

平成17 年度 研究調査報告書

性能目標照査型道路計画のための交通容量・
サービス水準に関する研究

報 告 書

平成18年7月



財団法人 国際交通安全学会

International Association of Traffic and Safety Sciences

研究委員会の構成

P L	中村英樹	名古屋大学大学院工学研究科
メンバー	内海泰輔	名古屋大学大学院工学研究科
	大口 敬	首都大学東京大学院都市環境科学研究科
	尾崎晴男	東洋大学工学部
	喜多秀行	鳥取大学工学部
	桑原雅夫	東京大学国際・産学共同研究センター
	長谷川栄一	首都高速道路株式会社
	浜岡秀勝	秋田大学工学資源学部
	森田綽之	日本大学総合科学研究所

(メンバーは 50 音順)

事務局

奈良坂 伸	(財)国際交通安全学会
芳賀 朗	(財)国際交通安全学会

目 次

1. 研究概要	1
2. 高速道路単路部において各種条件が走行速度および交通容量に与える影響に関する分析	3
A. 往復分離2車線自動車専用道路において各種条件が走行速度に与える影響に関する研究	4
B. The Influences of Heavy Vehicle Ratio and Rainfall Intensity on Speed-Flow Relationship	39
C. 気象条件を考慮した交通容量に関する研究	72
D. 首都高速道路における道路線形と実勢速度に関する研究	76
3. 往復2車線道路のサービス水準指標に関する検討	78
E. Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways	79
4. 道路階層区分(試案)に関する検討	91
F. 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	92

1. 研究の概要

1.1. 研究の目的と概要

昨今、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。これに対し、日本の道路事情に鑑みつつ、幾何構造設計や交通運用に工夫を施すことによって、道路交通のパフォーマンスを向上することが可能であると考えられる。そのためには、実現する交通流の性能目標値としてのサービス水準を各道路の機能分担に応じて定めた上で、これを満足するような、性能照査型道路設計手法の導入が必要である。

本プロジェクトは、多車線道路・往復2車線道路の単路部を対象とし、交通流特性に関わる実態データを収集・分析することによって、車線幅員・側方余裕などの道路構造、ならびに沿道条件、利用者特性などが交通容量や実勢速度に与える影響の精査を行い、各種条件とその条件下で実現するサービス水準・交通容量との関係を明らかにしようとするものである。また、各道路機能に応じてサービス水準を設定するためには、現状のような曖昧な機能区分ではなく、幹線道路や生活道路といったそれぞれの道路の役割に応じた明確な機能設定が必要となる。そこで、我が国の道路区分について見直しを行い、ネットワーク特性に応じた独自の道路階層区分(試案)についても検討する。

1.2. 本年度の研究内容

本年度は、多車線および暫定2車線の高速道路単路部における車両感知器データ等を用いて、降雨量、大型車混入率、縦断勾配、休日運転者、などの各種条件が走行速度や交通容量に与える影響について分析を行い、各要因による影響度を定量的に示した(1)。また、暫定2車線自動車専用道路においては、いくつかのサービス水準指標の代替案を検討し、追従状況の反映も考慮に入れると追従車密度が有力な候補であることを示した(2)。さらに、我が国の道路事情を考慮しながら独自の道路階層区分の試案を作成した。なお、本年度はあくまでも試案であり、次年度以降必要に応じて適宜見直しを行う(3)。

1. 高速道路単路部において各種条件が走行速度および交通容量に与える影響に関する分析
2. 往復2車線道路のサービス水準指標に関する検討
3. 道路階層区分(試案)に関する検討

2. 高速道路単路部において各種条件が走行速度 および交通容量に与える影響に関する分析

Contents

- A. 往復分離 2 車線自動車専用道路において各種条件が走行速度に与える影響に関する研究
- B. **The Influences of Heavy Vehicle Ratio and Rainfall Intensity on Speed-Flow Relationship**
- C. 気象条件を考慮した交通容量に関する研究
- D. 首都高速道路における道路線形と実勢速度に関する研究

A. 往復分離 2 車線自動車専用道路において 各種条件が走行速度に与える影響に関する研究

1. 研究の背景と目的

1.1 研究の背景

我が国ではモータリゼーションの開始から高度成長期において、欧米諸国に比べ道路インフラが絶対的に不足していた。このため、我が国の道路整備は欧米の水準に追いつくことを目標に急速に進められた。その結果、近年は、道路の量的ストックがかなり整いつつあるといえる。このような現状の中で、今日、道路の提供するサービスの質の向上が求められるようになってきた。

従来から、道路は道路構造令に基づいて全国画一的に設計されている。この設計方法では地方部/都市部、地形区分、計画交通量などに応じて種級区分が決まり、その区分によって道路の横断面の諸量は自動的に決定されるもので、いわゆる**仕様設計**である。種級区分と実際実現される交通性能(サービス水準)との対応関係が曖昧であることがこの設計方法の問題点である。道路の量的ストックが求められた時代にはこのような設計方法でも、問題なかったが、現在の質の向上を求める風潮とはミスマッチである。

このミスマッチを解決するためには**性能照査型**の設計が必要である。すなわち、各道路の機能に対応した性能数値目標を設定し、その性能目標をクリアするような道路設計、さらに、その性能目標が実際に達成されているかチェックするような運用方法が必要である。しかし、実際は性能目標の設定は不十分であるし、ある条件下でどの程度の性能指標値を実現できるかについても不明確なままである。

高規格道路において利用者が享受するサービスには、走行性、快適性、安全性、経済性、環境負荷などの指標が考えうる。しかし、道路は本来、移動することを目的とするものであり、高い安全性が保障されたならば、各道路の機能に対応した走行性こそが利用者が最も受けたサービスではないだろうか。現行の道路設計手法からもわかるように、我が国では、従来から走行性に関して渋滞をさせない道路整備を行ってきた。しかし、交通の質の向上が求められる今日において、渋滞をさせないことは前提条件とすべきであって、機能に応じた適当な速度で快適に、そして自由に走行することが利用者にとっての良質のサービスであるといえるだろう。また、本研究の分析対象である 2 車線道路に言及すると、2003 年の道路構造令改正によって、交通需

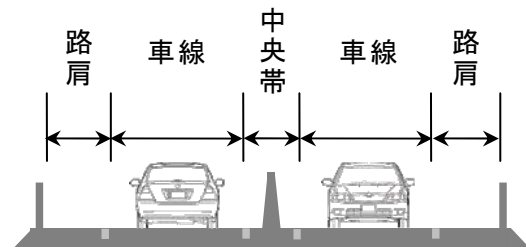


図-1.1 往復分離 2 車線自専道



写真-1.1 暫定 2 車線自専道

要の少ない区間において往復分離 2 車線自動車専用道路(図-1.1)が採用された。もともと高速道路はその時点において需要の少ない路線であっても、将来の需要に対応すべく、4 車線化が可能な暫定 2 車線自専道(写真-1.1)として建設されてきた。しかし、現在供用されている暫定 2 車線自専道は主として列島を横断する道路であり、現在の社会情勢をふまえると将来の需要も見込めない場合も考えられる。4 車線の高規格道路は莫大なコストが必要であるため、費用対効果を考えると往復分離 2 車線自専道の採用は合理的な考え方だといえる。しかし、2 車線道路というのは世界共通の認識として、対向車線を利用して追い越し機会を与え、交通の円滑性を保つ道路と認識されている。その面で今回の道路構造令によって採用された往復分離の 2 車線道路は世界でも稀有な道路構造である。そのため往復分離 2 車線自専道に関する研究事例は非常に少なく、今後の研究の蓄積が必要である。

1.2 研究の目的

1.1 のような背景から、本研究では往復分離 2 車線自動車専用道路の性能照査型設計法確立のために、現在供用中の暫定 2 車線区間の単路部の性能指標(サービス水準)として非渋滞流の地点走行速度を取り上げ、豊富な車両感知器データを分析することにより、考えられる条件下で実現される交通流率-速度(Q-V)関係を性能指標値曲線として明らかにすることを目的とする。

2. 各国の性能照査型設計の考え方と既往研究

2.1 我が国の従来の道路設計方法

道路構造令(2003)によると、我が国の道路設計はまず、道路をいくつかの種級区分に区分することから始まる。高速自動車国道または自動車専用道路か否か、地方部/都市部、平地部/山地部、国道/県道/市町村道、日単位の計画交通量により第 1 種第 1 級から 4 級、第 2 種第 1 級および第 2 級、第 3 種第 1 級から第 5 級、第 4 種第 1 級から第 4 級に種級区分されている。その種級区分を決定することによって、道路の車線幅員、車線数、中央帯、路肩、線形、勾配などの道路構造がほぼ自動的に決定する仕組みになっている。

しかし、これらの種級区分が、実際道路の持つべき役割に対応しているとはいえず、また種級区分に従って設計される横断面の実現性能がチェックされていないため、その横断面において実現される性能が未知である。また、日単位の計画交通量をベースに横断面を決定するというのは、需要が増加し続けていた時代の手法であり、もはや時代遅れであるといえる。

2.2 各国における性能照査型(目標達成型)設計の考え方

2.2.1 アメリカにおける考え方

アメリカの HCM(2000)では、道路が提供するサービスの質を評価する尺度としてサービス水準(LOS : Level of Service)の概念を示している。そのなかで、LOS は交通流における運用状態およびこれに対するドライバーの認知状態を示す定性的な尺度と定義されており、一般に速度、旅行時間、運転の自由度、交通の阻害、快適性などが含まれているとしてい

る．その LOS を判定するために，道路の種類別に最もサービスの質を表現している評価尺度をサービス評価尺度(MOE : Measures of Effectiveness)として定めていて，その評価尺度によって A(最良)～F(最悪)の 6 段階で段階的に評価する．そして，例えば，地方部で「B」，都市部「C」という LOS を達成することが望ましいというように目標が設定され，設計が行われている．さらに，HCM(2000)には計画・設計・運用のそれぞれの段階における LOS の活用方法も用意されており，運用段階に LOS が達成されていない場合，様々な対策がとられることになる．

HCM(2000)には本研究の研究対象である往復分離 2 車線道路についての記述はないが，追い越し可能な往復非分離 2 車線道路を役割別に Class I と Class II に分類し，サービス評価尺度として，Class I では平均旅行速度と時間追従率(全旅行時間に対する低速車に追従することを強いられる時間の割合)，Class II では時間追従率を定めている．時間追従率は運転の自由度，快適性などの代理指標ととらえることができる．また，交通容量に関しては，片方向 1700 台/h，両方向 3200 台/h という値を提案している．

2.2.2 ドイツにおける考え方

ドイツでは，横断面決定において目標旅行速度の達成を目標とする設計方法がとられていて，道路設計指針の一つである RAS-Q(1996)(横断面構成指針)に横断面設計方法が示されている．(図-2.1 参照) RAS-Q(1996)では，まず用意された仮定横断面の Q-V 曲線において，設計時間交通量 Q_B を与えたときの旅行速度 V_R が目標旅行速度 V_B より高いことがチェックされる．達成できなかった場合には，代替横断面によって同様のチェックを行う．また，経済性の面から，設計時間交通量 Q_B がその横断面を採用するための最小交通量 Q_{min} を上回っているかも同時にチェックされる．このような手続きを経て，採用する横断面が決定される．

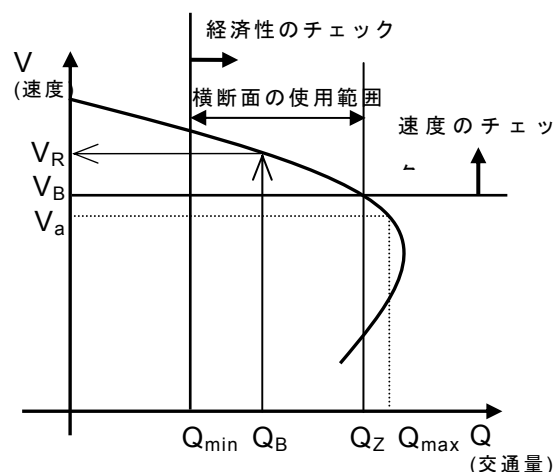


図-2.1 ドイツの設計手法

RAS-Q(1996)にも HCM(2000)と同様に往復分離 2 車線道路に関する記述はないが，往復非分離 2 車線道路の場合，RQ15,5，RQ10,5，RQ9,5，RQ7,5，の 4 種類の横断面が用意されている．RQ15,5 は追越し車線付き横断面であり，中央の車線を 1 方向の追越し車線として，1.0～1.4km ごとに各方向に割り振る，いわば 3 車線横断面である．RQ10,5，RQ9,5 は一般的な往復非分離 2 車線道路の横断面で，上り勾配，大型車混入率，曲線率別に Q-V 曲線が用意されている．上り勾配は大型車の上り勾配による速度低下量を，曲線率は追い越し可能性をそれぞれ考慮して Q-V 曲線が決められている．RQ7,5 は交通量がかなり少ない地点で採用され，経済性のチェックを必要としない道路である．

2.2.3 日本における考え方

日本において道路の設計時に想定する目標として計画水準がある。計画水準は道路の交通容量(1984)に示されており、表-2.1 に示すとおり 3 種類の計画水準が想定されている。設定された目標の交通状態を達成するために、可能交通容量(ある構造の道路で捌き得る最大交通量)から設計交通容量を算出するための低減率を示している。これ

は、実際に可能交通容量に相当する交通量が通過すると、交通流は不安定となり、わずかな乱れによって渋滞に発展する恐れがあるため、設計段階における渋滞に対する安全率として使われているに過ぎず、渋滞を起こさないための管理基準といえる。そのため、利用者に良質のサービスを提供するかということとはあまり考慮されていない。

表-2.1 計画水準

計画水準	交通量・交通容量比 (V/C)	
	地方部	都市部
1	0.75	0.80
2	0.85	0.90
3	1.00	1.00

ここまで、各国の設計方針を示したとおり、我が国とアメリカやドイツにおける道路設計の考え方には大きな違いがあることがわかる。アメリカやドイツでは、交通容量を含めた包括的な LOS を考慮して設計を行っているのに対し、我が国では、渋滞を起こさないことを目標に設計が行われてきており、利用者にサービスを提供するという意味での LOS の概念が非常に希薄だといえる。

2.3 日本における暫定 2 車線自動車道に関する研究

塩見ら(2005)は、磐越道、上信越道、東海北陸道、米子道、九州道の暫定 2 車区間のボトルネックを分析し、付加車線延長と付加車線区間間隔が大型車混入率や勾配に比べ、交通容量の低下に大きな影響を与えていることを示している。

吉川ら(2004)は、暫定 2 車線高速道路の東海北陸自動車道の交通容量を分析し、その大きさが渋滞発生時交通容量で 1100～1180 台/h で、渋滞発生後捌け交通容量で 950 台/h～1050 台/h 程度であることを報告している。また、その値が 4 車線道路の 1 車線あたりの交通容量より 3 割程度低く、その原因が車群特性(車頭時間・車頭距離)の違いによるものと指摘している。さらに、ボトルネックの上流の付加車線長をのぼしたことによって、ボトルネックにおける渋滞発生回数が大きく低下した事例を紹介している。

Catbagan ら(2006)は、東海北陸自動車道におけるビデオデータを分析し、往復分離 2 車線自動車道における LOS は、HCM(2000)で取り上げられたような時間追従率のような運転の自由度、快適性の代理指標によって評価すべきだとしている。代理指標として、交通流率に対する追従車の割合を示す追従車比(Percentage Followers)と 1km あたりの追従車の密度を表す追従車密度(Follower Density)を検討している。その結果、追従車密度が交通流率と強い相関を持っていることを示し、往復分離 2 車線自動車道の LOS 評価には追従車密度を使用することを提案している。

2.4 諸外国における 2 車線道路(往復非分離)に関する研究

ドイツの Brilon ら(2006)は、ミクロシミュレーションを使って、上り勾配、曲線率、大型車混入率別に 2 車線道路における Q-V 曲線を作成している。その結果、下に凸の形状の Q-V 曲線が最も現況再現性が高いこと、平坦な地点では大型車混入率による Q-V 曲線への影響はほとんどなく、上り勾配が大きい地点では、たとえ低い大型車混入率でも Q-V 曲線に大きな影響を与えるということがわかった。この Q-V 曲線はドイツの HCM にあたる HBS(2001)で採用されている。また、HBS(2001)では、2 車線道路のサービス評価指標に交通密度が使用されている。

アメリカの Gattis ら(2006)は、アーカンソー州の 3 車線道路(往復 2 車線+追越し車線)の分析を行い、付加車線長を長くするより、付加車線間隔を小さくするほうが、交通流に対する効用が大きいと提案している。その理由は、追い越し挙動が付加車線始端部から 1.5km 以内で盛んに行われ、1.5~3.0km、3.0~4.5km の範囲では、その挙動が大きく低減するためであるとしている。

2.5 多車線における交通流に与える影響要因の既往研究

交通流に影響を与える要因は、縦断勾配、トンネルなどの構造要因、大型車混入などの交通要因、気象条件などの外的要因が考えられ、これまで HCM(2000)や道路の交通容量(1984)などで扱われてきた。しかし、これらに関する既存の研究のほとんどは往復 4 車線以上のものに限られている。

阿江ら(1993)は、東名、東北、常磐、東関東、中央、関越道の計 60 地点のデータを使用して、走行速度の分析を行っている。その結果、構造要因の影響については、平面曲線半径 800m 以下で走行速度に影響を与えること、縦断勾配は+3%以上で走行速度に影響を与えることを示している。また、走行速度は規制速度、設計速度によらないことを示し、これらの見直しの必要性を示唆している。さらに、車種を 6 種類に分類し車種別の走行速度についても言及しており、乗用車と二輪車が最も走行速度が高く、バスが最も走行速度が低いこと、バスの走行速度の標準偏差が最も低く均質な走行を行っていることなどを報告している。

米川ら(2000)は、高速道路単路部における 8 つのボトルネックを分析し、交通容量の様々な影響要因に関する研究を行っている。縦断勾配、側方余裕、トンネル、大型車混入、平日休日、昼夜、トリップ長の 7 項目について分析を行っており、全地点中、容量低下が起こった地点が多い順に縦断勾配、トンネル、昼夜、大型車混入、トリップ長、平日休日、側方余裕であり、その影響の大きさによる順はトリップ長、トンネル、側方余裕、縦断勾配、平日休日、昼夜、大型車混入となることを示している。

同じく米川ら(1997)は、名神高速道路の 1 地点の車両感知器データを利用して、平日、昼夜による交通容量の相違を分析している。実交通容量は、平日、昼夜で交通容量の差は見られないが、乗用車換算係数を用いて交通容量を算出し直すと、交通容量の大小関係(平日 > 休日、昼間 > 夜間)が明確になることを示している。

桑原ら(1994)は、東名高速道路の 43 地点における平日の昼間のデータを用いて、交通量・速度・大型車混入率関係を 3 次元曲面で表せるとし、この曲面を表現するパラメータを縦

断勾配，上流勾配長，平面曲線半径，見通しなどの関数で表現している．そのパラメータ回帰式によると，大型車の速度は当該地点の勾配より上流地点の勾配に影響を受けやすく，また速度低下率は見通しとの相関が強いことを示している．

降雨による影響は，洪ら(2005)によって東名，中央，東北，中国自動車道の 4 年間の感知器データを使用した分析結果が報告されている．自由速度を「小型車 1 台/5 分/車線」のときの速度と定義し，降雨量が自由速度に与える影響について分析を行っている．その結果，降雨量が 0mm/h と 1mm/h のときの自由速度は対象地点の 96%の地点で有意差があることを示している．また，非降雨時であっても，1 時間前の降雨量による湿潤路面によって速度低下が見られることを示している．

以上で示したように，日本における交通流への影響要因に関する研究は多車線道路を対象にしたものであり，その大部分が交通容量に関するものである．これは，渋滞の解決が先行優先課題であったため，交通量の比較的少ない場合の交通運用状態が研究対象から見捨てられてきた結果であろう．

2.6 交通流率－速度(Q-V)曲線を明確化することの意義

冒頭でも述べたように，従来から，我が国の道路設計手法は増加する需要に対応するため交通容量をベースに行われてきた．交通容量ベースの設計手法は，設計者や管理者側の基準であり，道路の利用者にいかに良質のサービスを提供するかという概念はない．利用者からみたサービス水準評価を行うためには，容量状態というひとつの交通状態だけでなく，ある交通条件下でどのような交通運用状態が実現できているかを知らなければならない．それが高規格道路においては Q-V 曲線の明確化にあたる．

HCM(2000)は多車線高速道路単路部における LOS の評価指標に交通密度，速度，交通量/容量比をあげ，サービス評価尺度(MOE)として交通密度を上げている．ピーク時交通量を補正した交通流率と自由速度を Q-V 曲線に代入することで得られた交通密度によりサービス水準を決定する．RAS-Q(1996)もまた，2.2.2 に示したように，サービス水準の評価に Q-V 曲線を用いることとしている．日本においても，道路の交通容量(1984)で，HCM を参考に Q-V 曲線をもとにしたサービス評価を提案しているが，実現していないのが現状である．このように，高規格道路の単路部におけるサービス評価に Q-V 曲線の明確化は必須条件なのである．

もちろん，世界でも稀有な存在の往復分離 2 車線自専道におけるサービス評価に Q-V 曲線を用いるべきか否かは，さらなる研究の蓄積が必要である．実際，Catbagan ら(2006)は往復分離 2 車線自専道のサービス評価に追従状態を考慮したサービス水準を提案している．しかし，往復分離 2 車線自専道がトラフィック機能重視の高規格道路である以上，実現される Q-V 性能の解明は必要であろう．

3. 分析データの処理

本研究は2003年の道路構造令改正によって採用された往復分離2車線自専道の性能照査型設計法確立のための基礎研究として位置づけているが、現在、供用中である往復分離2車線自専道は存在しないため、これに構造が比較的似ている暫定2車線自専道のデータを使用して分析する。

3.1 使用データ

(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を行う。車両感知器は、重要な路線である東名高速道路、名神高速道路などでは、2km毎に設置されているが、暫定2車線区間では、各IC間に1基ずつ備えられている。また、車両感知器データは図-3.1のように、方向別、車線別に5分間の交通量、大型車交通量、時間オキュパンシー(OCC)、地点平均速度が記録されているものである。なお、ここでは、大型車は車長が5.5m以上の車両と定義されている。

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
5 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-3.1 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についての分析を行う。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て、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とした。

(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、付加車線についての分析を行う。図-3.2に2004年の

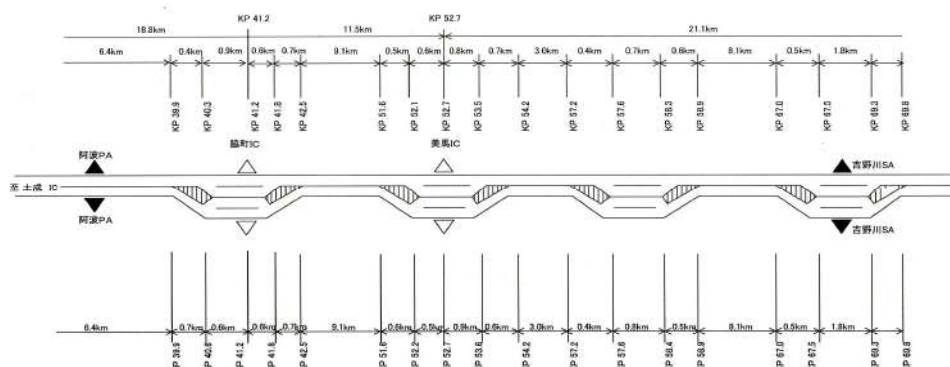


図-3.2 付加車線設置状況データ

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。

(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 1300 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その車両感知器地点の降雨量データとした。

3.2 分析対象地点の選定方法

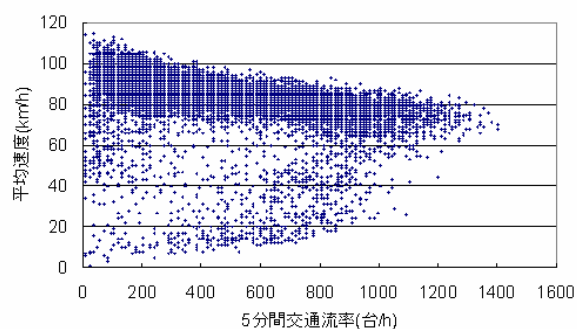
現在我が国において供用中である暫定 2 車線区間は、現在も 4 車線化への工事や付加車線設置の工事が進行中である。そのため、2002～2004 年の 3 年間にわたって、車両感知器の設置されている地点が片側 1 車線であった地点を抽出した。分析対象地点の抽出方法は以下の手順で行った。

- ① 1 車線分のデータしか記録されていない
- ② 1 年半分以上のデータが記録されている
- ③ 車両感知器地点が、JCT から 2km 以上、IC から 500m 以上離れている

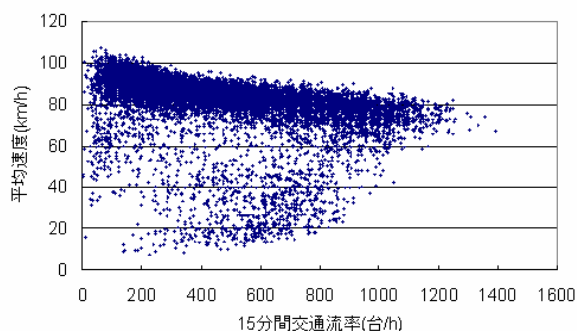
上記の 3 点の条件をクリアした地点に関して、旧 JH から入手した年度別の付加車線設置状況のデータを参照して、車両感知器のある地点に付加車線もしくは付加車線のすりつけ部がついているものは除外した。その結果、分析対象として抽出された地点は 7 路線 36 基となった。分析対象となった地点の諸元は付録 A に示す。

3.3 車両感知器データの処理方法

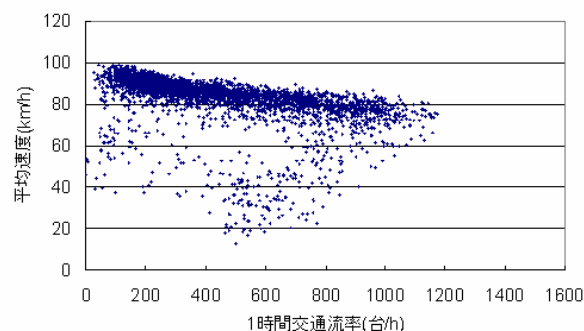
車両感知器データは 5 分間毎の交通量、大型車交通量、平均速度が記録されているが、本研究では、不安定な変動を排除するため 5 分間データを 15 分間データに集計し直して、15 分間交通流率(台/h)として使用する。その際、15 分間平均速度は 5 分間交通量による加重平均とした。分析を行う際、どの集計時間の交通流率を使用するかは目的に応じて使い分けられる。HCM(2000)では、2 車線道路のサービス水準を算出する際、15 分間のフローレートを使うことを提案している。図-3.3a, 3.3b, 3.3c は上記の方法で抽出された東海北陸自動車道上り



(a) 5 分間集計 Q-V



(b) 15 分間集計 Q-V 図



(c) 1 時間集計 Q-V

図-3.3 集計時間別 Q-V 図

63.28kp における 5 分間, 15 分間, 1 時間集計の交通流率-速度(以後 Q-V)関係である. 5 分間データは一時的な変動をよく示すため, 1 時間データによる Q-V 図より交通流率, 平均速度ともに幅広く分布していることがわかる. このようにして得られた Q-V 特性を性能曲線として, 一本の曲線として表現するために以下のような手順で処理を行った. まず, 交通流率に応じた代表速度を得るために, 交通流率を 50 台/h ごとのレンジに分けて, 代表速度を求める. 図-3.4 は交通流率レベル 200 台/h~250 台/h のときの平均速度の分布である. 図-3.4 のような速度分布から速度の代表値を得るために 85percentile 値を代表値とした. 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. 代表値を求める際, 渋滞, 工事, 異常データを取り除くため, 平均速度が 50km/h 以上のデータを使用すること, 交通流率 50 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した. 図-3.5 は, このような手順で走行速度を代表させることによって概形を描いた Q-V 曲線である. 4 章から 6 章では, この 85percentile 値として代表された Q-V 曲線を用いて分析を行う.

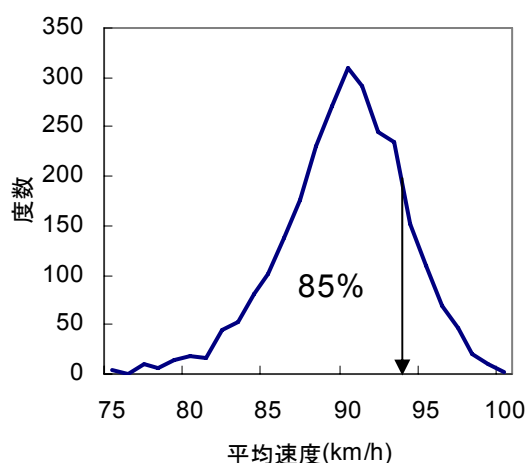


図-3.4 交通流率 200~250 台/h の
平均速度分布

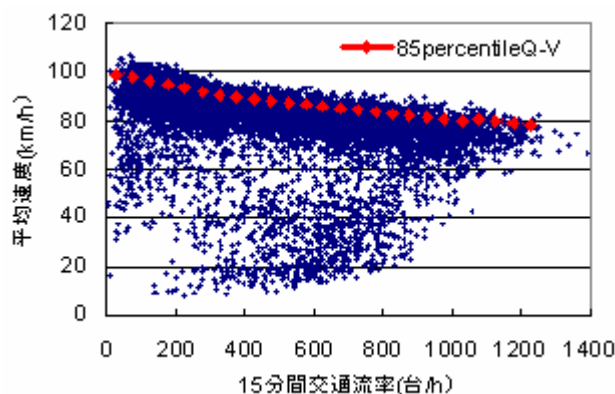


図-3.5 交通流率レベル別
85percentile 速度

4. 交通要因による速度への影響分析

本章では, それぞれの地点において, 構造要因, 交通要因などの条件が変化した時に, その条件が, 走行速度に与える影響について分析する. 分析は, まず Welch の t 検定によって速度差を検定し, その後, その影響を速度低下量として評価する.

4.1 走行速度の影響要因

走行速度に影響を与える要因は次のようなものが考えられる.

構造要因—車線幅員, 側方余裕, 路面状態, 線形, 勾配, トンネル, 付加車線

交通要因—大型車, 車両性能, 対向交通量

外的要因—気象条件, 季節, 平日/休日, 夜間昼間, ドライバー構成, トリップ長

交通運用—規制速度

本章では、交通要因、外的要因の中から、データ取得が可能である上記の下線のついた要因について分析を行う。道路要因は地点特有のものであり、地点間比較が必要であるため、5章で扱うこととする。規制速度は走行速度に大きく影響すると考えられるが、分析対象の36地点において、いずれも規制速度は平時70km/hである。雨天時の規制速度については、データが得られないことから、考慮しないこととする。

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ため、表-4.1のように着目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。例えば、平日/休日による影響では、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使用して、分析することを意味している。また、速度の絶対量による評価を行うと、地点ごとの構造要因の影響を大きく受けてしまうため、本章では、各要因の影響を85percentile速度の差(速度低下量)で評価することとする。

表-4.1 条件設定

	平休	季節	降雨	大型車混入率	昼夜
平日/休日による影響		4～11月	0～1mm/h	0～10%	昼間
季節による影響	平日		0～1mm/h	0～10%	昼間
降雨量による影響	平日	4～11月		0～10%	昼間
大型車混入による影響	平日	4～11月	0～1mm/h		昼間

4.2 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、走行速度の比較を行うべきであるが、本研究では対象外とする。以下にその理由を示す。

図-4.1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り、走行速度の比較が困難である。そのうえ、夜間の交通流率は200台/h以下が圧倒的多数を占めており、ほぼ自由な走行を提供できる交通状態であると考えられる。他の分析対象地点においても同じような傾向を示しているため、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。なお、平日/休日、季節、降雨量、大型車混入などの影響要因の分析には、昼間(7時～19時)のデータを使用することとする。

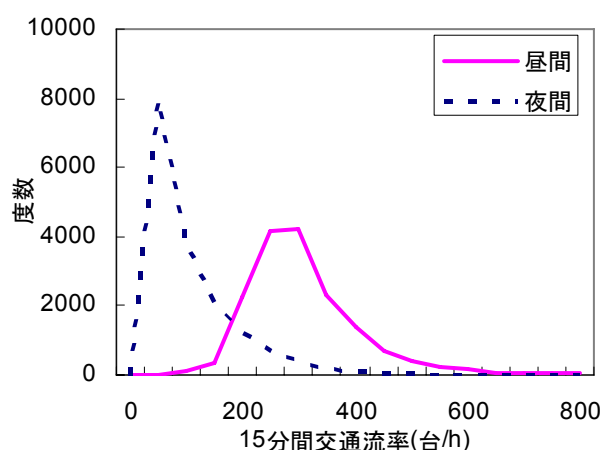


図-4.1 昼夜間の交通流率分布の違い

4.3 平日/休日の比較

分析対象の 36 地点について、平日/休日の走行速度の比較を行う。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 日と定義することとし、平日を休日以外の日とした。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、休日と定義することとした。分析には表-4.1 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走行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、平日休日の走行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可能である。

平日と休日の走行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 のときの平日の速度と休日の速度について、片側で危険率 5%水準の Welch の t 検定を行った。その結果を表-4.2 に示す。表-4.2 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、平日と休日の走行速度に差はほとんどないといえる。

平日と休日の走行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 のときの平日の速度と休日の速度について、片側で危険率 5%水準の Welch の t 検定を行った。その結果を表-4.2 に示す。表-4.2 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、平日と休日の走行速度に差はほとんどないといえる。

図-4.2 は平日 85percentileQ-V 曲線から休日 85percentileQ-V 曲線を引いて、平日と休日の速度差を示したものである。これより、交通流率が高くなるに従って休日の速度が平日の速度より高くなる傾向があるが、その差は小さく、平日と休日の差はないといえる。これは、平日/休日のドライバー構成が異なっていて、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、走行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走行速度に影響を与えなかったと考えられる。そのため、米川ら(1997)、岡村ら(2001)によって、多車線における平日/休日の交通容量の相違に関して、(平日)>(休日)となることが報告されているが、暫定 2 車線自専道においては平日/休日の交通容量の相違はないと推測できる。

表-4.2 平休の検定結果

	地点数
全地点	36
平日の速度が高い有意判定	7
休日の速度が高い有意判定	16
差が有意ではない判定	13

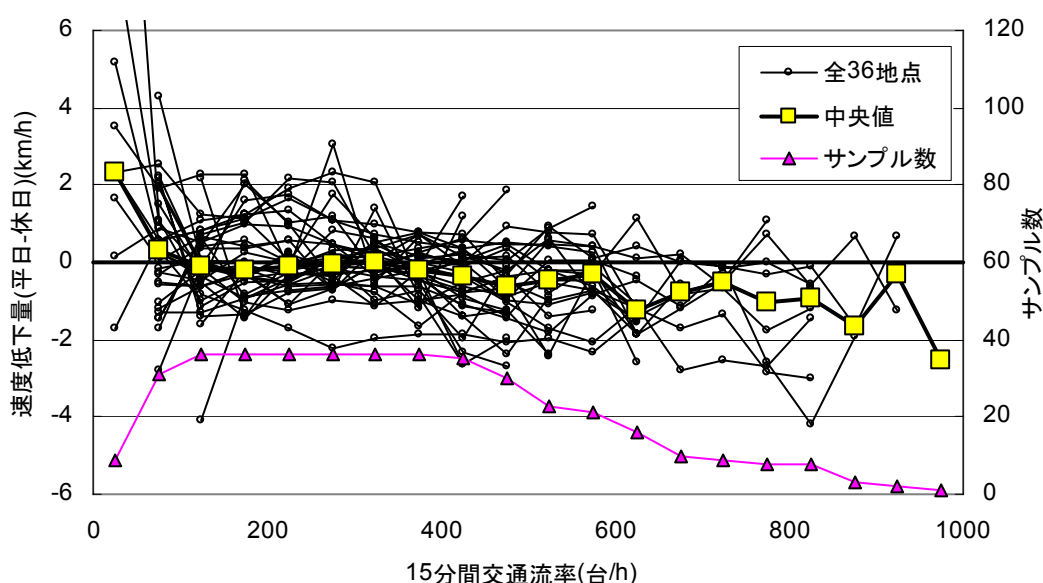


図-4.2 平日/休日の速度低下量

4.4 季節による比較

分析対象地点の中で、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、東海北陸自動車道以東の22 地点について季節による走行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月と定義することとする。

分析には、表-4.1 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っているため、実際の影響要因を明らかにすることはできない。

積雪期と無雪期の走行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 のときの積雪期の速度と無雪期の速度について、片側で危険率5%水準の Welch の t 検定を行った。その結果が表-4.3 である。22 地点中15 地点において、無雪期の速度が積雪期の速度より高いという検定結果が得られた。

図-4.3 は、22 地点について無雪期 85percentileQ-V 曲線から積雪期 85percentileQ-V 曲線を引いて無雪期と積雪期の速度差を路線別に示したものである。図-4.3 からわかるように、積雪期において交通流率が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 の速度低下が生じていて、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。これは、前後に車両が少ないということから、ドライバーが自分の走行したい速度を選択した結果だと考えられる。また、その走行パターンは磐越自動車道以外では非常に酷似していることがわかる。この大きな速度差は前後に走行している車両がいないという不安な心理状態が原因であると推測できる。加えて、交通流率が少ないと路面の氷結が融けづらいなどの路面状態の問題も考えられる。しかし、交通流率が増えるに従って、無雪期の走行速度に近い走行速度が実現されているため、車群が形成されるような交通流状態では、積雪期と無雪期において実現される走行速度はほぼ同じであるといえるであろう。また、東海北陸自動車道の交通流率300 台/h 以上のときに(無雪期走行速度)<(積雪期走行速度)という結果が得られたが、その原因は不明である。

表-4.3 季節の検定結果

	地点数
全地点	22
無雪期の速度が高い有意判定	15
積雪期の速度が高い有意判定	1
差が有意ではない判定	7

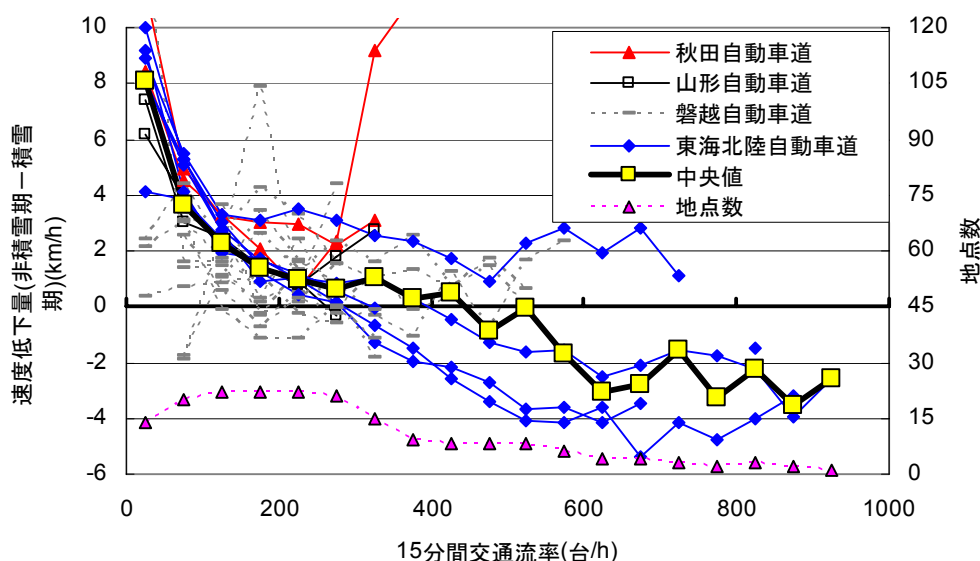


図-4.3 季節による速度低下量

4.4 降雨量による影響

降雨時、運転者の視界不良やタイヤと路面の摩擦係数の低下によって走行速度が低下すると考えられるため、降雨量が走行速度に与える影響について分析する。

分析対象の 36 地点について降雨量による走行速度への影響の分析を行う。降雨量を 0～1mm/h、1～3mm/h、3～7mm/h、7mm/h～の 4 区分に分類し、各降雨量レベルの走行速度を比較

する。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ため、降雨量が 0mm/h と記録されていても 1mm/h 未満の降雨量ということになる。そのため、0mm/h のデータは 0～1mm/h と表記する。分析には、表-4.1 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に交通流率レベルが 200～250 台/h のときの走行速度によって、片側で危険率 5%水準の Welch の t 検定を行った。その結果を表-4.4、4.5 に示す。表-4.4 は降雨量レベルが 0～1mm/h のときの速度と各降雨量レベルのときの速度の差の検定結果である。表-4.5 は隣り合う降雨量レベル同士の速度の差の検定結果である。表-4.4 より降雨量 0～1mm/h のときの速度と各降雨量レベルのときの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が得られた。これは、1mm/h 以上の降雨が走行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-4.5 の隣接するレベル間の検定では、検定 B と検定 C が検定 A に比べて、有意判定された地点が少ない。降雨量の大きさがある程度大きくなってくると、その影響が頭打ちになっているようにみえるが、降雨量が 1mm/h 以上のサンプルは全体のサンプルの 10 分の 1 程度であるため、検定 B、C では検出力が検定 A より低いため単純に有意判定の地点数を比べることは妥当でないと思われる。

分析対象の 36 地点について降雨量レベル 0～1mm/h の 85percentileQ-V 曲線から各降雨量レベルの 85percentileQ-V 曲線を引いた速度差の中央値を示したものが図-4.4 である。付録 B に降雨量レベル 0～1mm/h の 85percentileQ-V 曲線から各降雨量レベルの 85percentileQ-V 曲線を引いた速度差の全地点の分布状態を示した。地点数は 85percentile 速度が得られた地点数を示していて、中央値を求める際使用した地点数を示しているため、中央値の信頼性を測る指標になりえる。

図-4.4 より、降雨量が大きくなるに従って速度低下量も大きくなっていることがわかる。また、降雨量 1～3mm/h と 3～7mm/h、と 3～7mm/h と 7mm/h～のときの速度差より 0～1mm/h と 1～3mm/h のときの速度差のほうが大きいことから、降雨量の大きさよりも降雨量のあり/なしが走行速度に大きな影響を与えることがわかる。この結果は、多車線高速道路において降雨量が走行速度に与える影響を分析した洪ら(2005)の報告と同様となった。また、

表-4.4 降雨 0～1mm/h のときの速度との差の検定結果

	1～3mm/h	3～7mm/h	7mm/h～
検定可能地点数	33	28	17
有意判定	30	26	17
有意判定率	91.0	92.9	100.0

表-4.5 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
検定可能地点数	33	27	17
有意判定	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～

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傾向にある。交通流率が 200 台/h 以下のときは、4.4 の季節による比較と同じで、降雨時、自由走行状態では、ドライバーが自分の走行したい速度を選択し、慎重に走行しているため速度低下量が大きいと考えられる。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、車群中の車両の速度低下をおこし、それが、後続の車群に波及したためであると思われる。例えば、交通流率 400 台/h での平均車頭距離は 200m(平均速度 80km/h)であるが、暫定 2 車線自専道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 より大幅に小さいと考えられる。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、付録 B 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、降雨量が大きくなっていくにつれて、そのデータ数は少なくなるため、その 85percentile 速度がばらけるのは当然の論理である。また、各地点の低下量を表す線が互いに交わり合っているため、地点特有の要因によってばらついているわけではないと推測される。この推測に対して、地点固有の要因を縦断勾配の大きさと考えて 5.5 において検証する。

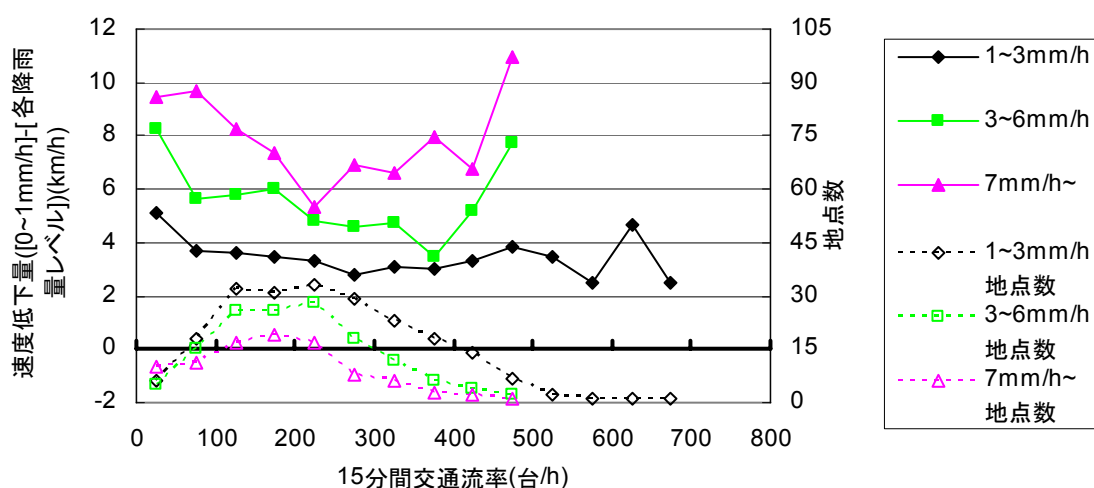


図-4.4 各降雨量レベルによる速度低下量

4.5 大型車混入率による影響

従来、日本において大型車による影響は、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)という指標を使い、評価してきた。HCM(2000)においても同様の方法を用いている。一方、ドイツにおいては、RAS-Q(1996)に大型車混入率別に Q-V 曲線が作成されており、2.2.2 で示した設計方法に組み込まれている。ここでは、ドイツの方法にならない、大型車混入率レベル別に Q-V 曲線の分析を行う。

分析対象の 36 地点について大型車混入率が走行速度に与える影響の分析を行う。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走行速度を比較する。また、磐越自動車道については、付録 A のように平均大型車混入率が他の路線より大きいため、15～20%，20～25%，25～30%，30～35%，35%～の 5 区分に分類し別途分析を行った。分析には、表-4.1 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走行速度低下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 のときの走行速度によって、片側で危険率 5%水準の Welch の t 検定を行った。その結果を表-4.6，4.7，4.8，4.9 に示す。表-4.6 は大型車混入率レベルが 0～5%のときの速度とそれぞれの大型車混入率レベルのときの速度の差の検定結果である。表-4.7 は隣り合う大型車混入率レベル同士の速度の差の検定結果である。表-4.8，4.9 は磐越自動車道について同様の方法で別途行った検定結果である。表-4.6 に示したとおり、大型車混入率レベル 0～5%のときの速度と各大型車混入率レベルのときの速度を比べるとほとんど地点で速度低下が有意であった。表-4.8 より、大型車混入率が 20%以上のときも同様の傾向がみられた。また、表-4.7 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速度低下が有意である地点数は同程度であった。これは、大型車混入率が増加すると、速度低下量は直線的に増加していくことを示唆している。表-4.8 より、20%

表-4.6 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%～
検定可能地点数	35	35	35	34
有意判定	22	27	32	31
有意判定率	62.9	77.1	91.4	91.2

表-4.7 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
検定可能地点数	35	36	36	34
有意判定	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-4.8 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%～
検定可能地点数	12	12	12	11
有意判定	11	11	12	10
有意判定率	91.7	91.7	100.0	90.9

表-4.9 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
検定可能地点数	12	12	12	11
有意判定	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%～

～での検定結果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 で使用したデータより標本数が少ないため、有意地点数をそのまま比べるのは妥当でないと考えられる。

速度差の検定は大型車混入率を 5%ごとに区切って行い、その差が多く の地点で有意であることがわかったが、その差は小さいものであるため、10%ごとに区切って速度低下量の大きさを分析し直すこととする。36 地点について大型車混入率 0～10%の 85percentileQ-V 曲線から各大型車混入率レベルの 85percentileQ-V 曲線を引いた速度差の中央値を示したものが図-4.5 である。付録 C に大型車混入率 0～10%の 85percentileQ-V 曲線から各大型車混入率レベルの 85percentileQ-V 曲線を引いた速度差の全地点の分布状態を示した。地点数は 85percentile 速度が得られた地点数を示していて、中央値を求める際使用した地点数を示しているため、中央値の信頼性を測る指標になりえる。

図-4.5 に示すとおり、大型車混入率が大きくなるに従って、速度低下量も大きくなっていくことがわかる。また、交通流率が 300 台/h 以下のときでは、各大型車混入率レベル間の低下量の大きさがほぼ同程度であることから、大型車混入率による影響は直線的に増加していくと考えられる。これは、交通流率が低く、車群が形成されていない状態のため、大型車自体の走行速度が平均速度に直接影響しているためであると考えられる。交通流率が 300 台/h を超えたあたりから、大型車混入率 20%以上のときに速度低下量は増大していく傾向がある。これは、降雨量による影響と同じで、交通流率が増加していくに従って車群が形成し始めて、大型車の走行速度が、普通車自体の走行速度にも影響を与えた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場合、また大型車混入率が大きくなった場合、速度低下量はさらに増大すると推測できる。また、付録 C に示すとおり、大型車混入率が大きくなるに従って、地点ごとの速度低下量のばらつきも大きくなっている。しかし、降雨量による影響と同様で、各地点の低下量を表す線が互いに交わり合っているため、地点特有の原因によってばらついているわけではないと推測される。この推測に対して、地点固有の要因を縦断勾配の大きさと考えて 5.6 において検証する。

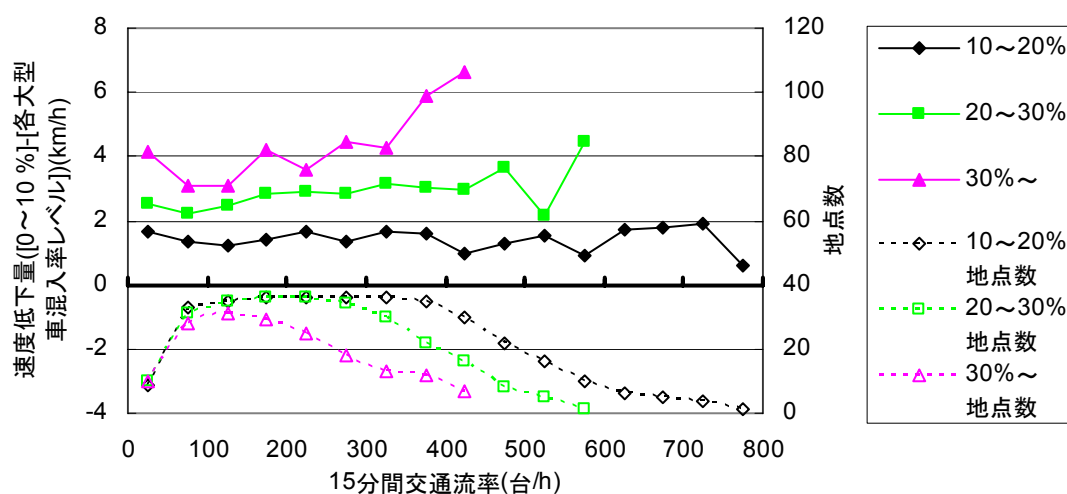


図-4.5 各大型車混入率レベルによる速度低下量

5. 構造要因による速度への影響分析

本章では、地点固有の構造要因が走行速度にどのような影響を与えるかについて分析する。構造要因による影響を明確にするには、交通条件や他の外的要因の影響をできるだけ排除する必要がある。そのため、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った。なお、4章において、平日と休日の走行速度の差はないと判断できたので本章では、平日と休日のデータ両方を使用

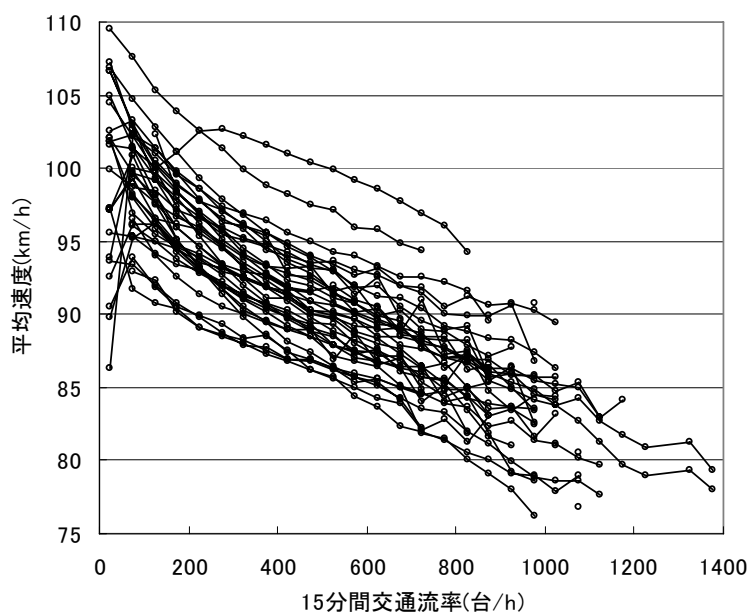


図-5.1 全 36 地点の代表 85percentileQ-V 曲線

して分析する。図-5.1 に分析対象の 36 地点における 85percentileQ-V 曲線を示した。図-5.1 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。走行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、付加車線などが考えられる。本章では走行速度の影響要因として路線、勾配、付加車線について分析を行う。

本研究では扱わない構造要因に対して考察を加える。車線幅員、側方余裕はデータが得られないため分析不可能ではあるが、現行の設計方法では、地点によってほとんど差がないと考えられる。線形は、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。路面状態は、整備状態などが考えられるがデータの入手は不可能である。しかし、乾燥状態と湿潤状態の影響に関しては、降雨量による比較で、ある程度表現されているといえる。トンネルは、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、分析対象地点の中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存在しないため分析対象から外した。案内板による影響は、よりミクロな分析が必要であり、渡辺ら(2004)によって可変情報板が走行速度、ブレーキング、車線変更などの運転挙動に与える影響が示されている。

また、4章で扱った降雨量と大型車混入率については、本章で改めて勾配の大きさとあわせた分析も行う。これら 2 要因は、4章における分析で走行速度への影響が大きいとわかった要因であり、また構造要因によって影響の程度が違っていると推測できる。

5.1 路線による比較

路線による走行速度の比較を行う。路線による走行速度の違いは、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、その路線を利用するドライバー特性、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、本研究で取り上げた暫定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

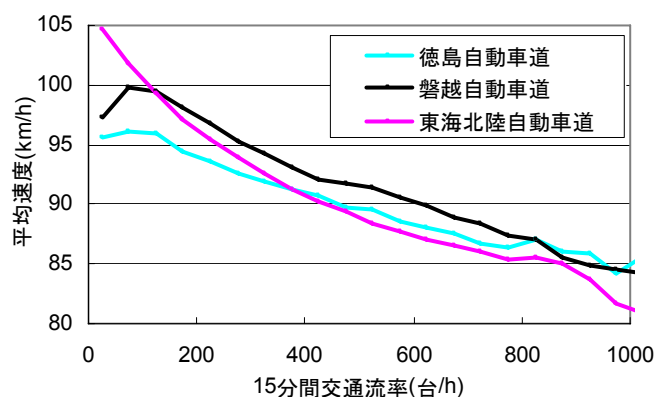


図-5.2 路線別の85percentileQ-V曲線の中央値

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からである。本節では、分析対象地点の多い徳島自動車道、磐越自動車道、東海北陸自動車道の3路線について走行速度の比較を行う。図-5.2は路線別の85percentileQ-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。徳島自動車道と磐越自動車道は同じような形状であるが、東海北陸自動車道は交通流率が増加したときの速度低下量が大きい。

次に路線による走行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速度について片側で危険率5%水準のMann-WhitneyのU検定を行った。表-5.1に検定に用いた地点数を示し、表-5.2に結果を示す。表-5.2より、いくつかの検定で有意差を確認することができた。交通流率200台/h以下において東海北陸自動車道と徳島自動車道で10km/h近い差があるのは地域によるドライバー特性が原因だと考えられる。交通流率が400台/h～800台/hで磐越自動車道が比較的走行速度が高くなっているのは、4車線化率の違いによるものだと考えられる。磐越自動車道は徳島、東海北陸自動車道に比べて、4車線化が進んでいるといえるからである。

この結果は、地域特性を考慮に入れて設計を行わなくてはならないことを示唆している。

表-5.1 地点数

	徳島	磐越	東海北陸
地点数	8	12	6

表-5.2 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	×	×	×	×

○；有意 ×；有意ではない

5.2 付加車線の影響

道路の利用者に対して高いサービス速度を提供するために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。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、事故率が、2車線区間より付加車線付区間の方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、付加車線が走行速度に与える影響を分析する。

付加車線による走行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速度について片側で危険率5%のMann-WhitneyのU検定を行った。図-5.4の

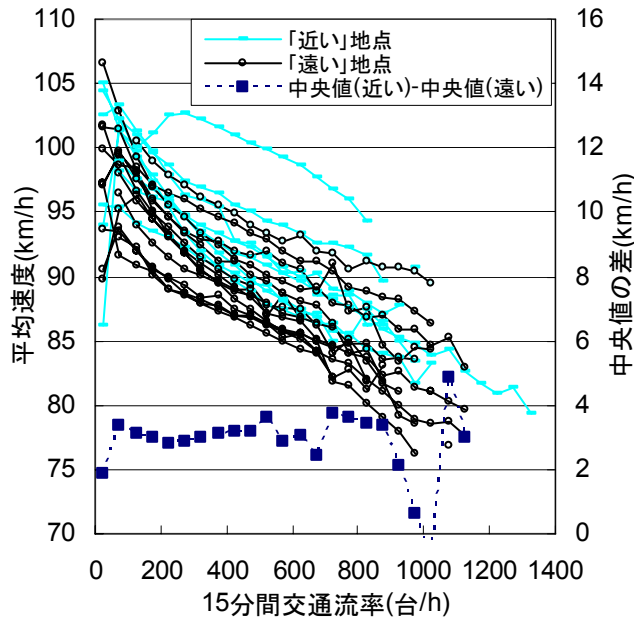


図-5.3 付加車線による85percentileQ-V曲線の差

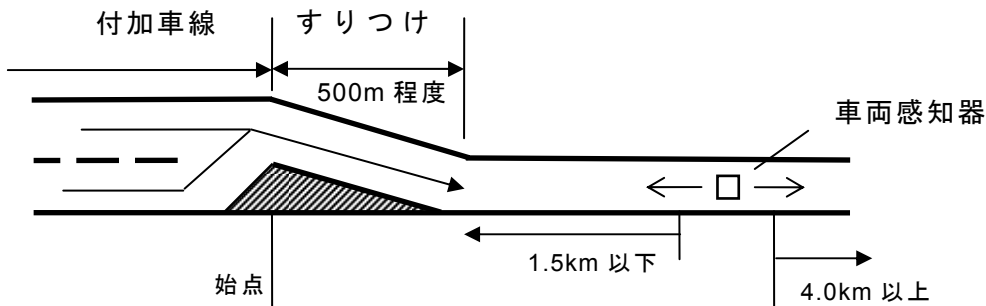


図-5.4 付加車線からの距離の定義

表-5.3 地点数

	「近い」	「遠い」
地点数	8	14

表-5.4 「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

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」)で分類し走行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-5.3 に検定に用いた地点数を示し、表-5.4 に結果を示す。表-5.4 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走行速度が高いという結果が得られた。

図-5.3 は付加車線の「近い」地点と「遠い」地点の 85percentileQ-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」地点の速度が「遠い」地点の速度より高いことがわかる。中央値の差をみても 3km/h 程度の差があることがわかる。これは、上流の付加車線によって車群が分散され走行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、付加車線は走行速度に影響を与えることは明らかなが、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。

東海北陸自動車道の 3 箇所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%程度が前方低速車両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。

5.3 縦断勾配の影響

縦断勾配が走行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、データの制約上、ここでは単純に上り勾配、下り勾配ともに勾配の大きさが 2%以上のものをそれぞれ上り勾配、下り勾配と定義し、勾配の大きさが 2%未満のものを平坦と定義した。

図-5.5 は 85percentileQ-V 曲線の勾配別の中央値を示したものである。交通流率が増加するに従って、上り勾配と下り勾配は平坦より速度低下量が大きくなっているのがわかる。

次に、勾配による走行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 速度について片側で危険率 5% 水準の Mann-Whitney の U 検定を行った。平坦と上り勾配、平坦と下り勾配、上り

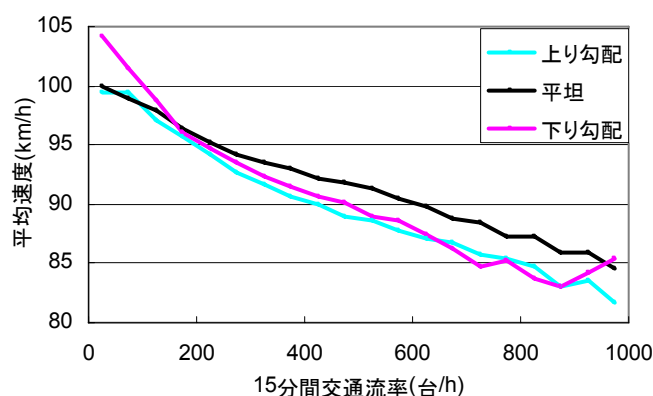


図-5.5 勾配別の 85percentileQ-V 曲線の中央値

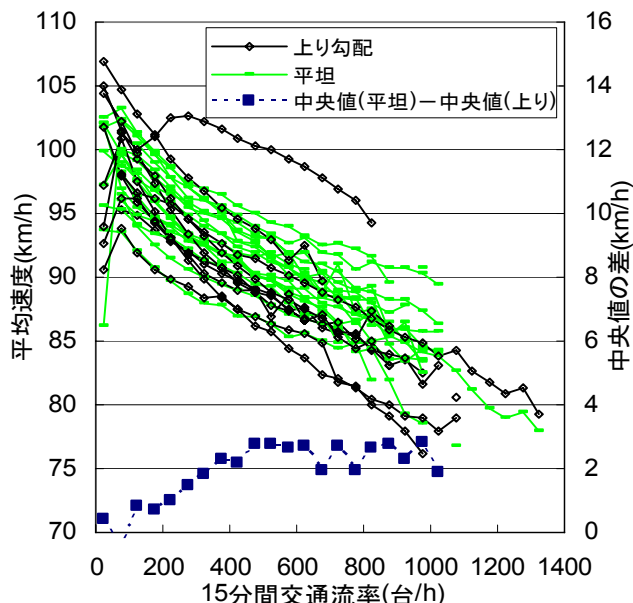


図-5.6 勾配による 85percentileQ-V 曲線の差

勾配と下り勾配の3種類について差の検定を行った。表-5.5に検定に用いた地点数を示し、表-5.6に結果を示した。表-5.6より、平坦と上り勾配の検定では3つの交通流率レベルで(平坦の走行速度)>(上り勾配の走行速度)が有意である判定を得た。また、平坦と下り勾配の検定では交通流率レベル800～850台/hで(平坦)>(下り勾配)の有意判定が得られたが、上り勾配と下り勾配における走行速度の差はないという結果が得られた。図-5.6に有意判定が多かった平坦と上り勾配の各地点の85percentileQ-V曲線と中央値の差を示した。交通流率が大きくなるに従って、走行速度の差は顕著になるのがわかる。中央値の差をみても同様に、その差は3km/h程度であることがわかる。

図-5.6と表-5.6の検定結果から、各勾配レベルにおける走行速度の大小関係は(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走行速度が低下したと考えられる。交通流率が増えてくると、その低速車両の後続車両が影響を受けるため、中央値の差が増大していると考えられる。また、大型車のような走行性能の悪い車両も原因であると考えられるが、5.6の分析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、下り勾配においては前方車両を考慮して走行速度を下げたり、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-5.5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走行速度が高くなっている。

しかし、5.1の分析と同様に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、勾配は走行速度に影響を与えることは明らかなだが、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。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していることを示しているため、勾配区間全体を考慮した分析が必要であろう。

表-5.5 地点数

	平坦	上り勾配	下り勾配
地点数	16	10	10

表-5.6 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

5.4 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、その勾配は違う意味をもたずである。本節では、車両感知器地点が上り勾配である10地点について、上り勾配の始点から距離が走行速度に与える影響について分析する。5.3において、交通流率が増加したときの走行速度の低下量が、平坦より上り勾配のほうが大きいという結果から、分析には走行速度の交通流率による速度低下量を用いる。図

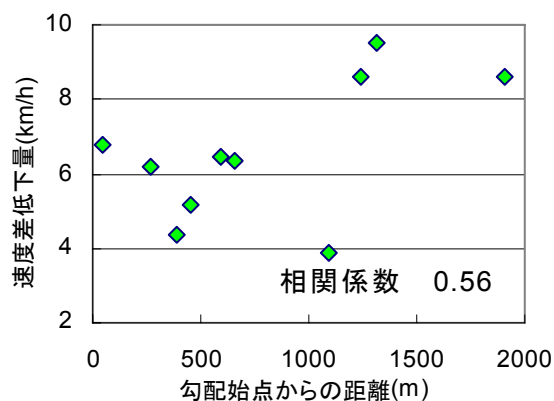


図-5.7 上り勾配始点からの距離の影響

-5.7にその結果を示す。速度低下量は交通流率200～250台/hのときの85percentile速度から600～650台/hのときの85percentile速度を引いたものを示している。図-5.7に示すとおり、勾配始点からの距離が大きくなるにつれて、速度低下量は増加している。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。

5.5 降雨と勾配の影響

下り勾配が大きい地点では、平坦な地点より降雨による影響を大きく受けるのではないかという推測をすることができる。その推測が正しいかについて分析する。図-5.8, 5.9, 5.10は4.4で得られた降雨量レベル別の速度低下量を、さらに本章で定義した勾配の種類に分けて中央値を示したものである。勾配による速度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であるため、下り勾配でブレーキが効きづらくなったためだと推測される。

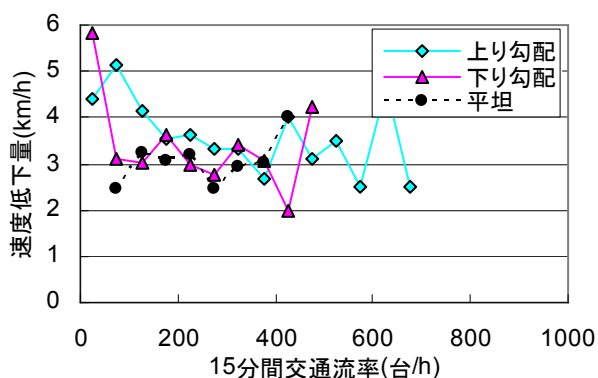


図-5.8 降雨量1～3mm/hの時の速度低下量

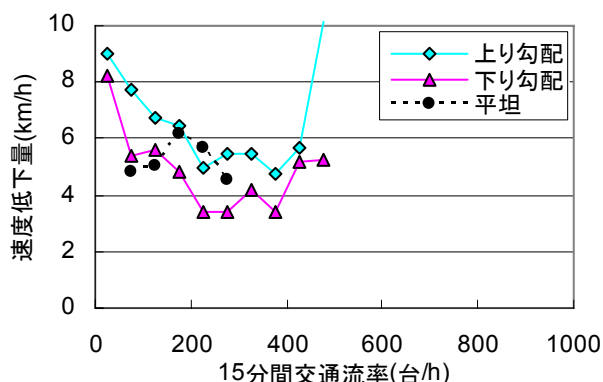


図-5.9 降雨量3～7mm/hの時の速度低下量

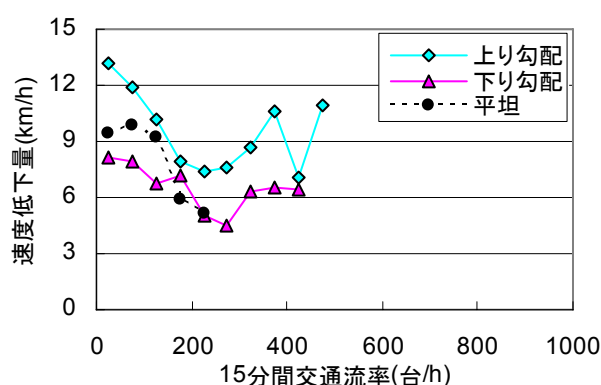


図-5.10 降雨量7mm/h～の時の速度低下量

5.6 大型車混入率と勾配の影響

上り勾配や下り勾配の大きい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いう推測をすることができる。本節では、その推測が正しいかについて分析する。図-5.11, 5.12, 5.13 は 4.5 で得られた大型車混入率別の速度低下量を 5.4 と同様に勾配の種類に分けて中央値を示したものである。勾配によって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)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走行速度の大幅な低下はなかったといえる。つまり、上り勾配に対する大型車の走行性能が向上しているといえる。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、慎重走行の影響が大きいといえるだろう。

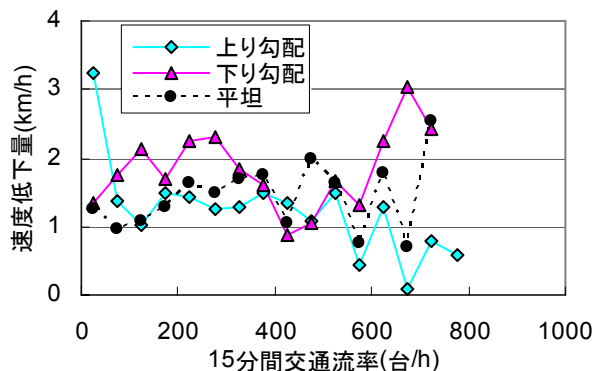


図-5.11 大型車混入率 10～20%の時の速度低下量

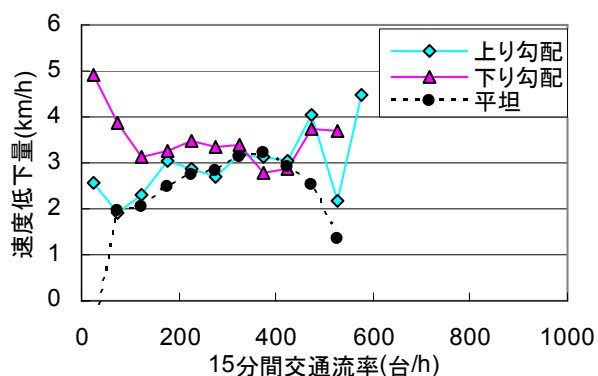


図-5.12 大型車混入率 10～20%の時の速度低下量

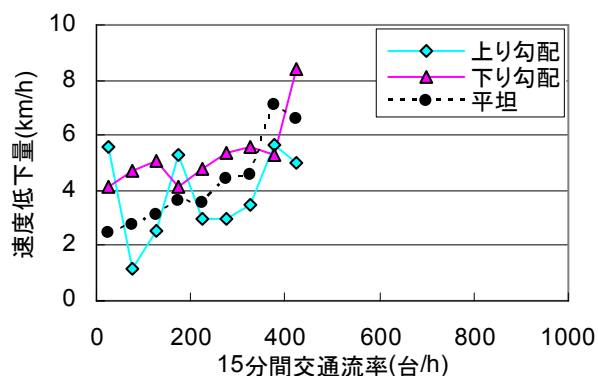


図-5.13 大型車混入率 30%～の時の速度低下量

6. Q-V 性能曲線の提案

本章では、4 章、5 章で得られた結果を整理し、往復分離 2 車線自専道において実現される Q-V 曲線の提案を試みる。また、Q-V 曲線による性能照査型設計方法について検討する。

6.1 各要因の影響度

4 章と 5 章において、各種要因が Q-V 曲線に与える影響について分析を行った。その結果、Q-V 曲線に大きく影響を与えるものは、降雨量、大型車混入率、構造要因であり、その大きさによる順は概ね、降雨量>大型車混入率>構造要因(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、その影響の程度が明確になった。その影響度は、追い越しが不可能なことに起因する車群形成状況に拠るところが大きいことがわかった。一方、構造要因(付加車線、縦断勾配)による影響は、36 地点という少ない地点数による比較であり、影響を与える要因が多数重なりあっているため、地点間での走行速度の差が認められるのにも関わらず、要因の影響度に確信を持つことができなかった。表 1 に、各要因の影響度に関して得られた結果をまとめる。4 章と 5 章では、交通流率を 50 台/h ごとに分析していたものを平均して 200 台/h ごとの影響度を速度低下量として示す。

表-6.1 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	800-1000	
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	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	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	×

6.2 交通容量の与え方

本節では、Q-V 曲線を決定する際、必要な交通容量について考察する。

4 章、5 章で分析してきたように、本研究の分析対象である暫定 2 車線自専道はそもそも交通量が少なく、渋滞が発生することが少ない。そのため、交通容量を知ることは容易ではなく、交通容量に関する研究の蓄積も少ない。東海北陸自動車道のボトルネックを分析した吉川ら(2004)によると暫定 2 車線区間の交通容量は 1 時間フローレートベースで

1200 台/h 程度であることが報告されている。ここでは、分析対象の 36 地点中渋滞流のデータが存在する 1 地点について交通容量の考察を加える。図-6.1 は昼間、4～11 月という条件下で抽出した東海北陸自動車道上り 63.28kp における交通流率 800 台/h 以上の Q-V 関係である。dry(降雨量 0～1mm/h) + 0～10% のときと rain(降雨量 1mm/h～) + 0～10% のときのデータは豊富で交通容量は明確になっているといえる。大型車混入率 10～20% のときのデータも揃ってはいるが、交通容量状態のデータであるか不明である。これは、交通流率が 1000 台/h を超える場合のデータはほぼすべてが休日におけるデータであり大型車の需要自体がないと推測されるからである。

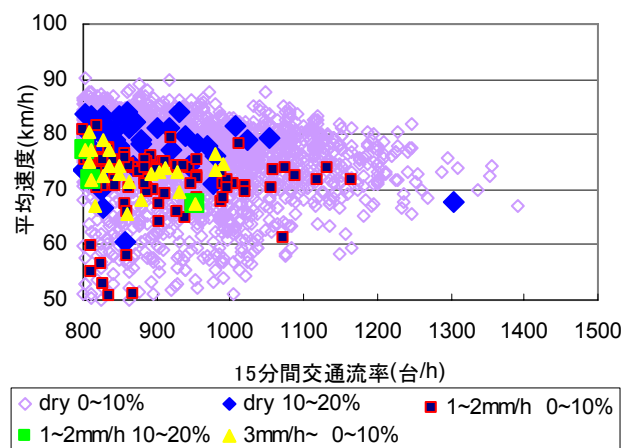


図-6.1 交通容量付近の Q-V 関係

以上をふまえ、Q-V 曲線を作成するにあたって容量状態における交通流率(交通容量)とそのときの速度を与えることとする。本来、交通容量は、構造要因や交通要因などによって変動するものであるが、本研究では、便宜的に dry + 大型車混入率 0～10% のときの交通容量点を 1350 台/h, 速度を 75km/h, rain + 大型車混入率 0～10% のときの交通容量点を 1200 台/h, 速度を 70km/h として Q-V 曲線を作成する。

6.3 Q-V 曲線の提案

昼間、4～11 月という条件下で抽出されたデータをもとに、降雨量は 0～1mm/h(dry)と 1mm/h～(rain)に、大型車混入率は 10%ごとにデータを分類し、地点ごとに 85percentile Q-V 曲線を作成した。そして全 36 地点の中央値をとったものが図-6.2, 6.3 である。黒色の実線は交通流率が 50 台/h～1000 台/h の範囲で線形近似したもので、非常によく近似されているのがわかる。1000 台/h 以上では近似直線と交通容量点を直線で結んで描いた。破線は近似直線から予想される Q-V 曲線である。図-6.4 は図-6.2, 6.3 の近似直線のみを抜き出して描いたものである。付録 D に近似曲線の詳細を示した。

また、4 章、5 章で得られた降雨量、大型車混入率の影響以外の結果を利用して図-6.4 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概案を表-6.2 に示す。表-6.1 では、影響度を交通流率 200 台/h ごとに示したが、4 章、5 章の結果から、交通流率による影響度の変化は概ね 3 段階に分けられるため、3 段階の交通流状態に分けて示す。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 段階である。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、表-6.2 で示した値は、3 段階に分けた交通流状態レベルの平均をもとに、4 章、5 章で明らかになった傾向を踏まえ設定している。

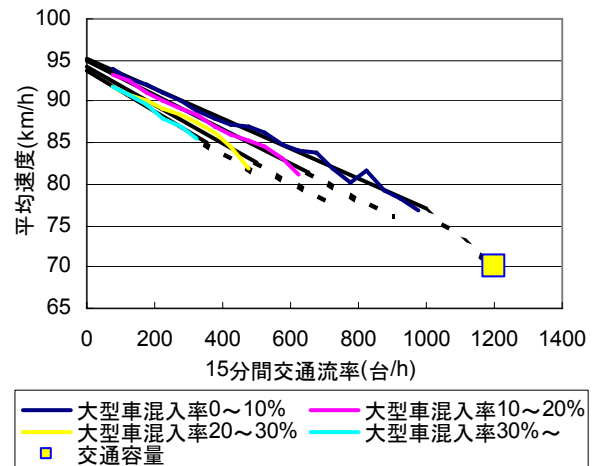
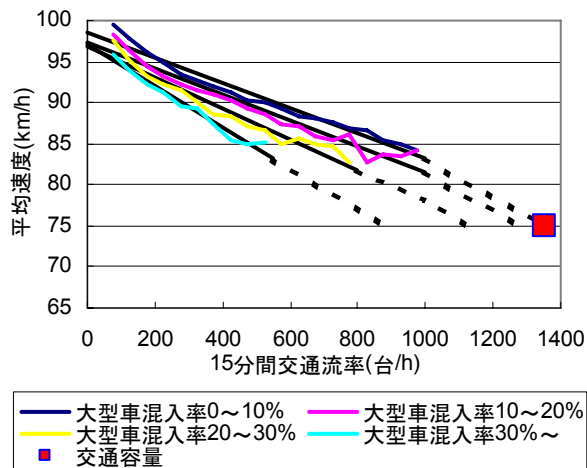


図-6.2 dry 状態での大型車混入率別 Q-V 曲線

図-6.3 rain 状態での大型車混入率別 Q-V 曲線

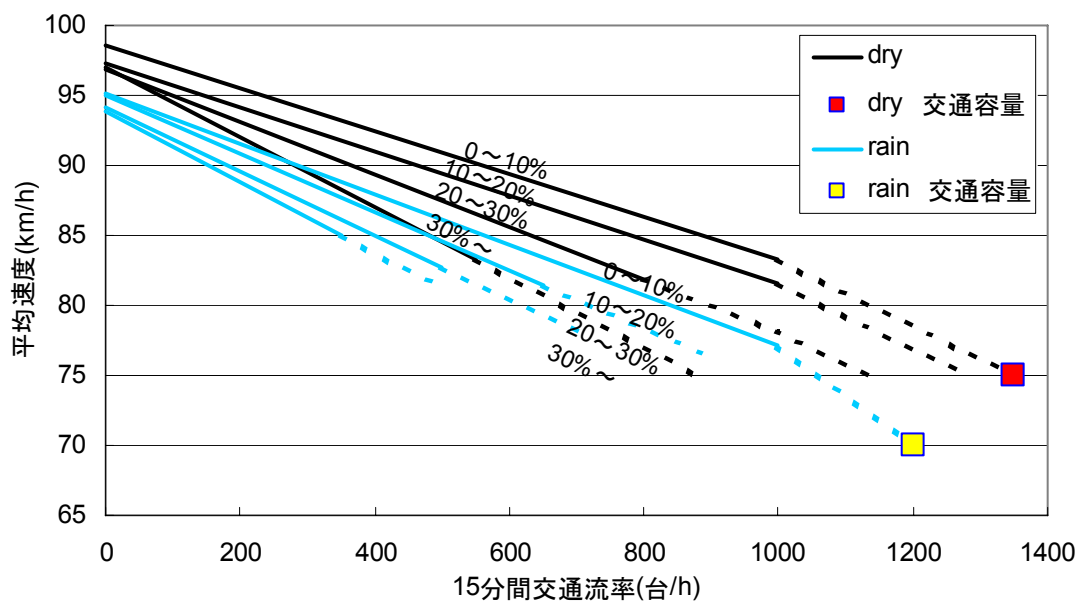


図-6.4 往復分離 2 車線自専道における Q-V 曲線

表-6.2 往復分離 2 車線自専道における影響度(速度低下量)

		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(近いー遠い)*		2~4	2~4	2~4	値は暫定値
勾配(平坦ー上り)*		0	2~3	3	値は暫定値, 勾配長が長い場合, 影響大

単位 : km/h

*図-6.4 の Q-V 曲線のシフト量として利用

6.4 4車線高速道路区間との比較

6.3 で得られた Q-V 曲線を 4 車線高速道路における Q-V 曲線と比較する。図-6.5 は 6.3 で得られた dry 条件下の往復分離 2 車線自専道の 85percentile Q-V 曲線と 4 車線高速道路における大型車混入率レベルごとの 85percentile Q-V 曲線である。4 車線高速道路の Q-V 曲線は、名神高速道路下り 474.20kp における 2002 年～2004 年の車両感知器データを休日、昼間、降雨量 0～1mm/h という条件で抽出して、往復分離 2 車線自専道と同様の手順で作成したものである。休日のデータを選んだ理由は、休日の平均大型車混入率が 18%であり、分析対象 36 地点の平均大型車混入率と近いからである。

図-6.5 より、往復分離 2 車線自専道の交通容量は 4 車線高速道路の 1 車線あたりの交通容量より小さいことがわかる。また、サービス速度 85km/h を達成するには往復分離 2 車線自専道では交通流率 900 台/h 程度である一方、4 車線高速道路では 3000 台/h 程度で 3 倍以上の開きがある。これは、往復 2 車線自専道では交通流率が増加すると急激にサービス速度が減少するが、4 車線高速道路では交通流率が 1500 台/h までサービス速度がほとんど減少せず、維持されているからであり、すべて往復分離 2 車線自専道では追い越しができないという特徴に起因するものと考えられる。

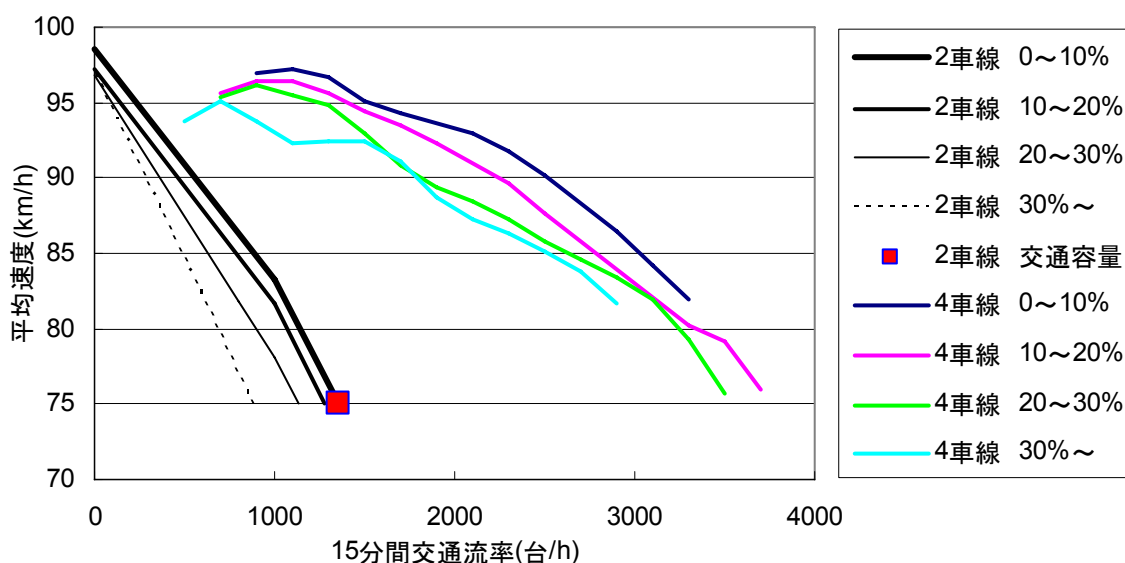


図-6.5 往復分離 2 車線自専道と 4 車線高速道路の比較

6.5 Q-V 曲線による性能照査方法の検討

本研究で得られた図-6.4 の Q-V 曲線を往復分離 2 車線自専道の設計にどのように適用できるか検討する。一般的に往復分離 2 車線自専道が採用されるのは、交通量が少ないと見込まれる区間や平日に交通量が少なくても休日やある一時期に交通量が増大するような観光色の強い区間が想定される。

例えば、平日の朝夕に交通流率 800 台/h の需要が見込まれる場合、大型車混入率が 10% 以下であれば 85km/h のサービス速度を提供することができる。80km/h のサービス速度が要求される場合は往復分離 2 車線自専道を採用できる。また、大型車混入率が 30%～なら

ば 75km/h 程度のサービス速度しか提供できず、もし、降雨が重なった場合は、渋滞が発生することも考えられる。交通流率 700 台/h の発生が 1 年(8760 時間)のうち大きなウェイトを占める平日の朝夕であるので、大型車混入率が 30%～が予想されるときは往復分離 2 車線自専道を採用できないであろう。(図-6.6 参照) 逆に、紅葉シーズンの休日に 1200 台/h の交通流率の需要が見込まれる場合を想定する。大型車混入率を 10%以下と仮定すると、サービス速度は 80km/h 以下で容量状態に近いが、1 年の内数時間の需要なので、降雨を想定外とし、往復分離 2 車線自専道を採用できるであろう。(図-6.6 参照)

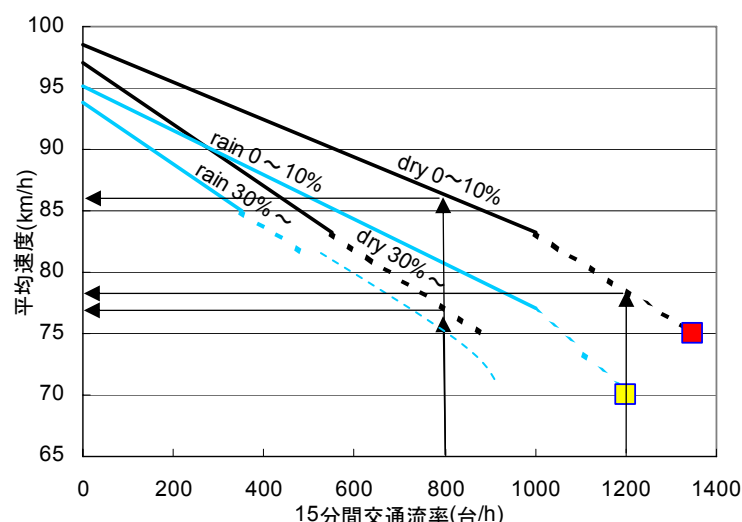


図-6.6 性能照査型設計の想定

また、縦断勾配や付加車線の設置間隔などの構造要因が Q-V 曲線に与える影響が明らかになれば、設定されたサービス速度に見合った横断面設計が可能になる。

例えば、新直轄方式で建設されるような極めて交通量が少ないと予想される道路に関しては、かなりオーバースペックであると考えられ、コスト削減の観点から、勾配、線形、幅員、付加車線の設置間隔などに特例値を用いることが想定される。また、往復分離 2 車線と 4 車線の横断面が考えられる交通量特性の場合、短絡的に 4 車線を採用するのではなく、往復分離 2 車線横断面において付加車線区間の延長や幅員の拡大をすることによって、往復分離 2 車線自専道でもサービス速度を維持し、コスト削減できるケースも考えられる。

7. おわりに

本研究では、全国 36 地点の暫定 2 車線区間の 3 年分のデータを分析することにより、今まで明らかにされていなかった、追い越しが不可能な付加追い越し車線付区間以外での往復分離 2 車線自動車専用道路の性能指標値としての Q-V 曲線を 6.3 のように明らかにすることができた。しかし、大型車混入率 30%～や降雨量 7mm/h～のようなときの交通流率のデータにバラエティがないため、より詳しい分析によって、この部分を補完する必要があるだろう。また、構造要因が与える影響を定量的に示すことはできなかった。これは、定点観測である車両感知器データによる分析では限界があると考えられる。そのため、ドライバーの心理状態を含めた走行実験を行い、これを明らかにする必要がある。

また、本研究で分析した暫定 2 車線道路のデータが、あくまで現行の仕様設計によって設計された道路のデータであることに注意が必要である。2003 年の第 1 回国土開発幹線自動車道建設会議において需要が極めて少ないと予想される 27 区間 699km が新直轄方式によって建設されることが決まった。さらに、2006 年にはさらに 7 区間 123km が新直轄方

式による建設に移行された。新直轄方式では、コスト削減メニューとして、現行の設計基準よりも厳しい構造条件が許容されることになり、そのような現存しない構造条件下で、どのようなサービス速度が維持できるかはさらなる検証が必要である。

また、2.5 で触れたように、往復分離 2 車線自専道のサービス水準評価を Q-V 曲線によって行うのには注意が必要である。というのは、往復分離 2 車線自専道は、多車線道路に比べて、走行速度のばらつきが大きくなるからである。これは、交通流率が同じだとしても、前方車両の影響で走行速度が確率的に大きく変動するため、一利用者にとってのサービスを交通流率によるサービス速度という形だけで表すことが困難だということを意味する。往復分離 2 車線区間では、追い越しが不可能であるため、車群ができやすく運転の自由度や快適性が失われやすいということを考慮すれば、HCM(2000)で提案している時間追従率のような自由度・快適性の代理指標を加味したサービス水準の設定が合理的であろう。

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.
- 大口敬・中村英樹・森田綽之・桑原雅夫・尾崎晴男(2005)：ボトルネックベースで考える道路ネットワーク計画設計試論，土木計画学研究・講演集 No.31, 4 ページ，CD-ROM.
- 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.
- 尾崎晴男・中村英樹・大口 敬・森田綽之・桑原雅夫(2005)：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.
- 桑原雅夫・井料青海(1994)：都市間高速道路の自由流における大型車の交通流への影響分析，土木学会論文集，No.448, IV-23, pp.41-48.
- 塩見康博・吉井捻雄・北村隆一・吉川良一(2005)：高速道路片側 1 車線区間におけるボトルネック現象に関する考察，第 25 回交通工学研究発表会論文報告集，pp.25-28.
- 中村英樹・大口 敬・森田綽之・桑原雅夫・尾崎晴男(2005)：機能に対応した道路幾何構造設計のための道路階層区分の試案，土木計画学研究・講演集 No.31, 4 ページ，CD-ROM.
- 中村英樹・二村達・劉俊晟(1998)：多車線道路単路部における車線数決定要因に関する国際比較分析，第 18 回交通工学研究発表会論文報告集，pp.157-160.
- 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, pp33-39.
- 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.
- 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.
- 米川英雄・森康男・飯田克弘(2000)：高速道路単路部における交通容量影響要因の基礎的

- 研究，土木計画学研究・論文集，No.17, pp915-926.
- 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.
- Brilon, W., Weiser, F. (2006)：Two-Lane Rural Highways – the German Experience, 85th TRB Annual Meeting 17 pages in CD-ROM.
- 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., Bhawe, R., Duncan, L.K. (2006)：Alternating Passing Lane Lengths, 85th TRB Annual Meeting 17 pages in CD-ROM.
- 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
- Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (1996)：Richtlinien für die Anlage von Straßen, Teil Querschnitte, RAS-Q.
- Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen (2001)：Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen, HBS
- Transportation Research Board (2000), Highway Capacity Manual
- 国土交通省道路局：第 2 回国土開発幹線自動車道建設会議(2006 年 2 月 7 日)，資料

付録

付録 A

表 A.1 構造諸元(2004 年)

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	25460	2	2	2.0		円曲線	3000	6.3
1061	徳島自動車道	25460	3	1	2.0	452	円曲線	3000	2.5
1061	徳島自動車道	44370	2	3	0.4		直線	∞	2.6
1061	徳島自動車道	44370	3	3	0.4		直線	∞	7.8
1061	徳島自動車道	56840	2	3	1.3		クロソイド	400	0.8
1061	徳島自動車道	56840	3	3	1.3		クロソイド	400	3.3
1061	徳島自動車道	75310	2	3	1.6		円曲線	800	10.8
1061	徳島自動車道	75310	3	3	1.6		円曲線	800	1.0
1062	松山自動車道	148157	2	3	0.3		クロソイド	1000	15.5
1062	松山自動車道	148157	3	3	0.3		クロソイド	1000	1.9
1062	松山自動車道	178390	2	2	2.8		円曲線	1800	∞
1062	松山自動車道	178390	3	1	2.8	660	円曲線	1800	1.8
1420	秋田自動車道	13924	3	1	2.1	50	円曲線	4000	1.6
1420	秋田自動車道	18579	2	2	4.0		円曲線	5000	2.7
1430	山形自動車道	62390	2	2	3.0		クロソイド	800	3.5
1430	山形自動車道	62390	3	1	3.0	590	クロソイド	800	6.2
1440	磐越自動車道	53113	2	3	0.5		クロソイド	600	2.0
1440	磐越自動車道	53113	3	3	0.5		クロソイド	600	4.3
1440	磐越自動車道	60900	2	1	3.0	273	円曲線	1000	0.9
1440	磐越自動車道	60900	3	2	3.0		円曲線	1000	3.3
1440	磐越自動車道	119200	2	3	0.3		円曲線	2000	3.6
1440	磐越自動車道	119200	3	3	0.3		円曲線	2000	1.0
1440	磐越自動車道	146074	2	3	1.1		クロソイド	500	8.2
1440	磐越自動車道	146074	3	3	1.1		クロソイド	500	1.4
1440	磐越自動車道	169132	2	3	0.3		クロソイド	500	4.0
1440	磐越自動車道	169132	3	3	0.3		クロソイド	500	2.3
1440	磐越自動車道	180249	2	1	2.0	393	円曲線	700	8.6
1440	磐越自動車道	180249	3	2	2.0		円曲線	700	5.5
1612	高知自動車道	122640	2	1	4.0	1095	円曲線	4000	1.3
1612	高知自動車道	122640	3	2	4.0		円曲線	4000	7.9
1830	東海北陸自動車	63280	2	2	3.7		直線	∞	7.6
1830	東海北陸自動車	63280	3	1	3.7	1313	直線	∞	2.0
1830	東海北陸自動車	77850	2	2	4.0		円曲線	800	6.6
1830	東海北陸自動車	77850	3	1	4.0	1243	円曲線	800	0.5
1830	東海北陸自動車	86850	2	2	2.4		円曲線	3000	3.8
1830	東海北陸自動車	86850	3	1	2.4	1903	円曲線	3000	1.5

*方向 上り : 2 下り : 3

**勾配コード 上り勾配 : 1 下り勾配 : 2 平坦 : 3

表 A.2 年平均日交通量(2002～2004 年の 3 年間の平均値)

道路名称	KP	AADT	平日 ADT	休日 ADT
徳島自動車道	25460	8802	7891	10599
徳島自動車道	44370	7791	6879	9592
徳島自動車道	56840	6501	5674	8131
徳島自動車道	75310	5913	5057	7606
松山自動車道	148157	8506	7566	10365
松山自動車道	178390	8656	7754	10439
秋田自動車道	13924	5383	5061	6026
山形自動車道	62390	4074	3942	4338
磐越自動車道	53113	9415	8514	11107
磐越自動車道	60900	10510	9602	12322
磐越自動車道	119200	6540	5907	7804
磐越自動車道	146074	5790	5056	7254
磐越自動車道	169132	6710	6031	8077
磐越自動車道	180249	6736	6090	8037
高知自動車道	122640	8155	7737	8984
東海北陸自動車	63280	9507	7714	13068
東海北陸自動車	77850	7450	5911	10506
東海北陸自動車	86850	5512	4633	7259

表 A.3 大型車混入率・昼夜率・平休比(2002～2004 年の 3 年間の平均値)

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	25460	1.29	1.29	1.29	1.33	10.8	6.4
徳島自動車道	44370	1.30	1.30	1.31	1.39	12.2	6.9
徳島自動車道	56840	1.32	1.32	1.32	1.43	13.4	7.4
徳島自動車道	75310	1.36	1.37	1.34	1.53	19.2	10.7
松山自動車道	148157	1.28	1.28	1.28	1.36	14.2	9.7
松山自動車道	178390	1.29	1.28	1.31	1.31	8.1	4.7
秋田自動車道	13924	1.31	1.32	1.30	1.21	14.2	7.6
山形自動車道	62390	1.21	1.21	1.21	1.10	8.2	6.0
磐越自動車道	53113	1.25	1.26	1.24	1.33	16.6	8.2
磐越自動車道	60900	1.25	1.26	1.24	1.31	16.1	8.3
磐越自動車道	119200	1.36	1.41	1.30	1.44	24.1	11.1
磐越自動車道	146074	1.41	1.48	1.31	1.62	30.4	14.3
磐越自動車道	169132	1.38	1.43	1.31	1.46	9.3	5.1
磐越自動車道	180249	1.38	1.42	1.31	1.43	10.3	6.2
高知自動車道	122640	1.22	1.21	1.24	1.14	22.7	10.9
東海北陸自動	63280	1.29	1.26	1.34	1.59	21.6	10.5
東海北陸自動	77850	1.27	1.25	1.30	1.70	9.8	6.5
東海北陸自動	86850	1.24	1.24	1.25	1.55	9.0	4.8

付録 B

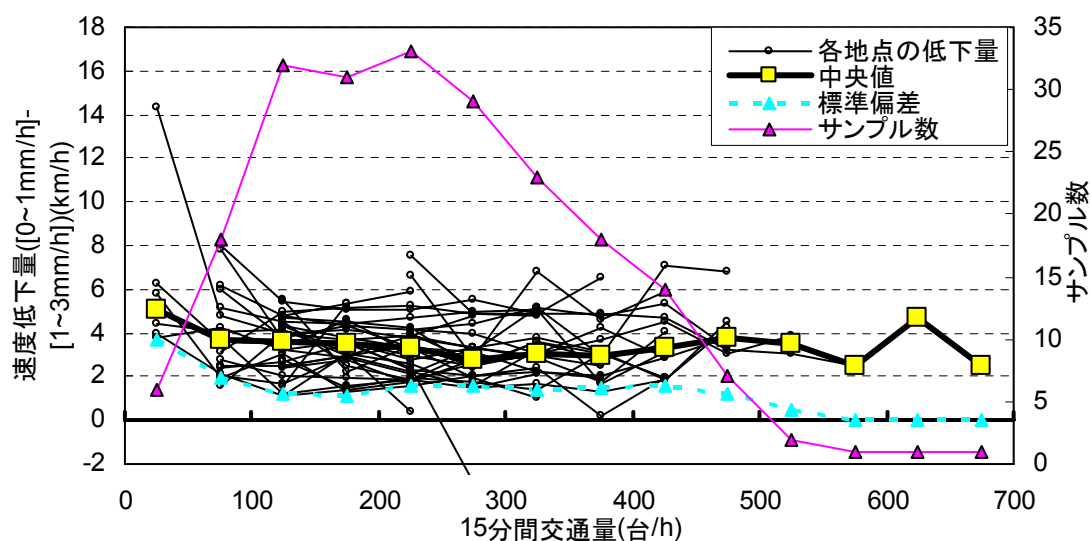


図 B.1 降雨量 1~3mm/h のときの速度低下量

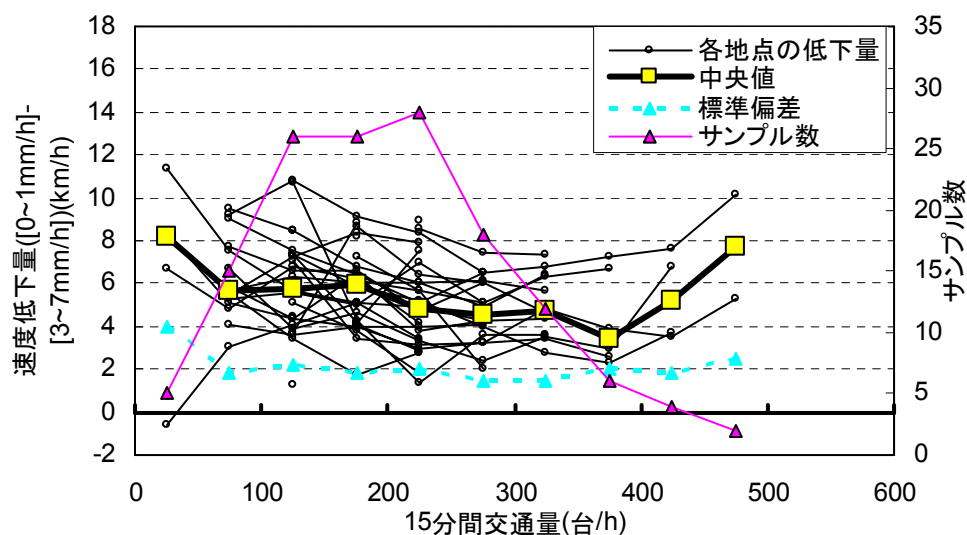


図 B.2 降雨量 3~7mm/h のときの速度低下量

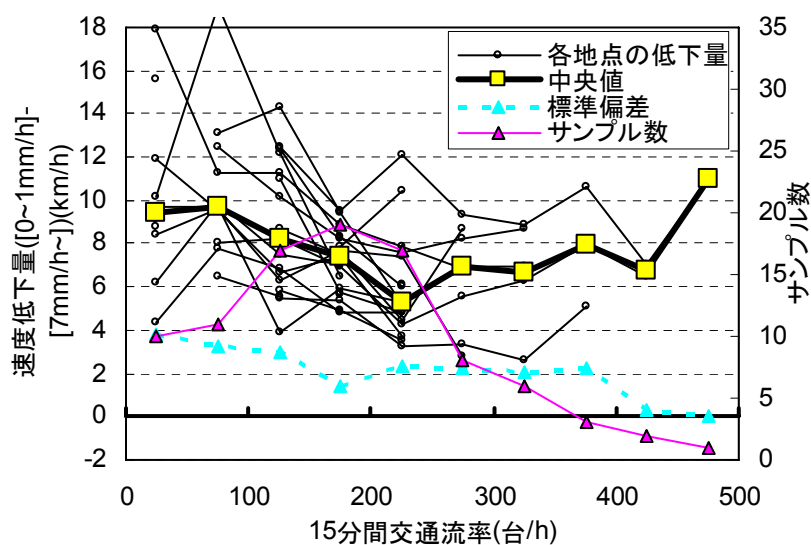


図 B.3 降雨量 7mm/h~ のときの速度低下量

付録 C

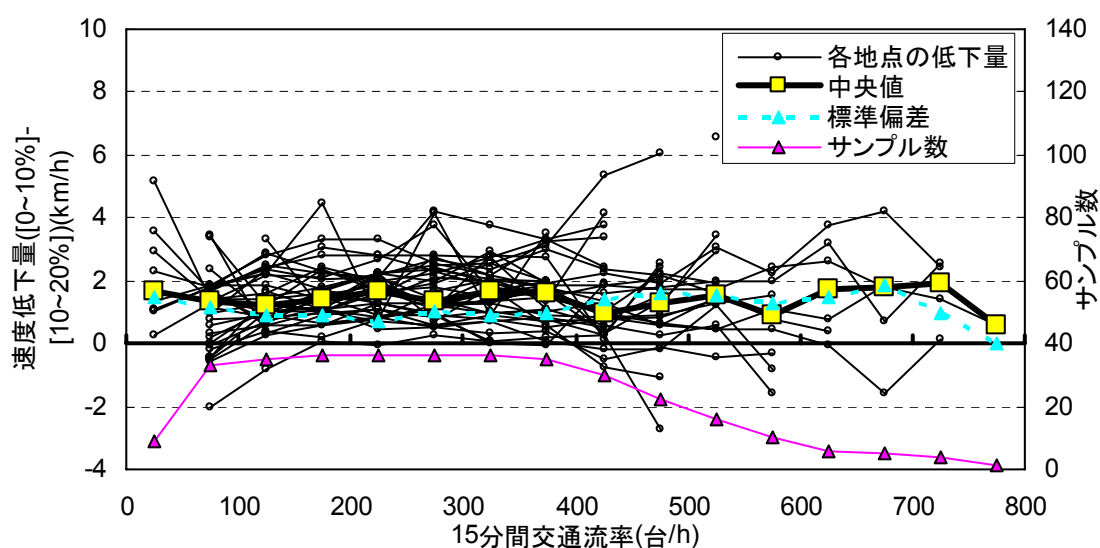


図 C.1 大型車混入率 10～20%のときの速度低下量

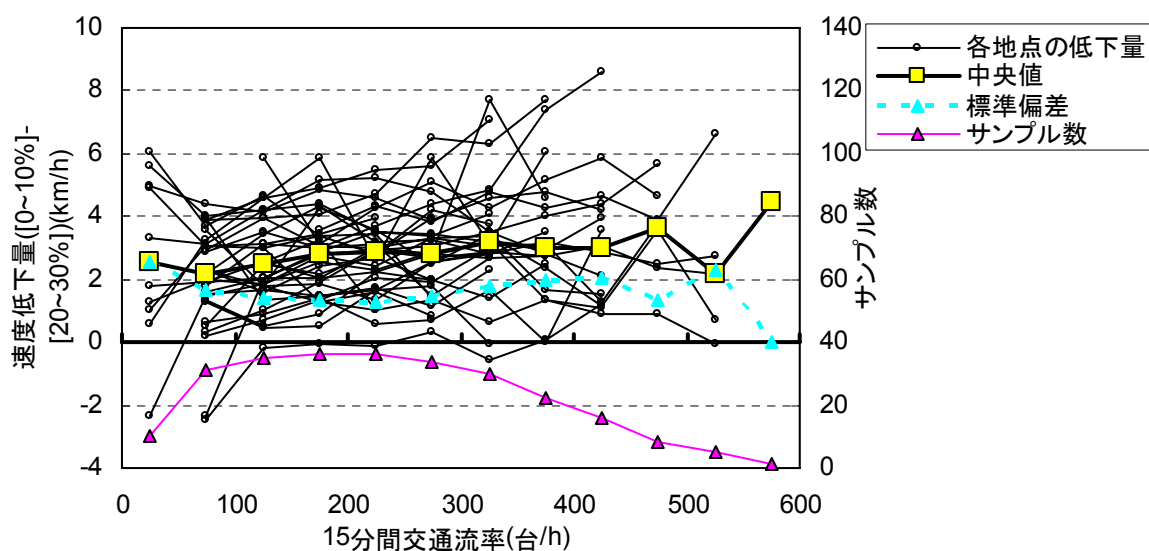


図 C.2 大型車混入率 20～30%のときの速度低下量

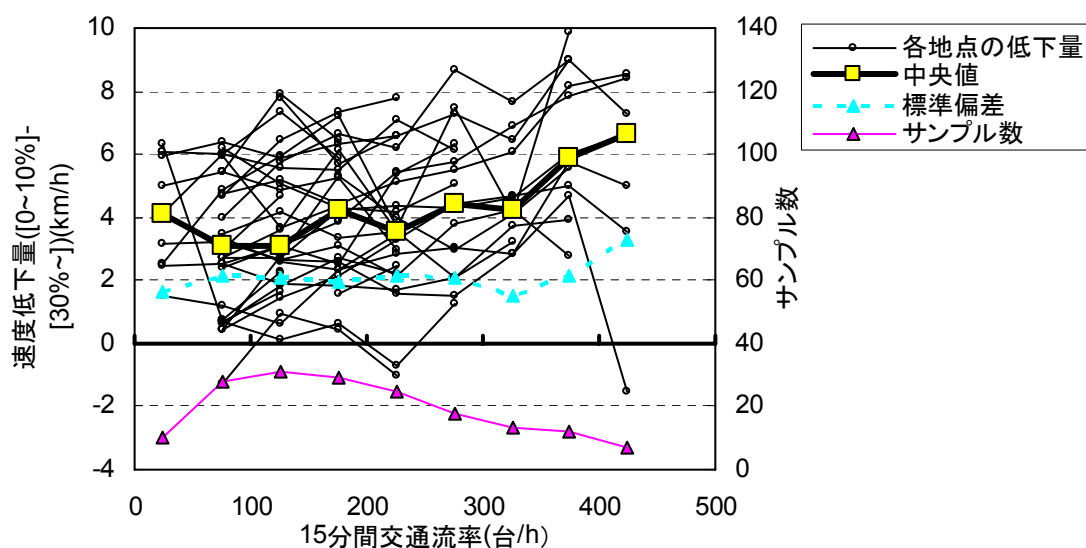


図 C.3 大型車混入率 30%～のときの速度低下量

付録 D

$$y = ax + b \text{ (交通流率} < 1000 \text{ 台/h)} \quad \dots\dots\dots(\text{D.1})$$

y : 平均速度(km/h) x : 15 分間交通流率(台/h)

表 D.2 パラメータ

降雨	大型車混入率	a	b	R ² 値
Dry	0～10%	-0.0153	98.6	0.967
	10～20%	-0.0156	97.2	0.951
	20～30%	-0.0187	96.8	0.954
	30～40%	-0.0250	97.0	0.967
Rain	0～10%	-0.0180	95.1	0.989
	10～20%	-0.0208	94.9	0.993
	20～30%	-0.0228	94.1	0.958
	30～40%	-0.0251	93.8	0.998

B. The Influences of Heavy Vehicle Ratio and Rainfall Intensity on Speed-Flow Relationship

Purpose of the analysis

Clarifying the variation of speed-flow relationship (QV relationship) affected by heavy vehicle ratio (HVR) and rainfall intensity (RI)

Analysis data

- Traffic database collected from the median lane of 860 observation points on the basic segment of Tomei, Tohoku, Chuo, and Chugoku Expressways at day-time (08:00~16:00) from January 1st, 1998 through December 31st, 2001, provided by Japan Highway Corporation.
- Rainfall database (AMEDAS) provided by Japan Weather Association.

Contents

1. Preliminary analysis: relationship between HVR and speed on weekdays and holidays
2. Data reduction work
3. Influence of HVR on speed
4. Influence of RI on speed

1. Preliminary analysis

Data grouping

The traffic data at 751 observation points are used. (109 points affecting vehicular speed such as the points near toll booths on the main road, and the beginning/ending points of expressways, etc are eliminated)

- By flow level: 20 groups – 1~9, 10~19, ... , 191~200veh/5-min
- By HVR level: 13 groups – 0~5, 5~10, ... , 55~60, 60~100%

Relationship between mean speed and heavy vehicle ratio on weekdays

Analysis condition:

RI=0mm/h (dry road-surface condition), weekday

Analysis

The two figures in Figure 1 show the variations of averages and standard variations of 5-min. mean speeds according to 13 heavy vehicle ratio levels at the 751 road points by 20 flow

levels. The figures, however, have only 115 results out of 15,020 targets ($751 \times 20 = 15,020$), which have more than 30 mean speed samples at each 13 points (heavy vehicle ratio levels) on each variation lines.

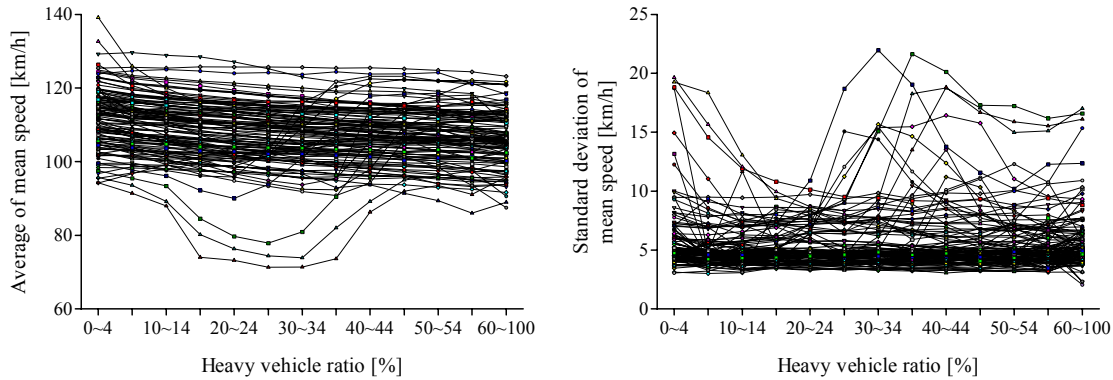


Figure 1 Variation of speed caused by HVR (abnormal data included) on weekdays

From these figures, it is possible to see that the average of mean speeds seems to have a tendency of getting lower when heavy vehicle ratio gets higher. The standard variation of mean speeds, however, does not seem to vary according to the heavy vehicle ratio.

There are some abnormal variations on the two figures in Figure 1 and the next figures in Figure 2 are for them. Each figure shows 50 results of the same road points at certain flow levels, which are extraordinary at either average or standard deviation of the speeds. The road points at certain flow levels of ordinary-looking lines in the left figure have extraordinary pattern in the right figure.

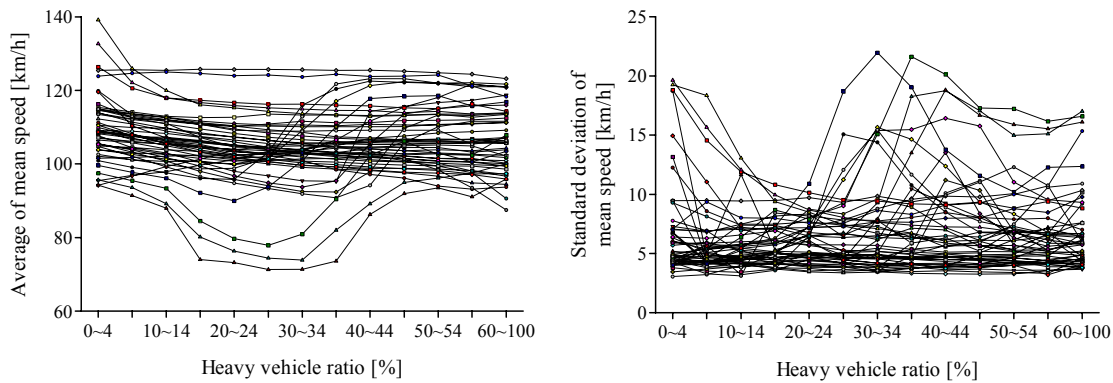
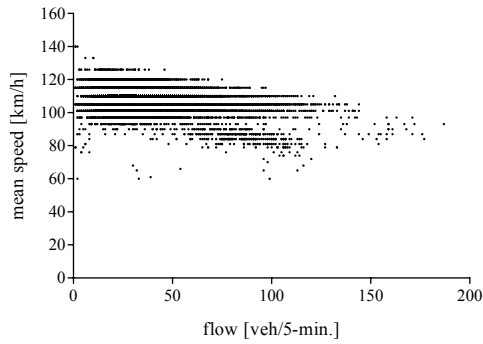


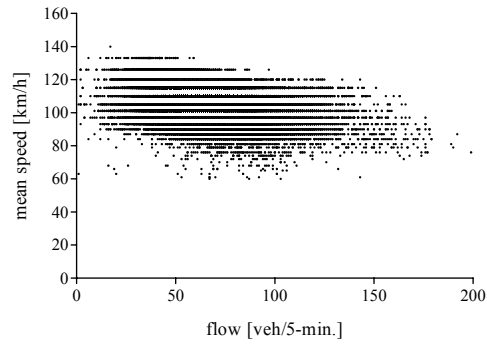
Figure 2 50 abnormal patterns in Figure 1 on weekdays

In order to examine these patterns, speed-flow plots were made and some examples are as Figure 3.

62.640KP on the outbound of Tomei Expressway - 61,915 samples
(Passing lane, dry condition, weekday, day-time)



97.530KP on the outbound of Tomei Expressway - 78,588 samples
(Passing lane, dry condition, day-time, weekday)



85.890KP on the inbound of Chuo Expressway - 75,247 samples
(Passing lane, dry condition, weekday, day-time)

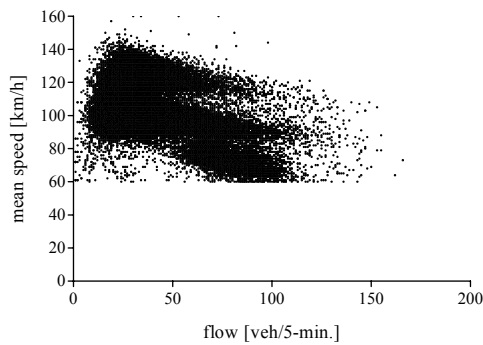


Figure 3 Examples of speed-flow plots showing abnormal pattern in Figure 2 on weekdays

As seen in Figure 3, speed-flow plots also have abnormal patterns seemed to be affected by traffic-operational changes such as road maintenance works, traffic accidents, etc.

The next figures show the other 65 variations of average and standard deviation of mean speed, which look typical, and it is clear to see that mean speed tends to be lower at high heavy vehicle ratio and the dispersion tends to be constant at a level regardless of heavy vehicle ratio.

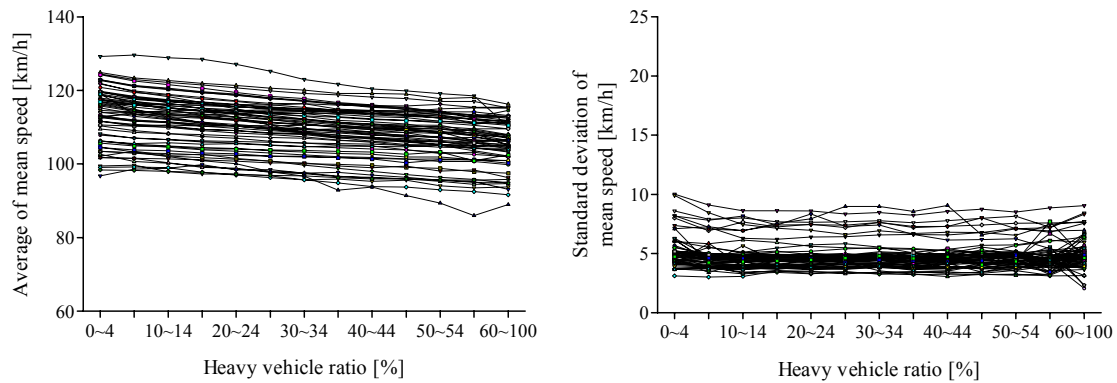


Figure 4 65 normal patterns in Figure 1 on weekdays

Relationship between mean speed and heavy vehicle ratio on holidays

Analysis condition:

RI=0mm/h (dry road-surface condition), holiday (Saturday, Sunday, and national holiday)

Analysis

The method is the same with the analysis for weekdays and the two figures in Figure 5 were made with 17 cases of which each line has more than 30 mean speed samples on each 13 heavy vehicle ratio levels out of 15,020 cases (751 road points * 20 flow levels = 15,020) in total.

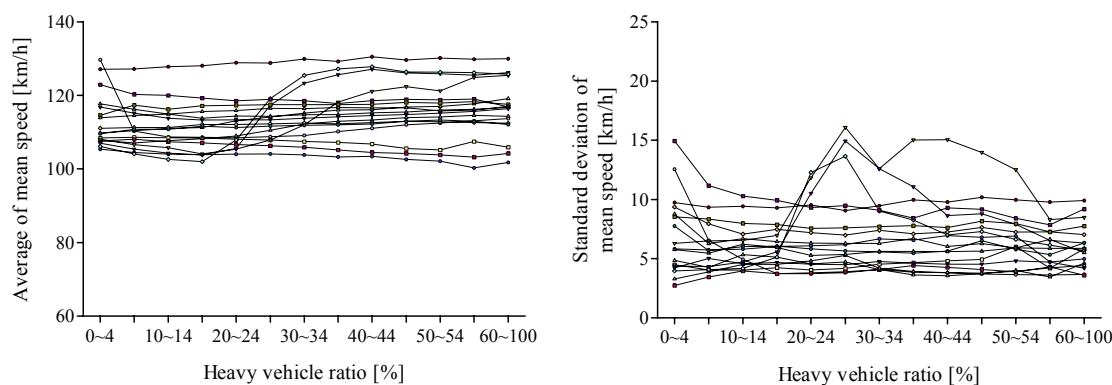


Figure 5 Variation of speed caused by HVR (abnormal data included) on holidays

There are also extraordinary variations in Figure 5, and Figure 6 shows the speed-flow plots of two road points of which mean speeds seem to be abnormal for examples.

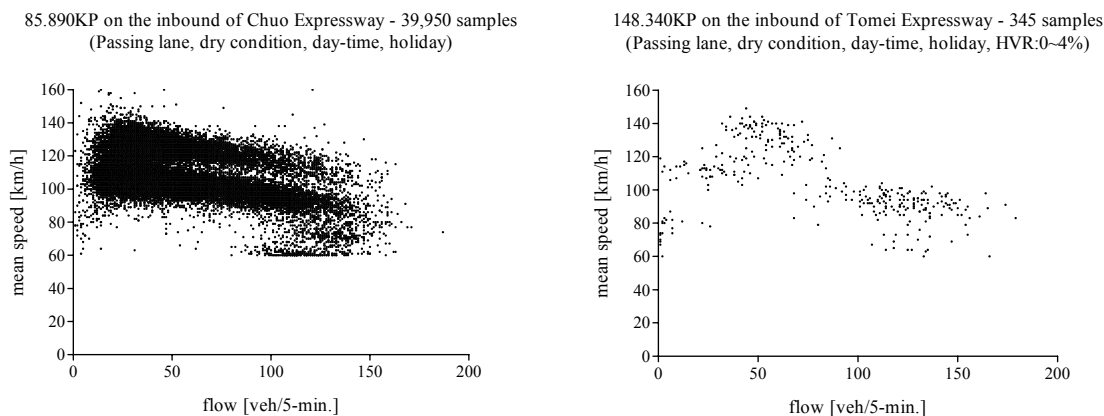


Figure 6 Examples of speed-flow plots showing abnormal pattern in Figure 5 on holidays

Figure 7 has two figures modified with elimination of extraordinary-looking variations at Figure 5.

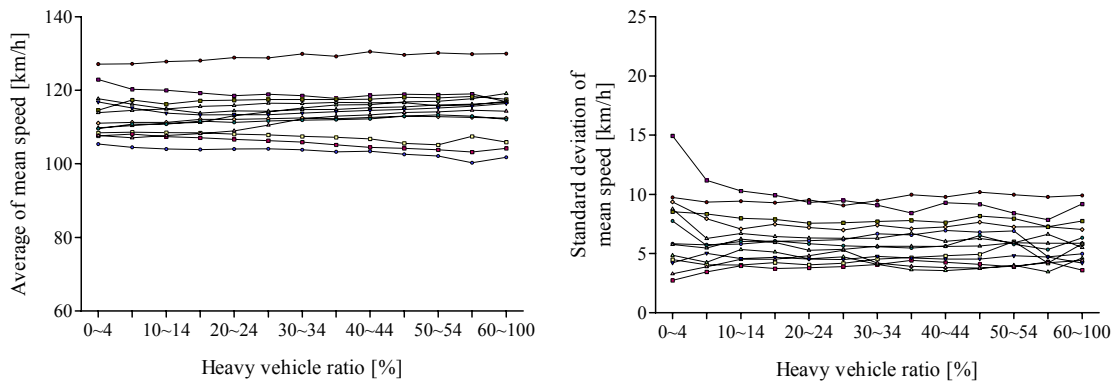


Figure 7 normal patterns on Figure 5 on holidays

The dispersion of mean speed on holidays does not tend to be change according to heavy vehicle ratio as on weekdays. It is not able to say that the average of mean speed varies by heavy vehicle ratio compared to the result of analysis for weekdays.

Difference of mean speeds on weekdays and holidays

Analysis condition

When RI=0mm/h (dry road surface)

Analysis

Using mean speed data from 751 road points divided into 260 groups for 20 flow levels and 13 heavy vehicle levels, divided again into 2 groups of weekday and holiday, statistical significance test (95% of confidence level) was performed to find out if there is difference between mean speeds on weekdays and holidays. In each groups, the road points which have over 30 mean speed samples in each groups were selected for the test to have better statistical reliability.

The result is summarized to a table at Appendix A and shows that the proportions of 3 cases for road points where mean speed is higher on weekdays, higher on holidays, and where there is no significant difference in each 260 groups. The proportions are not constant, and in order to visualize the variations, three graphs in Figure 8 were made with the proportions that have over 30 results of the test in each 260 groups.

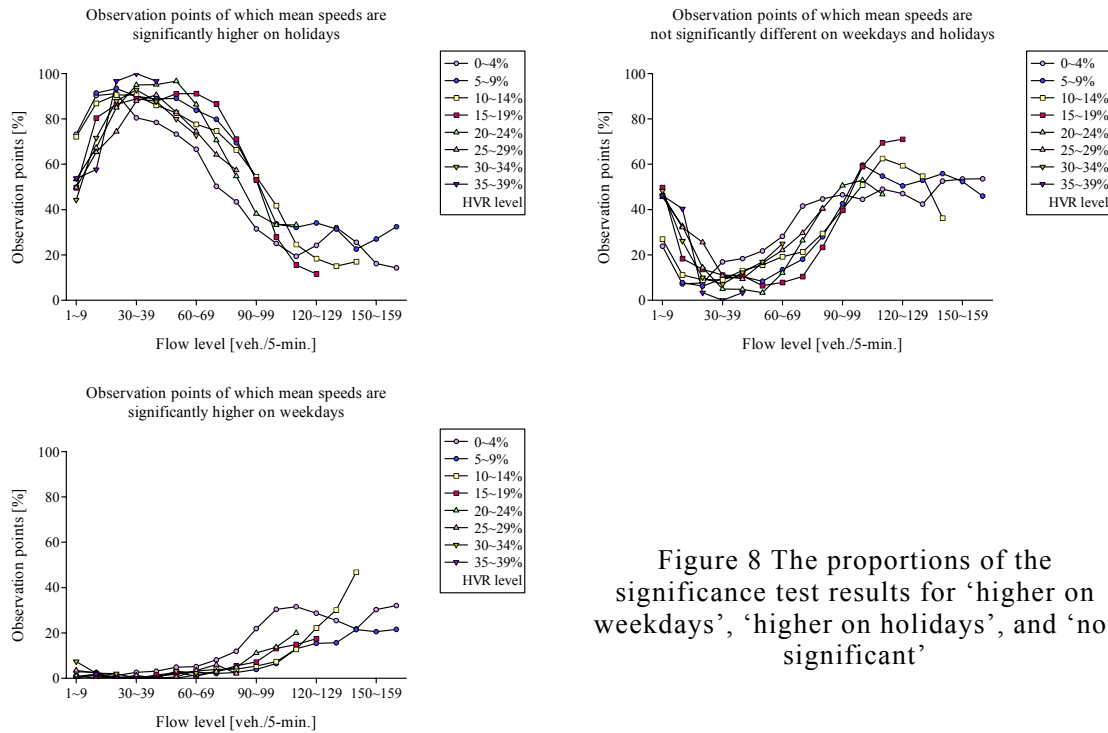


Figure 8 The proportions of the significance test results for 'higher on weekdays', 'higher on holidays', and 'not significant'

From Figure 8, it is seen that the proportion of 'higher on holiday' case is somewhat higher than 'no difference' case at the flow level of 1~9 veh./5-min. , getting higher and lower, respectively. At the flow level of around 20~59 veh./5-min., mean speed tends to be higher on holidays statistically, and the proportion gets lower as traffic flow gets higher. The proportion of 'no difference' case gets higher from the flow level of around 60 veh./5-min.. On the other hand, the proportion of 'higher on weekday' case is extremely low at low flow level, and gets higher as traffic flow gets higher from the flow level of around 70 veh./5-min..

2. Data reduction work

As shown in the previous chapter, the traffic database has abnormal data which should not be used in this analysis. Also, the database used up to present has speed data over 60km/h for the analysis of unsaturated flow. In this chapter, the database is examined from the beginning in order to eliminate the abnormal data or the speed data under saturated condition. This data reduction work is performed as follows.

STEP 1: Elimination of observation points located near the facilities or the specific segments affecting speeds significantly (*121 points were eliminated*)

Such as toll booths on the main road, beginning/ending points of expressways, and observation points just after tunnels, the segments which were under construction during the analysis period, etc

STEP 2: Elimination of speed data under an optimum speeds set for each observation points, and the data during a specific period which is under abnormal condition (*53 points were eliminated*)

Optimum speeds were calculated by Akahane method. For finding speed data under abnormal condition, speed-flow plots of all the observation points are examined, and specific periods when the abnormal speed samples are concentrated were explored.

STEP 3: Elimination of observation points of which traffic counters do not seem to be accurate (*45 points were eliminated*)

There are traffic counters not maintained well, so that they cannot count traffic volume or heavy vehicle volume accurately. These points can be distinguished by comparison of traffic volume and heavy vehicle ratio with adjacent traffic counters in the same segment of two access facilities.

The analysis later is performed with the data at 641 points.

3. Influence of heavy vehicle ratio on speed

Analysis condition

- Speed expressed by 85th-percentile speed
- 85th-percentile speed is calculated only when a sample size of speeds at each HVR, RI, flow levels is greater than 30.
- Data use: weekday, day-time (8~16 o'clock), median lane at 641 points on 4 expressways (Tomei, Tohoku, Chuo, Chugoku) for 4 years (1998~2001)

Data grouping

- By flow level: 10 groups – 1~19, 20~39, ... , 180~199veh/5-min
- By HVR level: 7 groups – 0~10, 10~20, ... , 50~60, 60~100%
- By RI level: 12 groups – 0, 1, 2, ... , 10, over 10mm/h

Analysis

Figure 9 shows an example of the variation of QV relationship caused by increasing heavy vehicles when rainfall intensity is 0mm/h, i.e. dry-surface condition. In order to examine how much the speed decreases when HVR increases at a flow level, the speed reductions by HVR compared with the speeds when HVR is 0~10% at each flow group are calculated, and this calculations are performed through all the points. Considering the reliability of the analysis result, those calculations are applied to only the case that both 85th percentile speeds for a calculation are obtained from the samples having more than 30.

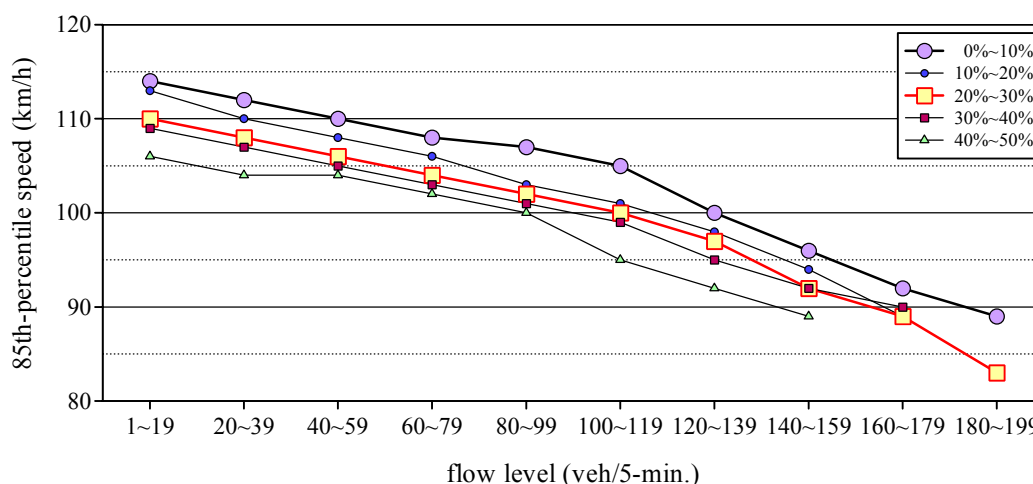


Figure 9 Speed-flow relationships at each HVR level (200.000KP on the inbound of Tomei Exp.)

Figure 10 is the example showing all the result of the calculations when HVR changes from 0~10% to 20~30%. Also, the average values at each flow group in Figure 10 is the line for HVR=20~30% in Figure 11. By the same method, the same kind of figures such as Figure 10 can be made for the other HVR level (refer to Appendix B), and Figure 11 shows the averages of them. The averages of the speed reductions are also calculated only when the samples are more than 30.

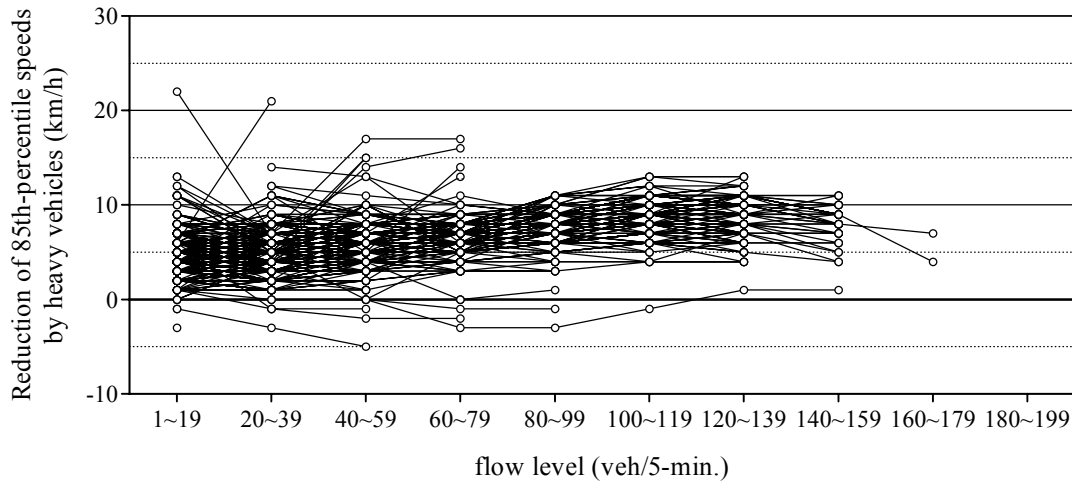


Figure 10 Reduction of speeds when HVR level changes from 0~10% to 20~30% (641 points)

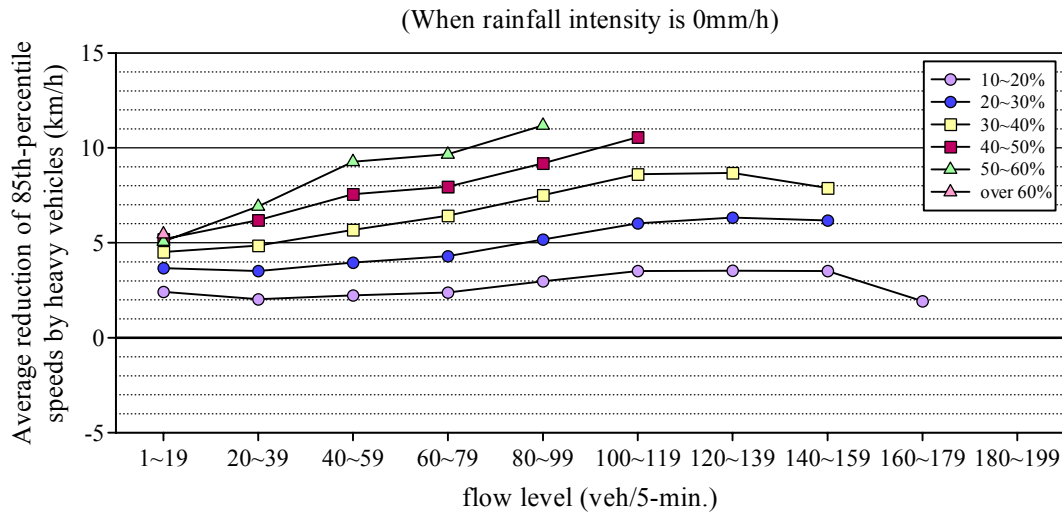


Figure 11 Average reductions of speeds at each HVR level
(The line for 20~30% is the average of Figure 10)

From Figure 11, it is clarified that speed gets lower if heavy vehicles increase. Also, the speed reduction is bigger at higher flow level. This work was also performed to the other RI groups (also refer to Appendix B). However, because there are not enough speed samples when raining at high flow levels, only the average speed reduction between HVR=0~10% and HVR=10~20% can be compared, and the variation of speed-flow relationship by HVR is not sensitive to RI

4. Influence of rainfall intensity on speed

Analysis condition

- Speed expressed by 85th-percentile speed
- 85th-percentile speed is calculated only when a sample size of speeds at each HVR, RI, flow levels is greater than 30.
- Data use: weekday, day-time (8~16 o'clock), median lane at 641 points on 4 expressways (Tomei, Tohoku, Chuo, Chugoku) for 4 years (1998~2001)

Data grouping

- By flow level: 10 groups – 1~19, 20~39, ... , 180~199veh/5-min
- By HVR level: 7 groups – 0~10, 10~20, ... , 50~60, 60~100%
- By RI level: 12 groups – 0, 1, 2, ... , 10, over 10mm/h

Analysis

The method of the analysis is the same with the analysis for the influence of HVR on speed. Figure 12~14 are the examples, and the HVR level applied is 20~30%.

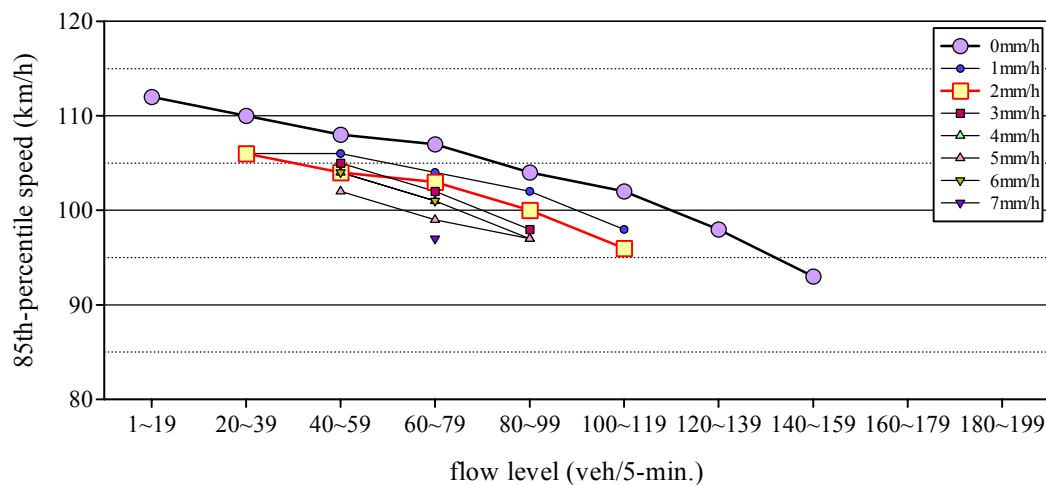


Figure 12 Speed-flow relationships at each RI level (135.090KP on the inbound of Tomei Exp.)

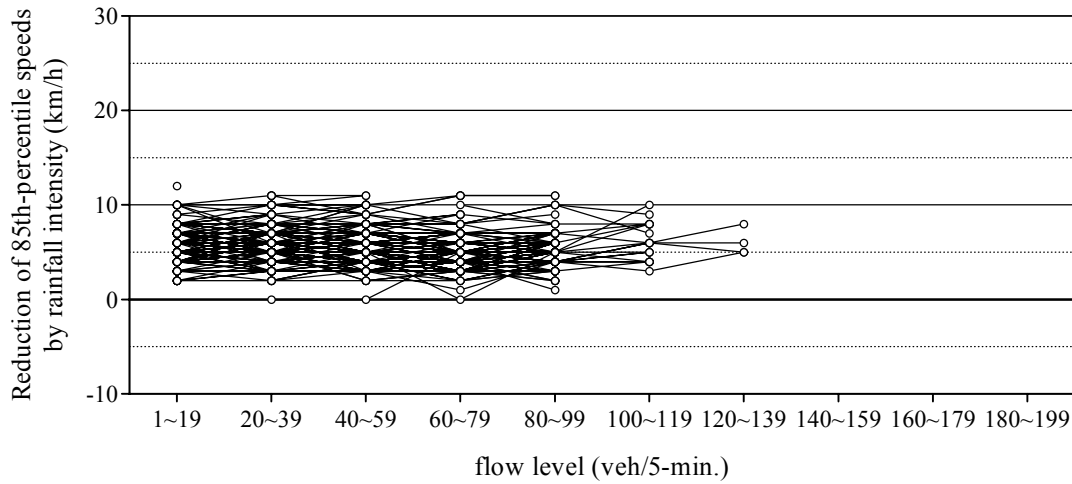


Figure 13 Reduction of speeds when RI level changes from 0mm/h to 2mm/h (641 points)

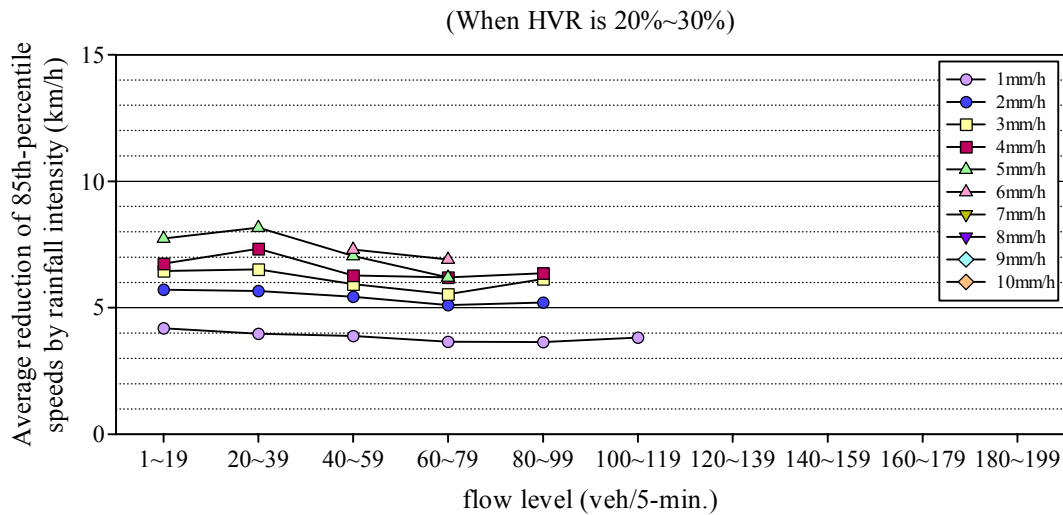


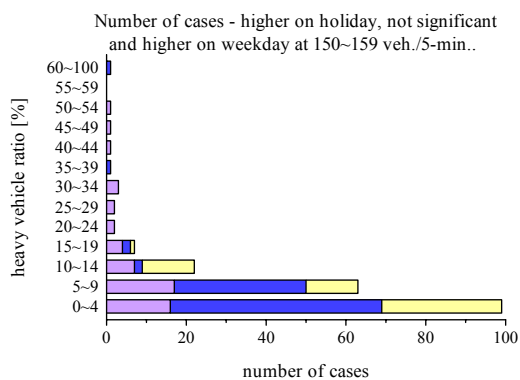
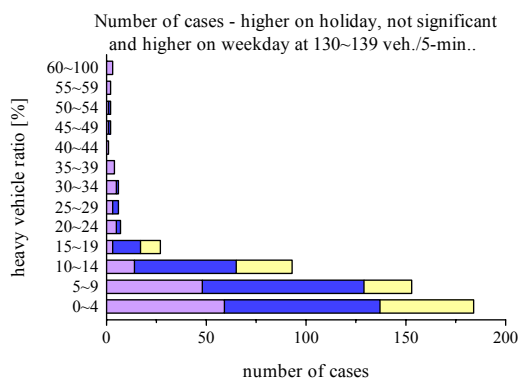
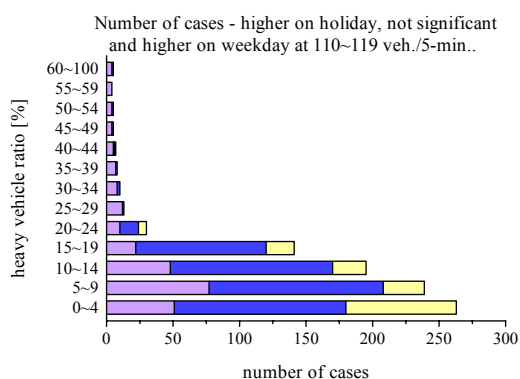
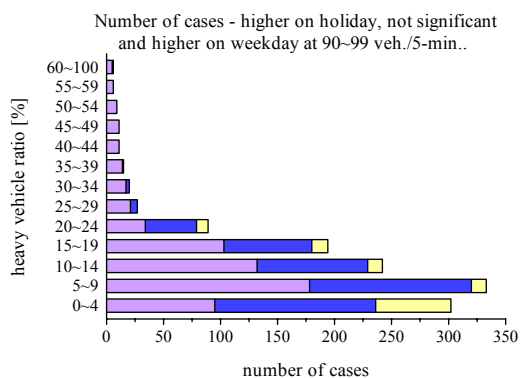
Figure 14 Average reductions of speeds at each RI level
(The line for 2mm/h is the average of Figure 13)

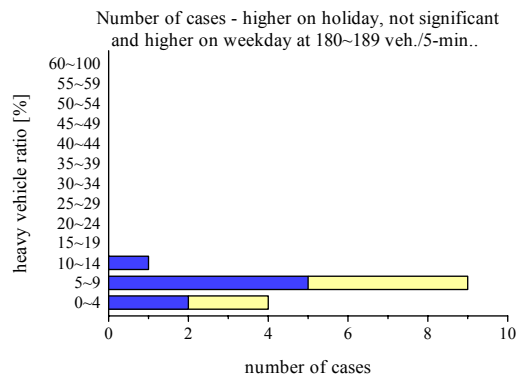
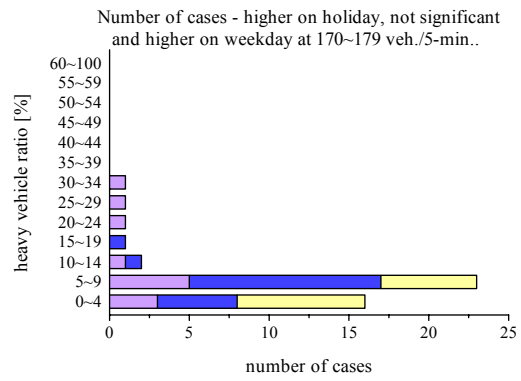
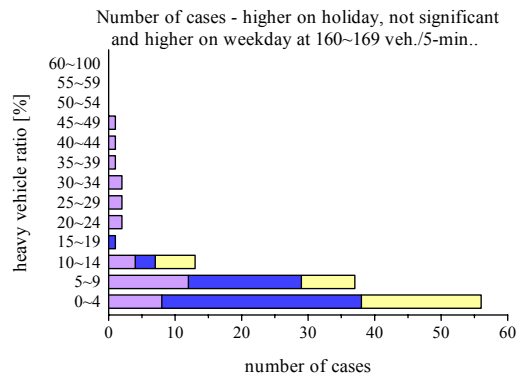
As shown at Figure 14, the average speed reduction between RI=0 and RI=1mm/h is the biggest, and the variation is not so sensitive to flow level that QV relationship varied by RI would be parallel to the relationship when RI=0mm/h. The average speed reductions varying by RI for the other HVR levels are not sure because the data is not enough (refer to Appendix C). However, the comparison of the average speed reductions for all the HVR groups when RI changes from 0mm/h to 1mm/h, the speed reduction caused by RI is not so related with HVR.

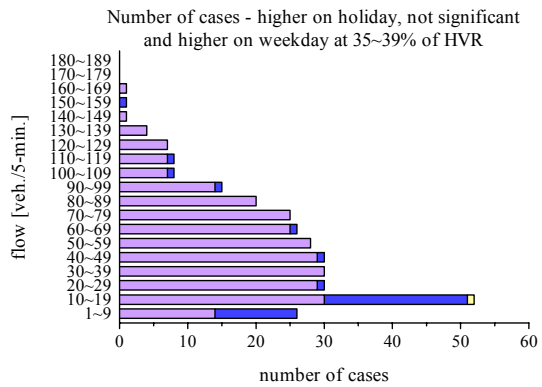
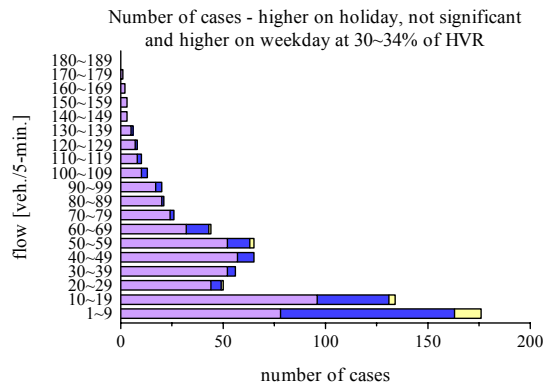
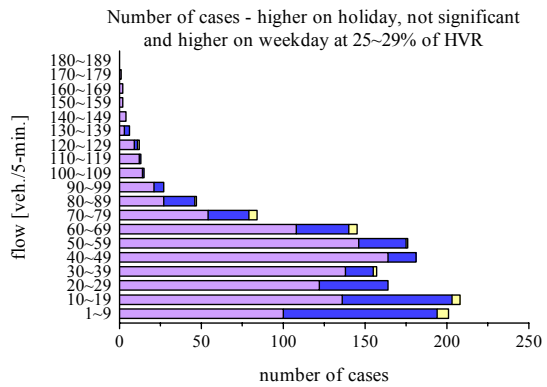
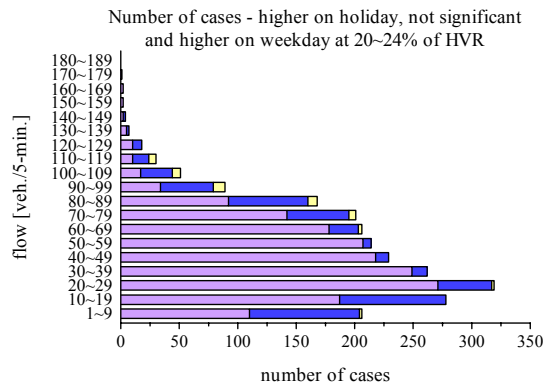
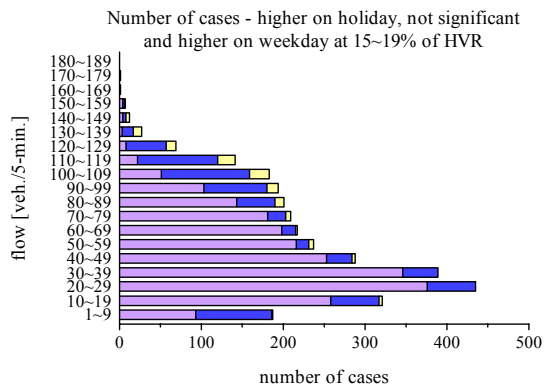
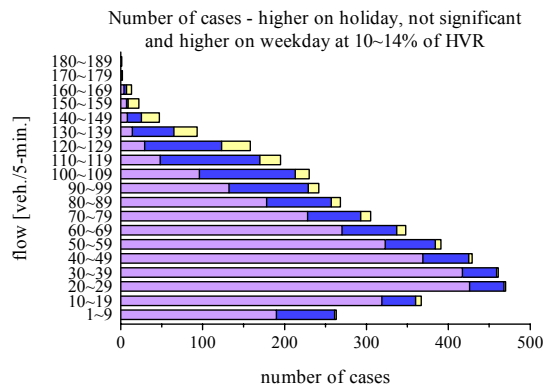
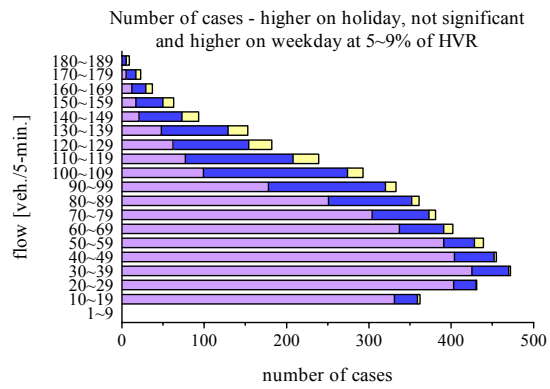
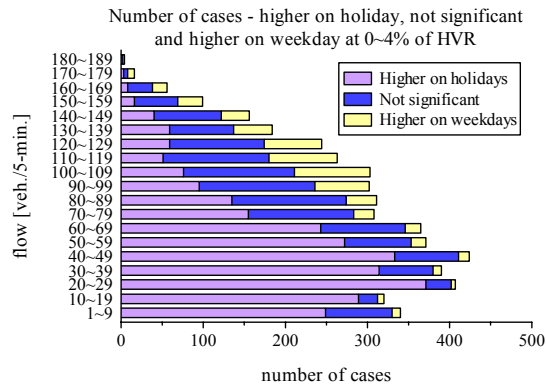
Appendix A. The result of the significance test concerning difference between mean speeds on weekdays and holidays

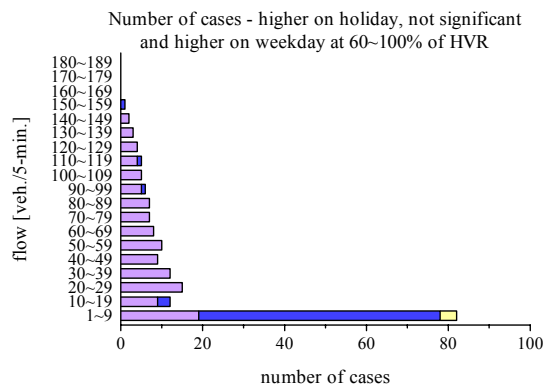
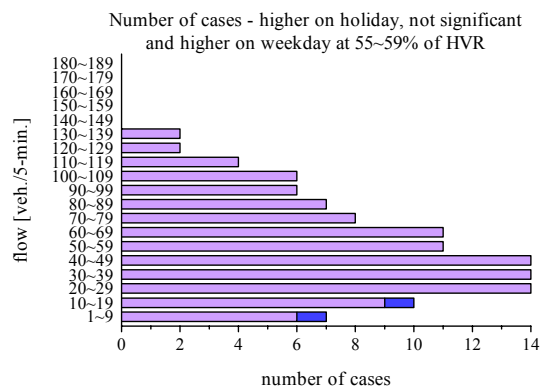
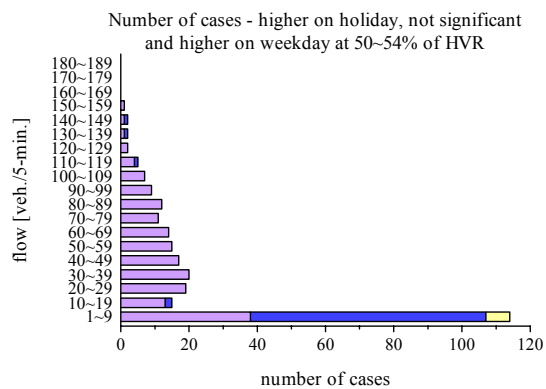
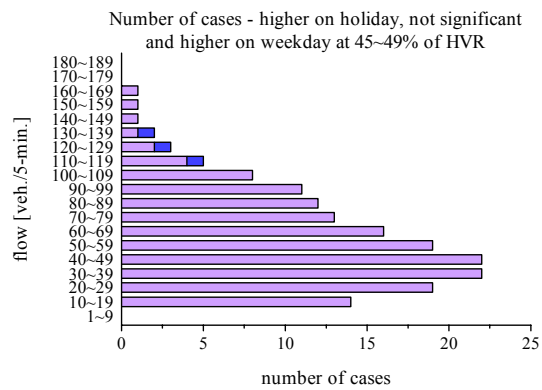
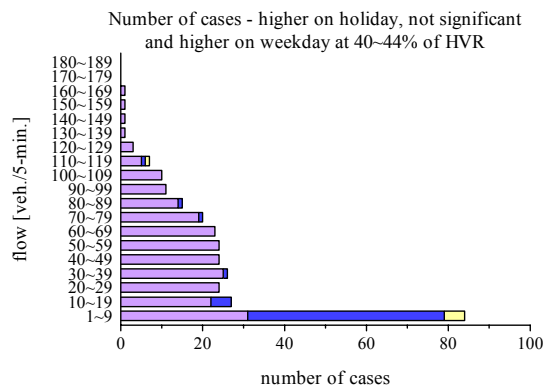
(Confidence level: 95% condition of dry surface, median lane, and day-time)

Flt	OW	HVR		0~4%	5~9%	10~14%	15~19%	20~24%	25~29%	30~34%	35~39%	40~44%	45~49%	50~54%	55~59%	60~100%											
1 ~ 9 (veh/5-min.)	249	73.2%	0	190	72.2%	93	49.7%	110	53.4%	100	49.8%	78	44.3%	14	53.8%	31	36.9%	0		38	33.3%	6	85.7%	19	23.2%		
	81	23.9%	0	71	27.0%	93	49.8%	94	45.6%	94	46.7%	85	48.3%	12	46.2%	48	57.1%	0		69	60.6%	1	14.3%	59	71.9%		
	10	2.9%	0	2	0.8%	1	0.5%	2	1.0%	7	3.5%	13	7.4%	0	0.0%	5	6.0%	0		7	6.1%	0	0.0%	4	4.9%		
		340	100.0%	0	0.0%	263	100.0%	187	100.0%	206	100.0%	201	100.0%	176	100.0%	26	100.0%	84	100.0%	0	0.0%	114	100.0%	7	100.0%	82	100.0%
10 ~19 (veh/5-min.)	289	90.3%	331	91.4%	319	86.9%	258	80.4%	187	67.3%	136	65.4%	96	71.6%	30	57.7%	22	81.5%	14	100.0%	13	86.7%	9	90.0%	9	75.0%	
	23	7.2%	28	7.8%	41	11.2%	59	18.4%	91	32.7%	67	32.2%	35	26.2%	21	40.4%	5	18.5%	0	0.0%	2	13.3%	1	10.0%	3	25.0%	
	8	2.5%	3	0.8%	7	1.9%	4	1.2%	0	0.0%	5	2.4%	3	2.2%	1	1.9%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		320	100.0%	362	100.0%	367	100.0%	321	100.0%	278	100.0%	208	100.0%	134	100.0%	52	100.0%	27	100.0%	14	100.0%	15	100.0%	10	100.0%	12	100.0%
20 ~29 (veh/5-min.)	371	91.2%	403	93.5%	426	90.6%	376	86.4%	271	85.0%	122	74.4%	44	88.0%	29	96.7%	24	100.0%	19	100.0%	19	100.0%	14	100.0%	15	100.0%	
	31	7.6%	27	6.3%	42	9.0%	59	13.6%	46	14.4%	42	25.6%	5	10.0%	1	3.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	5	1.2%	1	0.2%	2	0.4%	0	0.0%	2	0.6%	0	0.0%	1	2.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		407	100.0%	431	100.0%	470	100.0%	435	100.0%	319	100.0%	164	100.0%	50	100.0%	30	100.0%	24	100.0%	19	100.0%	19	100.0%	14	100.0%	15	100.0%
30 ~39 (veh/5-min.)	314	80.5%	425	90.0%	417	90.5%	346	88.9%	249	95.0%	138	87.9%	52	92.9%	30	100.0%	25	96.2%	22	100.0%	20	100.0%	14	100.0%	12	100.0%	
	66	16.9%	45	9.6%	42	9.1%	43	11.1%	13	5.0%	17	10.8%	4	7.1%	0	0.0%	1	3.8%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	10	2.6%	2	0.4%	2	0.4%	0	0.0%	0	0.0%	2	1.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		390	100.0%	472	100.0%	461	100.0%	389	100.0%	262	100.0%	157	100.0%	56	100.0%	30	100.0%	26	100.0%	22	100.0%	20	100.0%	14	100.0%	12	100.0%
40 ~49 (veh/5-min.)	333	78.5%	404	88.8%	369	86.0%	253	87.8%	218	95.2%	164	90.6%	57	87.7%	29	96.7%	24	100.0%	22	100.0%	17	100.0%	14	100.0%	9	100.0%	
	78	18.4%	48	10.5%	56	13.1%	31	10.8%	11	4.8%	17	9.4%	1	4.8%	1	3.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	13	3.1%	3	0.7%	4	0.9%	4	1.4%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		424	100.0%	455	100.0%	429	100.0%	288	100.0%	229	100.0%	181	100.0%	65	100.0%	30	100.0%	24	100.0%	22	100.0%	17	100.0%	14	100.0%	9	100.0%
50 ~59 (veh/5-min.)	272	73.3%	391	89.1%	323	82.6%	216	91.1%	207	96.7%	146	83.0%	52	80.0%	28	100.0%	24	100.0%	19	100.0%	15	100.0%	11	100.0%	10	100.0%	
	81	21.8%	37	8.4%	61	15.6%	15	6.4%	7	3.3%	29	16.4%	11	16.9%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	18	4.9%	11	2.5%	7	1.8%	6	2.5%	0	0.0%	1	0.6%	2	3.1%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		371	100.0%	439	100.0%	391	100.0%	237	100.0%	214	100.0%	176	100.0%	65	100.0%	28	100.0%	24	100.0%	19	100.0%	15	100.0%	11	100.0%	10	100.0%
60 ~69 (veh/5-min.)	243	66.6%	337	83.8%	270	77.6%	198	91.2%	178	86.4%	108	74.5%	32	72.7%	25	96.2%	23	100.0%	16	100.0%	14	100.0%	8	100.0%	8	100.0%	
	103	28.2%	54	13.5%	67	19.2%	17	7.9%	25	12.1%	32	22.1%	11	25.0%	1	3.8%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	19	5.2%	11	2.7%	11	3.2%	2	0.9%	3	1.5%	5	3.4%	1	2.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		365	100.0%	402	100.0%	348	100.0%	217	100.0%	206	100.0%	145	100.0%	44	100.0%	26	100.0%	23	100.0%	16	100.0%	14	100.0%	11	100.0%	8	100.0%
70 ~79 (veh/5-min.)	155	50.3%	304	79.8%	228	74.8%	181	86.6%	142	70.6%	54	64.3%	24	92.3%	25	100.0%	19	95.0%	13	100.0%	11	100.0%	8	100.0%	7	100.0%	
	128	41.6%	69	18.1%	65	21.3%	22	10.5%	53	26.4%	25	29.7%	2	7.7%	0	0.0%	1	5.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	25	8.1%	8	2.1%	12	3.9%	6	2.9%	6	3.0%	5	6.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		308	100.0%	381	100.0%	305	100.0%	209	100.0%	201	100.0%	84	100.0%	26	100.0%	25	100.0%	20	100.0%	13	100.0%	11	100.0%	8	100.0%	7	100.0%
80 ~89 (veh/5-min.)	135	43.4%	251	69.5%	178	66.4%	143	71.1%	92	54.8%	27	57.4%	20	95.2%	20	100.0%	14	93.3%	12	100.0%	12	100.0%	7	100.0%	7	100.0%	
	139	44.7%	101	28.0%	79	29.5%	47	23.4%	19	40.5%	1	4.8%	0	0.0%	1	6.7%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	37	11.9%	9	2.5%	11	4.1%	11	5.5%	8	4.8%	1	2.1%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		311	100.0%	361	100.0%	268	100.0%	201	100.0%	168	100.0%	47	100.0%	21	100.0%	20	100.0%	15	100.0%	12	100.0%	12	100.0%	7	100.0%	7	100.0%
90 ~99 (veh/5-min.)	95	31.5%	178	53.5%	132	54.5%	103	53.1%	34	38.2%	21	77.8%	17	85.0%	14	93.3%	11	100.0%	11	100.0%	9	100.0%	6	100.0%	5	83.3%	
	141	46.6%	142	42.6%	97	40.1%	77	39.7%	45	50.6%	6	22.2%	3	15.0%	1	6.7%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	1	16.7%	
	66	21.9%	13	3.9%	13	5.4%	14	7.2%	10	11.2%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		302	100.0%	333	100.0%	242	100.0%	194	100.0%	89	100.0%	27	100.0%	20	100.0%	15	100.0%	11	100.0%	11	100.0%	9	100.0%	6	100.0%	6	100.0%
100 ~109 (veh/5-min.)	76	25.1%	99	33.8%	96	41.7%	51	27.9%	17	33.3%	14	93.3%	10	76.9%	7	87.5%	10	100.0%	8	100.0%	7	100.0%	6	100.0%	5	100.0%	
	135	44.5%	175	59.7%	117	50.9%	108	59.0%	27	53.0%	1	6.7%	3	23.1%	1	12.5%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	92	30.4%	19	6.5%	17	7.4%	24	13.1%	7	13.7%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		303	100.0%	293	100.0%	230	100.0%	183	100.0%	51	100.0%	15	100.0%	13	100.0%	8	100.0%	10	100.0%	8	100.0%	7	100.0%	6	100.0%	5	100.0%
110 ~119 (veh/5-min.)	51	19.4%	77	32.2%	48	24.6%	22	15.6%	10	33.3%	12	92.3%	8	80.0%	7	87.5%	5	71.4%	4	80.0%	4	80.0%	4	100.0%	4	80.0%	
	129	49.0%	131	54.8%	122	62.6%	98	69.5%	14	46.7%	1	7.7%	2	20.0%	1	12.5%	1	14.3%	1	20.0%	1	20.0%	0	0.0%	1	20.0%	
	83	31.6%	31	13.0%	25	12.8%	21	14.9%	6	20.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	1	14.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
		263	100.0%	239	100.0%	195	100.0%	141	100.0%	30	100.0%	13	100.0%	10	100.0%	8	100.0%	7	100.0%	5	100.0%	5	100.0%	4	100.0%	5	100.0%
120 ~129 (veh/5-min.)	59	24.2%	62	34.1%	29	18.4%	8	11.6%	10	55.6%	9	75.0%	7	87.5%	7	100.0%	3	100.0%	2	66.7%	2	100.0%	2	100.0%	4	100.0%	
	115	47.1%	92	50.5%	94	59.4%	49	71.0%	8	44.4%	2	16.7%	1	12.5%	0	0.0%	1	33.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	
	70	28.7%	28	15.4%	35	22.2%	12	17.4%	0	0.0%	1	8.3%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%	0	0.0%			









Appendix B. Graphs about speed reduction caused by heavy vehicles

Analysis condition

85th percentile speed observed by traffic counters installed at the median lane of Tomei, Tohoku, Chuo, and Chugoku Expressways at day-time (08:00~16:00) on weekdays from January 1st, 1998 through December 31st, 2001

Grouping of 85th percentile speed data by flow level, heavy vehicle ratio (HVR), and rainfall intensity (RI)

By flow level: 10 groups divided by every 20 veh/5-min. (1~19, 20~39, ... , 180~199)

By HVR: 7 groups divided by every 10% (0~10, 10~20, ... , 50~60, over 60)

By RI: 12 groups for each RI (mm/h) value (0, 1, 2, ... , 10, over 11)

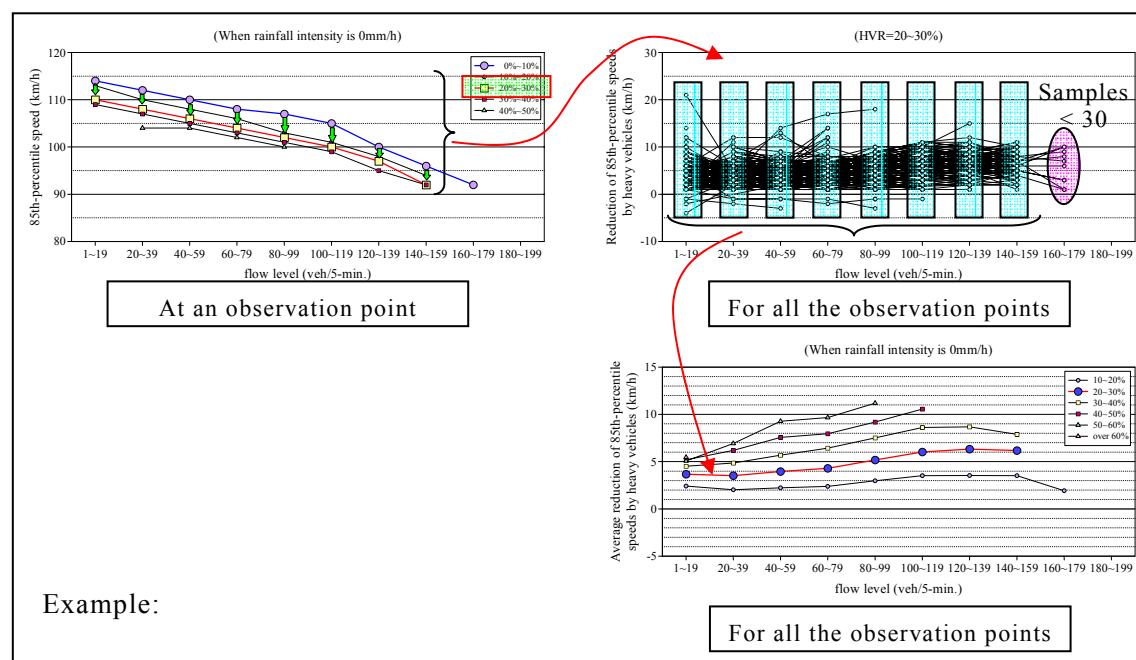
Explanation of graphs

- Graphs about speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

The speed reductions from the speeds when HVR is 0~10% to the speeds at each HVR group for all the flow groups were calculated for each RI group. A reduction value is calculated only when both sample sizes for the calculation are over 30.

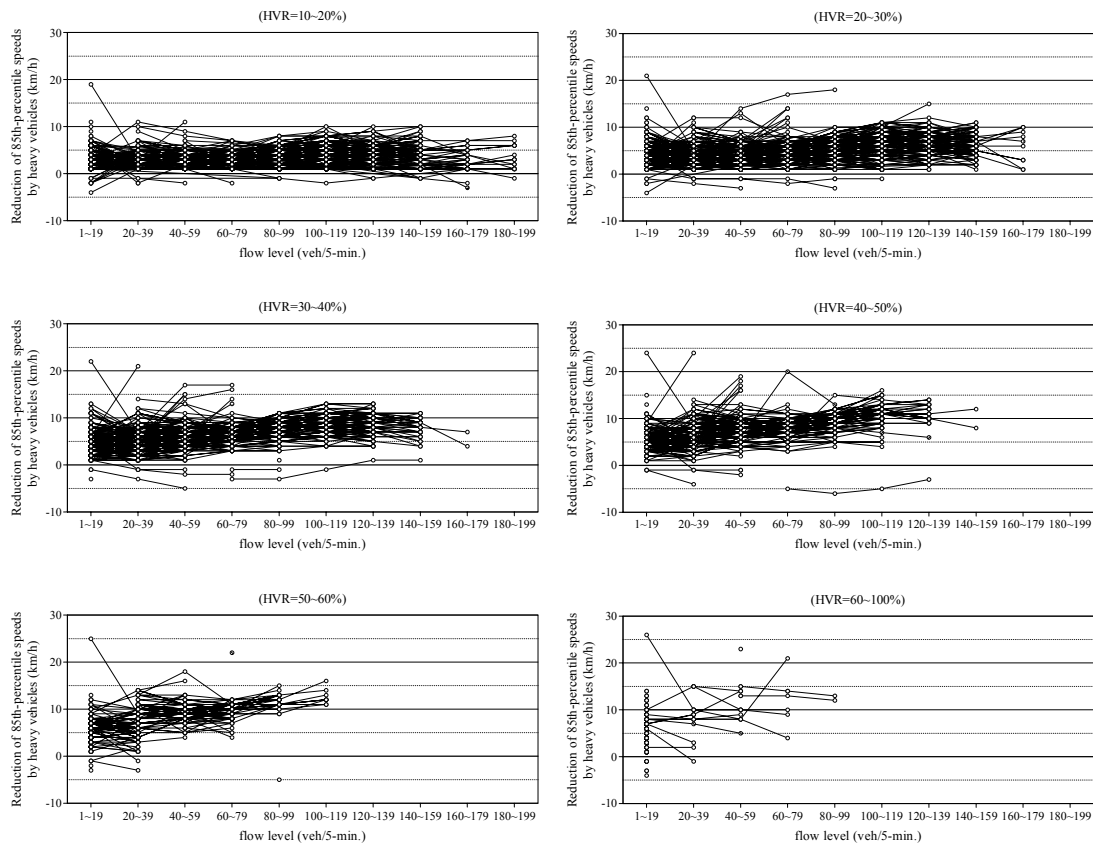
- Graphs about average speed reductions

Average speed reductions caused by HVR for all the flow groups are calculated for each RI group. The averages are calculated only when the sample sizes are over 30.

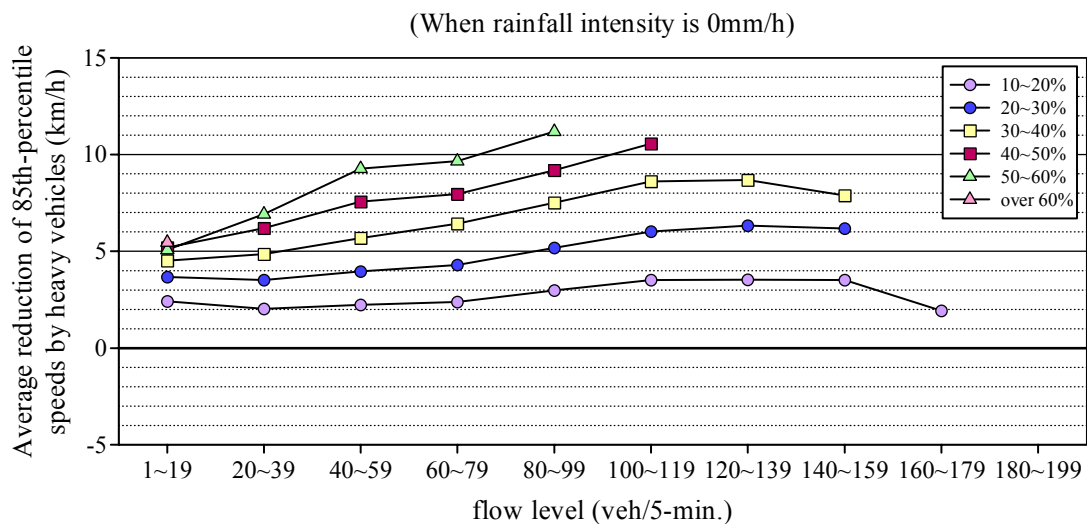


When rainfall intensity is 0mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

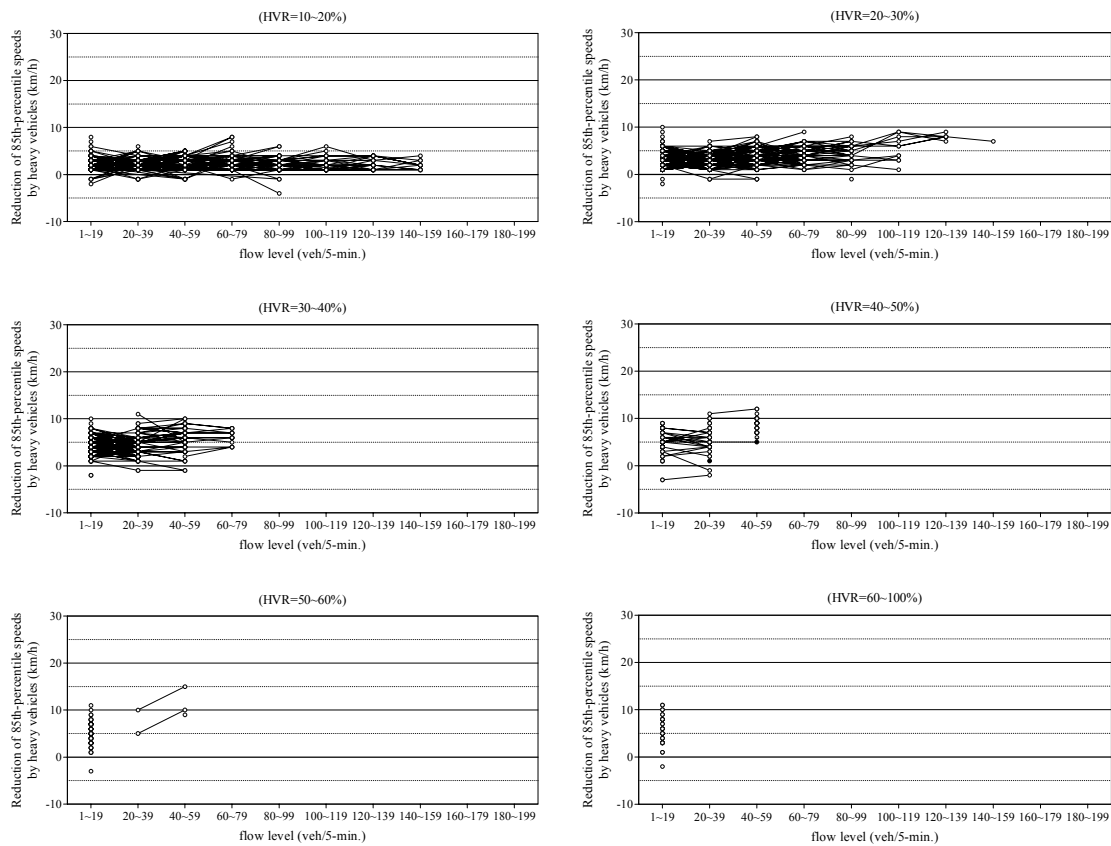


- Average speed reduction

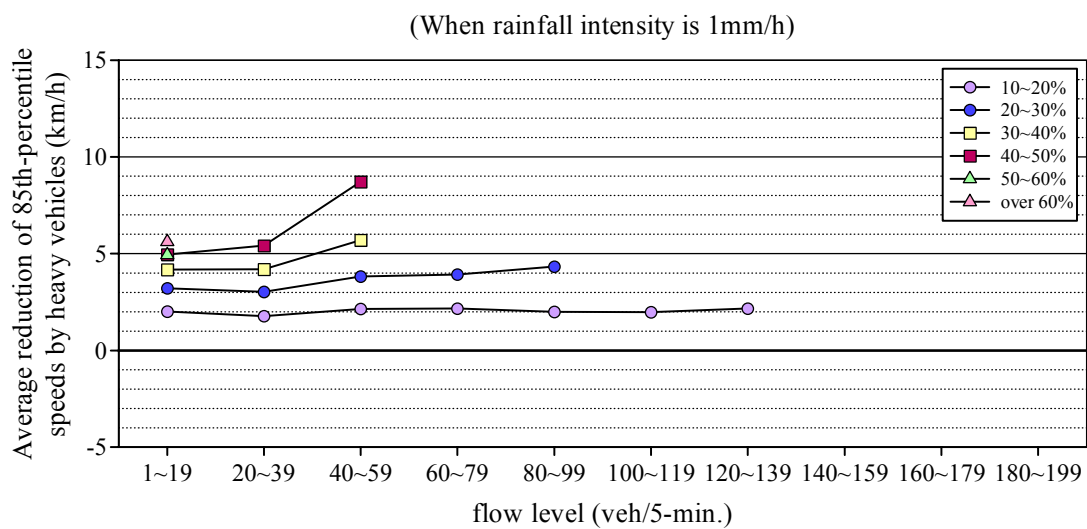


When rainfall intensity is 1mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

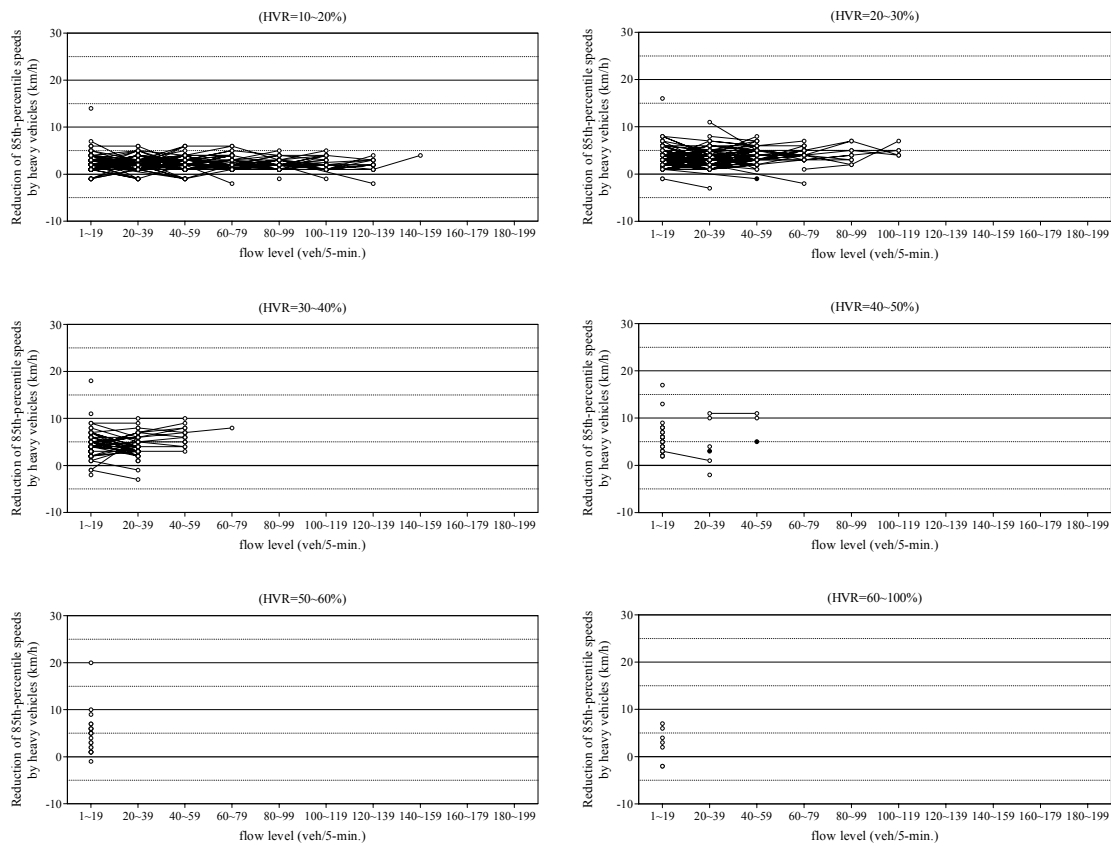


- Average speed reduction

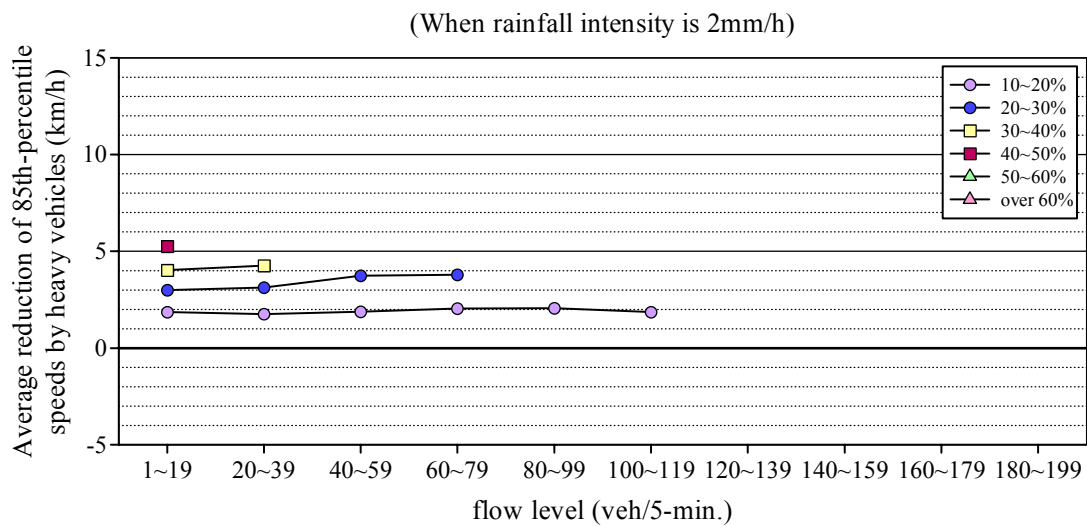


When rainfall intensity is 2mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

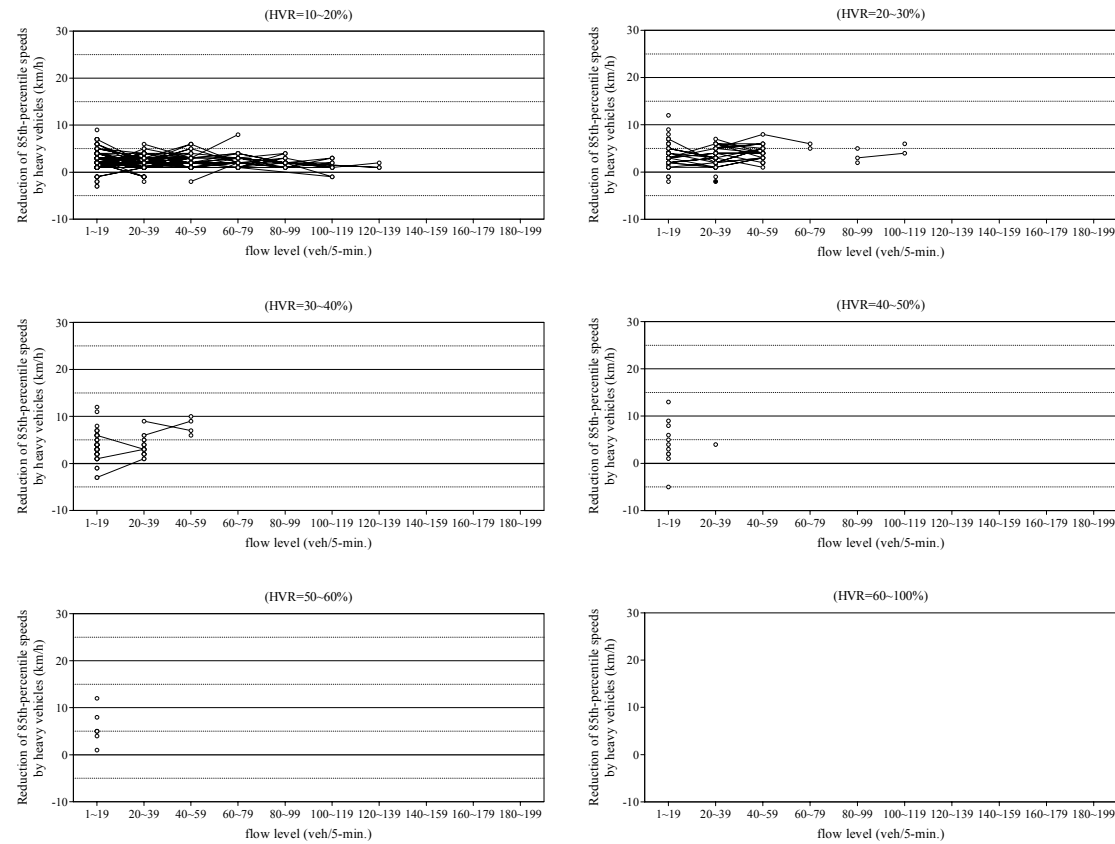


- Average speed reduction

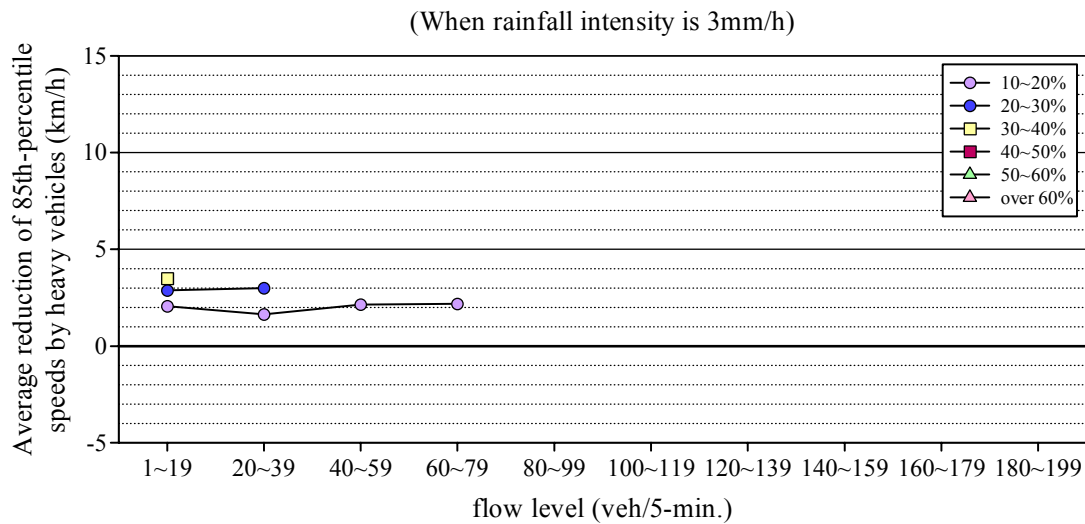


When rainfall intensity is 3mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

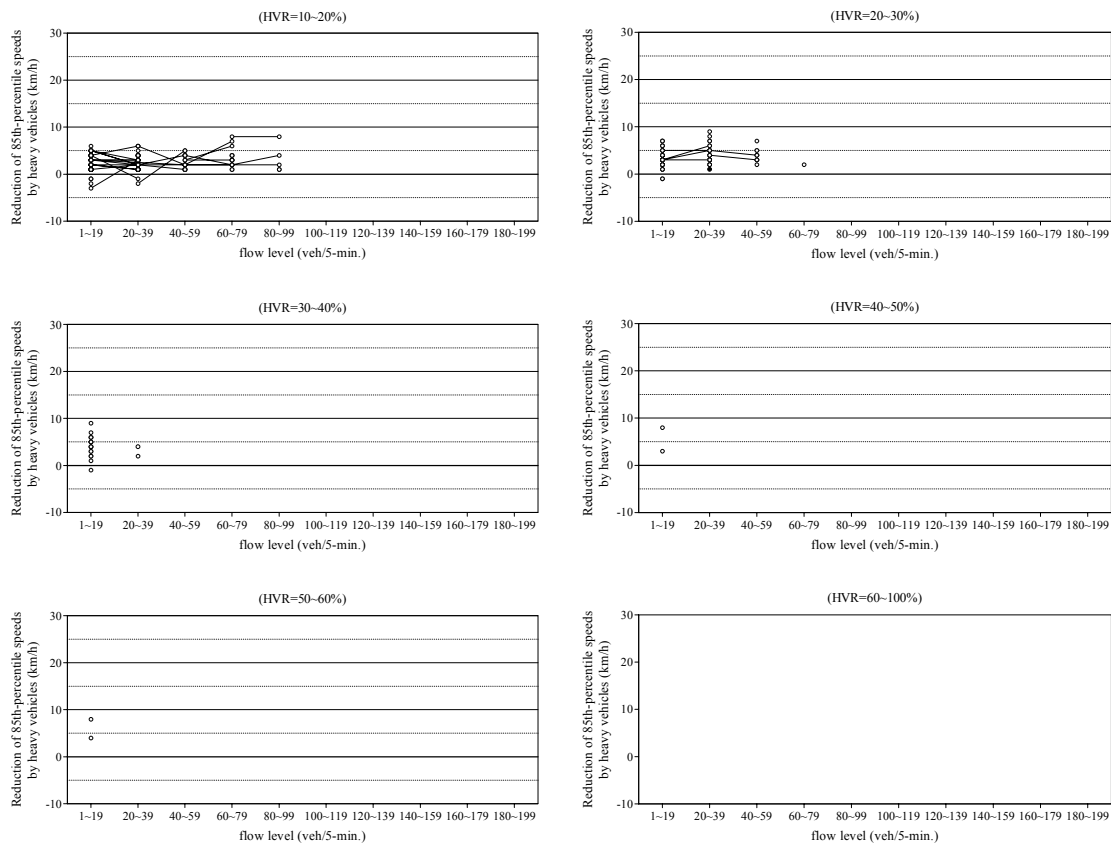


- Average speed reduction



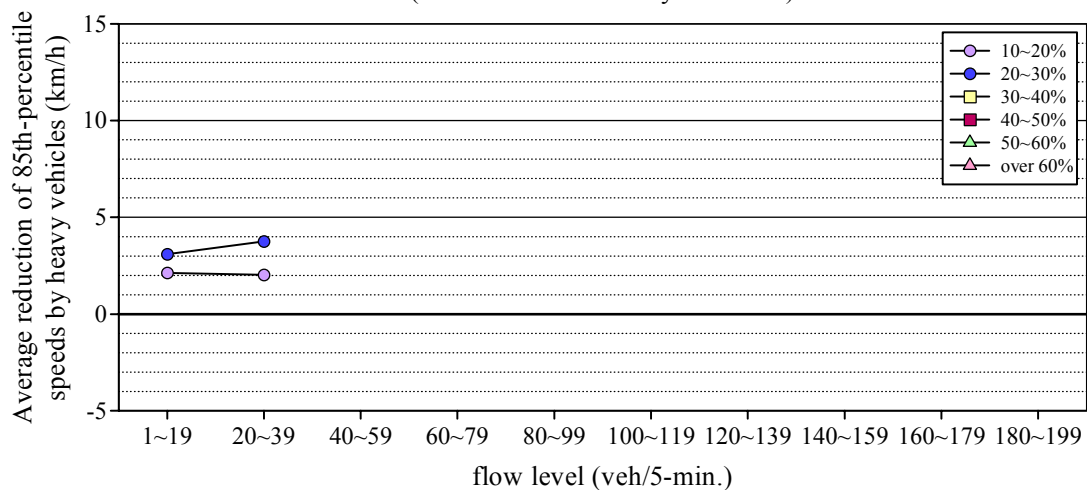
When rainfall intensity is 4mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%



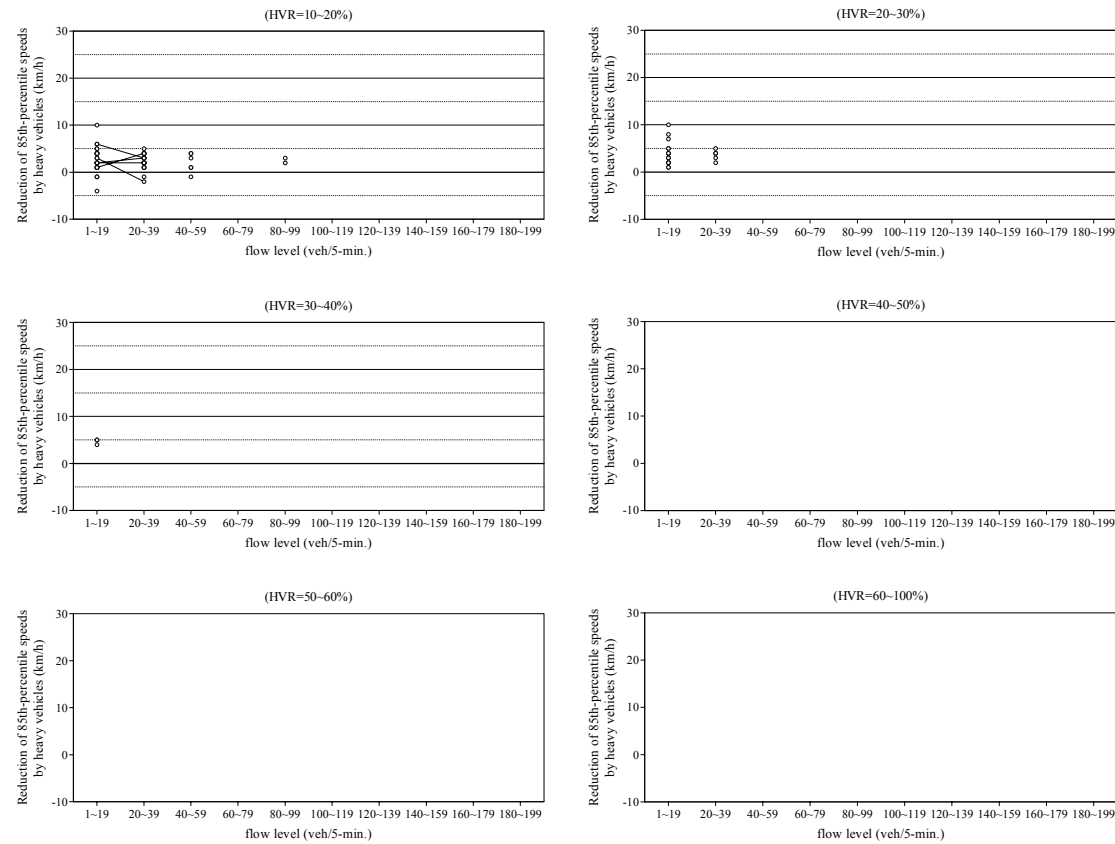
- Average speed reduction

(When rainfall intensity is 4mm/h)

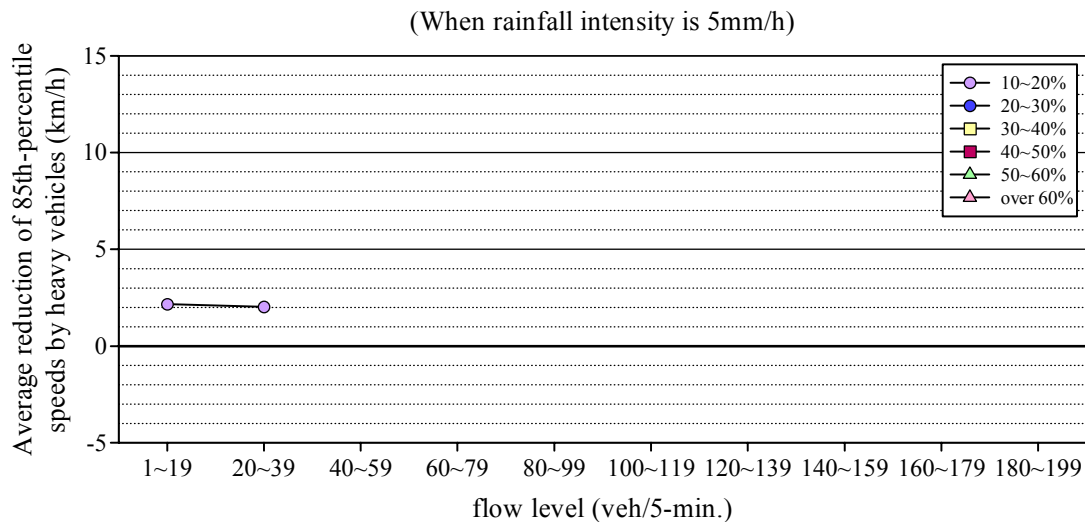


When rainfall intensity is 5mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%

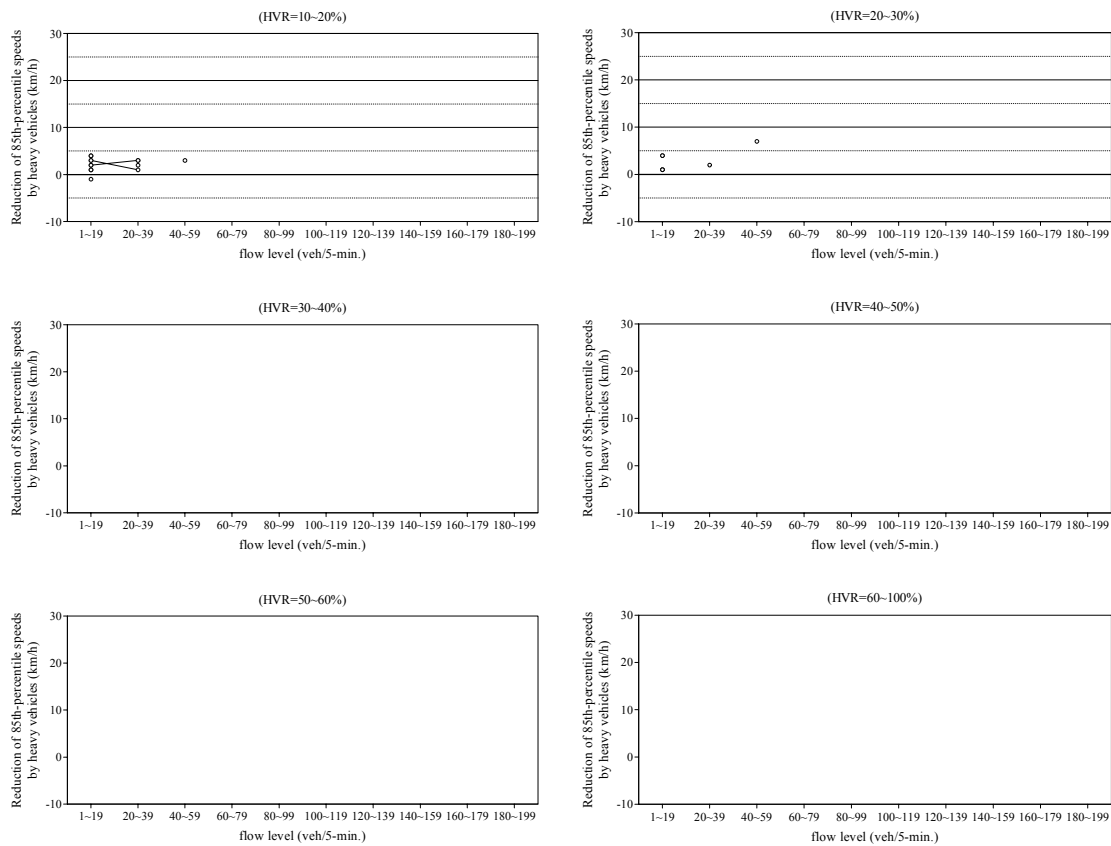


- Average speed reduction

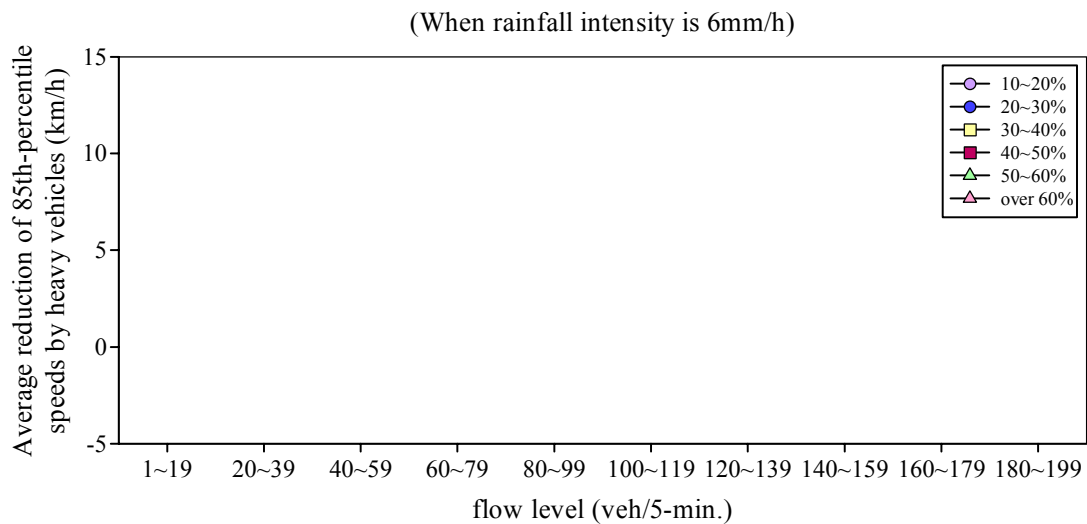


When rainfall intensity is 6mm/h

- Speed variation at each HVR group compared to the speed when HVR is 0~10%



● Average speed reduction



*** Average reduction could not be calculated when rainfall intensity is 6mm/h or more.**

Appendix C. Graphs about speed reduction caused by rainfall

Analysis condition

Same as Appendix A

Grouping of 85th percentile speed data by flow level, heavy vehicle ratio (HVR), and rainfall intensity (RI)

Same as Appendix A

Explanation of graphs

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h

The speed reductions from the speeds when RI is 0mm/h to the speeds at each RI group for all the flow groups were calculated for each HVR group. A reduction value is calculated only when both sample sizes for the calculation are over 30. The graphs for the case that RI is 7mm/h or more are omitted.

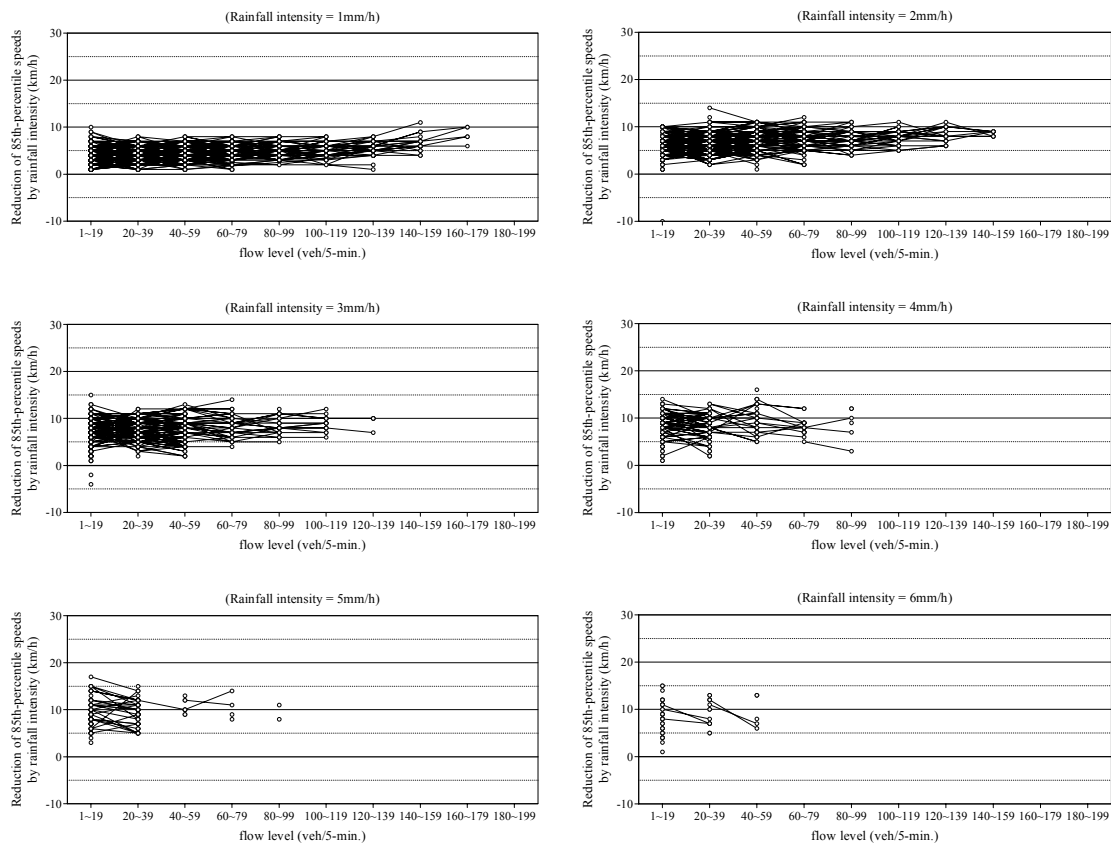
- Graphs about average speed reductions

Average speed reductions caused by RI for all the flow groups are calculated for each HVR group. The averages are calculated only when the sample sizes are over 30.

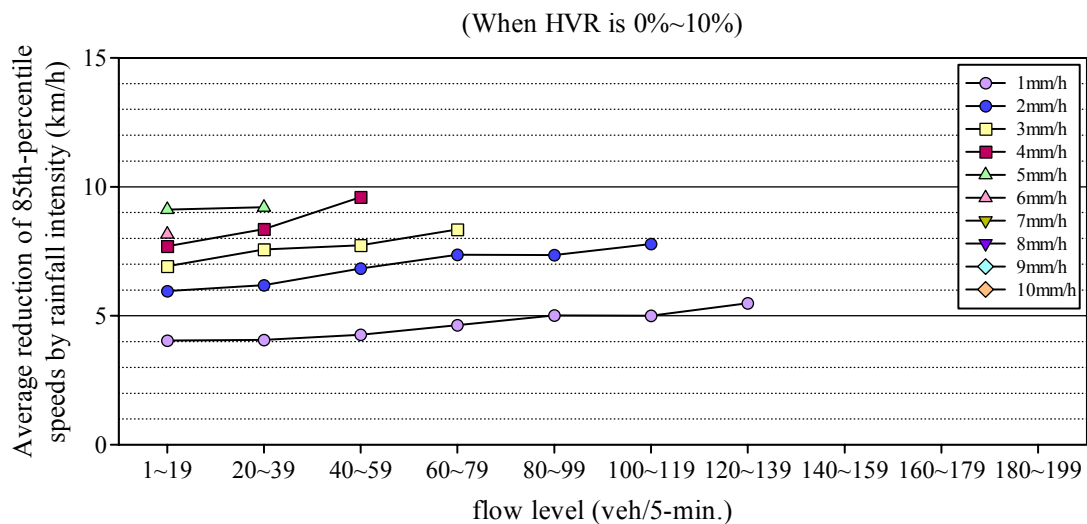
Examples are similar to Appendix A.

When heavy vehicle ratio is 0~10%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h

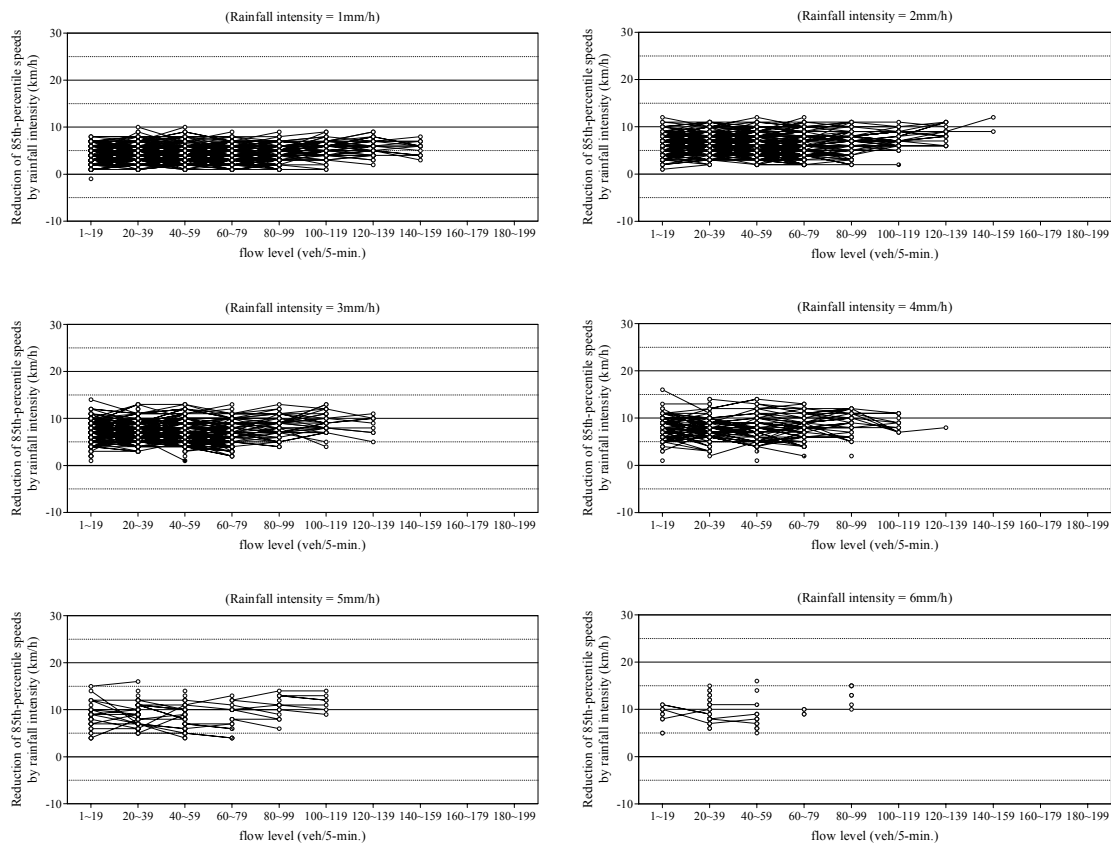


- Graphs about average speed reductions

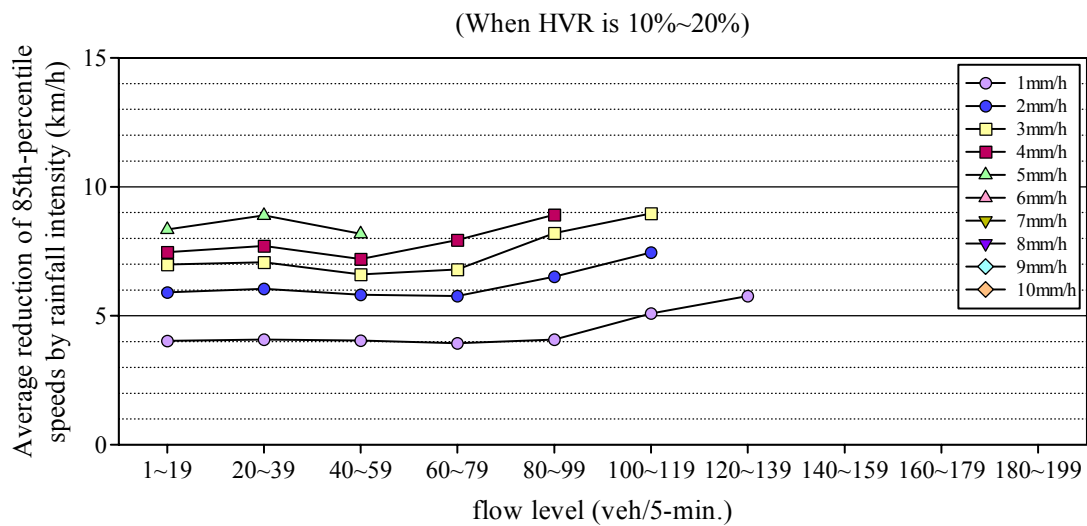


When heavy vehicle ratio is 10~20%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h

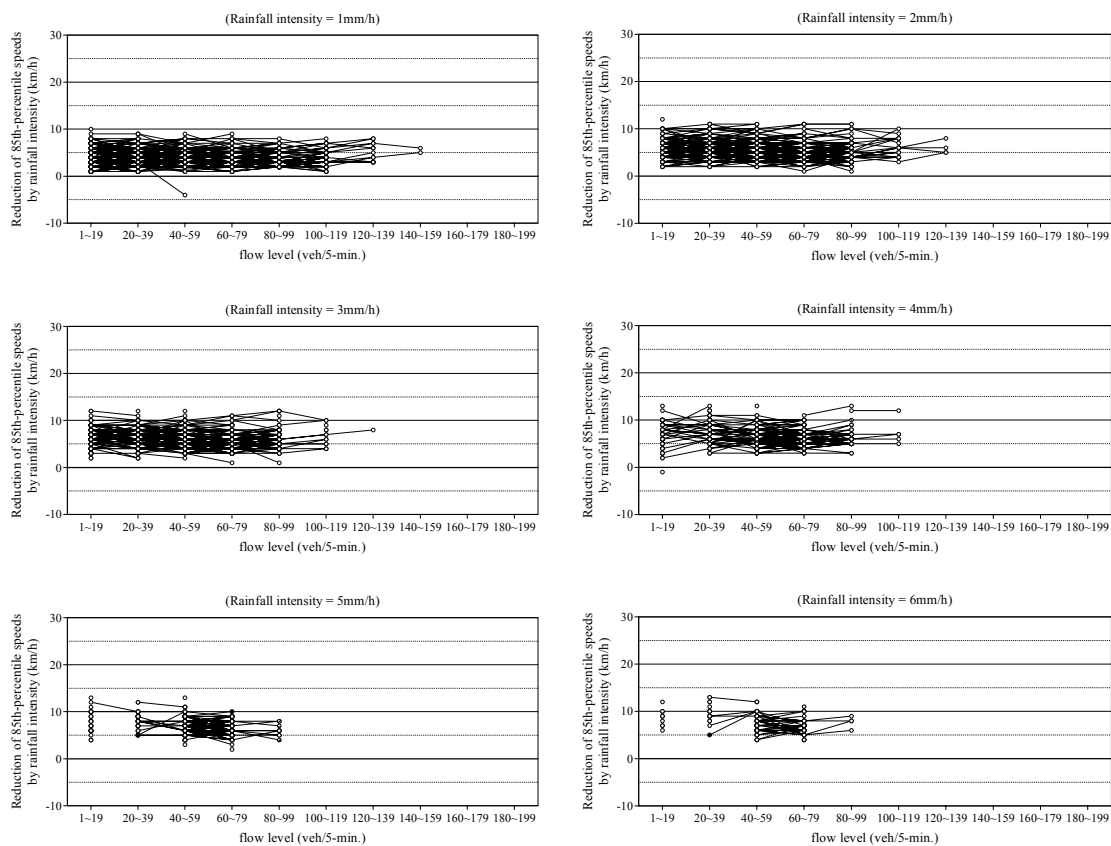


- Graphs about average speed reductions



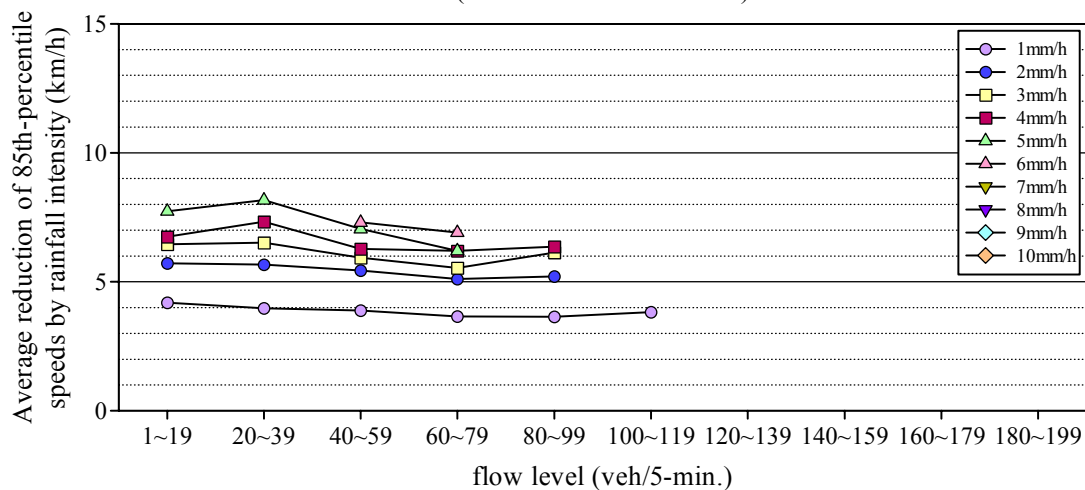
When heavy vehicle ratio is 20~30%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h



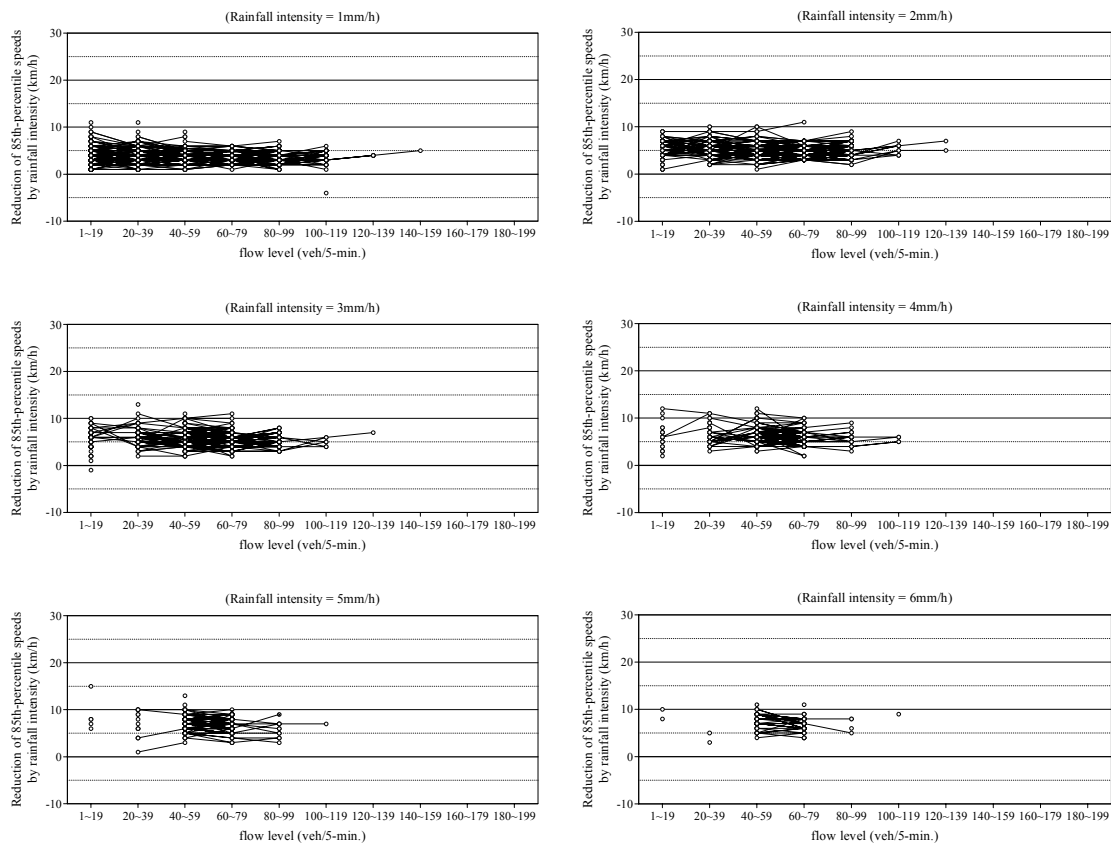
- Graphs about average speed reductions

(When HVR is 20%~30%)



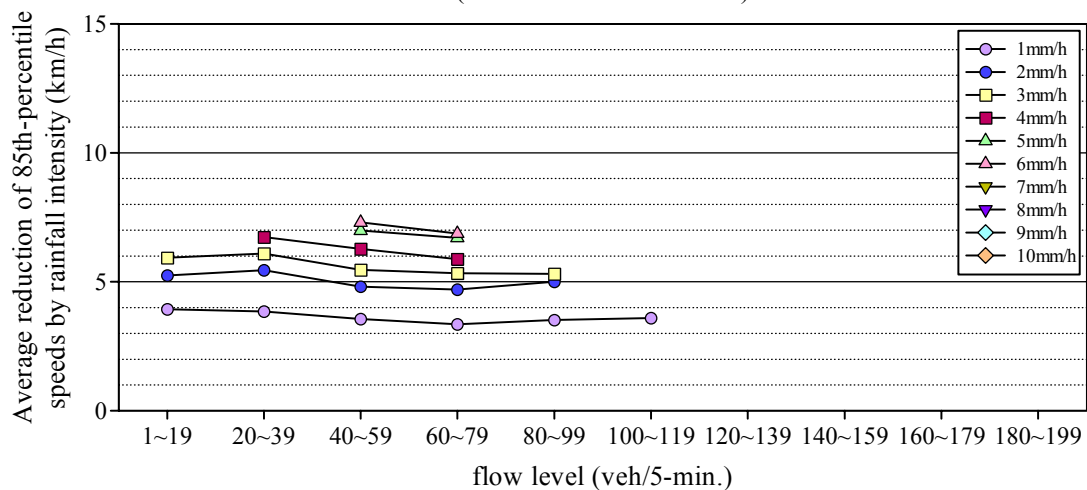
When heavy vehicle ratio is 30~40%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h



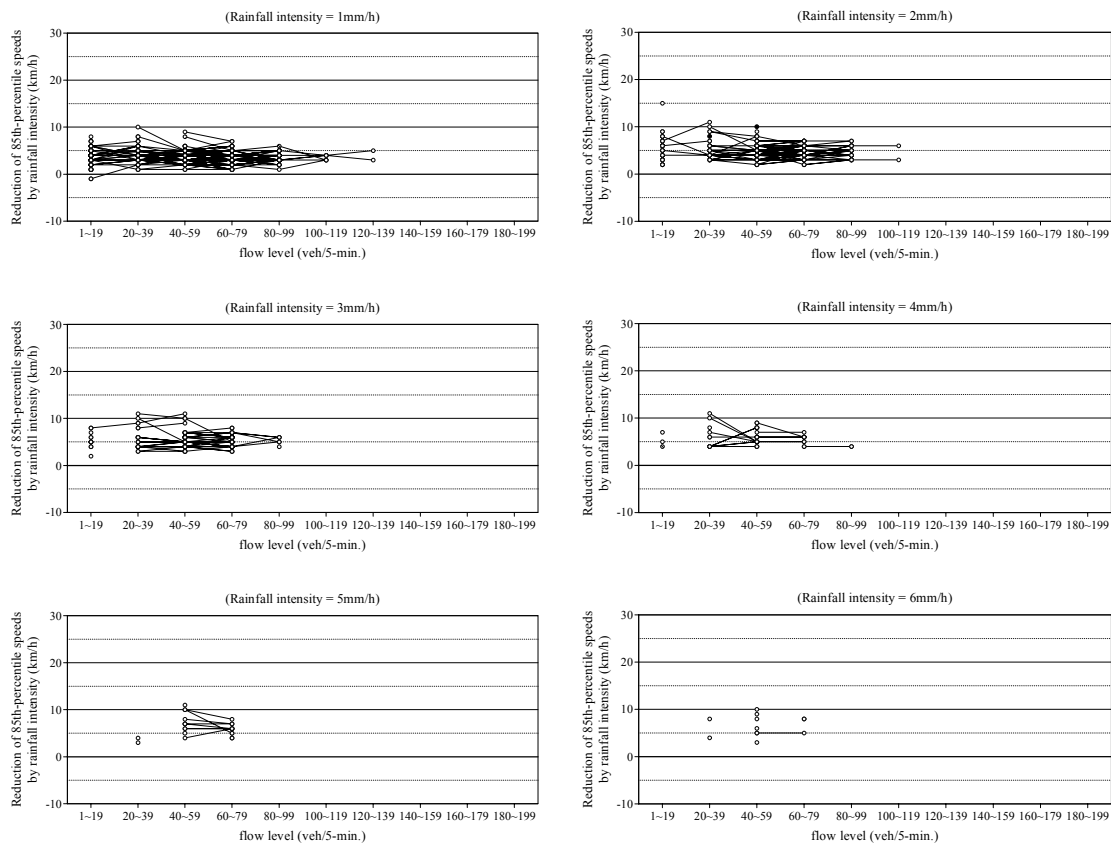
- Graphs about average speed reductions

(When HVR is 30%~40%)



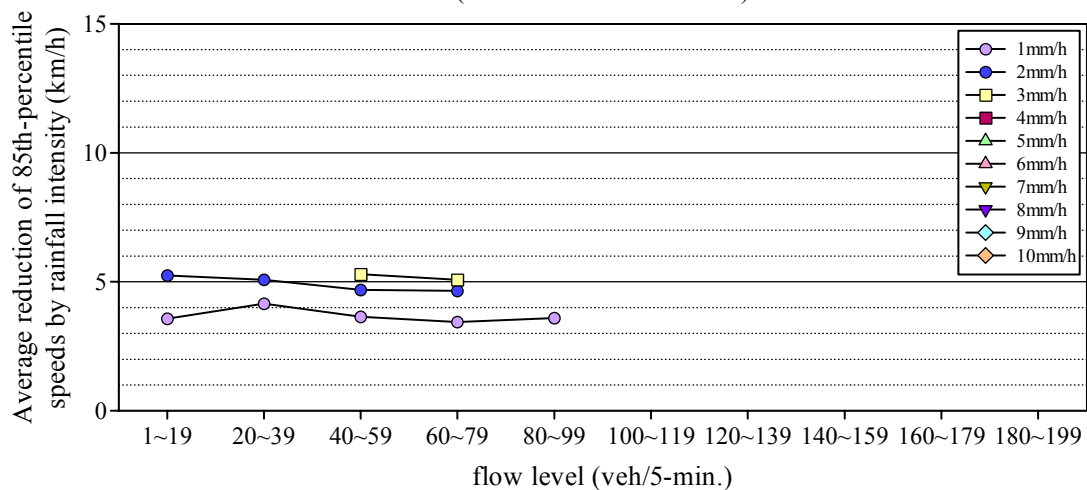
When heavy vehicle ratio is 40~50%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h



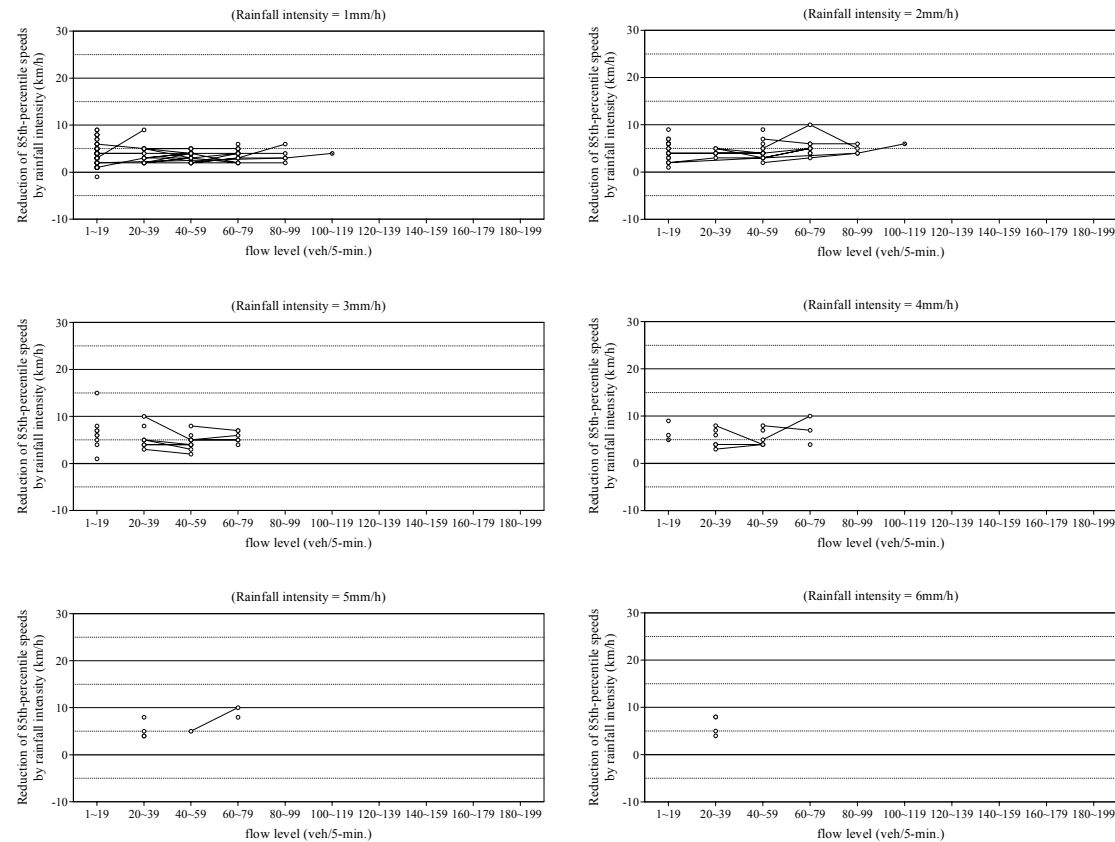
- Graphs about average speed reductions

(When HVR is 40%~50%)

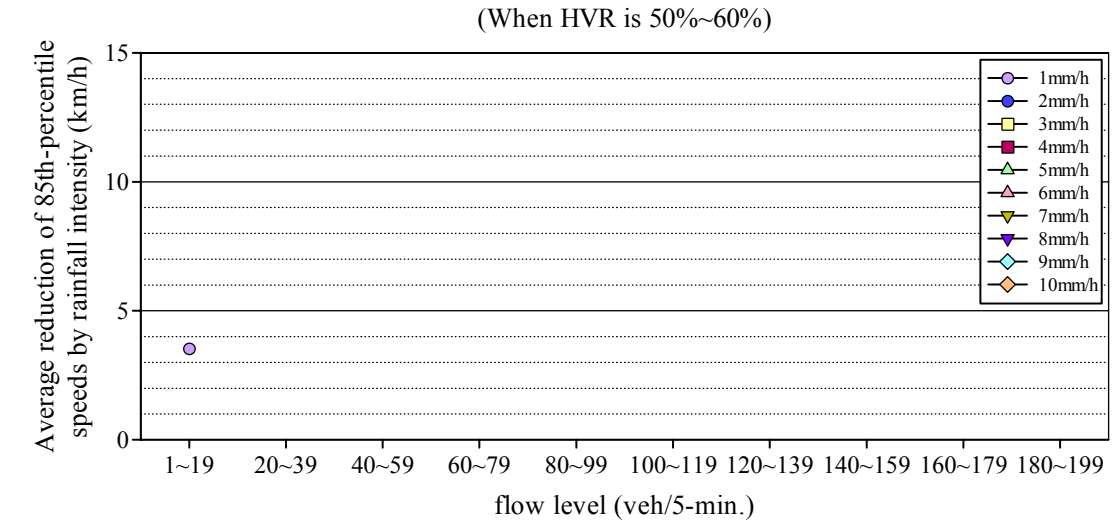


When heavy vehicle ratio is 50~60%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h

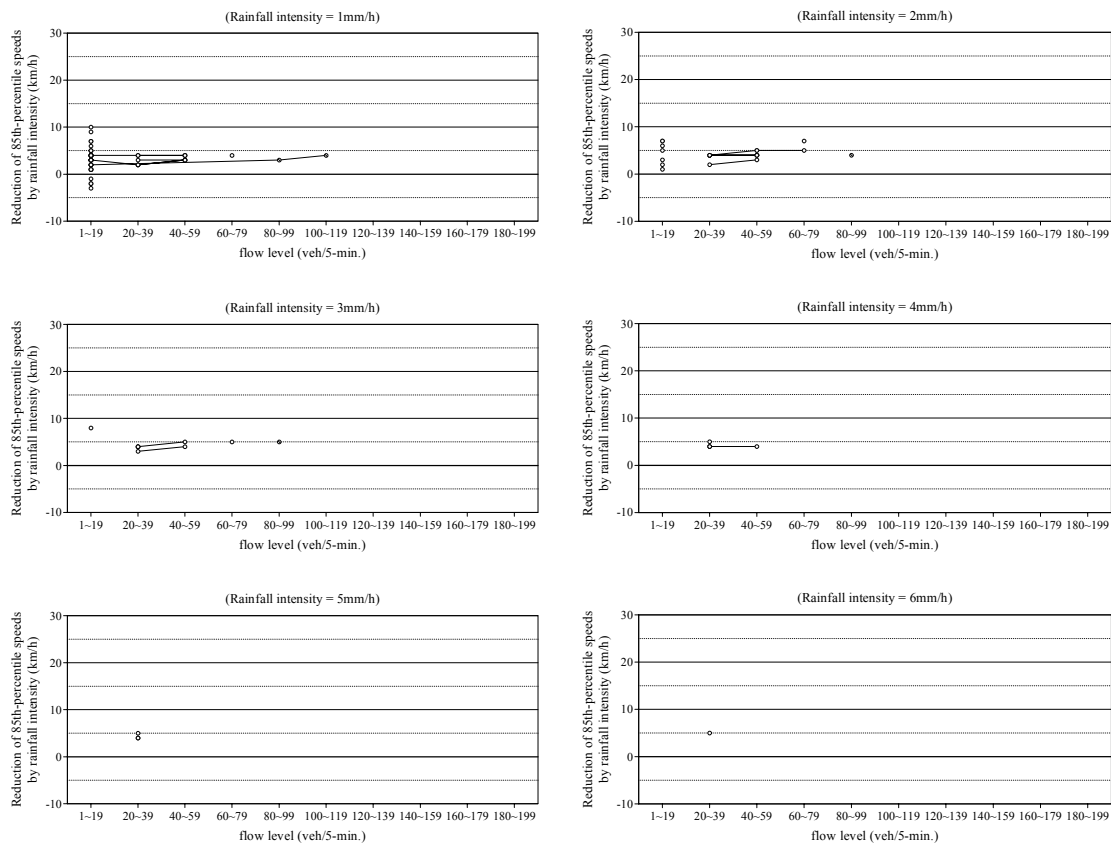


- Graphs about average speed reductions

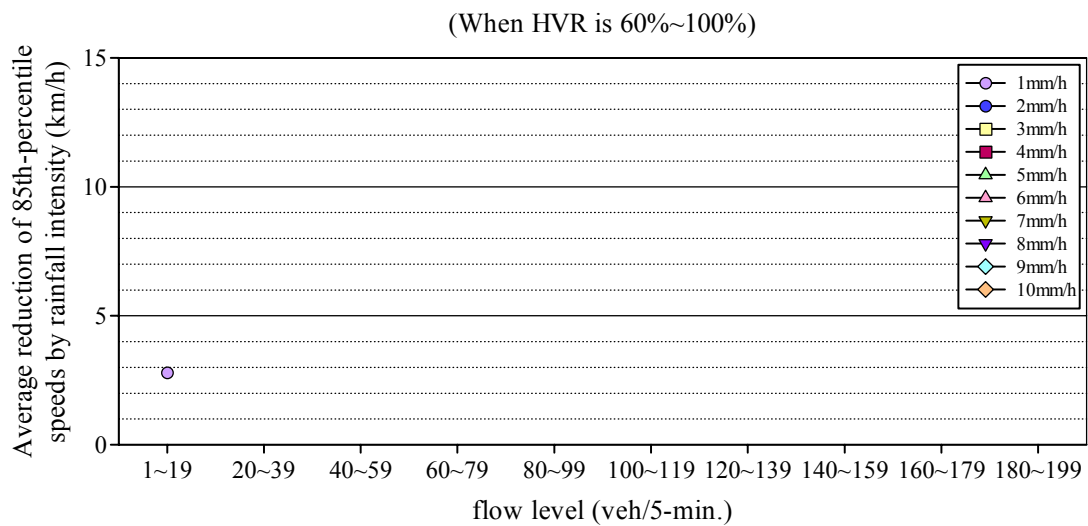


When heavy vehicle ratio is 60~100%

- Graphs about speed variation at each RI group compared to the speed when RI is 0mm/h



- Graphs about average speed reductions



C. 気象条件を考慮した交通容量に関する研究

1. 研究の背景と目的

これまで、渋滞が発生する要因として、需要の超過は勿論のこと、道路の横断構成、平面線形・縦断線形・合流部、トンネル部、サグ部といった道路構造的要因が挙げられている。これらの要因の他に、気象条件が渋滞発生要因としてあると考えられる。特に、降雨の現象はわが国のどこにおいても発生する事象であり、視認性や路面の摩擦力低下など、ドライバーに悪影響を及ぼす重要な要因である。しかしながら、渋滞現象は気象との因果関係があると漠然と想像されており、降雨時の方が降雨時以外に比較して渋滞が激しくなると考えられていたものの、実際に研究としてはほとんど行われていない。

そこで本研究では、首都高速道路・東京線を対象として、気象条件が交通容量にどのような影響を与えるか、定量的に分析することを目的とする。

2. 分析方法と分析対象地点

車両感知器データを用いて、降雨量レベル別に交通容量レベルの検討を行い、降雨による影響を分析した。交通容量の算出方法としてはいくつか考えられるが、本分析ではボトルネック箇所においてQ-V曲線を作成することにより算出した。

分析対象地点は、首都高速道路におけるボトルネックは大部分が合流部であるので、合流部を対象に選定した。合流部でもランプ合流部と本線合流部では交通現象が異なると考えられるので、各々を対象にして選定した。地点による相違も考慮して、ランプ合流部、本線合流部に対して、各々2地点を選定した。

また、曲線部による影響の分析も行った。首都高速道路では曲線部がボトルネックとなる地点は少ないので、今回の分析では、パイロットスタディとして1地点のみを対象とした。

分析対象地点を表-1に示す。

表-1 対象地点一覧表

線形種類	路線名称
ランプ合流部	3号渋谷線 下り 三軒茶屋付近
	都心環状線 内回り 代官町付近
本線合流部	浜崎橋JCT(1号線上り・都心環状線外回り合流)
	堀切JCT(中央環状線・6号線下り合流)
曲線部	4号新宿線 下り 代々木付近

3. 研究のデータセットについて

研究データについては、「交通データ」と「気象データ」に分類して研究データを収集し、分析できる状態に構築した。用いるデータの詳細は以下に示す通りである。

① 交通データ

首都高速道路公団が交通管制システムで収集している車両感知器データ（地点別車線別の5分間データ）を用いた。

② 気象データ

ボトルネックを対象とする分析なので、より細かくボトルネック直近の降雨量の影響を分析することが可能なように、(財)日本気象協会から提供された東京アメッシュデータ（250m間隔メッシュデータ）を用いた。

③ 分析対象期間

アメッシュデータが入手できるのが、下記の2年間分のデータだったので、この期間を対象とした。
2002/07/01～2004/06/30（2年間分）

4. 分析結果

ボトルネック箇所を対象として降雨時以外と降雨時の交通容量分析を行った。そのためにQ-V曲線は、降雨時以外（0mm/h）と降雨時（0mm/h～）を分けて作成した。降雨時は降雨量が多くなるとデータのサンプル数が少なくなるので、0～1, 1～2, 2～3, 3～4, 4～5, 5～10, 10～20, 20mm/h以上の8分類とした。分析したQ-V曲線のうちランプ合流部の三軒茶屋付近と本線合流部の浜崎橋JCTのQ-V曲線を各々図-1～2, 図-3～4に示す。なお、降雨時以外の分類は降雨が全く無かった時を示す。

両図から降雨が少しでもあることによりQ-V曲線が大きく変化し、自由流の速度が低下するとともに、交通容量も低下していることが知られる。また、降雨量が増加するとともに、この傾向が増大している傾向にある。

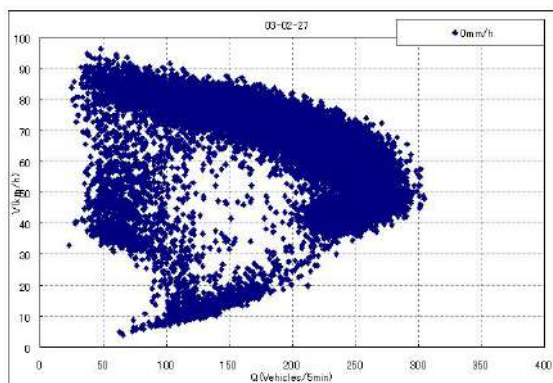


図-1 降雨時以外の Q-V 曲線（三軒茶屋付近）

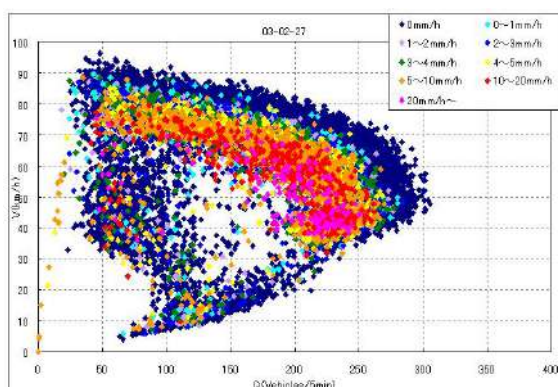


図-2 降雨時を考慮した Q-V 曲線（三軒茶屋付近）

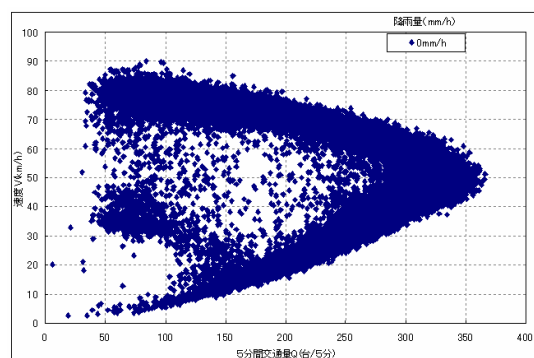


図-3 降雨時以外の Q-V 曲線（浜崎橋 JCT）

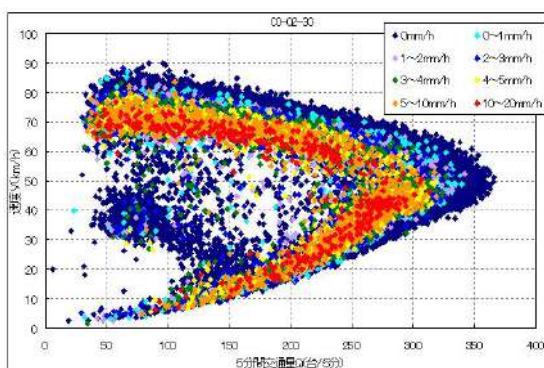


図-4 降雨時を考慮した Q-V 曲線（浜崎橋 JCT）

図-3, 4 より浜崎橋 JCT における Q-V 曲線上の臨界速度は 50km/h 程度と考えられるので、臨界速度付近(50±10 km/h)の断面における交通量の分布の分析を行った。降雨量レベル別に図-5 および表-2 に示す。

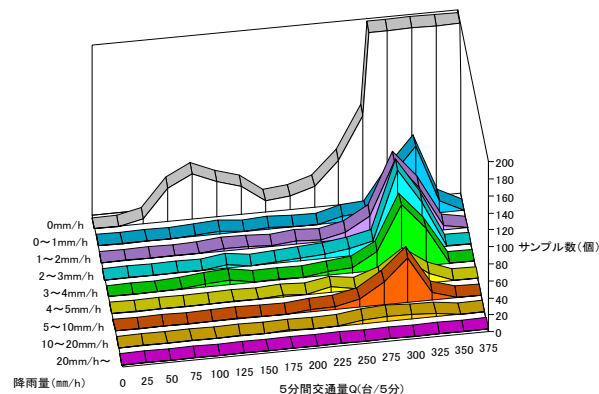


図-5（浜崎橋 JCT 50±10 km/h 断面）における交通量分布図

表-2 （浜崎橋 JCT 50±10 km/h 断面）における交通量分布表

降雨量(mm/h)	5分間交通量Q(台/5分)															
	0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	325	350	375
0	0	0	6	39	53	42	33	14	16	25	52	102	530	2360	2151	134
0~1	0	0	0	0	1	3	0	2	0	0	7	9	49	81	14	0
1~2	0	0	0	0	0	3	2	1	3	2	8	24	85	52	5	0
2~3	0	0	0	0	0	4	0	1	3	5	9	15	95	54	1	0
3~4	0	0	0	1	4	6	1	1	1	4	6	22	75	44	1	0
4~5	0	0	0	0	0	1	0	2	0	6	2	11	31	11	0	0
5~10	0	0	0	0	0	1	0	0	2	3	9	27	52	9	0	0
10~20	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	4	6	5	4	0	0
20~	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

これらの図表から、雨が微量でも観測されると交通量レベルが低下する傾向にあることが知られる。また、表-2 より 1mm/h 程度以上の降雨が観測されると、交通量レベルが間で 25 台/5 分/2 車線程度、割合として約 8%程度の低下が認められる。また、サンプル数は少ないが 5mm/h 以上の降雨が観測されると、交通量低下の割合が増加する傾向にある。

次に、Q-V 曲線上の各交通量断面における速度分布の分析を行った。交通量レベル Q=150~200, Q=200~250, Q=250~300 の各々の断面における速度の分布を図-6~図-8 および表-3~5 に示す。

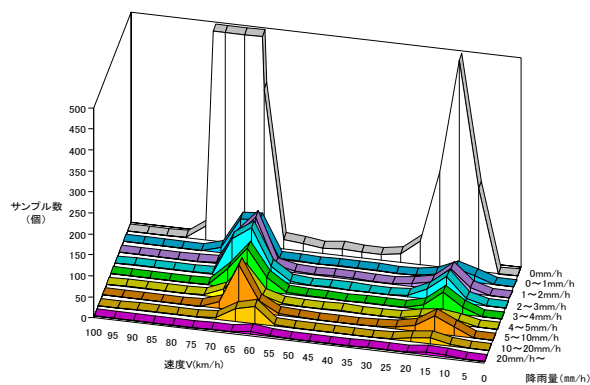


図-6 (浜崎橋 JCT Q=150~200 断面) における速度分布図

表-3 (浜崎橋 JCT Q=150~200 断面) における速度分布表

降雨量(mm/h)	速度V(km/h)																					
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
0	0	0	198	499	227	56	21	14	14	17	13	19	23	375	2032	1229	32	1	0	0	0	
0~1	0	0	16	29	9	2	0	1	2	2	0	3	3	89	86	12	0	0	0	0	0	
1~2	0	0	13	52	15	5	1	1	3	3	1	3	13	120	71	2	0	0	0	0	0	
2~3	0	0	11	59	23	4	0	0	1	3	1	4	34	121	89	2	0	0	0	0	0	
3~4	0	0	16	47	12	1	0	1	0	1	1	4	34	98	43	1	0	0	0	0	0	
4~5	0	0	10	16	10	1	0	0	2	1	1	3	16	70	21	1	0	0	0	0	0	
5~10	0	0	20	41	13	4	0	0	0	0	1	4	28	109	15	0	0	0	0	0	0	
10~20	0	0	5	15	8	2	0	0	0	0	1	3	40	29	3	0	0	0	0	0	0	
20~	0	0	3	6	0	1	0	0	0	0	0	2	7	1	0	0	0	0	0	0	0	

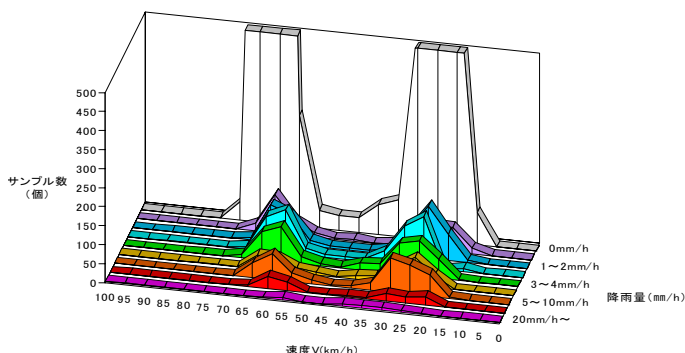


図-7 (浜崎橋 JCT Q=200~250 断面) における速度分布図

表-4 (浜崎橋 JCT Q=200~250 断面) における速度分布表

降雨量(mm/h)	速度V(km/h)																					
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
0	0	0	0	84	745	1286	562	96	78	39	39	47	291	2522	1892	48	0	0	0	0	0	
0~1	0	0	0	14	63	65	33	5	0	5	2	12	38	101	20	0	0	0	0	0	0	
1~2	0	0	0	6	69	138	72	14	5	5	5	16	77	97	6	0	0	0	0	0	0	
2~3	0	0	0	8	0	133	103	32	6	6	7	18	113	90	6	0	0	0	0	0	0	
3~4	0	0	0	3	49	93	81	22	18	3	7	20	93	73	9	0	0	0	0	0	0	
4~5	0	0	0	0	31	73	43	14	9	1	7	13	35	36	0	0	0	0	0	0	0	
5~10	0	0	0	3	56	76	89	19	6	2	10	23	68	38	0	0	0	0	0	0	0	
10~20	0	0	0	0	22	16	19	4	4	1	2	22	33	4	0	0	0	0	0	0	0	
20~	0	0	0	0	2	4	6	6	5	0	0	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0	

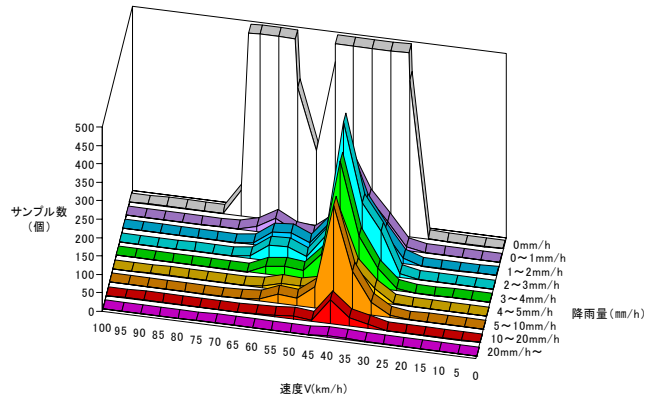


図-8 (浜崎橋 JCT Q=250~300 断面) における速度分布図

表-5 (浜崎橋 JCT Q=250~300 断面) における速度分布表

降雨量(mm/h)	速度V(km/h)																					
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100	
0	0	0	0	0	0	3	426	2549	3373	2048	451	202	367	1382	1198	68	0	0	0	0	0	
0~1	0	0	0	0	0	0	9	72	131	228	48	10	16	43	15	0	0	0	0	0	0	
1~2	0	0	0	0	0	0	15	79	154	288	82	26	45	41	6	0	0	0	0	0	0	
2~3	0	0	0	0	0	0	9	119	190	402	86	24	45	43	7	0	0	0	0	0	0	
3~4	0	0	0	0	0	0	6	54	136	333	73	23	28	20	0	0	0	0	0	0	0	
4~5	0	0	0	0	0	0	3	37	88	221	26	16	17	4	0	0	0	0	0	0	0	
5~10	0	0	0	0	0	0	5	35	112	289	58	20	24	6	1	0	0	0	0	0	0	
10~20	0	0	0	0	0	0	0	12	23	85	4	7	4	2	0	0	0	0	0	0	0	
20~	0	0	0	0	0	0	1	1	3	3	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	

これらの図表から速度分布も、交通量分布と同様に降雨により低下する傾向にあり、降雨量の増加とともにその傾向が強くなることが知られる。

特徴的なのは、交通量が少ないときに自由流域側においては降雨量が微量でも速度が低下(5km/h程度)するのに対し、渋滞流域側では降雨量が増えても速度の低下がそれほど大きくないことである。しかしながら、交通量レベル Q=200~250(図-7、表-4)では、自由流域・渋滞流域共に雨の影響が出てきている。交通量レベルが交通容量に近づくにつれて自由流域側の車群が渋滞流域側へ移行するか否かの境界のため、降雨の影響がその現象に伴って起きていると考えられる。次に、交通量 Q=250~300では、降雨時にはほとんどの車群が渋滞流域側に移行し、渋滞状態の渦中にあり降雨量が微量でも降雨の影響を受けている。

5. 降雨時交通容量低下レベル算定

交通容量算出において、Qmax のみだと、サンプル数との関係で、偶然変動の影響を受ける可能性があるため、

(1) Qmax による算出

(2) 臨界領域における上位 10 位の平均値による算出と、2 つの算出方法で合流部別に、また、曲線部において交通容量を算出した。結果は表-6 に示す通りである。

降雨による影響特性は合流部(ランプ・本線含む)と曲線部において異なっている。特に変化率が比較的に安定している(2)の算出値でみると、合流部では、第一段階として降雨があるか否かで 6～10%程度の交通容量の低下が認められる。さらに第2段階として降雨量が 4mm/h 程度まで増加すると、交通容量が 10%以上低下している。その後、降雨量が 4mm/h を超え 10mm/h 程度になると交通容量は 10～15%以上低下している。降雨量が 10mm/h を超えると、サンプル数が少なくなるものの、交通容量の低下の割合は 15%から地点によっては 20%以上に達している。

一方、曲線部においては特性が全く異なり、降雨がある時点で、15%と合流部に較べて大幅に交通容量が低下しており、各降雨量レベルで合流部よりも 5%以上交通容量が低下しており、降雨量 20mm/h 以上になると交通容量の低下率は 30%以上とさらに増加している。したがって、曲線部では、合流部に較べて降雨の影響を受けやすいと考えられる。

6. 結論

- ① 降雨により、自由流域側の速度が大きく影響を受け、少しでも降雨があると速度が低下し、降雨量の増加と共に速度の低下量は増加する。交通量レベルが小さい時には、微量の降雨で速度が 5km/h 程度低下する。
- ② 渋滞流域に対しては、速度に対する降雨の影響は小さい。しかしながら、交通量レベルが交通容量に近づくにつれて影響を受け、その度合いも大きくなる。
- ③ 降雨が少しでもあると交通容量は 6～10%程度低下し、降雨量の増加と共に低下の割合が増加し、降雨量が 10mm/h を超えると低下率は 15～20%に達する。
- ④ 曲線部の方が合流部よりも降雨の影響を受けやすく、各降雨量レベルにおいて、合流部よりも交通容量が 5%以上低下する。

表-6 線形別・降雨時交通容量低下レベル表

線形種別	降雨量 (mm/h)	サンプル 数	5分間フローレート (台/時)	変化率(%)	5分間フローレート (台/時)	変化率(%)
ランプ合流部	地点名:三軒茶屋		(1)Qmaxによる算出		(2)上位10位平均による算出	
	0	46,152	3,672	0.00	3,610	0.00
	0～1	1,524	3,360	8.50	3,241	10.21
	1～2	1,311	3,312	9.80	3,166	12.30
	2～3	1,812	3,408	7.19	3,220	10.80
	3～4	1,681	3,324	9.48	3,222	10.74
	4～5	1,108	3,216	12.42	3,131	13.26
	5～10	1,829	3,240	11.76	3,154	12.63
	10～20	531	3,144	14.38	3,065	15.09
	20～	145	3,000	18.30	2,894	19.81
	地点名:代官町		(1)Qmaxによる算出		(2)上位10位平均による算出	
	0	44,573	4,020	0.00	3,946	0.00
	0～1	1,072	3,888	3.28	3,698	6.27
	1～2	557	3,768	6.27	3,564	9.67
	2～3	916	3,672	8.66	3,575	9.40
	3～4	836	3,600	10.45	3,534	10.43
	4～5	528	3,552	11.64	3,473	11.98
	5～10	517	3,564	11.34	3,446	12.65
	10～20	111	3,360	16.42	3,252	17.58
	20～	46	3,828	4.78	3,164	19.80
本線合流部	地点名:浜崎橋		(1)Qmaxによる算出		(2)上位10位平均による算出	
	0	44,245	4,404	0.00	4,350	0.00
	0～1	1,891	4,080	7.36	3,988	8.33
	1～2	2,170	4,104	6.81	3,924	9.79
	2～3	2,560	3,972	9.81	3,850	11.50
	3～4	1,971	3,924	10.90	3,793	12.80
	4～5	1,129	3,828	13.08	3,740	14.01
	5～10	1,561	3,828	13.08	3,696	15.03
	10～20	479	3,756	14.71	3,562	18.12
	20～	76	3,636	17.44	3,184	26.81
	地点名:堀切		(1)Qmaxによる算出		(2)上位10位平均による算出	
	0	46,444	6,252	0.00	6,070	0.00
	0～1	841	5,808	7.10	5,552	8.52
	1～2	670	5,532	11.52	5,485	9.63
	2～3	800	5,472	12.48	5,404	10.97
	3～4	664	5,580	10.75	5,410	10.87
	4～5	416	5,328	14.78	5,220	14.00
	5～10	487	5,376	14.01	5,231	13.82
	10～20	130	5,316	14.97	5,096	16.03
	20～	36	5,580	10.75	4,892	19.40
曲線部	地点名:代々木		(1)Qmaxによる算出		(2)上位10位平均による算出	
	0	40,678	4,884	0.00	4,574	0.00
	0～1	899	4,044	17.20	3,884	15.08
	1～2	505	3,936	19.41	3,736	18.34
	2～3	830	4,080	16.46	3,781	17.34
	3～4	735	3,828	21.62	3,716	18.76
	4～5	449	3,720	23.83	3,599	21.33
	5～10	464	3,948	19.16	3,608	21.12
	10～20	93	3,564	27.03	3,365	26.44
	20～	36	3,492	28.50	3,173	30.64

7. 今後の課題

降雨量の多いデータが不足しているので、降雨量の多いデータを追加して分析する必要がある。線形の影響については、縦断線形も含めてさらに分析を進める必要がある。

参考文献

- 1) 佐藤久嘉:「気象条件が高速道路の走行速度に与える影響調査」, 第 10 回交通工学研究発表会論文報告集, PP.65～68, 1990 年 11 月。
- 2) 大谷修:「気象条件を考慮した交通現象に関する研究」,2004 年度日本大学理工学部交通土木専攻修士論文

D. 首都高速道路における道路線形と実勢速度に関する研究

1. 研究の背景と目的

現在、道路線形が走行速度に影響を与えていることは一般的に知られている。道路構造令においても、走行性に極端な変化をもたらさぬよう、平面曲線半径、縦断勾配、縦断曲線半径などは、設計速度に応じて規定されている。しかしながら、実際の走行速度、特に自由速度と線形の関係についての研究事例は少なく、都市内高速道路における研究例はほとんどない。そこで本研究では道路構造令の見直し時の基礎資料を得るために、首都高速道路を対象に線形と自由速度の関係を定量的に把握するための基礎資料を得ることを目的とする。

2. 解析対象路線の概要と解析方法

(1) 対象路線

本研究では首都高速道路の中でも他路線より線形上変化に富んでいる首都高速4号線を対象とした。

(2) 解析期間

解析期間は2005年6月、7月とし、時間帯は線形の影響のみを受け自由速度で走行する車両の速度を求めるため、車両の単独走行の割合が高い深夜の時間帯（1:00～5:00）とした。

(3) 使用データ

車両感知器の1分間データを用い、95パーセンタイル値を自由速度の代表値と想定して、速度変化に着目した。

3. 解析の結果

以下の分析においては、車線及び方向、平休日、降雨の有無、平面縦断線形別に各地点毎の95パーセンタイル値を使用した。

(1) 走行・追越車線別比較

図-1に走行車線と追越車線の速度差（走行－追越）を示し、x軸に平日、y軸に休日の速度差を示したものである。平日、休日共に概ね走行車線より追越車線の速度が高い傾向を示し、最大速度差は9.1キロポスト付近での約30km/hの差である。なお当該箇所は直線で緩い下り勾配である。

また、速度差の小さい区間は比較的曲線半径が小さく線形の変化に富んだ新宿～三宅坂JCTの区間に多く見られ、速度差の大きい区間は曲線半径が大き

く、比較的長い直線区間も存在する高井戸～新宿の区間に多く見られた。

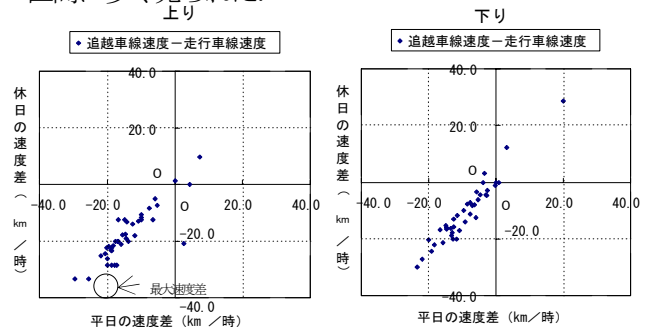


図-1 上り、下り走行・追越速度比較図

(2) 平日・休日別比較

図-2に平日と休日の速度差（平日－休日）を示し、x軸に走行車線、y軸に追越車線の速度差をとったものである。その結果、走行車線、追越車線共に平日より休日の速度が高い傾向を示し、最大速度差は約12km/hとなっている。

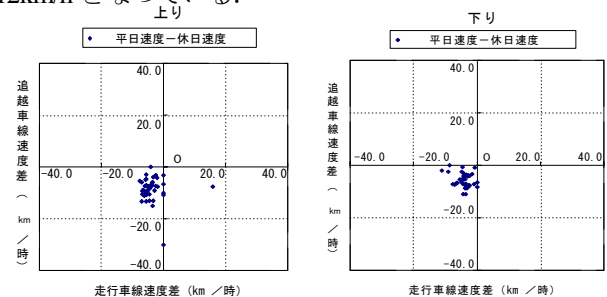


図-2 上り、下り平日・休日速度比較図

また、当該路線、対象時間の大型車混入率は以下（表-1）のとおりである。

表-1 大型車混入率

	上り	下り
平日	35.5%	23.6%
休日	15.5%	10.3%

(3) 降雨日と降雨日以外の比較

図-3に降雨日と降雨日以外の速度差（降雨日－降雨日以外）を示す。概ね降雨日には速度低下が見られ、最大で20km/h程度の速度差が確認できる。また降雨による速度低下は追越車線に顕著に現れる結果となった。

なお、上りは降雨量が4mm/hで、下りは1mm/hの時のデータであり、降雨量が多くなると追越車線に対する影響の方が大きくなる傾向が見られた。

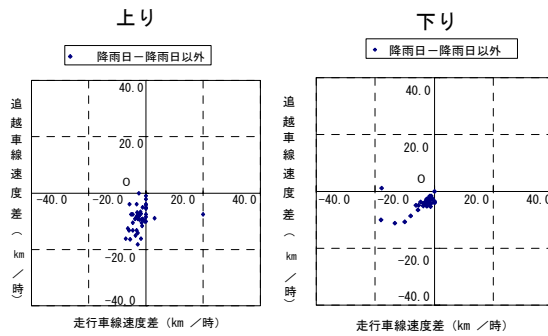


図-3 上り、下り降雨日、降雨日以外速度比較図

(4) 線形による影響

以下に縦断、平面線形と走行速度の関係を示す。

① 平面線形

ここでは、上り方向の平面線形と速度に着目し、関係を図-4 に示す。

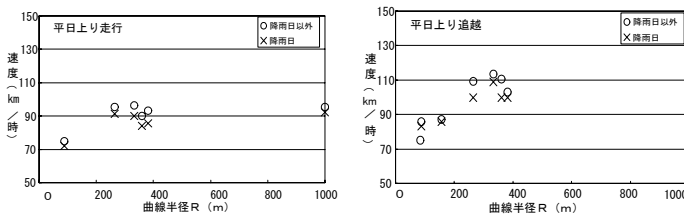


図-4 曲線半径－速度相関図

曲線半径 1,000m以上では線形が速度に与える影響が見られないため、曲線半径 1,000m以下の平面曲線の速度の関係の分析を行った。結果、走行、追越車線共に曲線半径 200m付近を境に速度変化が見られた。

また、降雨日と降雨日以外を比較すると、 $R > 200m$ において降雨により 10km/h 程度の速度低下が見られる。一方、 $R < 200m$ においては、降雨による速度低下が殆ど見受けられない。したがって、曲線半径が一定値を下回った場合(今回は $R=200m$)、降雨の影響を受けにくいということが考えられる。

② 縦断勾配

図-5 に縦断線形と速度の関係を示す。

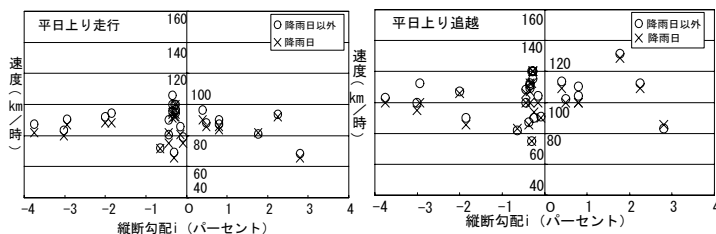


図-5 縦断勾配－速度相関図

同図より、縦断勾配による速度差に明確な傾向が見受けられない結果となった。これは、首都高速道路では縦断勾配長が短いため、速度低下の要因とはなりにくいと考えられる。

4. 考察

- 左右分合流が存在する首都高速道路においては、走行、追越車線の概念が存在しないにも拘らず、走行車線より追越車線の速度が高いことが明らかとなった。これは高速自動車国道を中心とした一般的なイメージが影響しているものと考えられる。
- 平日と休日の速度差を検証した結果、休日の速度が高い傾向にあることが示された。これは休日の大型車混入率が平日の4割程度であることが影響しているものと考えられる。
- 降雨日と降雨日以外の速度差を検証した結果、追越車線での速度低下が顕著に見られた。これは、上述のとおり高速走行を行っている追越車線利用者の降雨による安全意識によって、相対的に速度の低い走行車線よりも顕著な速度低下が起こっているものと考えられる。
- 平面線形と速度との関係を検証した結果、当該分析路線においては $R < 200m$ になると、利用者の安全意識が高まり速度低下をもたらすと考えられる。また、 $R < 200m$ 以下での降雨の有無による速度低下が認められなかった理由は、 $R < 200m$ の条件下では速度を落としきっているためにそれ以上の低下はないものと考えられる。
- 縦断線形と速度との関係を検証した結果、都市内高速道に多い勾配長が短い区間においては、速度低下要因にならないと考えられる。また、都市内高速道においては縦横断の複雑な線形要素を含んでいるため、縦断勾配自体が速度低下要因となることは考えにくい。

5. 今後の課題

今回、線形条件と、走行速度についての分析を行った結果、平面線形がある閾値を境に速度低下が認められたが、線形条件だけでなく、分合流部も考慮した分析を行う必要がある。また、ピンポイントの分析のみではなく上下流の線形要素も考慮する必要がある。以上を踏まえた上で他路線の分析を行いたいと考える。

参考文献

- 1) 首都高速道路㈱：首都高速道路線形台帳
- 2) 割田博，岡村寛明，森田緯之，桑原雅夫：速度分析を通じた運転支援，シミュレータのパラメータ，道路設計への提言，第4回 ITS シンポジウム 2005，pp.271－276，2005 年。

3. 往復 2 車線道路のサービス水準指標に関する検討

Contents

A. Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways

E. Performance Measure Evaluation for Japan Two-Lane Expressways

INTRODUCTION

There are certain scenarios when a particular level of demand requires the accessibility and mobility of a freeway, but still falls short of justifying the construction of a multilane facility. This is the major reason why two-lane expressways currently exist in Japan as provisional sections for future expansion to four-lane expressways. Budget constraints and other factors prompt the construction of such structures in areas where present traffic demand is relatively low but higher vehicle speeds (or lower travel times) are preferred. However, in the most recent update of Road Structure Ordinance (2003), the Japanese standard for geometric design, some discussions on the specifications for the design of two-lane expressways have been included (*1*), which could probably mean that such roadway types are being considered for permanent use. Whether this type of facility is to be used for short or long-term use, understanding its operational characteristics may very well prove to be critical, for it forms an integral part of Japan's expressway network system.

Given the not-so-ordinary nature of two-lane expressways, its classification may fall somewhere between common (multilane) expressways and ordinary two-lane highways, with full access control and relatively high speed limits of around 70 km/h, but having only one lane per direction of travel. Traffic patterns could be significantly different from either category due mainly to passing restrictions caused by the presence of median barriers. The existing provisional sections make use of temporary rubber poles as median, as shown in Figure 1. However, the median specifications for new two-lane expressways, as described in Road Structure Ordinance, require the construction of permanent median barriers. To improve operating conditions, passing lanes are installed at several locations within the whole stretch of the expressway to provide passing opportunities for vehicles in platoons that have higher desired speeds. For a basic two-lane expressway section (i.e., without any passing lanes), driving is totally restricted to the traveled lane. Thus, vehicle platoon formation is quite often. This condition reduces the average speed of vehicles traversing the expressway since some vehicles are forced to follow slower lead vehicles due to the lack of passing opportunities.



FIGURE 1 Typical provisional two-lane expressway section with temporary median barriers

Operational analysis methodologies for two-lane expressways have not been developed so far and service measures are yet to be established. Unfortunately, the same holds true even for ordinary two-lane roads and other highway types in Japan. An ongoing research is now being conducted with the ultimate goal of defining capacity and level-of-service (LOS) thresholds for all highway categories under Japanese traffic conditions. The objective of this study is one of the preliminary steps in that ongoing research, which is to analyze and compare possible two-lane expressway performance measures and recommend the most suitable measure of effectiveness (MOE) that would best describe the level-of-service (LOS).

Related Research

The existing Highway Capacity Manual (HCM) methodologies for freeways and two-lane highways are not applicable to two-lane expressways. For example, one of the main service measures for two-lane highways of the HCM is percent time-spent-following (PTSF), which is estimated with the volume of the opposing flow as one of the major considerations (2). In two-lane expressways, the traffic in the opposite direction does not affect passing behavior since median barriers are present in all sections (See Figure 1). Average speed and density however were given due consideration and are discussed in the succeeding sections.

A study conducted by Yoshikawa, et al. in 2004 found that the capacity of the provisional two-lane expressway sections in Japan is around 1,100 – 1,180 veh/h per lane at the onset of congestion and drops to 950 – 1,050 veh/h should the congestion be sustained. This capacity was also found to be about 30% lower than the lane capacity of four-lane sections (3). There was however no discussion on the measurement of service level or any performance measure for two-lane highways.

Questions on whether the use of density as an appropriate service measure for rural expressways were raised by Kim, et al. in 2003. They argued that for such operational conditions, drivers tend to value psychological or emotional comfort more than overall highway performance. Three potential performance measures that were perceived to have at least an intuitive relationship with the driver comfort concept were assessed – acceleration noise, number and duration of cruise control applications and percent time-spent-following (4). Aside from the fact that these measures are very hard to measure in the field and that the investigation conducted used simulation runs, the hypothetical section assumed for this study was a multilane freeway segment. The proposed performance measures therefore may not be as effective to two-lane expressways, although these should probably be considered in succeeding researches when user perception is integrated with LOS.

In South Africa, follower density, defined as the number of followers per kilometer per lane, as a service measure was found to be the most suitable for two-lane highways by the South African National Roads Agency Limited (SANRAL) in 2004. It also stated that density is a good service measure but does not fully reflect impedance experienced by the drivers and suggested that follower density provides a better gauge for such impedance. Follower density values for different levels of service, shown in Table 1, were also suggested to be adopted for the

interim. These are still considered preliminary values since it acknowledges that additional experience with follower density is required to finalize these figures (5).

TABLE 1 SANRAL-Proposed Follower Density Values

LOS	“Typical” Follower Density	Range of Follower Densities
A	1.0	0.3 – 1.4
B	2.0	1.3 – 3.3
C	4.0	3.0 – 6.7
D	8.0	6.3 – 9.5

Nakamura, et al. suggested in 2000 that flow rate had the most effect on user perception based on their study on drivers’ perceptions of service quality on rural, multilane expressway sections in Japan (6). This however was conducted during uncongested conditions, so perception effects during congested flow are yet to be established. Other factors found to have some influence on user perception include lane-changing opportunities and speed.

DATA COLLECTION AND ANALYSIS

Selected sections of the Tokai-Hokuriku Expressway comprised the study area. This expressway, located in Central Japan, connects major towns and cities in Aichi and Gifu prefectures and is one of the major links in the Chubu expressway network system. It traverses mountainous terrain, requiring the installation of a number of tunnels in some sections. It also serves as a primary access route between the big cities on the southern coast and the ports to the north on the Sea of Japan. Its total length from the Ichinomiya Junction to the Hida-Kiyomi Interchange is 117.1 kilometers.

The Japan Highway Public Corporation (JH) is responsible for the design, construction and maintenance of the Japan highway system. Detector data from JH on specified detector locations along the study sections were utilized. Five-minute aggregated traffic data were provided, which include volume, average spot speed, heavy vehicle composition and occupancy. Traffic flow patterns were compared for different time periods where volumes are expected to have significant variations as shown in Figure 2. This expressway link is the usual route to tourist spots in the northern part of central Japan, so the typical peak period pattern was taken from one of the days of the Golden Week (GW, 29 April – 5 May 2005) – a series of national holidays in Japan, where flow rates reached values in excess of 1,200 veh/h. Similarly, typical weekend and weekday patterns were also selected from the given data. From Figure 2, weekday volumes peak at only about 500 – 600 veh/h, which is about half of the peak period rates, while weekend flows can go over 800 veh/h. Note that the volumes used in this study are directional flow rates and not two-way values.

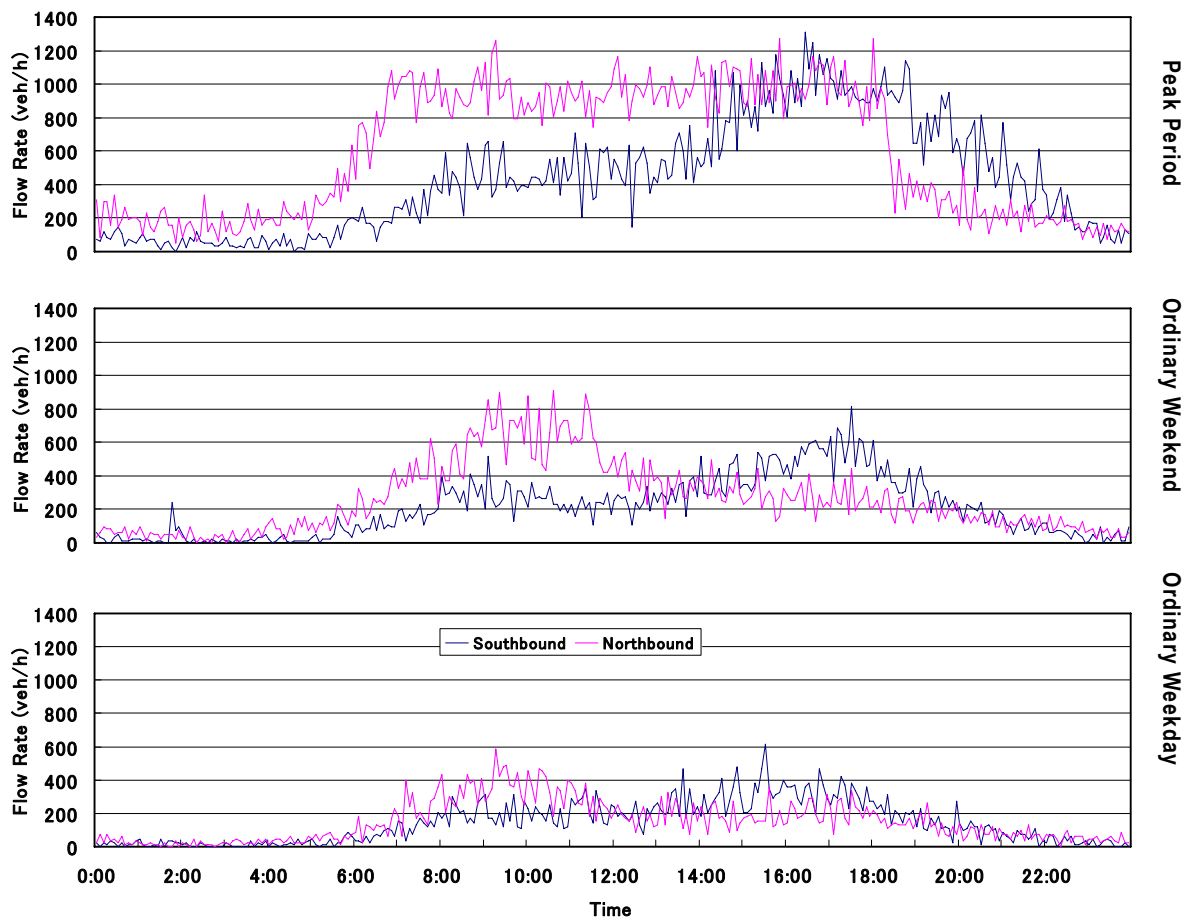


FIGURE 2 Typical 24-hour traffic flow patterns – peak, weekend and weekday periods (63.28KP)

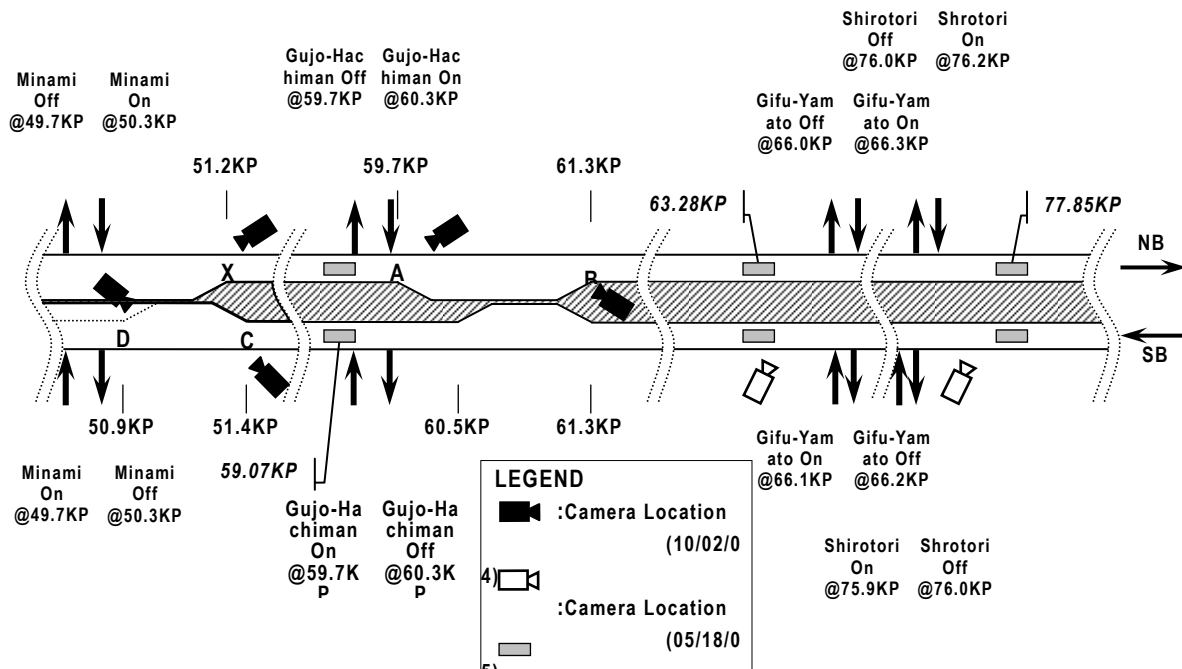


FIGURE 3 Schematic illustration of the video survey

Video data were also taken directly from the field and two survey periods were conducted. The first one was done with video cameras strategically located at both ends of sections with passing lanes and was conducted on a Saturday morning (9:00 AM – 12:00 NN) in the autumn of 2004. In addition to headway measurements, each vehicle was identified and their positions in their respective platoons at the beginning and end of the passing lanes. This procedure allowed for the analysis of passing behavior within the stretch where additional lanes were installed. The other video survey was taken on an ordinary weekday morning in the spring of 2005 on basic two-lane expressway sections without passing lanes. This was done mainly for measuring headways between vehicles and determining follower flow.

The video cameras were located as close to the detectors as possible to coordinate the video data with the detector data during the survey period. Camera locations are shown in Figure 3 in relation to detector and passing lane locations. KP is the kilometer post reference with 0.00KP at the start of the expressway at the Ichinomiya Junction. Northbound and southbound directions of travel are denoted by NB and SB respectively.

Speed-Flow Relationships

Figure 4 shows the speed-flow relationships of the three periods for analysis – peak, typical weekend and typical weekday. The peak period data was taken at the detector at location 63.28KP during the Golden Week from 29 April to 5 May 2005.

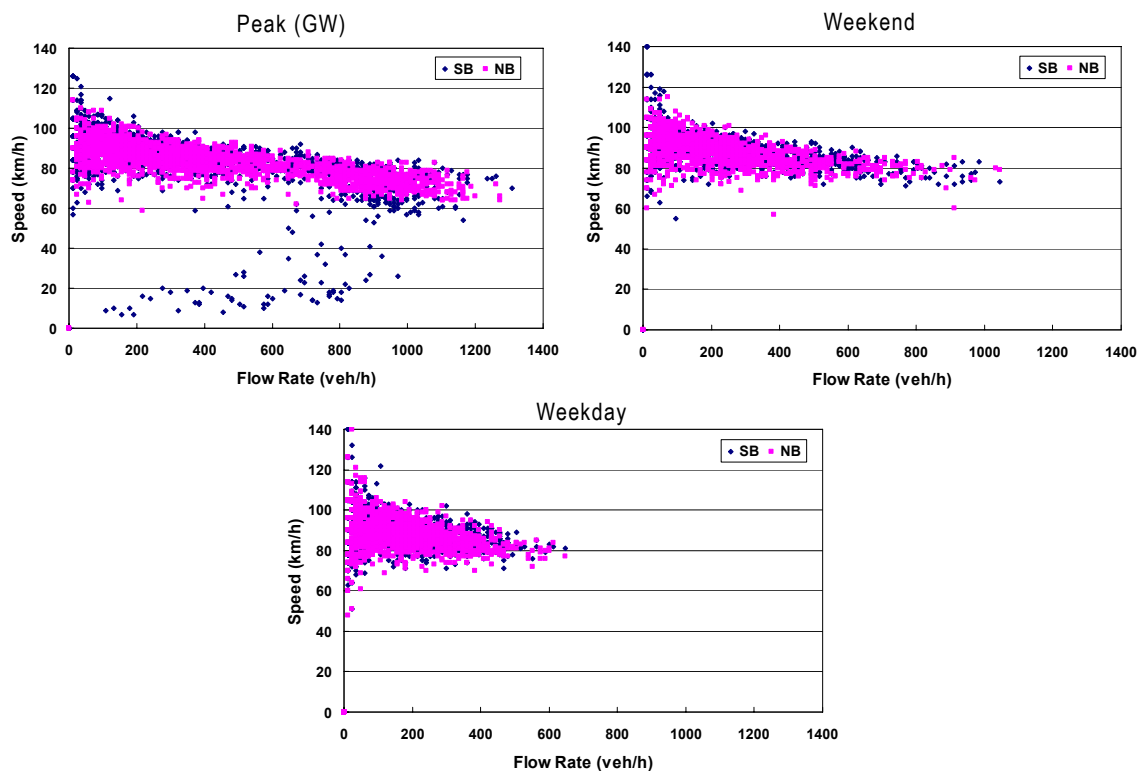


FIGURE 4 Speed-flow relationships – peak, weekend and weekday periods (63.28KP)

Similar to the traffic flow patterns described earlier, the volumes during the one week period showed heavy flows and experiencing some congestion in the day when the heaviest flows were observed. The highest flow rates during this period had average speeds of around 65-70 km/h. Weekend (14-15 and 21-22 May 2005) volumes are heavier than weekday flows (16-20 May

2005), with maximum rates of about 1,000 and 600 veh/h respectively and average speed around 80 km/h.

Follower Flow

Followers are simply defined as vehicles with time headways of 3 seconds or less relative to their corresponding lead vehicles. This definition is in accordance with the HCM, which also suggested using follower percentage as a surrogate measure at any suitable representative section since PTSF is very difficult to measure in the field. Headway data based on the videos were manually gathered in the laboratory and were later used in the subsequent analyses of follower behavior.

Passing Lane Follower Behavior

Each vehicle on the passing lanes was observed and categorized as either follower or non-follower. Platoons were also observed at each end of the passing lanes, so the vehicles which performed passing maneuvers ('released' follower) and those which did not ('unreleased' followers) were identified. Figure 5 shows observed passing behavior within platoons traversing the passing lanes.

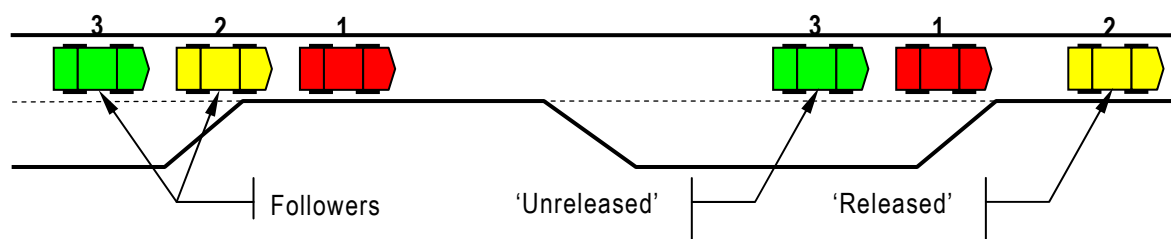


FIGURE 5 Observed follower behavior on passing lanes

Referring to Figure 3, observation sections were denoted as A, B, C, D, and X. Sections X, A and B are within the northbound portion of the study area, while the others are observations taken at the southbound side. The observed passing lanes shall henceforth be called passing lanes A – B (northbound) and C – D (southbound). Note that section X is at the end of a four-lane section prior to the passing lane A – B. The analysis of follower behavior is discussed in the evaluation of follower percentage as a performance measure.

EVALUATION OF PERFORMANCE MEASURES

Performance measures of highway facilities are best gauged if actual performance is integrated with user satisfaction. Since user perception data was not collected for this study, the base references for the comparison of the performance measures were set as flow rate and speed, since these were the traffic parameters generally associated with user satisfaction as suggested by Nakamura, et al. (6). In addition, Washburn, et al. found in a recent study that the ability to maintain the desired travel speed and to travel at a speed no less than the posted speed limit, were the two top factors of travel quality-of-service based on a driver perception survey (7).

Average Travel Speed

For Class I two-lane highways, the HCM uses average travel speed as one of the service measures in determining LOS. The procedures for estimating this service measure as described in the HCM cannot be applied to two-lane expressways since its estimation includes the effect of the opposing flow rate. Additionally, the reduction factor for percentage of 100% no-passing zones cannot be used since these were established under US two-lane highway driving conditions, without median barriers, and will probably not apply to Japan two-lane expressways.

The average speed data used in the analyses were the ones gathered from detector data. Although it is ideally preferred to approximate travel speed as the space mean speed, space constraints and very strict expressway regulations made this process practically impossible. Thus, the average speed for this study's purpose is assumed to be the average spot speed in the detector locations. Observed speeds in the target sections showed considerably varying values especially during low-flow conditions since drivers are free to choose their desired speed levels. Therefore, using average travel speed alone as a service measure may not exactly be indicative of the actual LOS.

Density

The HCM uses density as a service measure for expressways but the processes described in the said manual are not suitable for two-lane expressways. For this study, density was simply assumed to be flow rate divided by the corresponding average spot speed at the detector locations. Figure 6 shows the relationships of density to flow rate and speed. During uncongested flow, the trend is clearly defined with flow rate and density having a linear relationship but somehow falls short of establishing an obvious relationship during congested flow. Further studies on the behavior of density in the congested regime should be conducted.

Density may be the best performance measure for freeways or expressways, but these are multilane facilities where passing is virtually possible at almost any point within the highway. In two-lane expressways however, the inability to pass slower vehicles (or following behavior) is a very critical factor in determining LOS for this does not only influence the average speed of vehicles but it also greatly affects driver comfort.

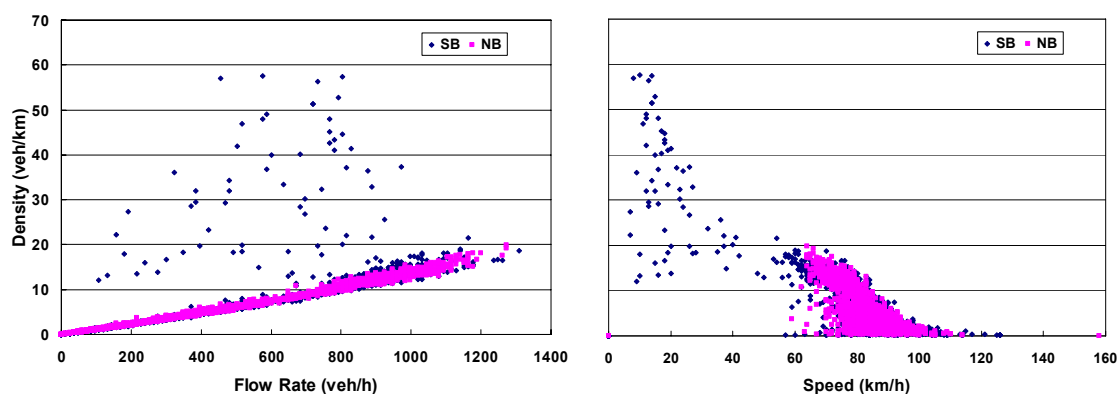


FIGURE 6 Flow-density and speed-density relationships on two-lane expressways (63.28KP)

Percent Time-Spent-Following (PTSF)

Direct field measurement of PTSF is very difficult and the HCM developed a PTSF estimation equation which is mainly based on the demand flow rate and the opposing flow rate. This methodology is practically not appropriate for two-lane expressways given that the opposing flow have no influence over the flow in the direction of travel. Similar to the average travel speed estimation procedure, an adjustment factor for 100% no-passing zones is given but this cannot be used for two-lane expressways. Moreover, the equation for estimating the base percent time-spent-following (BPTSF) used in the HCM is empirical in nature whose parameters will not apply to Japan driving conditions. A different PTSF model must therefore be developed should this performance measure be applied to two-lane expressways.

Percentage Followers

The ratio of followers relative to the total traffic volume, or percentage followers, for every five-minute interval was calculated and its relationship with other traffic flow characteristics was analyzed. The use of percentage followers as a surrogate measure for two-lane highways, in lieu of PTSF is allowed by the HCM. Due to the passing constraints in two-lane expressways, it may be quite perceptible that this performance measure would serve as a good gauge for LOS. However, some of the findings proved otherwise.

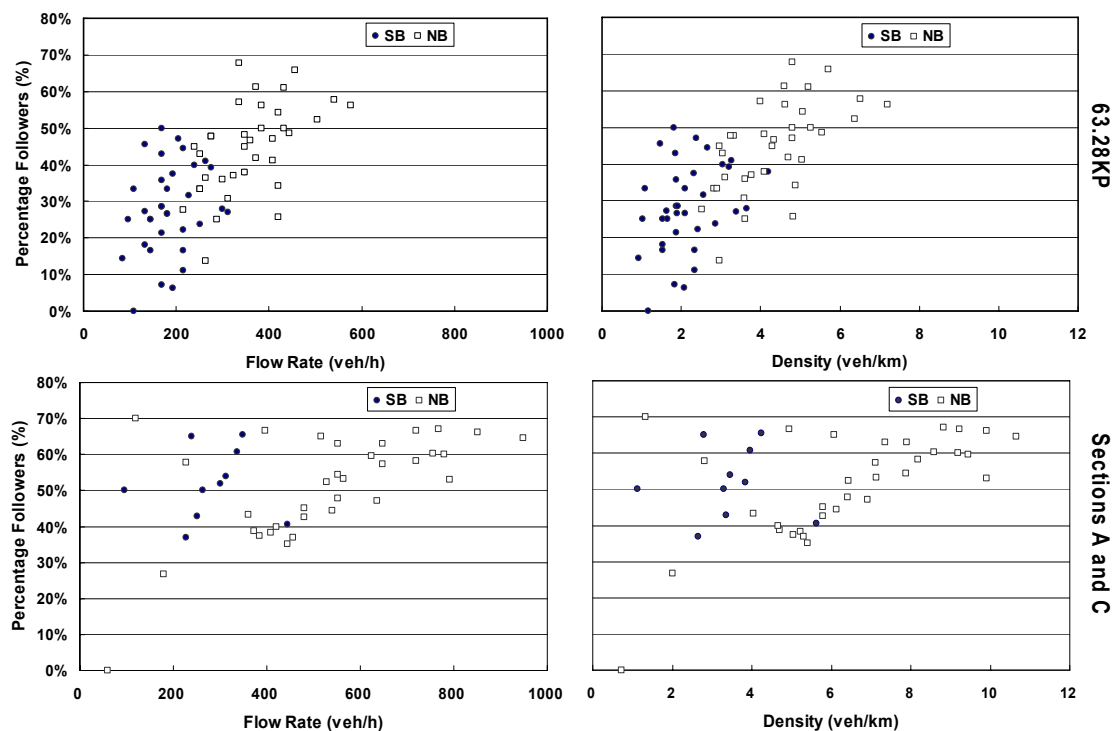


FIGURE 7 Relationships of percentage followers with flow rate and density

Although a direct relationship is somewhat apparent as illustrated in Figure 7, especially in the basic section at 63.28KP, fitting the scatter plot to the exact function may still result in a significant variance. Data for higher volumes at capacity or near-capacity flows should be further investigated to establish the curvature of the function as it approaches 100 percent. SANRAL noted that one disadvantage of using this measure is that similar values may be obtained for two

road sections of totally different operational conditions (5). In some cases, level-of-service based on percentage followers may only be slightly different for road sections that need capacity upgrading than those that do not.

TABLE 2 Percentage Followers on Passing Lane Sections

Segment	Length (km)	Start of Segment	End of Segment	
		Percentage Followers	Percentage Followers	Percentage
X – B	10.1	51%	43%	37%
A – B	1.8	49%	43%	37%
C – D	0.7	49%	46%	27%

Note: Segment X – B includes the 8.5 km two-lane section in the immediate upstream of passing lane A – B.

Analyzing follower behavior in the two passing lanes, percentage followers were estimated and showed slight improvement from the upstream side to the downstream side. From Table 2, percentage follower reduction at passing lane A – B was about 6%, from 49% to 43%, while at passing lane C – D it was about 3%, from 49% to 46%. These reductions however are not exactly indicative of the actual effect of the passing lanes on traffic flow rate.

While it may seem that the percent reductions in follower percentage represent vehicles that performed passing maneuvers and broke away from the platoons, it is hardly the case for most scenarios. Some of the vehicles ‘released’ within the passing lanes are sometimes replaced by other lagging vehicles catching up with the platoon, thus causing minimal or no change in percentage followers. Therefore, using percentage followers alone as a service measure is not very reliable.

The actual reduction in followers is the number of vehicles that left the platoon (by passing the lead vehicle) while traversing the passing lane. The percentage of ‘released’ vehicles can simply be calculated as the difference between percentage followers at the start of the passing lane and the percentage of ‘unreleased’ vehicles at the end of the passing lane. This idea was originally conceptualized by Expressway Technology Center (EXTEC) in their 2003 report (8). From the table, 12% (49% to 37%) and 22% (49% to 27%) of vehicles in platoons passed their corresponding lead vehicles in segments A – B and C – D respectively. These figures are significantly higher than the percentage follower reductions, which further strengthens the claim that follower percentage is not a very good indicator of LOS. It should be noted however the percentage ‘unreleased’ measure can only be used for sections with passing lanes and not for basic two-lane expressway sections. Another concern is that this measure is quite cumbersome and labor-intensive to estimate since it requires the identification of each vehicle on both ends of the passing lane, although this may probably be solved by advanced technologies later on such as image processing and/or vehicle identification software.

Follower Density

Follower density is defined as the number of followers per kilometer of traveled lane. This is estimated as the product of percentage followers and density, under the assumption that the average spot speeds obtained from the detector data is equal to the average traveled speed per kilometer of a basic two-lane expressway section. Compared to percentage followers, this measure directly takes flow rate into account, thus avoiding the problem of having the same or slightly different values for significantly varying operating conditions.

From Figure 8, a positive linear relation between volume and follower density can be seen. Although the lack of data during high traffic flows is still evident, a strong relationship between the two measures is quite noticeable, which may also imply a direct link with user perception. However, data for capacity flows should still be collected for the development of a more comprehensive description of the follower density function behavior. In the graphs on the right side (follower density vs. speed), although speed slightly slopes downward as follower density increases, it is expected to have a sudden drop somewhere in the congested regime. This point in the follower density axis and the speed where this drop occurs shall be hopefully established in the succeeding investigations during peak flow.

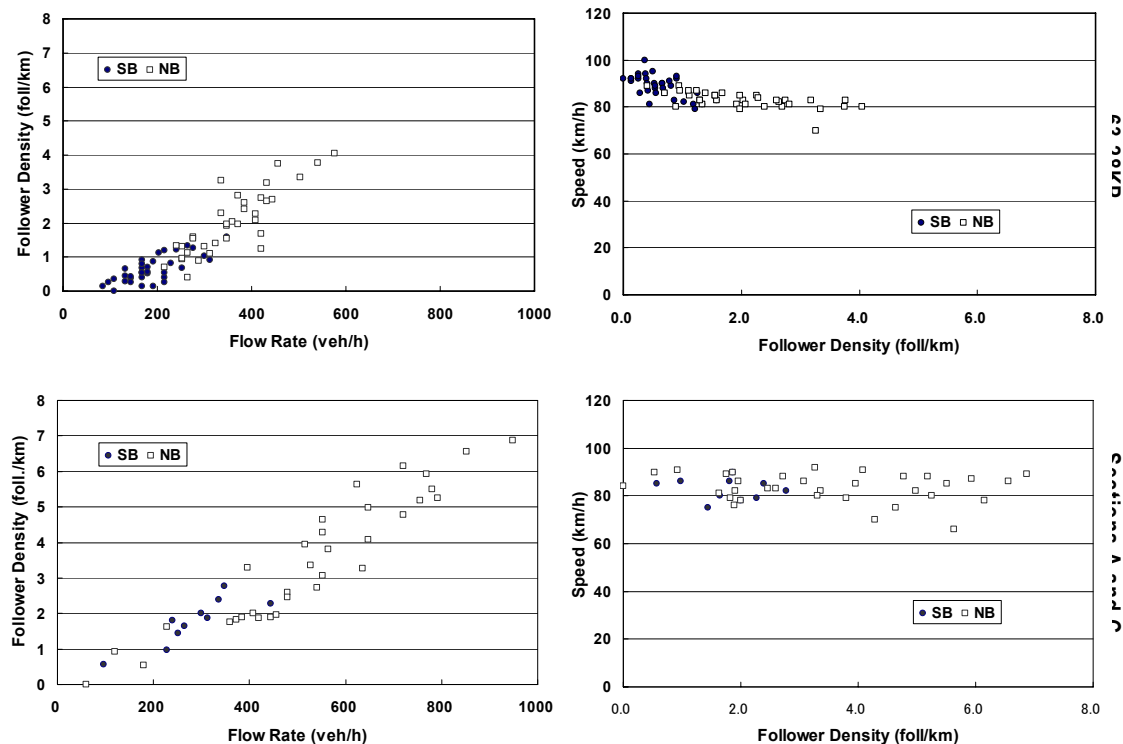


FIGURE 8 Follower density relationships with flow rate and speed (63.28KP)

CONCLUSIONS

Using the freeway and two-lane highway HCM methodologies for two-lane expressways are not appropriate due to the unique characteristics of such a facility. Density and PTSF can probably be used as service measures if further studies are conducted to develop more suitable models. Percentage followers may not be a conclusive gauge of LOS since same values may describe different traffic conditions. It may, in some way describe the current operating condition of the expressway but its variation in different sections of the highway cannot be used as an indicator whether service level has been maintained, improved or deteriorated. Follower density however showed much promise having shown strong relationships with flow rate and should be strongly considered as the main performance measure in determining two-lane expressway LOS. The collected data however only showed relationships during free-flow or uncongested state. Further observations of follower flow must be done at near-capacity to capacity flow conditions. Since measuring quality of service includes not only operational performance of a highway but also user satisfaction, a more comprehensive study on the integration of user perceptions to the calculation of service measures should also be conducted.

ACKNOWLEDGEMENT

The authors would like to express their gratitude to JH (Japan Highway Public Corporation) Chubu Branch Office for their kind assistance and the valuable data they have provided, which were very vital for the completion of this study.

REFERENCES

1. Japan Road Association. *Road Structure Ordinance*. Japan, 2003.
2. Transportation Research Board. *Highway Capacity Manual*. TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000.
3. Yoshikawa, R., Nagahama, K., Sagae, K., Yoshii, T., and Kitamura, R. Effect on Congestion Mitigation of Additional Lane Upstream of a Bottleneck on Divided Two-lane Sections (in Japanese). In *Proceedings of Infrastructure Planning, Vol. 30*, Japan Society of Civil Engineers, November 2004.
4. Kim, J., Courage, K. G., Washburn, S. S., and Bonyani, G. Framework for Investigation of Level-of-Service Criteria and Thresholds on Rural Freeways. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1852*, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2003, pp. 239-245.
5. Van As, C. *The Development of an Analysis Method for the Determination of Level of Service of Two-lane Undivided Highways in South Africa (Project Summary)*. South African National Roads Agency Limited (SANRAL), South Africa, 2004.
6. Nakamura, H., Suzuki, K., and Ryu, S. Analysis of the Interrelationship among Traffic Flow Conditions, Driving Behavior, and Degree of Driver's Satisfaction on Rural Motorways.

Transportation Research Circular E-C018: Proceedings of the Fourth International Symposium on Highway Capacity, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2000, pp. 42-52.

7. Washburn, S. S., Ramlackhan, K., and McLeod, D. S., Quality-of-Service Perceptions by Rural Freeway Travelers, Exploratory Analysis. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1883, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2003, pp. 132-139.
8. Expressway Technology Center (EXTEC). *Report on Road Structure Investigation* (in Japanese). Japan, 2003, pp. 73-119.

4. 道路階層区分(試案)に関する検討

Contents

- B. 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

F. 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

1. 概要

我が国の幹線道路における旅行速度は依然として極めて低いレベルにあり、交通容量の不連続性による交通渋滞も一向に解消されない。また、街路では通過交通・路上駐車・歩行者/自転車が入り乱れた混沌とした状況にある。これらはいずれも、各道路の担うべき機能設定の曖昧さと、その機能に対応した明確な性能目標の不在によるところが大きいと考えられる。

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

そこで、本研究では、我が国の道路区分を根本から見直し、ネットワーク特性に応じた独自の道路階層区分の試案を提示する。なお、本年度はあくまでも試案であり、次年度以降引き続き「性能照査型道路設計手法」を開発しながら、適宜見直しを行う。

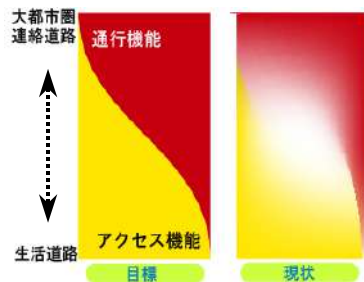


図1-1 道路の階層区分と交通機能分担

第 1 種の道路

計画交通量		30,000 以上	20,000 以上 30,000 未満	10,000 以上 20,000 未満	10,000 未満
道路の種類	地形				
高速自動車国道	平地部	第 1 級	第 2 級		第 3 級
	山地部	第 2 級	第 3 級		第 4 級
高速自動車国道 以外の道路	平地部	第 2 級		第 3 級	
	山地部	第 3 級		第 4 級	

●

●

●

●

第 4 種の道路

計画交通量		10,000 以上	4,000 以上 10,000 未満	500 以上 4,000 未満	500 未満
道路の種類					
一般国道		第 1 級		第 2 級	
都道府県道		第 1 級	第 2 級	第 3 級	
市町村道		第 1 級	第 2 級	第 3 級	第 4 級



曖昧

図1-2 道路の種級区分例

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

図1-3 道路分類と交通機能対応例(道路構造令)

2. 道路階層区分試案

試案の作成にあたっては、ドイツの道路ネットワーク区分に関する指針である RAS-N(1988)を範とし、我が国の道路階層区分試案を作成する。

2.1. ドイツにおける道路ネットワーク区分

ドイツでは、沿道周辺地域の土地利用状況から求められる機能を表す“カテゴリーグループ(A～E)”と、道路ネットワーク上の連絡レベルの重要度を表す“連絡機能ランク(I～VI)”との組み合わせにより、道路ネットワークが区分されている(表 2-1)。

この区分のうち白抜きの組み合わせ(AI～AVI, BII～BIV, CIII, CIV, DIV, DV, EV, EVI)は、施工面、運用面で一般に実施できるものである。しかし、連絡機能ランク I で市街地内の滞留機能に対する必要性が高い場合(EI)など、計画上望ましくない組み合わせも存在する。このような場合は、連絡機能ランクに重点をおき、たとえ滞留機能の必要性が高くても道路区分 CI を割り当てることとしている。また、BI や CI～II などでは、連絡機能ランクと主な機能との間に不整合が発生する場合がある。このようなときには、多様な機能面を考慮し機能相互の調整が必要となる。

つまり、“カテゴリーグループ(A～E)”と“連絡機能ランク(I～VI)”との全ての組み合わせを満足することは難しく、また、全ての機能を道路空間で実現しようとする、逆に全ての機能の本質が損なわれる恐れがある。このため、重点を置くべき機能を明確にし、それが損なわれない道路区分とすることが重要であるとされている。

表 2-1 ドイツ RAS-N の道路区分

カテゴリーグループ 連絡機能ランク	位置 沿道立地 主な機能	市街地外	市街地内			
		沿道に建物無		沿道に建物有		
		連絡			アクセス	滞留
		A [許容速度：無制限 or ≤100km/h]	B [許容速度： ≤60～80km/h]	C [許容速度： 50km/h]	D [許容速度： ≤50km/h]	E [許容速度：徐行]
広域連絡	I	AI	BI	CI		
地域間・地域内連絡	II	AII	BII	CII	DII	
市町村間連絡	III	AIII	BIII	CIII	DIII	EIII
地区出入道路連絡	IV	AIV	BIV	CIV	DIV	EIV
下位道路連絡	V	AV	—	—	DV	EV
小道路連絡	VI	AVI	—	—	—	EVI

—:

: 一般的に存在しない

■:

: 問題あり

■:

: 特に問題あり

■:

: 不適切

2.1.2 我が国の道路階層区分試案

ドイツの道路ネットワーク区分に関する指針である RAS-N を参考とした我が国の道路階層区分試案を以下に示す。なお、我が国はドイツと異なり市街地の境界が不明確で、また道路沿道に無秩序に各種施設が立地する都市構造となっている。試案作成にあたっては、その点を十分に考慮する。

この道路階層は、(1)交通機能、ならびに(2)都市や拠点間の連絡スケール、の2つの軸によって区分される。

(1) 交通機能軸

交通機能としては、通行(トラフィック)機能～アクセス機能の程度を基本として、A～Eの6段階に区分する。このうち、最下位Fの道路には、滞留機能を重要な機能として位置づけている。

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

(b) 機能Bの道路は、通行機能に重点を置きつつも、沿道施設へのアクセスをある程度考慮する区分の道路である。日本においては、主に地方部において、主要道路沿線に疎らに各種施設が存在するような道路が多く見受けられるが、これらをイメージ

表 2-2 道路階層区分試案イメージ

交通機能 連絡スケール		通行(トラフィック)						アクセス	
		“highway”または『街道』			“street/avenue”または『街路』				
		A _M (自専道)	A	B (主に地方部)	C (主に大都市/都市部)	D	E		
I	大都市圏連絡 [首都圏～中京圏]*	(都市間高速) [東名]*	[R1]**	—	—	—	—		
II	地域間連絡 [東京～甲州]	(都市間高速) [中央(東), 磐越]	[R19, R20]**	—	—	—	—		
III	市町村間連絡 [東京～横須賀]	(都市間高速) [第三京浜, 伊豆中央道]	[R14, R246]**	主要道 [R136, R254]	***	—	—		
III u	日常生活圏	(都市内高速) [首都高速]	[東京環七]**						
IV	毎日の買物圏	—	—	集落間道路 [市町村道]	買物圏内道路 [主要街路/幹線]	地先道路 [街路/補助幹線]	—		
V	生活道路	—	—	—	—	細街路	地先小径 [コミュニティ道路]		
		A(a/c)	A'	B	C	D	E		

* []内はその区分に位置づけられるべき道路のイメージを示している。

** あくまで参考として、路線の性格上位置づけられるべきポジションを示したもので、現状の道路構造や交通運用を意味するものではない。

*** C-IIIは、大部分の現状の主要幹線道路が該当しており、機能上まさにグレーゾーンの道路であるが、これらの道路はA'-IIIとD-IVに再配分すべきであると考えている。

しているものである。

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

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

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

以上の各機能区分のうち、 A_M A, B は通行機能の卓越した都市間の道路であるので、英語で表現すると”highway”となり、C, D, E は都市内の街路であるから”street/avenue”ということになる。

(2) 都市・拠点間連絡スケール軸

大都市圏間連絡から自宅周辺の生活道路まで、I～V の 5 段階に区分する。

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

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

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

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

(d)連絡スケール IV は、日常的に買い物に出かけるような範囲を想定している。地方部では市町村道が B-IV として、都市部では主要幹線街路が C-IV としてこれに該

当する。都市部においてアクセス機能を重視したものとして、地先道路が D-IV となる。

(e)連絡スケール V は、いわゆる生活道路で、都市部の細街路(alley)や住宅地内の地先小径がこれに相当する。このスケールでは通過交通を対象としないので、D-V、および滞留機能を考慮した E-V(コミュニティ道路)のみとなる。

3. 相互接続と接続部構造・交通運用

次に、道路の階層区分に応じて、各区分の道路相互での接続と接続部分の構造・交通運用方法についてルールを設ける必要がある。むやみな接続は、道路ネットワークの階層性を台無しにしてしまうだけでなく、所要の LOS の維持を困難とするからである。

表 3-1 に、相互接続と接続方式についての原則をまとめた。この表は、上位の階層区分の道路から見た場合の接続を示した三角表となっている。

機能 A の道路相互の接続は、すべて立体交差であることは言うまでもない。また、都市高速などの A-IIIu を除いては、B-III 以外との接続は許さないこととする。すなわち自専道などのインターチェンジへのアクセス道路は、主要道以上とすることを意味し、原則として立体交差、これが無理な場合でも信号制御は行わない。A-IIIu の都市高速などでは、ランプ部で B-IV、C-IV と立体交差する。

B-III の主要道相互の接続は、ネットワーク上さほど頻繁に生じるとは考えにくい。原則立体交差とするが、交通量の少ない場合にはラウンドアバウトとすることで期待遅れを低減するとともに、主要道相互のジャンクションであることを強調することも考えられる。いずれにせよ、可能な限り信号制御をすることは避けることが望ましい。車両と横断歩行者とは立体交差とする。下位の B-IV との接続は、平面交差とする。また、地

表 3-1 相互接続と接続方式

		"highway"					"street/avenue"		
		A- I / II [東名・中央道(東)]	A- III [第三京浜・R14]	A- III u [都市高・環七]	B- III [R136/R254]	B- IV [市町村道]	C- IV [主要街路/幹線]	D- IV [街路/補助幹線]	D/E- V [細街路・コミュニティ道路]
"highway"	A- I / II [東名・中央道(東)]	立体	立体	立体	立体 (無信号平面)	—	—	—	—
	A- III [第三京浜・R14]		立体	立体	立体 (無信号平面)	—	—	—	—
	A- III u [都市高・環七]		立体	立体	立体	立体	立体	—	—
	B- III [R136/R254]				立体交差/RA** (必要な場合のみ信号交差) 歩行者は立体	RA/信号交差 歩行者は立体	信号交差/RA 歩行者は立体	—	—
	B- IV [市町村道]					信号交差 [RA/無信号平面交差]	—	信号交差 [RA/無信号平面交差]	—
"street/avenue"	C- IV [主要街路/幹線]						信号交差*** [RA/無信号平面交差]	信号交差*** [RA/無信号平面交差]	—
	D- IV [街路/補助幹線]							信号交差*** [RA/無信号平面交差]	無信号平面交差/ 一部信号交差
	D/E- V [細街路・コミュニティ道路]								無信号 平面交差

* 機能 A には A'を含む

** RA : ラウンドアバウト

*** 網掛け部の街路 C, D では、所要のサービス水準を確保するために、信号サイクル長や信号交差点密度について事前に制約条件が与えられる。交差点方式は、この制約によって左右されることとなる。

方部からの B-III が都市縁辺部でそのまま C-IV に変化する場合が想定されるが、この場合には原則として信号制御を避ける。

B-IV は地方部の市町村道であるのでこれら相互の接続は平面交差とする。なお、上位階層の道路を経由せず B-IV からそのまま都市部につながるようなネットワークは想定しない。人口密度・交通密度の低い集落でのみ、D-IV との接続があり得るかもしれない。

街路 C-IV, D-IV 相互の接続は、必要に応じて信号制御を行うが、街路の設計では所要のサービス水準を確保するために信号交差点密度の制約条件を課す。したがって、交差部で信号制御を行うことの可否については、この制約によって左右されることになる。

街路 D-V, E-V の接続部には、原則的に信号機を設置せず、安全上の必要に応じて道路構造上の対策を施す。

以上の接続ルールは、想定する都市規模や地域における活動密度などによってはしつくり来ない場合もあるであろう。これらの別に、接続表を作成する必要があるかもしれない。

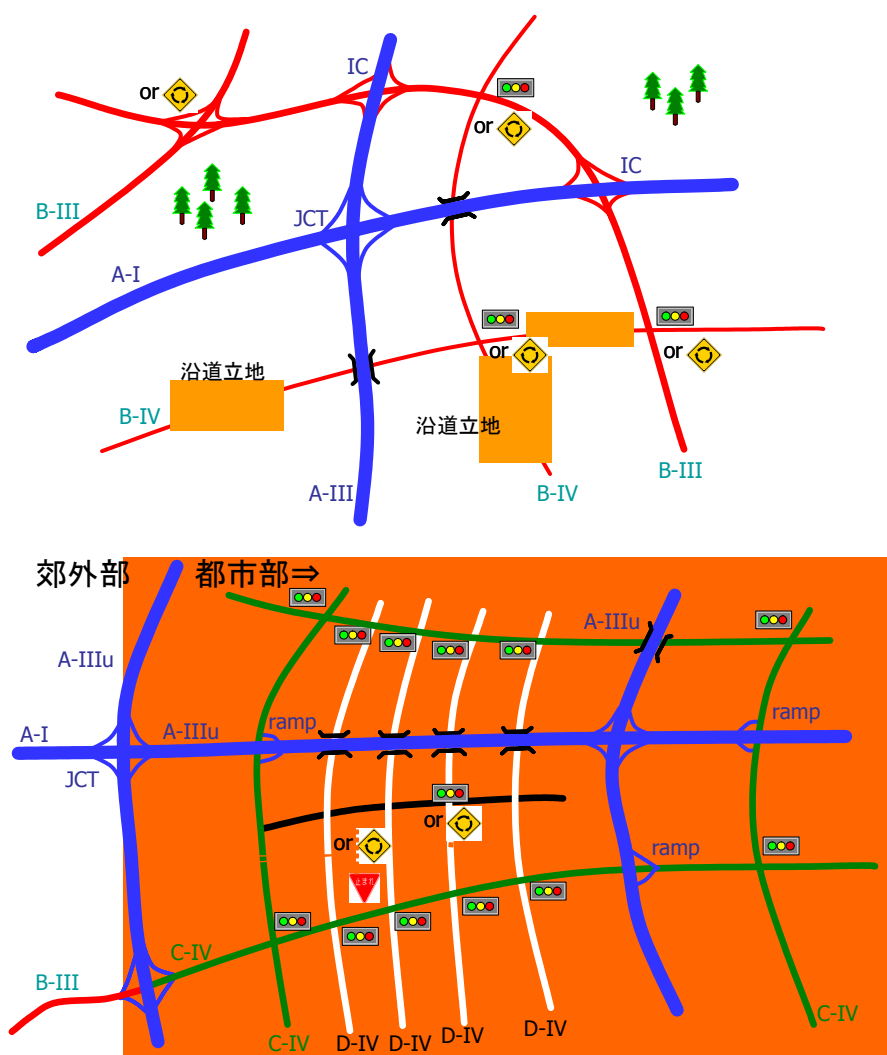


図 3-1 相互接続と接続イメージ(上：地方部，下：大都市部)

5. まとめ

以上の案は、あくまでも試案であるため、「決め打ち」の要素が強く、理想論に過ぎる部分もあることは事実である。このため、次年度以降も引き続き研究を実施しながら、見直しを行い、より洗練された道路階層区分の設定を目指す。

非売品

性能目標照査型道路計画のための
交通容量・サービス水準に関する研究
報 告 書

発行日 平成 18 年 7 月

発行所 財団法人 国際交通安全学会

東京都中央区八重洲 2-6-20 〒104-0028

電話/03(3273)7884 FAX/03(3272)7054

許可なく転載を禁じます。