違われる惧れがあるため，譲り車線の前では標識などによりドライバーに十分指示することが必要である．この車線運用の長所は，特に高い交通流のときに数台の車両の車線変更のみで済むということである．たとえば，数台の車両が車群を形成している場合，1 台の先行車が本線を譲るだけで，残りの追従車は車線変更することなく走行することができる．この譲り車線の概略図を**図 4-5-5** に示す．

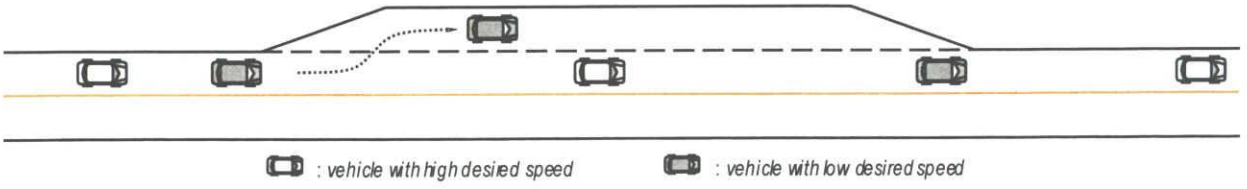


図 4-5-5 譲り車線の概略図

3) 2+1 車線道路

近年，欧州の多くの国で 2+1 車線道路が導入されており，米国でもいくつかの区間でその導入が検討されている．これは，3 車線道路の中央車線を追越車線とし，上下両方向を交互に配置した道路である(市川ら(2005))．元々は広幅員 2 車線道路として運用されていたものが多い．この 2+1 車線道路について研究した米国の TRB によると，交通流率 1,200veh/h までは運用上の問題がない．典型的な 2+1 車線道路の概略図を**図 4-5-6** に示す．

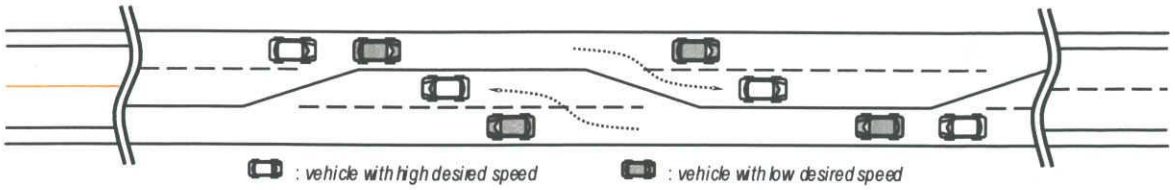


図 4-5-6 2+1 車線道路の概略図

しかし，この 2+1 車線道路には通常 12.0～14.0m の車道幅員が必要となる．このため，車道幅員があまり広くない日本の 2 車線道路にそのまま適用することは現状では難しいかもしれない．ただ，現在の都市間を連絡するような 2 車線道路に，この 2+1 車線道路を適用することが効果的であることは言うまでもなく，特に次のような区間ではその効果が大きいと考えられる．

- 事故が多発区間
- 4 車線化するほどの交通需要が望めない 2 車線区間
- 特に走行性能が求められる 2 車線自動車専用道路

4.5.3. 追従車密度(FD)を用いた 2 車線道路の性能照査手法

ここでは，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(FD)を提案している．この指標は，**図 4-3-3** 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 4-5-7** 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ろうか．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(4.29)．

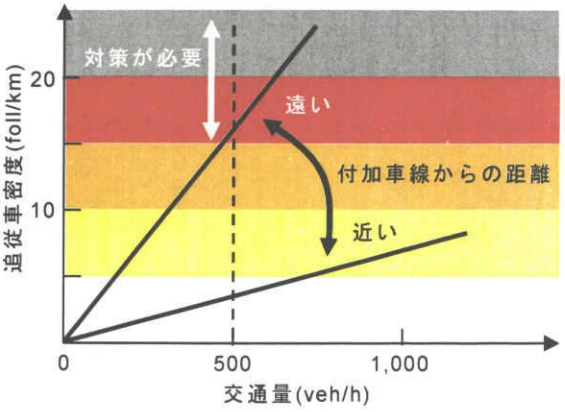


図 4-5-7 交通量と追従車密度との関係イメージ

$$FD = (\alpha \times Distance) \times Flow \tag{4.29}$$

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 4-5-1** 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．

4.6. おわりに

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でき，より的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．

4章の参考文献

市川暢之，渡辺二夫，皆川聡一 (2005) 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.

社団法人 日本道路協会 (2004) 道路構造令の解説と運用.

Botma, H., Papendrecht, H. and Westland, D. (1980) Validation of Capacity Estimators Based on the Decomposition of the Distribution of Headways. Transportation Research Laboratory, Delft University of Technology.

Branston, D. (1976) Models of Single Lane Time Headway Distributions. Transportation Science, Vol. 10, No. 2, pp. 125-148.

Buckley, D. J. (1968) A Semi-Poisson Model of Traffic Flow. Transportation Science, Vol. 2, No. 2, pp. 107-132.

Chung, E., Ohtani, O., Warita, H., Kuwahara, M and Morita, H. (2006) Does Weather Affect Capacity? Proceedings of the 5th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, Yokohama, Japan, Vol. 1, pp. 139-146.

Cowan, R. J. (1975) Useful Headway Models. Transportation Research, Vol. 9, Issue 6, pp. 371-375.

Gumbel, E. J. and Lieblein, J. (1954) Some Applications of Extreme-Value Methods. The American Statistician, Vol. 8, No. 5. pp. 14-17.

Highway Capacity Manual, HCM2000(TRB,2000) Transportation Research Board (TRB). National Research Council, Washington, D.C.

Hong, S. and Oguchi, T. (2007) Effects of Rainfall and Heavy Vehicles on Speed-Flow Relationship for Multilane Expressways in Japan. Transportation Research Board (TRB) 86th Annual Meeting Compendium of Papers. CD-ROM.

Hoogendoorn, S. P. (2005) Unified Approach to Estimating Free Speed Distributions. Transportation Research Part B, Vol. 39, Issue 8, pp. 709-727.

Hoogendoorn, S. P. and Botma, H. (1997) Modeling and Estimation of Headway Distributions. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1591, pp. 14-22.

Taylor, M. A. P., Miller, A. J. and Ogden, K. W. (1974) A Comparison of some Bunching Models for Rural Traffic Flow. Transportation Research, Vol. 8, pp. 1-9.

Wasielewski, P. (1974) An Integral Equation for the Semi-Poisson Headway Distribution Model. Transportation Science, Vol. 8, pp. 237-247.

Wasielewski, P. (1979) Car-Following Headways on Freeways Interpreted by the Semi-Poisson Headway Distribution Model. Transportation Science, Vol. 13, No. 1, pp. 36-55.

5. 複数のボトルネックを含む高速道路区間における渋滞現象の確率的解析

従来，我が国における高速道路単路部の交通容量は，「一定の条件下で断面を通過することが期待できる自動車の最大数」[1)]と定義され，一定値として扱われてきた．これに基づけば，交通容量上のボトルネック(以下，BN)は，区間内の最も交通容量が最も低い地点となるのが必然的な帰結である．実際に日本の高速道路の渋滞現象を概観すると，区間内の特定の一地点をBNとなっている場合が多い．

しかし，本研究で対象とする東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間では，区間内に出入口がないにもかかわらず，区間内の様々な地点がBNとなり，渋滞が発生している．また，発生後にこのBN地点が移動するという現象が観測されている(**図5-1-1**参照)．これらの現象は，区間内の各地点の交通容量が一定値ではなく確率的に変動すると考えれば，容易に説明することができる．交通容量の変動によって各地点における交通容量の相対的な大小関係が絶えず変化し，その結果，BN位置も変動するのである．このような現象を評価するためには，渋滞現象を地点としてではなく，区間として捉える必要があると考える．

本章では，交通容量を確率的に変動するものと考え，BN位置が変動する現象の解明を試みる．そして，渋滞を区間で評価する方法について提案することを目的とする．

5.1. 既往研究と本研究の位置づけ

5.1.1. 交通容量の確率的な変動

国内外を問わず，高速道路の交通容量は，従来確定的なものとして扱われてきた．しかしながら，交通需要増に伴い渋滞が常態化し始め，また，交通状況の管制機器が整備されるにつれ，同一BNであっても交通容量が確率的に大きく変動することが明らかになってきた．

大口ら[2)]，岡村ら[3)]，Lorenz et al.[4)]は，交通量ランク別の渋滞発生割合を用いることで，渋滞発生時の交通量が広い範囲に分布していること，また同一交通量であっても，渋滞が起こるときと起こらないときがあることを示している．また，Minderhoud et al.[5),6)]やBrilon et al.[7)]は，生存時間分析の考え方を適用することで，累積渋滞発生確率を求める方法を提案している．Xingら[8)]は，この考え方により我が国の代表的な高速道路BNにおける累積渋滞発生確率を求めている．本研究でも，Minderhoud et al.やBrilon et al.の考え方を参考にする．

交通容量が大きく変動する原因は，車群の構成状況や到着タイミング，また個々の車両の挙動等が考えられる．例えば，大口ら[9)]は到着する車群特性に着目し，渋滞発生時の分析を行っている．これらの要因は，確率的な要素を多く含むため，確定的ではなく確率的にモデル化するのが合理的である．

5.1.2. 渋滞の「発生」と「定着」

高速道路単路部における渋滞現象に関する研究は広く行われており，十分な観測データによってそのメカニズムが実証されている．越ら[10]，邢ら[11]は，渋滞のメカニズムを，まず何らかの原因で車群の速度低下が起こり，その後，減速波が上流へ増幅伝播し，遷移状態を経て安定した渋滞流へ至る，と説明している．また，越ら[10]は，この渋滞発生直前の交通容量と渋滞発生後の交通容量が異なることを示し，発生直前と発生後における交通状態の違いが原因であるとしている．

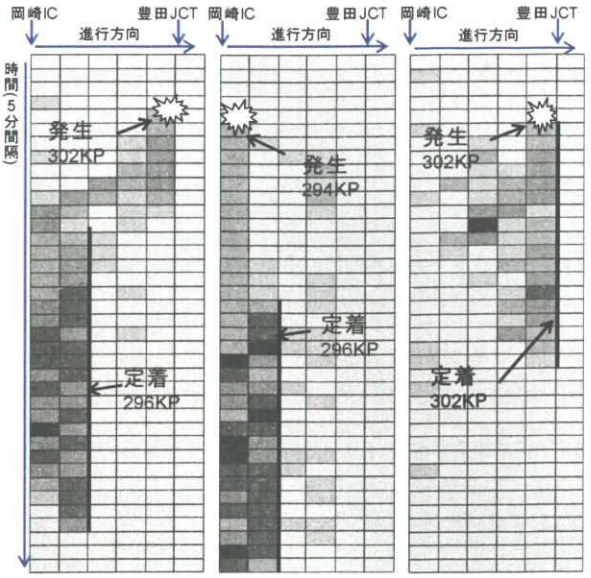


図 5-1-1　BN が変動する現象の速度の時空間分布図

図5-1-1は，本研究で対象とする東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間の5分間平均速度の時空間分布図の例である．これをみると，渋滞が様々な地点で発生していることがわかる．また，発生後の渋滞の先頭が移動し，上流または下流に移動するケースもみられる．これらは，各地点の渋滞発生直前と渋滞発生後の交通容量の大きさが異なり，さらにそれが確率的に変動しているためではないだろうか．本研究では，渋滞を「発生」と「定着」の2つの現象に分け，BN位置が変動する現象を理解する．発生は渋滞発生直前の交通量状態，定着は，渋滞発生後の交通量状態に対応すると考える．

これまでの多くの研究では，BNは常に区間内の特定地点とされ，また発生と定着は同一地点で起こると考えられてきたため，この2つの現象を区別して分析した研究は少ない．ただし，野中ら[12]は定着要因に着目し，渋滞がどこで発生しても常に特定地点に定着する原因を分析している．

5.2. ボトルネック位置が変動する渋滞現象の解明

5.2.1. 分析対象区間と分析データ

本研究では，東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間(約10.5km，全区間片側2車線)の2006年1箇年分の車両感知器データを使用する．**図5-2-1**に，車両感知器の位置とその周辺の縦断勾配を示す．車両感知器データは，車線別に交通量と大型車交通量，平均地点速度が5分単位で記録されたものである．分析では，これを断面の交通量，平均地点速度に集計して使用する．

なお，本研究では超過需要による渋滞のみを対象とするため，事故や工事によると考えられる渋滞については，分析対象データから除く．ただし，車両感知器データにより事故や工事を判断したため，完全に削除しきれていない可能生があることに注意が必要である．

各車両感知器で観測される渋滞の原因は，縦断勾配などの道路条件より294KP(以下，小数点を切り捨ててKPを記述)から300KPでは，サグや上り坂であり，302KPでは豊田JCT分

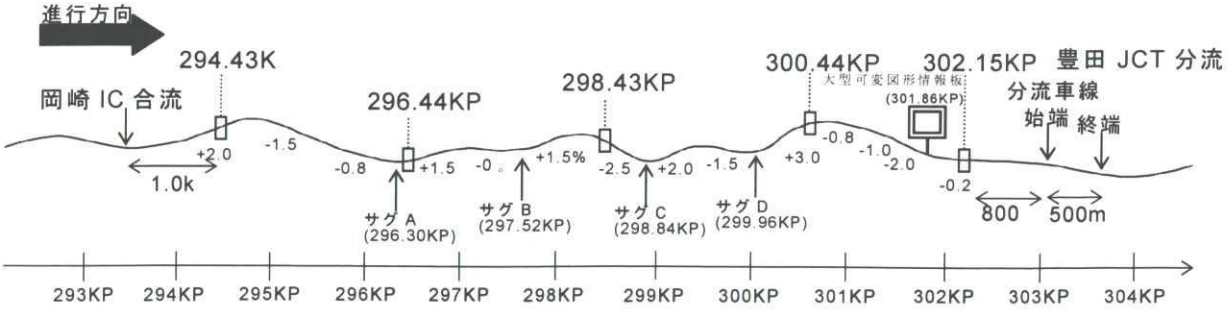


図 5-2-1 車両感知器の設置位置と縦断勾配

流部であると判断した．302KPについては，渋滞時に実際に走行し，豊田JCT分流部直後で渋滞が解消されるのを確認している．

5.2.2. 渋滞の定義

各車両感知器で観測される交通量—速度関係を確認したところ，いずれの地点でも臨界速度がほぼ60km/hであったため，ここでは渋滞判定の閾値を一律に60km/hと設定する．そして，本研究では渋滞の「発生」と「定着」を次のように定義する．

(1) 「発生」

平均地点速度が60km/hを5分(1集計時間間隔)以上下回ることを渋滞の「発生」と定義し，最初に速度低下が起こった地点を「発生地点」と定義する．このとき，非渋滞流からの速度低下のみを抽出するため，同時刻に直下流の車両感知器で60km/hを下回っていないこと，直前15分間に発生地点およびその直上流・直下流の車両感知器で60km/hを下回っていないことを「発生」の条件とする．**図5-2-2**は，これらの条件を模式的に示したものである．

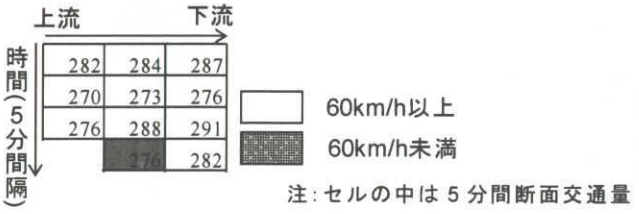


図 5-2-2 「発生」の判定条件

(2) 「定着」

平均地点速度が60km/hを15分間(3集計時間間隔)以上連続して下回ることを渋滞の「定着」と定義し，渋滞の「発生」後，渋滞の先頭として安定した地点を「定着地点」と定義する．渋滞の先頭地点は，多くの場合，渋滞の発生後短時間で定着地点に移動する傾向がみられたが，渋滞の先頭地点が移動を繰り返すケースや長時間経過した後に移動するケースも見受けられた．その場合，最も長く渋滞先頭地点であった地点を定着地点とする．

5.2.3. 抽出結果

5.2.2の定義に基づき，渋滞の発生と定着を抽出する．**表5-2-1**は，地点別の渋滞の発生頻度であり，区間全体で年間513件の渋滞発生が抽出された．また，**表5-2-2**は，定着が起

表 5-2-1 地点別の渋滞の年間発生頻度

294KP	296KP	298KP	300KP	302KP	計
218 (42%)	76 (15%)	53 (10%)	32 (6%)	134 (26%)	513 (100%)

表 5-2-2 定着が起こったときの発生/定着別渋滞頻度

		定着地点					計
		294KP	296KP	298KP	300KP	302KP	
発生地点	294KP	46	70	1			117
	296KP	5	48	1			54
	298KP	3	9	5			17
	300KP	1	1		8		10
	302KP	4	16	4		31	55
2 地点発生*			15			2	17
計		59	159	11	8	33	270

*発生地点が 2 地点あり，その後，1 つの渋滞となり定着したケース

こったときの発生/定着地点別の渋滞頻度を示したもので，渋滞発生が観測された513件のうち270件(約53%)で定着が確認された．

まず，**表5-2-1**より，294KPで全体の約4割が発生しているものの，続いて，302KPで26%，296KPで15%となっており，区間内の様々な地点で渋滞が発生していることがわかる．

これに対して，**表5-2-2**を見ると，定着地点は296KPが卓越しており，全体の6割弱(159/270)を占めている．発生地点別にみても，294KPで発生した渋滞のうち約6割(70/117)，296KPでは約9割(48/54)，302KPでは約3割(16/55)がそれぞれ296KPに定着している．特に302KPで発生した渋滞が296KPで定着することは，渋滞の先頭が6kmも上流に移動したことになる．また，302KPで発生し，そのまま302KPに定着した31件の多くが，渋滞の待ち行列が十分上流に延伸していないケースであった．このことから，もし302KPでの渋滞発生後に大きな交通需要が到着し，渋滞が十分上流まで延伸したならば，さらに多くの渋滞が296KPに定着していたと考えられる．野中ら[12)]は，上り勾配でR=1,000m以上の左カーブの構造は視認性の悪さが原因で渋滞「定着」地点になり易いことを報告しているが，296KPには，上り勾配1.5%，R=1800mの左カーブの区間を含んでおり，野中らの指摘と合致する．

5.2.4. 交通容量分析

「発生」「定着」に対応する2つの交通容量を次のように定義する．

発生に対応する交通容量を，発生が起こった時刻の直前の5分間交通量と定義し，渋滞発生直前交通量(Breakdown Flow，以下BDF)と呼ぶこととする．この定義はBrilon et al.[7)]と同じである．ちなみに，岡村ら[13)]は直前15分間交通流率，大口ら[2)]は直前5分間と渋滞開始5分間の2つの交通量をBDFとしている．

一方，定着に対応する交通容量を，渋滞の定着が起こったとき，先頭であった地点の5分間交通量と定義し，渋滞発生後捌け交通量(Queue Discharge Flow，以下QDF)と呼ぶこととする．

(1) 渋滞発生直前交通量(BDF)

図5-2-3に各地点におけるBDFの累積分布とサンプル数(渋滞発生頻度)を示す.

この図より，BDFはどの地点においても150～330(台/5分)と広く分布しており，BDFは一定ではなく，大きく変動することがわかる．特に，302KP(分流部)は他地点に比べ傾きが緩やかで,分散が大きい．これは，分流部での渋滞の発生が，交通量だけでなく，極端な車線利用の偏りや分流に伴う強引な車線変更といった個々の車両挙動の集積にも強く依存するためと考えられる．

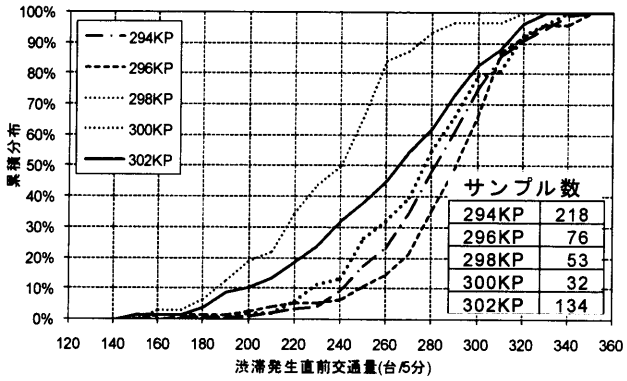


図 5-2-3 渋滞発生直前交通量(BDF)の累積分布

また興味深いのは，BDFの分布と渋滞の発生頻度に関係性がみられないことである．一般には，交通需要が同じであれば，観測されるBDFが低い(つまり，交通容量が低い)地点ほど，渋滞の発生頻度が高くなると考えられる．しかし，**図5-2-3**からは,その傾向をみられない.例えば,年間218件渋滞が発生している294KPよりも年間134件の302KPの方がBDFの累積分布は左側に位置している．つまり，BDFでは，発生しやすい地点を説明できないことがわかる．このことから，渋滞の発生は，BDFの累積分布のように渋滞が発生したときのみに着目する指標ではなく，同じ交通量条件下で，どれだけ渋滞が発生し，どれだけ発生しなかったかという確率の考え方で捉える必要があるといえる．

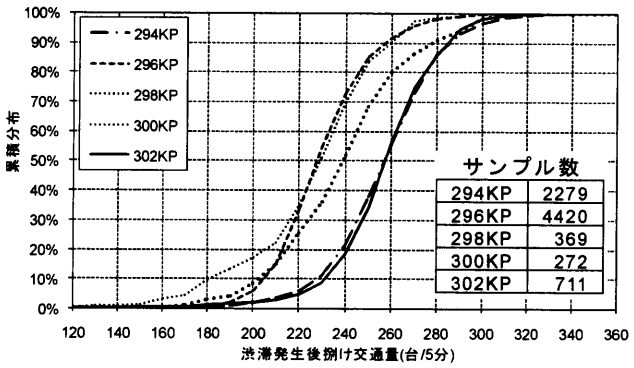


図 5-2-4 渋滞発生後捌け交通量(QDF)の累積分布

なお，筆者ら[14]は，このBDFが広くばらつく原因について，平日/休日，大型車混入率，車線利用率，分流率について分析を行ったが，平日/休日以外は有意な結果が得られなかった．このことからも，BDFのばらつきの原因は集計量では説明できないミクロな要因(個々の車両挙動や車群特性)によるものであるため，渋滞の発生は確率的に扱う必要があると考える．

(2) 渋滞発生後捌け交通量(QDF)

図5-2-4に各地点におけるQDFの累積分布とサンプル数を示す．サンプル数は，各地点が渋滞の先頭であった時間間隔(5分)の数と一致する．

この図より，BDF同様にQDFも広く分布しているが，そのばらつきはBDFに比べ小さいことがわかる．また，BDFと異なり，302KPを含む全ての地点で累積分布の傾きが概ね等しく，似通った分布形状になっており，QDFの分散と地点特性に関係性がないことが伺える．

地点別にみると，定着頻度が最も低い300KPを除けば，約6割の渋滞が定着する296KPで

QDFが最も低くなっていることがわかる．このことから，QDFが低い地点に渋滞が定着しやすいと考えられる．

5.3. 渋滞発生確率曲線の推定手法

ここまで，渋滞の定着は，QDFによって概ね表現できることができるが，渋滞の発生は，区間全体にわたって起こっており，なおかつ，BDFは広い範囲にばらつくことが明らかになった．このため，BDFは確率的に変動するものとして捉える必要がある．ここでは，そのモデル化を行う．具体的には，Minderhoud et al.[5), 6)]やBrilon et al.[7)]が提案している，Product Limit Method (以下，PLM)と最尤法によって渋滞発生確率の推定を行う．また，平日と休日はBDFに有意な差がある[14)]ため，本来は別々に分析すべきであるが，BDFのサンプル数が限られているため，推定精度をできるだけ向上させる目的から，ここでは平日と休日を併せて分析する．

5.3.1. 渋滞発生確率の定義

渋滞発生とは，BNにその交通容量を超える交通量が到着したときに起こるものであるから，渋滞発生確率は式(5.1)のように定義される．つまり，ここで到着交通量qにおける渋滞発生確率$F(q)$とは，到着交通量q以下で渋滞が発生する確率を示し，ある交通量qにおけるBDFの累積出現確率と言い換えることもできる．

$$F(q) = Prob(c \leq q) \tag{5.1}$$

ここに，　$F(q)$：　渋滞発生確率，

c：　渋滞発生直前交通量(BDF)，

q：　到着交通量，

である．

5.3.2. 推定用データセット

渋滞発生確率の推定には，渋滞発生直前交通量(BDF)と非渋滞流時の交通量(FF)を用いる(**図5-3-2**参照)．BDFの定義は**5.2.4**で述べた通りである．FFは，全データからBDFとC1(渋滞流，平均地点速度60km/h以下)，C2(バッファーエリア，**図5-3-1**参照)を取り除いたデータである．C2とは，非渋滞流であるが周囲のC1の存在によって，データ処理上，BDFと判定できないセルである．定義はやや異なるがBrilon et al.[7)]も同様の考え方からC2を設定している．

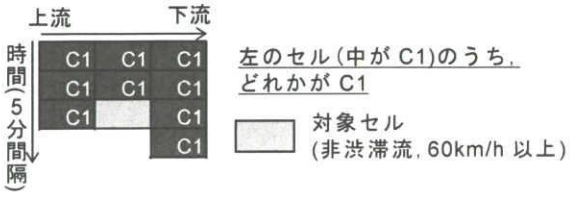
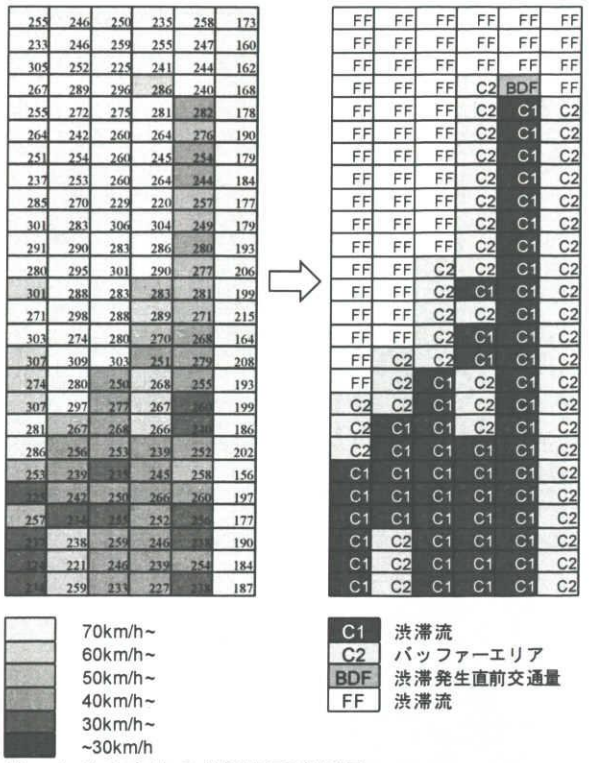


図 5-3-1　バッファーエリア C2 の設定条件

5.3.3. 推定手法の検討

(1) Product Limit Method (PLM)

PLMは，主に医学や工学の分野で生存時間分析に用いられるノンパラメトリックな方法で，ある経過時間における生存率や耐久率を知ることができる．この種の分析では，分析時点で対象イベントが起こっていない個体や対象イベントが起こる前に追跡不能となる個体が存在する．この場合，これらの個体の対象イベントが起こるまでの時間は未知であったとしても，少なくとも，分析時点もしくは追跡不能になった時点では対象イベントが起こっていないという情報ならば得ることができる．PLMでは，このようなデータ(打ち切りデータ，censored data)を考慮して生存確率を求めることができる．



(a) 速度の空間分布(b) 割り振られた属性

図 5-3-2 推定用データセットの設定

Minderhoud et al.[5), 6)]は，交通容量分析にもPLMを適用できることを示した．**表5-3-1**は生存時間分析と交通容量分析の各要素の対応である．非渋滞流時のデータを打ち切りデータと考え，非渋滞流時のデータの持つ，その時の交通容量は少なくとも観測された交通量よりは大きいという情報を用いて渋滞発生確率を推定する．

推定式は式(5.2)のように表わされる．

$$F(q) = 1 - S(q) = 1 - \prod_{i:q_i \le q} \frac{k_i - d_i}{k_i} \tag{5.2}$$

$F(q)$: 渋滞発生確率

$S(q)$: 交通量q以下で渋滞が発生しない確率

q: 交通量

k_i: 交通量がq_i以上の交通量実現頻度(BDF+FF)

d: 交通量q_iのときの渋滞発生頻度(BDF)

表 5-3-1 生存時間分析と交通容量分析の対応表

	生存時間分析	交通容量分析
パラメータ	時間	交通量
対象とするイベント	患者の死亡	渋滞発生
目的変数	生存時間	交通容量
打ち切りデータ	実験終了時に生存	非渋滞流時の交通量

ただし，この方法は，打ち切りデータがある限り，渋滞発生確率を100%まで推定することができない．推定できる範囲は，イベントデータ(BDF)のサンプル数に大きく依存するため，打ち切りデータに対してイベントデータが極端に少ない場合，推定できる渋滞発生確率が1%未満になることもある．

(2) 最尤法

Brilon et al.[7]は，渋滞発生確率の全体像を推定できない，曲線同士の定量的な比較が難しい，というPLMの短所を補うため，最尤法による渋滞発生確率の推定を提案している．式(5.3)が最尤法に用いる尤度関数Lであり，これを最大化するようなパラメータを推定する．これは，PLMと全く同じデータセットにより推計され，また，基本的な考え方もPLMと同じである．

$$L=\prod_{i=1}^{n} f(q_i)^{\delta_i}\cdot\left[1-F(q_i)\right]^{1-\delta_i} \tag{5.3}$$

$f(q_i)$: 渋滞発生確率の確率密度関数，

$F(q_i)$: 渋滞発生確率，

δ_i: 1(渋滞発生の場合，BDF)，0(非渋滞流，FF)

ここで，$F(q_i)$に何らかの分布形を仮定する必要があるが，正規分布，ガンマ分布，ワイブル分布の中でワイブル分布が最もあてはまりがよいというBrilon et al.[7]の知見を参考に，本研究では$F(q_i)$にワイブル分布を仮定する(式(5.4))．

$$F(q)=1-e^{-\left(\frac{q}{b}\right)^{a}} \tag{5.4}$$

a：形状パラメータ

b：スケールパラメータ

(3) 本研究における渋滞発生確率の推定手法

最尤法を用いれば，渋滞発生確率曲線の全体像を明らかにでき，また推定されたパラメータによって曲線同士を定量的に比較することが可能になる．しかし，一般に最尤法による推定には十分なデータ量が必要とされ，本研究のように，BDFのデータがFFのデータに比べ極端に少ない場合，推定結果の扱いには十分な注意が必要となる．これに対して，ノンパラメトリック法であるPLMには，分布形に依存しない，イベントデータ(BDFのデータ)が少数でもて適用可能，といった特徴がある．

以上をふまえ，本研究では，これら2つの手法を用いて各地点の渋滞発生確率を推定する．そして，PLMと比較することで，最尤法の推定結果の信頼性を確認し，そのパラメータによって各地点の渋滞発生確率を定量的に比較，考察する．

5.3.4. 渋滞発生確率の推定結果

図5-3-3は，BDF分布とPLMと最尤法によって推定された渋滞発生確率曲線を比較したものである．また，**表5-3-2**は最尤法で推定されたワイブル分布のパラメータである．

表 5-3-2　最尤法で推定されたパラメータ

	294KP	296KP	298KP	300KP	302KP
a	14.1	14.7	14.5	7.9	11.0
b	375.6	396.6	413.2	617.9	403.1

単位（*b*）：台/5 分

まず，PLMと最尤法で推定された渋滞発生確率曲線を比較する．図の右側で階段状のものがPLM，スムーズな曲線として全体像が推定されている曲線が最尤法によるものである．これらを比較すると，302KPで最尤法の方がやや高く推定されているものの，294KP, 296KP, 298KPでは，両者は概ね合っているといえる．ただ，渋滞発生頻度の低い300KPでは，PLMで1%以下までしか推定できておらず，最尤法の結果も他の4地点と大きく異なっているため，最尤法による推定結果の信頼性に大きな疑問が残る．

次に，渋滞発生確率曲線とBDF分布を比較すると，渋滞発生確率曲線が，非渋滞流時の交通量(FF)を考慮している分だけ，BDF分布に対して大きく右側に位置していることがわかる．BDFの累積分布が100%となる交通量であっても渋滞発生確率としては最大で30%程度に過ぎず，実際の実現最大交通量350(台/5分)であっても40%程度である．また，BDF分布では，渋滞の発生のしやすさを適切に表現することができなかったが，渋滞発生確率は左から渋滞発生頻度(**表5-2-1**参照)の高い順に並んでいる．例えば，渋滞発生頻度が最も高い294KPをみると，B DF分布は右から2番目に位置しているものの，渋滞発生確率曲線は，最も左に位置している．このように，渋滞発生確率は渋滞の発生のしやすさを適切に表しているといえる．

また，**表5-3-3**に渋滞発生頻度と渋滞発生確率交通量の対応を示す．これから，渋滞発生頻度が高い294KPでは，BDFの平均値が1%と5%渋滞発生確率交通量の間にあることがわかる．これは，Xingら[8)]の概ね5%渋滞発生確率交通量にあたるとした研究結果と近い．しかし，294KP以外の地点では，1%以下となっている．これは，定義の違いはもとより，Xingらの研究が我が国のクリティカルなBNを対象にしているのに対して，本研究では，区間内でBNが変動するような地点を対象に分析を行っているためと考えられる．

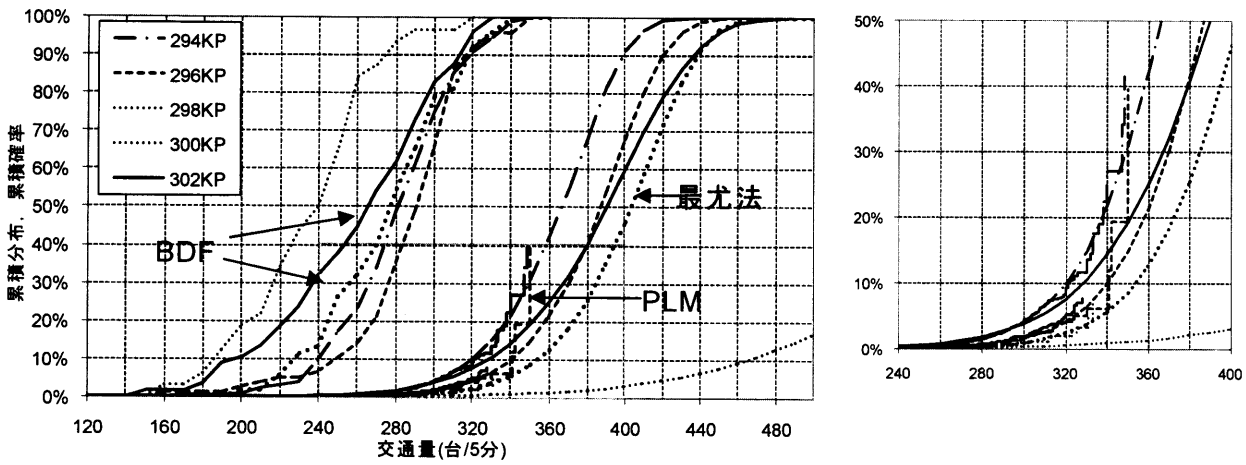


図 5-3-3　BDF の累積分布と PLM と最尤法によって推定された渋滞発生確率

表 5-3-3　BDF と渋滞発生確率交通量の対応

	渋滞発生確率交通量			BDF の平均値
	1%	5%	10%	
294KP	271.0	304.3	320.2	280.4
296KP	290.0	324.0	340.3	285.4
298KP	300.9	336.7	353.8	274.7
300KP	345.2	424.3	464.7	234.0
302KP	265.3	307.7	328.5	260.1

単位（交通量）：台/5 分

5.3.5. 問題点

以上のような方法で渋滞発生確率を推定したが，これにはいくつかの問題点・留意点がある．

(1) 推定された渋滞発生確率は条件付き確率である

本研究では，渋滞の発生を判定する際，**図5-2-2**のような条件を設けているため，推定された渋滞発生確率は条件付き確率になっている．つまり，推定された確率では，実際の独立な事象の確率を過小評価していることになる．このため，**図5-2-2**で示したような条件を外した独立な事象の確率を求める必要がある．しかし，推定できる確率がすべて条件付き確率である以上，事象の独立な確率を求めることは容易ではない．

(2) 集計時間間隔の並びを考慮していない

PLM，最尤法の分析手法は，各データを独立のものとして扱うことが前提である．しかし，実際には，1つ1つの集計時間間隔は完全に独立なものではなく，データの並び，すなわち時系列的な影響を受けていると考えられる．例えば，BDFの5分前や10分前の交通量が大きい方が，渋滞発生確率に大きな影響を及ぼすことも考えられるだろう．

(3) 適切な集計時間間隔の検討が必要である

本研究では，交通量を5分間単位で集計したものを用いたが，渋滞発生確率を推定する上での最適な集計時間間隔を検討する必要である．集計時間が短ければ，渋滞発生の原因となった交通量水準をカバーしきれなくなり，逆に，長すぎれば渋滞発生の原因となった交通量水準が他の交通量によって薄められてしまうからである．

その他，BDFの定義や渋滞の閾値の設定，BNと車両感知器地点の相対的な関係の考慮，などいくつかの課題があることに留意が必要である．

5.4. 渋滞発生確率曲線の要因分析

5.4.1. 分析対象区間

次に，これまでの分析を行った東名高速下り岡崎IC－豊田JCT間に加えて，全国の都市間高速道路の渋滞多発地点について，PLMと最尤法を用いて渋滞発生確率曲線を推定する．使用データは，2004年1箇年分の車両感知器データである．

ここでは，最尤法で推定されるパラメータの信頼性を確保するため，年間30件以上の渋滞が発生していることを抽出条件とする．なお，このとき，これまでの分析同様に，事故・工事データは除き，渋滞判定の閾値は全地点一律に平均地点速度60km/hとする．その結果，

表 5-4-1　各地点の詳細と推定されたパラメータ

道路	方向	区間	KP (m)	渋滞発生原因 (推測)	渋滞件数	縦断勾配	勾配差 (%)	a (-)	b (台/5 分)
中央	下り	稲城－国立府中	11480	上り坂	31	+0.6%	0.6	15.8	354.5
中央	下り	国立府中－八王子	19700	サグ	52	-0.1%→+2.4%	2.5	18.2	319.9
中央	下り	八王子－相模湖東出口	30700	サグ	40	-0.3%→+1.0%→+2.7%	3.0	17.1	314.2
中央	上り	高井戸－調布	1150	出口 or 平面線形	956	-0.2%	-	10.3	329.1
中央	上り	高井戸－調布	2640	不明	56	+0.4%→-0.2%→+0.5%	0.7	8.7	485.6
中央	上り	高井戸－調布	5110	上り坂	259	+2.7%	2.7	13.1	354.7
中央	上り	調布－稲城	10000	不明	37	-0.5%→+1.2%	1.7	14.0	382.0
中央	上り	稲城－国立府中	11820	合流	49	-0.6%→-0.1%→-0.5%	-	20.3	361.3
中央	上り	稲城－国立府中	16160	不明	70	-0.5%→-0.2%	-	12.3	398.6
中央	上り	八王子－相模湖東出口	26480	本線料金所	95	-1.5%	-	8.0	362.5
中央	上り	八王子－相模湖東出口	27000	不明	31	-0.9→-1.5%,	-	8.1	415.8
中央	上り	八王子－相模湖東出口	29900	不明	41	-1.0%→0.3%	1.3	6.9	453.5
中央	上り	八王子－相模湖東出口	40430	小仏トンネル	168	+2.3%	2.3	15.6	259.0
東名	下り	岡崎－豊田	294430	サグ	38	-0.8%→+2.0%	2.8	13.0	405.0
東名	下り	岡崎－豊田	302150	不明	34	-0.2%→-0.9%	-	11.9	422.3
東名	下り	豊田－東名三好	312010	サグ	227	-0.3%→+3.0%	3.3	11.7	382.0
東名	下り	東名三好－名古屋	320380	サグ	151	-1.1%→+2.7%	3.8	16.2	395.6
東名	下り	岡崎 IC－豊田 JCT	294430	サグ	218	-0.8%→+2.0%	2.8	14.1	375.6
東名	下り	岡崎 IC－豊田 JCT	296440	サグ	76	-0.8%→+1.5%	2.3	14.7	396.6
東名	下り	岡崎 IC－豊田 JCT	298430	サグ	53	-2.5%→+2.0%	4.5	14.5	413.2
東名	下り	岡崎 IC－豊田 JCT	302150	分流	134	-0.2%	-	11.0	403.1
東名	上り	豊田－東名三好	314270	サグ	117	-1.0%→+1.0%	2.0	10.7	450.6
東名	上り	東名三好－名古屋	318350	不明	30	-0.4%→+1.1%	1.5	10.9	526.7
東名	上り	東名三好－名古屋	320370	不明	60	+1.6%	1.6	13.3	443.2
東名	上り	東名三好－名古屋	322380	サグ	121	-2.7%→+1.1%	3.8	22.1	379.2
東名	上り	小牧 JCT－小牧	341490	分合流	41	+1.6%	1.6	9.8	458.8
東名	上り	小牧 JCT－小牧	343210	不明	35	-0.2%→+1.6%	1.8	12.7	404.4
名神	下り	小牧－一宮	351690	不明	217	-0.2%	-	7.9	426.2
名神	上り	小牧－一宮	347490	分合流	84	+0.3%～+0.8%	0.8	8.6	459.0
名神	上り	一宮－一宮 JCT	357890	橋梁?	218	勾配なし	-	15.2	345.8

※網掛けは 3 章までで使用した 2006 年のデータ

表5-4-1に示す30地点(全地点片側2車線)が抽出された．

いくつかの既往研究[16)]などを参考に，渋滞発生の原因を表中に整理する．ただし，既往研究が見つからない地点については，縦断勾配，平面線形などの構造データを参考に渋滞発生の原因を推測した．その際，勾配差2.0%以下のサグでは渋滞の発生が見られなかったとする大口[15)]の研究を参考に，勾配差2.0%以上の地点をサグとした．また，不明と判定した地点では，縦断勾配，平面線形，見通し，情報板などの様々な要因が複合して，渋滞が発生していると考えられる．

5.4.2. 要因分析

最尤法によって推定されたワイブル分布のパラメータの値を**表5-4-1**の右端2列に示す．ワイブル分布では，形状パラメータaが大きくなるほど，分布の傾きが急になる．また，スケールパラメータbは概ね分布形の位置を示していると考えてよい．

図5-4-1は，パラメータaとbの関係を渋滞の発生原因別に示したものである．「トンネル」に分類した小仏トンネルが原因の中央道上り40.43KPを除いた，勾配差が2.0%以上の地点を「勾配」，分流あるいは合流が原因の4地点を「分合流」，本線料金所が原因の中央道上り26.48KPを「本線料金所」，原因が不明なその他の地点を「その他(不明)」と分類した．

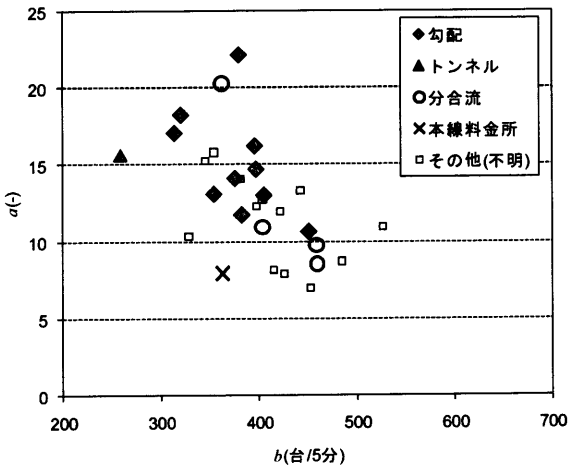


図 5-4-1　パラメータ a と b の値

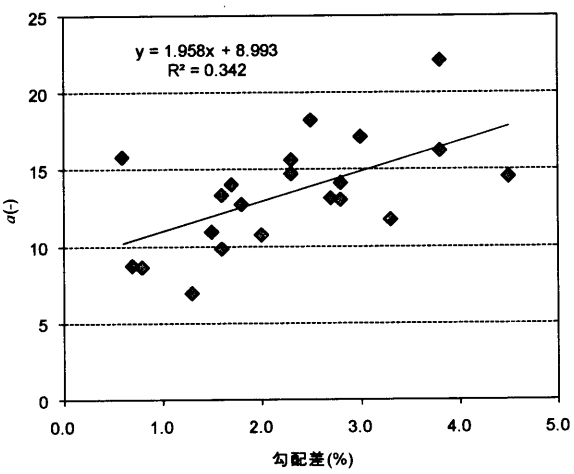


図 5-4-2　勾配差と形状パラメータ a の関係

これより，a, bともに広い範囲に分布していることがわかる．特に，形状パラメータaは，一定と考えてよいとするBrilon et al.[7]の分析結果と異なり，7から22程度まで幅広く分布している．また，発生原因別のaの大きさを比較すると，明らかに「勾配」＞「分合流」の傾向があり，「分合流」に比べ「勾配」の方が渋滞発生確率の分布形状の傾きが急であることがわかる．これは，「勾配」の方が交通量に対する渋滞発生確率の増加率が大きいことを意味しており，渋滞発生が交通量に強く依存しているといえる．「勾配」では，構造上の理由により，どんなドライバーでも無意識のうちに速度が低下する．このため，交通量が多くなると，それが上流に伝播しやすい状況になると考えられる．一方，「分合流」では，交通量だけでなく車線変更等の個々の車両挙動の積み重なりが渋滞発生の原因となっているため，交通量への依存度が低いと考えられる．

図5-4-2は，渋滞発生原因とは関係なく，勾配差(**表5-4-1**参照)と形状パラメータaの関係を示したものである．これより，勾配差が大きくなるにつれ，aが大きくなる傾向がわかる．つまり，勾配差の増加とともに，交通量への依存度が高くなるといえる．

5.5. 区間における渋滞発生確率

交通容量が明らかに低い地点がBNとなる区間では，基本的にそのBNのみを評価すれば事足りる．しかし，本研究の対象区間のように各地点の交通容量が拮抗した地点が複数あり，区間内にいくつかのBNが存在する場合には，区間として渋滞を評価するべきであろう．なぜなら，アクセスコントロールされた高速道路区間では，区間内のどの地点で渋滞が起

ころうと，それは，区間が渋滞していることに変わりないからである．そのため，ここでは，区間としての渋滞発生確率を求めることを試みる．

式(5.5)がIC区間における渋滞発生確率を求めるための式である．このとき，各地点における渋滞発生確率を独立と仮定する．ただし，5分という短い集計時間間隔を使用しているため，独立を仮定することによる影響は比較的小さいと考えられる．

$$F_{\sec}(q) = 1 - \prod_{i=1}^{n} (1 - F_i(q)) \tag{5.5}$$

ここに，　$F_{sec}(q)$:　区間における渋滞発生確率

n:　車両感知器数，

である．

図5-5-1は，東名下り岡崎IC－豊田JCT間における区間の渋滞発生確率と各地点の渋滞発生確率を示したものである．区間の渋滞発生確率は，渋滞発生確率が最も高い294KPにおけるを最大で25%程度上回っていることが分かる．つまり，294KPをこの区間における発生現象のBN地点として扱った場合，実際の，区間における渋滞発生確率を過小評価してしまうことがわかる．

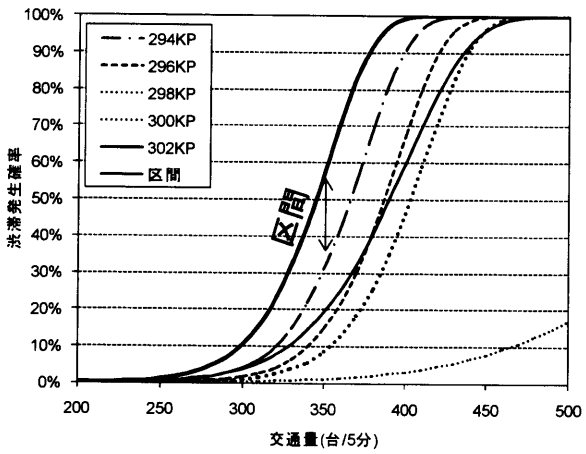


図 5-5-1　区間における渋滞発生確率

5.6. まとめ

本章では，まず，渋滞現象を発生と定着の2つに区別し，それぞれをBDF，QDFと関連づけることによって，区間内の様々な地点が発生/定着地点となり得ること，つまりBNの位置が変動する現象について説明した．BDFは確率的な特性が強く，区間内でBDFが拮抗している場合，発生現象は区間内の様々な地点で起こり得ることがわかった．これに対して，QDFは変動が小さく，渋滞はQDFの最も低い地点に定着しやすいことがわかった．これらが，様々な地点で渋滞が発生し，その後，渋滞の先頭が移動する理由と考えられる．

そして，渋滞の発生現象については，特に確率的な解釈が必要であると考え，PLMと最尤法により渋滞発生確率を推定し，渋滞発生確率が発生現象を説明する上で有効であるこ

とを示した．また，渋滞発生確率の要因分析を行い，渋滞発生確率が渋滞発生要因によって感度があることを明らかにした．

最後に，区間における渋滞発生確率の推定方法を提案し，BNが変動する渋滞現象を区間として捉える必要性を示した．

謝辞

本研究を進めるに際して，貴重なデータを提供していただいた中日本高速道路㈱，㈱高速道路総合技術研究所に深謝します．

5章の参考文献

1) (社)日本道路協会：道路の交通容量，1984.
2) 大口 敬・片倉正彦・鹿田成則・大谷武彦：高速道路単路部渋滞発生時の交通現象解析，土木計画学研究・講演集，No.21(2), pp.905-908, 1998.
3) 岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(下)，高速道路と自動車，第44巻，第3号，pp.30-40, 2001.
4) Lorenz, M. and Elefteriadou, L.: A Probabilistic Approach to Defining Freeway Capacity and Breakdown, Proceedings of the 4th International Symposium on Highway Capacity, pp.84-95, TRB-Circular E-C018, Transportation Research Board, Washington D.C., 2000.
5) Minderhoud, M. M., Botma, H and Bovy, P. H. : Assessment of roadway capacity estimation methods, Transportation Research Record No. 1572, Transportation Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1997.
6) Minderhoud, M. M., Botma, H. and Bovy, P. H.: Roadway Capacity using the Product-Limit Approach, Proceedings of the 77th Annual Meeting of the TRB., 1998.
7) Brilon, W., Geistefeldt, J. and Regler, M.: Reliability of Freeway Traffic Flow: A Stochastic Concept of Capacity, Proceedings of the 16th International Symposium on Transportation and Traffic Theory, College Park, Maryland, 2005.
8) Xing Jian・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.
9) 大口 敬・片倉正彦・鹿田成則：高速道路単路部をボトルネックとする渋滞発生特性に関する実証的研究，高速道路と自動車，第44巻，第12号，pp.27-34, 2001.
10) 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.
11) 邢 健・越 正毅：高速道路のサグにおける渋滞現象と車両追従挙動の研究，土木学会論文集，No.506, IV-26, pp.45-55, 1995.
12) 野中康弘・石田貴志・長井伸太朗：高速道路単路部における渋滞定着地点の幾何構造特性に関する一考察，第23回交通工学研究発表会論文報告集，pp.5-8, 2003.
13) 岡村秀樹・渡辺修治・泉 正之：高速道路単路部の交通容量に関する調査研究(上)，高速道路と自動車，第44巻，第2号，pp.31-38, 2001.

14) 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，第36回土木計画学研究・講演集，CD-ROM，2007.
15) 大口 敬：高速道路サグにおける渋滞の発生と道路線形との関係，土木学会論文集，No.524/Ⅳ-29, pp.69-78, 1995.10.
16) (社)交通工学研究会：交通容量データブック，2006.