UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

L'ÉLABORATION DES MODÈLES MACROSCOPIQUES DE CIRCULATION POUR LA GESTION DES CORRIDORS AUTOROUTIERS DE MONTRÉAL

par

Marc BLANCHET

DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION

DU GRADE DE MAITRE ES SCIENCES APPLIQUÉES (M.Sc.A.)

février 1990

© *Marc Blanchet 1990*

National Library of Canada
Bibliothèque nationale du Canada

Canadian Theses Service
Service des thèses canadiennes

Ottawa, Canada
K1A 0N4

The author has granted an irrevocable non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of his/her thesis by any means and in any form or format, making this thesis available to interested persons.

L'auteur a accordé une licence irrévocable et non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de sa thèse de quelque manière et sous quelque forme que ce soit pour mettre des exemplaires de cette thèse à la disposition des personnes intéressées.

The author retains ownership of the copyright in his/her thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without his/her permission.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège sa thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

ISBN 0-315-58107-7

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE

Ce mémoire intitulé:

"L'ÉLABORATION DES MODÈLES MACROSCOPIQUES DE CIRCULATION POUR LA GESTION DES CORRIDORS AUTOROUTIERS DE MONTRÉAL"

présenté par: Marc Blanchet

en vue de l'obtention du grade de: MAITRE ES SCIENCES APPLIQUÉES

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de:

M. Karsten G. Baass, Ph.D., Directeur de recherche

M. Robert Chapleau, Ph.D., Président

Mme Sandra Sultana, M.Sc.A., Membre

SOMMAIRE

Certains systèmes de gestion de la circulation nécessitent la connaissance des modèles mathématiques de la circulation. Ces modèles macroscopiques reflètent le comportement de la circulation dans différentes conditions de débit, de densité et de vitesse. On ne connaît pas les modèles qui pourraient être utilisés sur les autoroutes de Montréal et on ne peut pas utiliser efficacement un modèle élaboré pour une autre autoroute.

Habituellement, l'élaboration des modèles macroscopiques repose sur des données obtenues automatiquement. Cependant, ces données ne sont pas disponibles pour les autoroutes de Montréal. On a donc développé une technique d'analyse vidéo de la circulation afin d'obtenir toutes les mesures nécessaires.

Le modèle élaboré à l'endroit retenu pour l'expérience ne pourra servir qu'à cet endroit seulement. On a donc jugé plus utile de développer une méthode simple et pratique pour le choix d'un modèle à un endroit quelconque. L'élaboration de cette méthode s'est effectuée à l'aide des données obtenues sur la voie de gauche de l'autoroute Décarie.

La première étape consistait à déterminer un intervalle de temps sur lequel on regroupe les données véhiculaires. Ce

choix étant un compromis entre la stabilité, obtenue par de grands intervalles, et la définition de la courbe, obtenue par un grand nombre de points. Après en avoir essayé et testé plusieurs, notre choix s'est arrêté sur un intervalle de groupement de 1 minute.

Pour chacun des intervalles, on a testé cinq modèles connus, et on arrive à la conclusion que le modèle généralisé issu de la théorie de la poursuite décrit mieux les données. Cependant, on a détecté un saut et une discontinuité dans les données que tous les modèles testés n'arrivaient pas à décrire. Une théorie mathématique, celle de la catastrophe, semblait offrir une solution pour expliquer et décrire les sauts et les discontinuités de toute sorte. On a alors testé à nouveau les cinq modèles précédents en leur superposant toutefois la théorie de la catastrophe. Les résultats des analyses statistiques indiquent que cet ajout est bénéfique et les modèles reproduisent maintenant très bien le saut et la discontinuité observée dans les données.

On a ensuite élaboré la méthode pratique à la lumière des résultats obtenus précédemment. Cette méthode est ensuite testée sur les deux autres voies de l'autoroute et s'avère assez simple et efficace pour être proposée. Le modèle décrivant la circulation sur les trois voies de l'autoroute Décarie à donc été élaboré.

On a ensuite simulé l'implantation d'un système de

contrôle d'accès sur cette autoroute. La réduction des retards totaux subis par les usagers a été évaluée à 90% de ce qu'ils étaient avant l'implantation du système. Ces résultats ont été obtenus en utilisant le modèle macroscopique élaboré dans ce travail de recherche.

L'utilisation d'un modèle macroscopique ne correspondant pas aux données, inclus par défaut au programme de simulation, introduit une erreur de 50% sur l'estimation des retards totaux subi par les usagers par rapport à l'utilisation de notre modèle. On conclut donc à l'importance du choix du modèle macroscopique lors de l'évaluation des systèmes de gestion mais surtout lors du design et de l'opération de ces systèmes.

ABSTRACT

To operate a freeway traffic management system we need the understanding and the knowledge of mathematical traffic models. These models describe the traffic behaviour in different conditions of flow, density and speed. No such model has yet been developed for efficient use on the freeway in the Montreal area.

Usually, automated data collecting devices are used to build the macroscopic models. However, these data are not available for Montreal freeways, which made necessary the development of a video traffic analyzing technique to get the needed data.

Generally a model built with data from one freeway section cannot readily be used at another site. A more general practical procedure had to be designed to guide the model developer in selecting an appropriate model. This procedure was developed using data from the left lane of the Décarie freeway.

The first step was to choose an adequate time interval for grouping the individual data to form data points. The choice of this time interval is a compromise between stability, obtained with large intervals (which produce few usable data points), and curve definition, obtained with small

intervals (which produce large amount of data points). Analysis showed that a time interval of 1 minute was the most efficient one.

For each of these different time intervals we tested five known macroscopic traffic models and it was concluded that the data set is better described by the generalized model, stemning from the car-following theory. A jump and a discontinuity was observed in the speed-flow-density curve while testing the different models. The catastrophe theory, recently introduced in traffic engineering, seemed to offer an interesting capability or, at least, seemed to describe fairly well the data. The same five known models were tested again while adding the catastrophe theory. The results of statistical analyses showed that the new models described in a much better way the jump and the discontinuity observed in the data set.

A practical method for the choice of macroscopic models on freeways was elaborated using previously obtained results. This method was tested on the two other lanes of the freeway and was found reliable and simple enough to be proposed. The macroscopic model for the entire three lane section of the Décarie freeway was built using the proposed method.

A ramp access control system was tested on this freeway with a simulation model. The reduction of total delays on ramps and freeway was evaluated at 90% compared to those

encountered when there was no control. These results were obtained using the macroscopic model built in the present research.

The use of a model that is not in accordance with the data set, as for example the one included by default in the simulation program, introduces a 50% error in the evaluation of total delays. The choice of an adequate macroscopic model is very important in the evaluation process of freeway management systems. More importance than actually thought should be given to the macroscopic traffic models in the design and operation of freeway traffic control systems.

REMERCIEMENTS

Je voudrais remercier le docteur Karsten G. Baass, ing. pour m'avoir intéressé et initié au domaine de la circulation. Son intérêt pour le projet, ses conseils judicieux et son support technique sont autant d'éléments qui ont permis à ce mémoire de voir le jour. Je dois aussi mentionner le climat de travail agréable et motivant qu'il a su créer autour de lui.

Je dois remercier le ministère des transports du Québec (M.T.Q.) pour son aide technique lors de la cueillette des données et particulièrement Mme Sandra Sultana, M.Sc.A, ing. pour son support fort apprécié tout au long du déroulement de mes recherches.

Les consultants DeLuc ont permis l'accès à un site privilégié pour l'observation et l'enregistrement vidéo de l'autoroute Décarie.

Pour terminer, j'aimerais remercier Monsieur Abdelaziz Manar, M.Sc.A, étudiant au Ph.D. pour son aide et ses conseils aux diverses étapes de cette recherche.

TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE iv

ABSTRACT vii

REMERCIEMENTS x

LISTE DES FIGURES xv

LISTE DES TABLEAUX xvi

INTRODUCTION 1

CHAPITRE 1 - PROBLEMATIQUE ET BUT 4

1.1 PROBLEMATIQUE 4

1.2 BUT 5

CHAPITRE 2 - REVUE DE LA DOCUMENTATION 6

2.1 LA GESTION DES CORRIDORS AUTOROUTIERS 6

2.1.1 Stratégies pour gérer la congestion récurrente 8
2.1.1.1 Régulation aux bretelles d'accès 9
2.1.1.2 Régulation sur l'autoroute 16
2.1.1.3 Régulation du corridor 20
2.1.1.4 Priorité 22
2.1.2 Stratégies pour gérer la congestion non-récurrente . . . 22
2.1.2.1 Détection des incidents 23
2.1.2.2 Réaction aux incidents 24

2.2 LES MODÈLES MACROSCOPIQUES 25

2.2.1 Les modèles Vitesse-Densité 27
2.2.1.1 Le modèle linéaire de Greenshields 27
2.2.1.2 Les modèles logarithmiques 28
2.2.1.3 Le modèle en forme de cloche (Bell-shaped) 30
2.2.1.4 Les modèles multi-régime 31
2.2.2 Les fondements théoriques 34
2.2.2.1 L'analogie hydrodynamique 34
2.2.2.2 La théorie de la poursuite 35
2.2.3 Les modèles généralisés 37
2.2.3.1 Provenant de la théorie de la poursuite 37
2.2.3.2 Drew 41

2.3 REVUE DES EXPERIENCES PRECEDENTES 41

2.3.1 Edie, Foote, Herman et Rothery, 1960 42
2.3.2 Drake, Schofer et May, 1967 45
2.3.3 Ceder et May, 1975 47
2.3.4 Hurdle, Datta et Payne, 1983 49
2.3.5 Allen, Hall et Gunter, 1985 51
2.3.6 La théorie de la catastrophe 52
2.3.6.1 Historique 52
2.3.6.2 Hall, 1987-1989 53
2.3.6.3 Conclusions 54

CHAPITRE 3 - OBJECTIFS DE L'ÉTUDE ET MÉTHODOLOGIE 55

3.1 BUT 55

3.2 OBJECTIFS 55

3.3 CADRE THÉORIQUE 56

3.4 MÉTHODOLOGIE 56

CHAPITRE 4 - PROCEDURE D'EXPÉRIMENTATION 58

4.1 CHOIX DES VARIABLES 58

4.2 COLLECTE DES DONNÉES 60

4.2.1 Méthodes de collecte de données 60
4.2.1.1 Manuelle 60
4.2.1.2 Électro-mécanique 60
4.2.1.3 Photographique avec laps de temps 61
4.2.1.4 Enregistrement vidéo 61
4.2.2 Matériel 63
4.2.3 Méthodologie 63
4.2.3.1 Sélection du site de la caméra 64
4.2.3.2 Codage du temps 64
4.2.3.3 Extraction 65

4.3 CHOIX DES SITES 68

4.3.1 Situation à Montréal 68
4.3.2 Critères 70
4.3.3 Sélection du site 70

4.4 CHOIX DES PÉRIODES 71

4.4.1 Situation sur Décarie 71
4.4.2 Critères 73
4.4.3 Sélection 74

4.5 ÉCHANTILLONAGE 75

4.6 PRÉPARATION DES DONNÉES 76

CHAPITRE 5 - ANALYSE DES DONNÉES ET ÉLABORATION D'UN MODÈLE 78

5.1 ÉLABORATION DES HYPPOTHÈSES 79

5.2 TRAITEMENT STATISTIQUE 80
5.2.1 Linéarité des modèles 80
5.2.2 Régression linéaire 82
5.2.3 Test F 82
5.2.4 Analyse des résidus 82
5.2.5 Critères pour retenir un modèle 84

5.3 DESCRIPTION DES DONNÉES 84

5.4 TEST DES MODÈLES MACROSCOPIQUES RETENUS (HYPOTHÈSES) AVEC DIFFÉRENTS REGROUPEMENTS PAR INTERVALLES DE TEMPS) . . . 85

5.4.1 Résultats, 30 secondes 88
5.4.2 Résultats, 1 minute 95
5.4.3 Résultats, 2 minutes 101
5.4.4 Discussion sur l'effet de l'intervalle de groupement 107
5.4.5 Discussion sur les résultats 108
5.4.5.1 Discontinuité dans les relations macroscopiques. 108
5.4.5.2 Débit maximum (capacité) 108

5.4.6 Application de la théorie de la catastrophe . . . 109
5.4.6.1 Comportement du conducteur 109
5.4.6.2 Hypothèse 112
5.4.6.2 Transformations 115
5.4.6.4 Résultats 119
5.4.6.5 Conclusion 123

CHAPITRE 6 - METHODE PRATIQUE PROPOSEE POUR LA SELECTION D'UN MODELE 124

6.1 DESCRIPTION DE LA METHODE 124

6.1.1 Marquage de la chaussée 125
6.1.2 Enregistrement vidéo 125
6.1.3 Sélection des périodes d'analyse 125
6.1.4 Extraction des données 126
6.1.5 Traitement des données 127
6.1.6 Analyse des données 127
6.1.7 Régressions 129
6.1.8 Courbes 130

6.2 APPLICATION DE LA METHODE AUX VOIES 1 ET 2 131

6.2.1 Marquage de la chaussée 131
6.2.2 Enregistrement vidéo 131
6.2.3 Sélection des périodes d'analyse 131
6.2.4 Extraction des données 131
6.2.5 Traitement des données 131
6.2.6 Analyse des données 131
6.2.7 Régressions 132
6.1.7.1 Voie 1 132
6.1.7.2 Voie 2 133
6.2.8 Courbes 133
6.2.9 Discussion sur les résultats 133

CHAPITRE 7 - APPLICATION PRATIQUE 137

7.1 CHOIX D'UN SYSTEME UTILISANT LES MODELES MACROSCOPIQUES . . . 137

7.1.1 Régulation aux bretelles d'accès 138
7.1.2 Fonctionnement intégré 139

7.2 APPLICATION 140

7.2.1 Données 141
7.2.2 Discussion sur les données 142
7.2.3 Congestion récurrente 143
7.2.4 Simulation de la congestion récurrente 143
7.2.5 Discussion sur les résutats des simulations 146

CONCLUSION 148

BIBLIOGRAPHIE 150

ANNEXE I - L'ANALOGIE HYDRODYNAMIQUE 154
ANNEXE II - LA THEORIE DE LA POURSUITE 157
ANNEXE III - CATASTROPHE DITE "CUSP" (OU RIEMANN-HUGONIOT) 161
ANNEXE IV - FICHIER DE DONNEES POUR FREQ8PE 163
ANNEXE V - DISTRIBUTIONS DES ÉCARTS ET DES VITESSES 166
ANNEXE VI - TEMPS DE PARCOURS 172

LISTE DES FIGURES

2.1: Commande à cycle fixe 12
2.2: Commande adaptative à taux d'occupation 12
2.3: Modèle de Greenshields 26
2.4: Modèle de Greenberg 27
2.5: Modèle d'Underwood 28
2.6: Modèle Bell Shaped 29
2.7: Modèle Deux régimes linéaires 31
2.8: Modèle d'Edie 32
4.1: Formulaire d'extraction des données 66
4.2: Exemple de fichier de données 67
4.3: Corridor autoroutier (Montréal) 69
4.4: Zone d'influence des bretelles d'entrée et de sortie 70
4.5: Sélection du site 72
4.6: Répartition horaire journalière de 1985 73
4.7: Périodes d'analyse choisies 75
4.8: Erreur vs taille de l'échantillon 76
5.1: Modèles Vitesse-Densité (30 sec) 92
5.2: Modèles Débit-Densité (30 sec) 93
5.3: Modèles Vitesse-Débit (30 sec) 94
5.4: Modèles Vitesse-Densité (1 min) 98
5.5: Modèles Débit-Densité (1 min) 99
5.6: Modèles Vitesse-Débit (1 min) 100
5.7: Modèles Vitesse-Densité (2 min) 104
5.8: Modèles Débit-Densité (2 min) 105
5.9: Modèles Vitesse-Débit (2 min) 106
5.10: Écart vs densité 111
5.11: Choix de l'écart par le conducteur 114
5.12: Catastrophe ajoutée à un modèle d'écart 117
5.13: Courbe de la catastrophe 118
5.14: Modèle de la théorie microscopique + catastrophe 122
6.1: Autoroute Décarie, 3 voies, h vs K et V vs K 135
6.2: Autoroute Décarie, 3 voies, Q vs K et V vs Q 136
7.1: Modèle macroscopique des trois voies 141
7.2: Comparaison des deux courbes FREQ-65 et Bell 145

II.1: Position des véhicules après un arrêt d'urgence 158
III.1: Catastrophe "Cusp" 162
V.1: Distribution Log-normale des écarts (voie 3) 166
V.2: Distribution des vitesses (voie 3) 170
V.3: Distribution des vitesses (écoulement libre) 171
V.4: Distribution des vitesses (congestion) 171
VI.1: Temps de parcours 173

LISTE DES TABLEAUX

2.1: Stratégies pour la congestion récurrente 9
2.2: Modèles selon m et l 36
2.3: Matrice des équations selon les différentes valeurs de l et m 36
2.4: Matrice des propriétés des équations selon les différentes valeurs de ℓ et m 37
2.5: Expériences sur les modèles macroscopiques 40
4.1: Variables 58
4.2: Sélection du site 71
5.1: Statistiques descriptives, direction Nord, voie 3 85
5.2: Données (moyennes aux 30 secondes) 90
5.3: Sommaire des régressions (30 sec) 91
5.4: Données (moyennes à chaque minute) 96
5.5: Sommaire des régressions (1 min) 97
5.6: Données (moyennes aux 2 minutes) 102
5.7: Sommaire des régressions (2 min) 103
5.8: Effet de l'intervalle de groupement 111
5.9: Correspondance des variables 115
5.10: Modèles (écarts) à ajouter à la catastrophe 120
5.11: Résultats des régressions (catastrophe) 121
7.1: Seuils des niveaux de service 140
7.2: Demande sur les bretelles (1 heure) 142
7.3: Résultats des simulations et des optimisations 146

V.1: Tableau des fréquences (écarts) 167
V.2: Distributions statistiques (écarts) 168
V.3: Tableau des fréquences (vitesses) 169

INTRODUCTION

Ce travail de recherche a pris forme à la suite du projet de gestion des corridors autoroutiers effectué par le ministère des transports du Québec et qui a été motivé par la détérioration des conditions de circulation dans la région de Montréal. Certaines des méthodes de gestion se basent sur des modèles mathématiques de la circulation (modèles macroscopiques), modèles qui n'ont pas encore été élaborés pour les autoroutes de Montréal. Ce travail de recherche tente donc de revoir les modèles existants afin de trouver un modèle qui pourrait décrire de manière fiable l'écoulement de la circulation et qui pourrait donc servir à une gestion efficace de la circulation autoroutière. On tentera également d'en faire une application pratique sur le réseau autoroutier de Montréal.

La première étape (chapitre 2) consiste à revoir la documentation sur la gestion des corridors autoroutiers, sur les modèles macroscopiques ainsi que sur les expériences de certains chercheurs qui ont tenté d'élaborer des modèles pour la circulation sur les autoroutes.

Le chapitre 3 précise les objectifs et décrit la méthodologie employée. Le chapitre 4 est consacré à la méthode de

collecte des données et particulièrement à la méthode vidéo employée. En effet, la cueillette des données offre un défi particulier puisqu'il n'existe aucun poste de cueillette automatisé à Montréal autre que les stations de comptages. Les données obtenues de ces stations seraient insuffisantes puisque l'élaboration des modèles nécessite des données détaillées sur la vitesse et la densité. On a donc dû mettre au point une technique de relevé et d'analyse par vidéo.

Au chapitre 5 les données, afin d'être comparées à cinq modèles connus, doivent être regroupées sur un certain intervalle de temps. Différents intervalles de temps sont essayés et les résultats sont analysés afin de déterminer quel intervalle est le plus approprié et quel modèle décrit le mieux les données.

Une des caractéristiques importantes des données regroupées concerne les discontinuités dans les relations entre la vitesse, le débit et la densité. On tente alors d'appliquer en circulation une théorie mathématique, la catastrophe, pour expliquer, ou du moins décrire cette discontinuité.

Comme le modèle proposé ne s'applique qu'à l'endroit observé, on a cru nécessaire de produire dans le chapitre 6, une méthode pratique pour la sélection d'un modèle. On applique ensuite cette méthode aux deux autres voies afin de la tester et d'obtenir un modèle pour toutes les voies de la section de l'autoroute.

Le chapitre 6 est consacré à une application pratique d'un système de gestion de la circulation pouvant utiliser le modèle proposé. On y effectue alors une simulation afin d'évaluer l'impact du système de gestion sur les conditions de circulation.

CHAPITRE 1

PROBLÉMATIQUE ET BUT

1.1 PROBLÉMATIQUE

Les autoroutes dans la région de Montréal sont de plus en plus utilisées à leur niveau de saturation et le moindre incident provoque des embouteillages et des retards considérables. Les méthodes de gestion des corridors autoroutiers, utilisées à travers le monde, permettent de réduire considérablement les retards subis par les usagers.

Ces méthodes de gestion se basent sur des modèles mathématiques de la circulation qui reflètent le comportement de celle-ci dans différentes conditions de débit, de densité et de vitesse. Les paramètres de ces modèles sont dérivés d'observations aux points stratégiques du réseau autoroutier.

Le ministère des Transports du Québec est déjà engagé dans un programme d'élaboration d'un système de gestion et de surveillance de la circulation pour la région de Montréal. L'étude de faisabilité est maintenant terminée et la phase de planification et de conception du système suivra.

Cependant, on ne connaît pas les modèles reliant la vitesse, le débit et la densité pour les autoroutes de Montréal et on ne sait pas si les modèles connus et calibrés pour les

villes américaines peuvent servir dans le contexte québécois.

De plus, Montréal ne possède pas de station de cueillette et d'analyse de la circulation en dehors des postes de comptages qui ne produisent que des données sur le débit. Il n'existe donc aucune donnée sur la densité et la vitesse. Les relevés de comptages sont cumulés aux heures (ou aux 15 min. au besoin) et ne peuvent donc pas servir adéquatement à l'élaboration des modèles.

1.2 BUT

Le but du présent travail de recherche est donc de revoir et de choisir des modèles descriptifs qui pourraient servir à une gestion efficace de la circulation, d'élaborer une méthode simple et efficace pour le choix d'un modèle macroscopique et d'en faire une application pratique sur le réseau autoroutier de Montréal.

CHAPITRE 2

REVUE DE LA DOCUMENTATION

2.1 LA GESTION DES CORRIDORS AUTOROUTIERS

Les autoroutes ont été conçues originellement pour permettre une vitesse libre et élevée. La croissance continue de la demande fait en sorte qu'aujourd'hui beaucoup d'autoroutes urbaines sont saturées. Il en résulte une congestion chronique (FHWA, 1985).

Face à la persistance et l'aggravation du problème on a dû envisager certaines solutions. Les recherches et l'expérience ont montré que la surveillance et le contrôle de la circulation sur les autoroutes pouvaient améliorer la qualité du service offert sur ces installations.

L'intérêt pour les systèmes de gestion de la circulation des corridors autoroutiers découle principalement de la nécessité, face aux contraintes financières et environnementales, de rationaliser l'utilisation des infrastructures routières existantes avant de songer à en augmenter la capacité ou à en construire de nouvelles. Les systèmes de gestion de la circulation permettent non seulement d'optimiser l'utilisation d'un corridor mais aussi de réduire les temps d'attente dûs aux encombrements et aux incidents,

de diminuer la consommation de carburant et de réduire les accidents, les niveaux de bruits et les taux de pollution. (SNC/DELUC, 1988)

On constate deux types de congestion: récurrente et non-récurrente. On utilise le terme de congestion récurrente lorsqu'elle se produit régulièrement aux mêmes endroits et aux mêmes heures. Elle peut être causée par une demande excessive (ex: heure de pointe) ou par une diminution de capacité à un endroit (goulot).

La capacité n'est pas uniforme tout au long de l'autoroute et elle dépend des caractéristiques géométriques. La géométrie de certaines sections fait en sorte que la capacité à cet endroit est diminuée (goulot d'étranglement). Les causes les plus fréquentes sont les suivantes(ITE, 1982):

- retrait d'une voie
- courbes horizontales
- bretelles
- sections d'entrecroisement

Lorsque la demande en amont est plus forte que la capacité en aval, la congestion se développe et une file d'attente commence à se former.

La congestion non-récurrente se produit lors d'un incident, à un endroit et un temps quelconques. Tout événement inhabituel sur l'autoroute contribue à diminuer la capacité de la section affectée.

On retrouve surtout les causes suivantes sur les autoroutes urbaines:

- collision
- véhicule en panne
- déversement de cargaison
- présence d'un véhicule d'urgence
- présence d'un véhicule ou de gens sur l'accotement

L'incident affecte aussi la capacité des voies opposées puisque les conducteurs ralentissent pour voir ce dont il s'agit. De plus, la congestion non-récurrente (incident) peut se produire en même temps que la congestion récurrente.

On reprendra dans le présent chapitre les différents moyens de contrôle et de gestion des autoroutes urbaines. La première partie sera consacrée aux moyens qui visent à gérer la congestion récurrente, tandis que la deuxième partie traitera des moyens qui visent à gérer la congestion non-récurrente.

2.1.1 Stratégies pour gérer la congestion récurrente

Pour gérer les problèmes de congestion récurrente on peut adopter une multitude de stratégies. Elles peuvent prendre trois formes particulières: la gestion de la demande de déplacements, les améliorations géométriques et la gestion de la demande véhiculaire (tableau 2.1).

Tableau 2.1: stratégies pour la congestion récurrente

<table>
<tr><th>gestion de la demande
en déplacement</th><th>gestion de la demande
véhiculaire</th></tr>
<tr><td>horaires de travail
covoiturage
aménagement de stationnements
pour transport bimodal
améliorations du transport
en commun</td><td rowspan="3">régulation aux bretelles d'accès
régulation sur l'autoroute:
· contrôle de la vitesse
· signalisation d'information
· voies réversibles
· fermeture de voie
· points de contrôle
régulation du corridor
· restriction de l'accès
· délestage
priorité
· voies réservées
· accès prioritaire</td></tr>
<tr><td>améliorations géométriques</td></tr>
<tr><td>modification du marquage
reconstruction</td></tr>
</table>

On ne s'intéressera dans cette étude qu'à la gestion de la demande véhiculaire. Les autres stratégies sont également intéressantes et elles peuvent être appliquées parallèlement. Cependant, elles ne nécessitent pas la connaissance des modèles de circulation et n'entrent pas dans le cadre de cette recherche.

2.1.1.1 Régulation aux bretelles d'accès

L'objectif fondamental des systèmes de régulation aux bretelles d'accès est de réduire les encombrements et d'améliorer l'écoulement de la circulation sur une autoroute en limitant le nombre de véhicules qui entrent sur l'autoroute. Le débit de véhicules est admis en fonction de la densité et du débit existant sur l'autoroute ainsi que sa capacité. Ceci suppose qu'on effectue des mesures de débit

principalement sur l'autoroute concernée, sur les voies de service et sur les bretelles d'accès.

Pour arriver à utiliser l'autoroute à son débit optimal, on doit connaître la relation entre la densité, la vitesse et le débit (voir chapitre 2, partie 2 "modèles macroscopiques"). Par la suite, on retient la demande excédentaire aux bretelles d'accès pour conserver un débit de véhicules sur l'autoroute près du débit optimal.

Le conducteur doit alors attendre sur la bretelle d'accès ou sur la voie de service avant de pouvoir s'engager sur l'autoroute. On peut cependant espérer que son temps de parcours total sera réduit grâce à une vitesse stable et améliorée, qui compensera pour le retard subi sur la bretelle d'accès.

stratégies:

1 - fermeture périodique:

Consiste en la fermeture physique de la bretelle d'accès à des périodes fixes déterminées par l'historique des conditions de circulation. Cette stratégie simple et peu coûteuse est très impopulaire chez les usagers mais s'est révélée très utile dans beaucoup de grandes villes.

2- commande à cycle fixe:

La stratégie la plus simple est, bien sûr, la régulation par un feu fonctionnant avec un cycle fixe (figure 2.1). Les paramètres de ce cycle (durée et % de vert) sont déterminés en fonction des caractéristiques de la circulation mesurées avant l'implantation et sont basés sur les modèles mathématiques développés pour l'autoroute.

3- commande adaptative "demande-capacité":

Le cycle est ici variable en fonction des caractéristiques réelles de la circulation. Il est déterminé à l'aide de la mesure de la capacité de l'autoroute en aval de la bretelle d'accès et de la demande en amont. Le taux d'admission est donc tel que la capacité de l'autoroute ne sera jamais dépassée par suite des débits admis sur la bretelle d'accès.

4- commande adaptative à taux d'occupation:

Les paramètres de fonctionnement du cycle d'admission sont déterminés à l'aide de la mesure du taux d'occupation en un point en amont de la bretelle (figure 2.2) (OCDE, 1975).

Le taux d'occupation, fourni par des boucles magnétiques sous la chaussée, est très significatif des

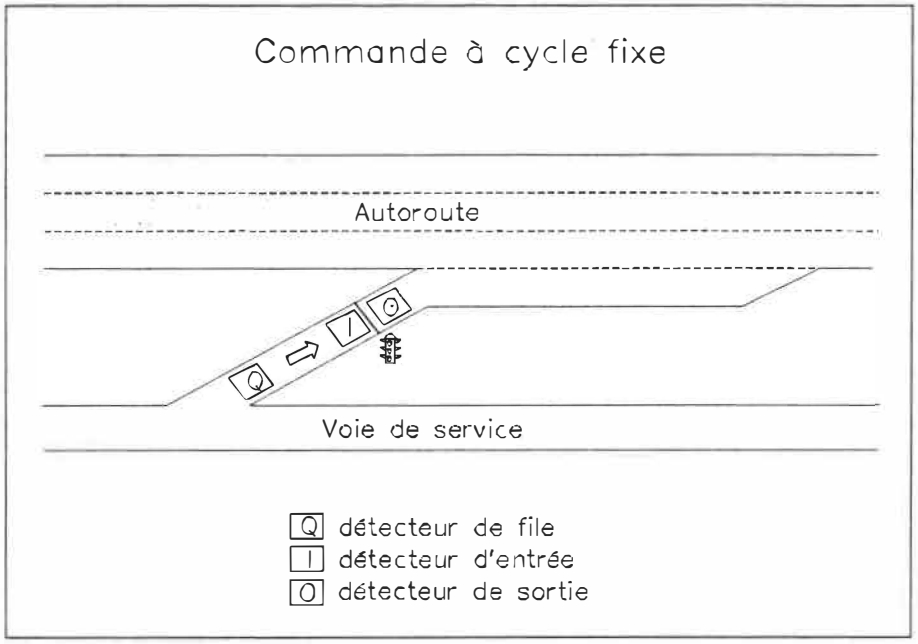


figure 2.1: commande à cycle fixe

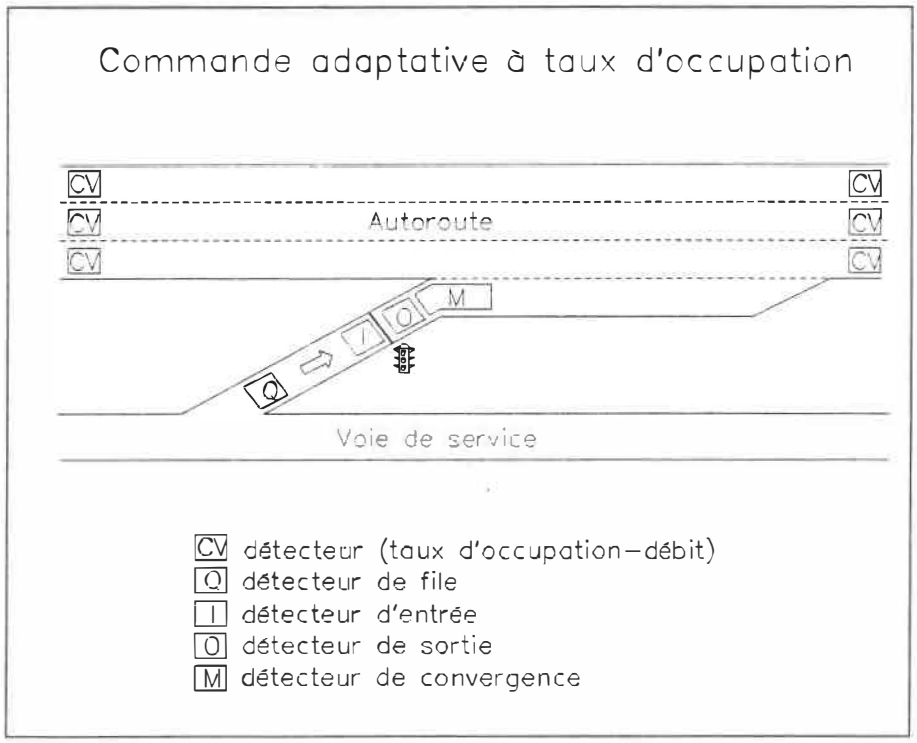


figure 2.2: commande adaptative à taux d'occupation

conditions de la circulation. On peut l'associer à la densité. Jumelée à une mesure de vitesse, cette variable permet de connaître le débit.

La décision est prise à partir de la connaissance historique de la courbe débit-densité. On calcule le taux d'admission de façon à ce qu'il soit égal ou plus petit que la capacité résiduelle de l'autoroute.

5- commande adaptative à acceptation de créneaux:

Les différentes stratégies, basées sur une commande adaptative, décrites ci-dessus, font intervenir la prise en compte du fonctionnement global de l'autoroute et des mesures de paramètres macroscopiques. Dans les commandes à acceptation de créneaux, la base de la stratégie devient microscopique et prend en compte les véhicules individuellement (OCDE, 1975).

Le conducteur qui entre sur l'autoroute doit mesurer mentalement chaque créneau qui lui est offert et le comparer avec le temps qui lui semble nécessaire pour effectuer sa manoeuvre de convergence en toute sécurité.

La commande adaptative à acceptation de créneaux a pour but de faciliter la tâche du conducteur pour effectuer la manoeuvre de convergence. On doit mesurer les créneaux sur l'autoroute en amont de la bretelle d'accès et estimer dans combien de temps ce créneau sera

au point de convergence. Ensuite on doit signaler au conducteur à quel moment il doit partir pour s'insérer en toute sécurité dans ce créneau du courant de circulation.

6- commande adaptative à guidage continu:

Ce type de commande est un perfectionnement de la précédente. Ce système guide le conducteur se trouvant sur la bretelle de façon continue, par voie d'affichage, au fur et à mesure qu'il se déplace vers la zone de convergence.

7- commande adaptative "capacité-créneaux":

Cette stratégie est simplement la combinaison du système "demande-capacité" et du système à acceptation de créneaux. La première détermine le taux d'admission et la seconde effectue l'insertion du véhicule.

8- fonctionnement intégré:

On peut parler de fonctionnement intégré lorsque des systèmes de régulation aux bretelles d'accès sont utilisés sur une série de ces bretelles et que les taux d'admission de chacune sont fixés en tenant compte des autres. Ces systèmes de fonctionnement peuvent être à cycle fixe ou adaptatifs.

2.1.1.2 Régulation sur l'autoroute

Ce type de régulation à l'aide d'une signalisation variable, et éventuellement d'autres dispositifs, est destiné à réguler l'utilisation des voies et des vitesses pratiquées afin d'optimiser le rendement et la sécurité du corridor (OCDE, 1975).

Les systèmes de régulation sur l'autoroute comprennent la régulation de la vitesse pour assurer une vitesse optimale en fonction des conditions de circulation existantes (densité, débit), la signalisation d'information, les points de contrôle et la régulation par voie (voies réversibles, fermetures de voies).

a) Contrôle de la vitesse

Le contrôle de la vitesse est un principe utilisé pour stabiliser l'écoulement de la circulation afin de réduire l'interaction entre les véhicules. On vise à améliorer la sécurité et à réduire la consommation de carburant et obtenir un débit maximal.

Lorsque le débit augmente et approche de la saturation, on remarque que l'écoulement devient instable. Cette instabilité s'explique par le fait que le conducteur s'adapte aux conditions de circulation qui l'entourent après un certain temps de réaction. L'équation différentielle qui définit les mouvements des véhicules qui se suivent contient en effet un

délai dû au temps de réaction des usagers, délai qui se cumule le long de la queue de véhicules. Il est démontré qu'un tel système est obligatoirement instable. Pour le stabiliser, les conducteurs doivent disposer d'informations supplémentaires à la connaissance du comportement du véhicule qui les précède (OCDE, 1975).

Pour implanter ce système, on doit installer des panneaux à messages variables sur lesquels on affiche les limites de vitesses qui varient en fonction du débit et de la densité observés.

Aux Etats-Unis, l'usage du contrôle de la vitesse n'a pas apporté les résultats escomptés. Les conducteurs ont tendances à prendre la vitesse affichée comme une suggestion (ITE, chapitre 25).

En Europe par contre les résultats sont très positifs. Une différence dans l'application explique probablement la réussite européenne: des messages variables expliquent les raisons de la vitesse recommandée (FHWA, 1983).

b) Signalisation d'information

La signalisation d'information est employée dans la régulation sur l'autoroute pour fournir aux automobilistes des informations utiles et en temps réel sur les conditions en aval de l'autoroute. Les conducteurs peuvent ainsi réagir adéquatement et à l'avance aux nouvelles conditions.

Utilisations

1) Régulation de la circulation et prévention de la congestion:
   . informations concernant la circulation sur l'autoroute et traitement des incidents
   . information en cas d'événements extraordinaires
   . régulation de la vitesse

2) Mise en garde contre des conditions dangereuses:
   . mauvaises conditions climatiques
   . mauvais état de la chaussée

3) Régulation lors des travaux de construction ou d'entretien:
   . avertissement
   . régulation de la vitesse
   . déviation et affectation des voies

4) Affectation des voies:
   . voies réversibles
   . voies réservées
   . voies prioritaires

5) Détournement du trafic et itinéraires recommandés:
   . délestage d'une autoroute par une autre autoroute
   . délestage d'une autoroute par les artères du réseau local

c) Voies réversibles

Lorsque la distribution des débits aux heures de pointe montre un déséquilibre directionnel (ex: 70% vs 30%) les voies réversibles peuvent offrir une solution pour alléger la congestion dans la direction la plus sollicitée. La direction d'une ou plusieurs voies peut être inversée pour permettre à la circulation inverse de les utiliser. On utilise la signalisation d'information pour avertir les usagers des voies à emprunter. Des symboles apparaissent sur des panneaux à messages variables placés au-dessus de chaque voie (exemple: X ou ↓).

d) Fermeture de voie

On peut interdire l'utilisation d'une voie en affichant un symbole approprié sur un panneau à messages variables placé au-dessus de la voie (exemple: X).

<u>utilisations:</u>

1) signal avancé d'une voie obstruée: lors de travaux, d'un accident, d'un déversement de cargaison, d'eau ou de glace sur la chaussée.

2) amélioration de la convergence d'une bretelle d'accès en aval: en laissant une voie libre pour les véhicules qui entrent à cette bretelle.

d) Points de contrôle

Cette stratégie consiste en la création d'un goulot d'étranglement pour restreindre la demande sur une autoroute. La congestion et la file d'attente sont simplement reportés plus en amont, à l'endroit choisi à cet effet. On laisse ainsi une capacité résiduelle pour les bretelles d'accès plus en aval afin de créer un partage plus équitable de la capacité et de faciliter les mouvements de convergence.

On peut utiliser les postes de péage existants comme points de contrôle en fermant quelque uns de ces guichets, selon le débit désiré. On peut aussi utiliser des feux conventionnels au dessus des voies.

2.1.1.3 Régulation du corridor

Corridor autoroutier: système de routes parallèles (ou presque) allant d'une zone d'origine à une zone de destination et réciproquement; les routes sont reliées d'une manière telle que les conducteurs peuvent changer d'itinéraire en cours de route s'ils savent ou pensent que leur nouvelle route présente moins de difficultés de circulation à un certain moment que d'autres sections du corridor (OCDE, 1975).

La régulation du corridor vise donc à utiliser au mieux toutes les autoroutes, les voies de service et les artères

parallèles qui peuvent servir à acheminer les véhicules le long de ce corridor. Un tel système doit donc être adaptatif puisqu'il doit suggérer au conducteur le meilleur itinéraire.

La clé d'un bon système est donc la surveillance des conditions de la circulation sur tous les liens du corridor.

Deux approches peuvent être employées pour maintenir une utilisation optimale du corridor: la restriction de l'accès et le délestage.

a) Restriction de l'accès

La restriction de l'accès permet de maintenir la demande sur un lien du corridor en dessous de sa capacité. Elle s'obtient par l'utilisation des concepts de régulation aux bretelles d'accès et par le contrôle des feux de circulation des artères. On peut ainsi favoriser un lien du corridor et permettre au lien le plus sollicité de fonctionner plus efficacement.

b) Délestage

Le délestage est le transfert du trafic d'un lien trop sollicité du corridor à un autre possédant une capacité résiduelle. Il peut s'effectuer d'autoroute à autoroute, d'autoroute à réseau local (et réciproquement) ainsi que de bretelle d'accès à bretelle d'accès.

c) Priorité

La priorité peut être accordée à certains types de véhicules comme les autobus et les automobiles transportant plus d'un certain nombre de passagers. En encourageant les utilisateurs des routes à se regrouper (co-voiturage ou transport en commun) on tend à réduire le nombre de véhicules sur les autoroutes pour transporter le même nombre de personnes. On peut leur accorder des routes exclusives et séparées de l'itinéraire régulier, leur réserver l'usage de certaines voies de l'autoroute et même leur accorder la priorité d'accès sur les bretelles d'entrées.

2.1.2 Stratégies pour gérer la congestion non-récurrente

La congestion non-récurrente étant causée par des incidents, la gestion de ces incidents est surtout axée sur la surveillance étroite des conditions de circulation sur le corridor. Toute densité anormalement élevée et toute vitesse réduite donne le signal d'un incident probable en aval. Les stratégies de gestion des incidents sont donc la prévision et la prévention mais surtout la détection et la réaction.

1.2.1 Détection des incidents

Quand un incident s'est produit, il est important que l'organisme responsable de l'exploitation du corridor puisse le détecter rapidement et de manière précise. La détection

ne concerne pas seulement le repérage de l'incident survenu dans l'espace et dans le temps, mais également la détermination de sa nature et l'estimation de son importance, ceci pour obtenir les données nécessaires pour prendre la décision qui s'impose et pour dégager l'incident et supprimer ses conséquences (OCDE, 1975).

a) Surveillance électronique

Ces méthodes sont basées sur l'étude des changements de caractéristiques de la circulation. Les variables de base utilisées sont le taux d'occupation qui est relié à la densité et la vitesse. Les données sont recueillies par des boucles magnétiques installées sous la chaussée aux endroits critiques. Elles sont ensuite analysées. On doit pour cela posséder une bonne connaissance du comportement des variables de base (modèles macroscopiques). La surveillance électronique peut être utile pour détecter rapidement et économiquement les incidents. Cependant, elle offre peu de possibilités quant à l'identification de la nature de l'incident. Cette lacune peut être comblée par l'ajout d'un système de télévision en circuit fermé.

b) Télévision en circuit fermé

Ce système permet au centre de contrôle de surveiller visuellement tous les endroits où des caméras ont été placées.

La surveillance de tous les écrans de télévision par des employés du centre de surveillance peut s'avérer très coûteuse. De plus, un incident peut demeurer non-détecté pendant un certain temps si la vigilance du surveillant s'est relâchée. La surveillance électronique offre un bon complément en déclenchant une alarme, à laquelle le surveillant peut répondre en vérifiant visuellement sur le moniteur.

Quelques autres moyens peuvent servir à détecter les incidents. Ils peuvent être complémentaires à ceux énumérés mais ne feront pas l'object d'une description puisqu'ils sont peu intéressants dans le cadre de cette recherche.

- surveillance aérienne
- radio, téléphone, ...
- patrouille

2.1.2.2 Réaction aux incidents

On doit ensuite réagir à l'incident (dégagement et gestion). Le temps de dégagement est très important et détermine le délai de récupération des opérations normales.

Dans les cas où l'incident est susceptible de gêner considérablement l'écoulement de la circulation, il est bon de prendre toutes mesures en vue de réguler le trafic et d'effectuer aussi tôt que possible une estimation de la durée probable de l'obstruction, pour permettre de décider si on va

déviation (OCDE, 1975). La meilleure stratégie consiste généralement à interdire l'accès à l'autoroute en amont de l'incident et d'avertir les conducteurs d'utiliser les accès en aval (FHWA, 1985).

2.2 LES MODÈLES MACROSCOPIQUES

Pour effectuer une gestion de la circulation efficace, on doit connaître les relations qui unissent les trois variables de base d'un courant de circulation: la vitesse (V), la densité (K) et le débit (Q). Cette relation, qui peut prendre plusieurs formes, est qualifiée de modèle macroscopique puisqu'il décrit le comportement de la circulation en terme de valeurs moyennes sur un certain temps. Il faut bien distinguer les modèles macroscopiques des modèles microscopiques, qui eux décrivent le comportement d'un véhicule en relation avec un ou plusieurs autres. Ce sont ces derniers que l'on connaît bien parce qu'ils constituent le coeur des programmes de simulations tels que NETSIM. On verra que certains modèles macroscopiques découlent tout simplement de l'hypothèse microscopique correspondante.

On doit expliquer la relation entre les variables de base par trois équations puisqu'elle comporte trois variables. Les deux premières équations s'établissent facilement.

Le modèle doit reposer sur la surface tri-dimensionelle Q = K V puisque cette relation demeure toujours vraie puisque'elle est fondée sur les dimensions des trois variables (DREW, 1968). En effet, [veh/h] = [veh/km] [km/h].

$$Q = K \cdot V$$

La deuxième relation provient de la loi de conservation, qui suppose qu'aucun véhicule ne se crée ni n'est détruit lorsqu'il est sur la route (ROSS, 1987).

$$\delta K/\delta t + \delta Q/\delta x = S(x,t)$$

La troisième équation, qui doit comporter deux des variables de base, constitue le modèle. Il peut donc prendre trois formes: les modèles Vitesse-Densité, les modèles Débit-Densité et les modèles Vitesse-Débit.

On peut utiliser le modèle qui convient le mieux aux besoins puisque tous les modèles peuvent se transformer à l'aide de la relation $Q = K \cdot V$.

Par exemple, pour la gestion des corridors autoroutiers la relation Débit-Densité est la plus intéressante (GERLOUGH et al., 1965).

On verra donc un aperçu des différents modèles élaborés depuis plus de cinquante années de recherches en circulation.

2.2.1 Les modèles Vitesse-Densité

On accepte en général assez bien le fait que lorsque la densité de véhicules augmente autour de lui, le conducteur

d'un véhicule diminue sa vitesse. C'est pourquoi les recherches on débuté avec cette relation.

2.2.1.1 Le modèle linéaire de Greenshields

Greenshields, en 1934 a proposé une relation linéaire entre la vitesse et la densité (figure 2.3):

$$V = V_f \cdot (1-K/K_j)$$

où V_f = Vitesse libre (free speed)

et K_j = Densité maximale (jam density)

Ce modèle a l'avantage d'être simple et plusieurs chercheurs ont par la suite trouvé une bonne corrélation entre le modèle et des données (GERLOUGH et al., 1965).

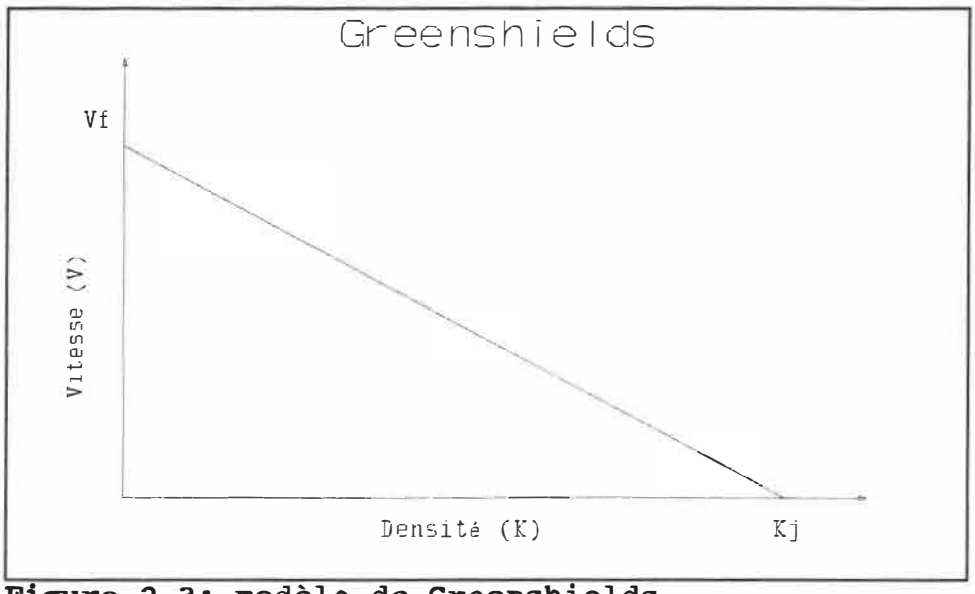


Figure 2.3: modèle de Greenshields

2.2.1.2 Les modèles logarithmiques

Greenberg, en 1959 a proposé une relation logarithmique entre la vitesse et la densité (figure 2.4):

$$V = V_m \ln (K_j/K)$$

où V_m = Vitesse optimale

(speed at maximum flow)

et K_j = Densité maximale (jam density)

Ce modèle est issu de l'analogie hydrodynamique (v. 2.2.1 et I) (GREENBERG, 1959). Il a donc l'avantage d'avoir un bon fondement théorique. Cependant il est peu convainquant lorsque la densité est très faible à cause de son comportement asympthotique ($V \Rightarrow \infty$) vers K=0.

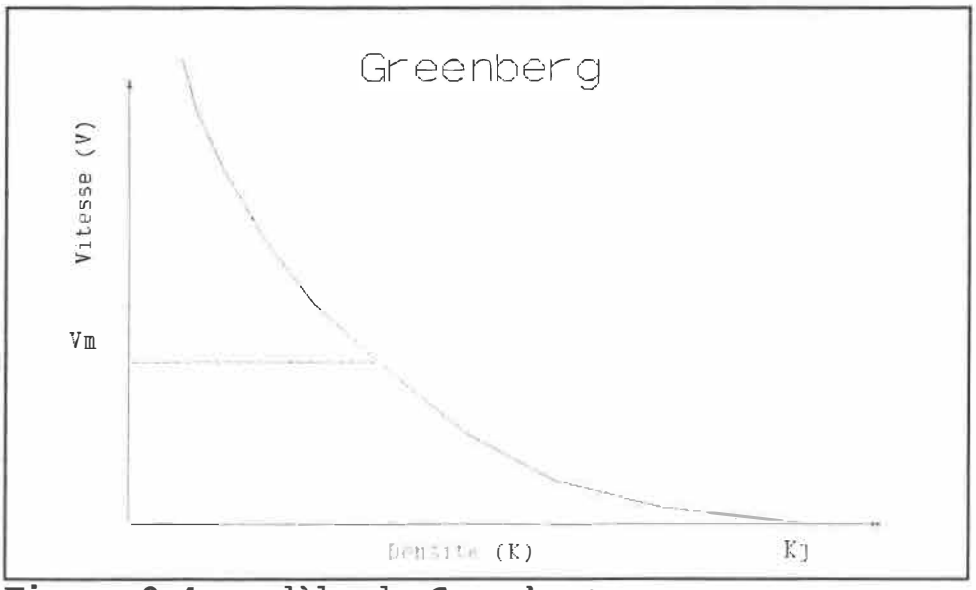


Figure 2.4: modèle de Greenberg

Par la suite, Underwood en 1961, a élaboré un modèle de la forme suivante (figure 2.5):

$$V = V_f \exp(-K/K_m)$$

où V_f = Vitesse libre (free speed)

et K_m = Densité optimale

(concentration at maximum flow)

On peut remarquer que ce modèle ne montre pas la vitesse nulle à la densité maximale. Il convient donc mieux pour les faibles densités.

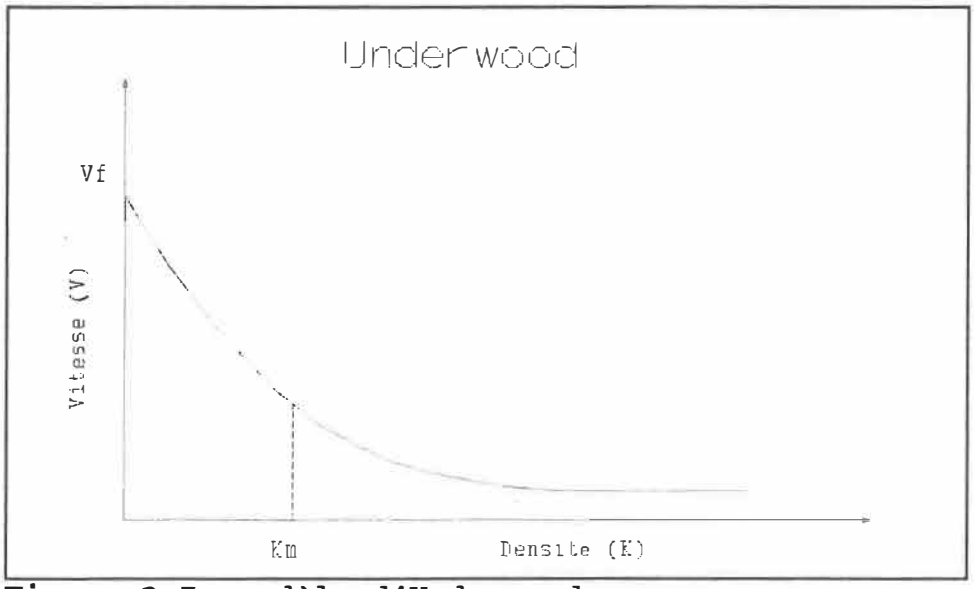


Figure 2.5: modèle d'Underwood

2.2.1.3 Le modèle en forme de cloche (Bell-shaped)

Drake, Schofer et May ont remarqué en 1967 une certaine concavité à de faibles densités en analysant les données provenant de l'Eisenhower Expressway de Chicago. Ils ont donc proposé en 1967 une courbe en forme de cloche (figure 2.6) s'exprimant par l'équation suivante (DRAKE et al., 1967):

$$V = V_f \exp(-0.5(K/K_m)^2)$$

où V_f = Vitesse libre (free speed)

et K_m = Densité optimale

(concentration at maximum flow)

Ce modèle n'a cependant pas de fondement théorique, et n'offre que l'avantage de mieux correspondre à certaines données.

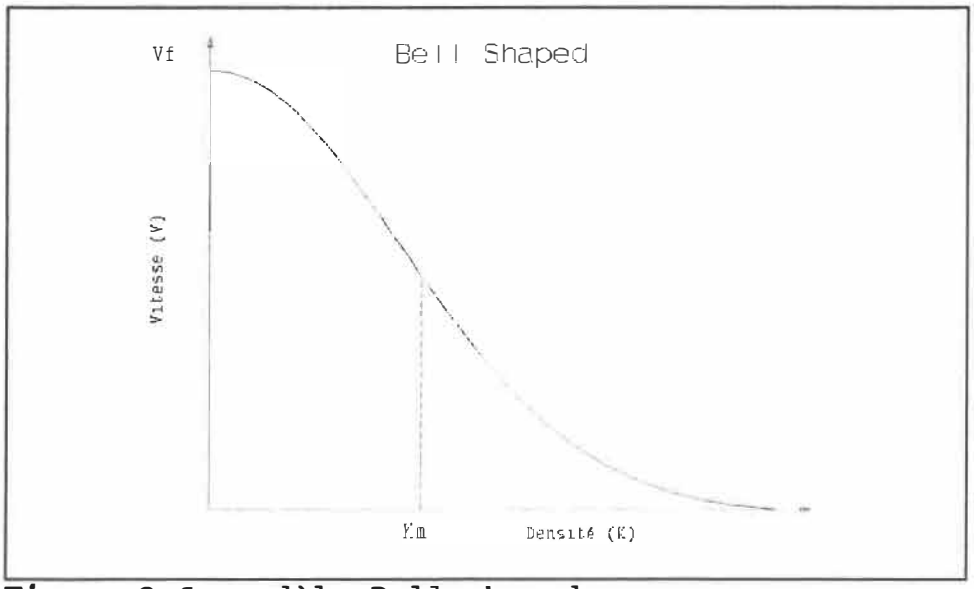


Figure 2.6: modèle Bell-shaped

2.2.1.4 Les modèles multi-régime

Certains modèles sont plus efficaces pour les basses densités alors que d'autre le sont pour les hautes densités. C'est pourquoi on a pensé diviser le domaine en deux (deux-régime) ou en plusieurs (multi-régime) sous-ensembles. On obtient ainsi une fonction discontinue qui pourrait, dans certains cas, mieux représenter la réalité. On doit souligner une difficulté particulière lors de l'utilisation de ces modèles. Les régressions non-linéaires nécessaires pour estimer les paramètres de ces fonctions sont beaucoup plus difficiles à effectuer lorsque le domaine est séparé en plusieurs parties. De plus on doit pouvoir choisir le point où le domaine est séparé.

Ces modèles ne possèdent pas de fondement théoriques en eux-mêmes puisqu'ils sont discontinus. Cependant une ou plusieurs parties peuvent représenter un modèle théoriquement fondé.

Les deux principaux modèles multi-régimes sont décrits par la suite. Les autres ne constituent que des combinaisons ou d'autant de modifications que seule l'imagination limite.

a) Modèle à deux régimes linéaires

Le modèle multi-régime le plus simple est sans aucun doute le modèle à deux régimes linéaires. Il est présenté à la figure 2.7. Le domaine est séparé à un point choisi

arbitrairement (K_1). On peut aussi bien diviser le domaine en trois parties pour obtenir ainsi un modèle à trois régimes linéaires.

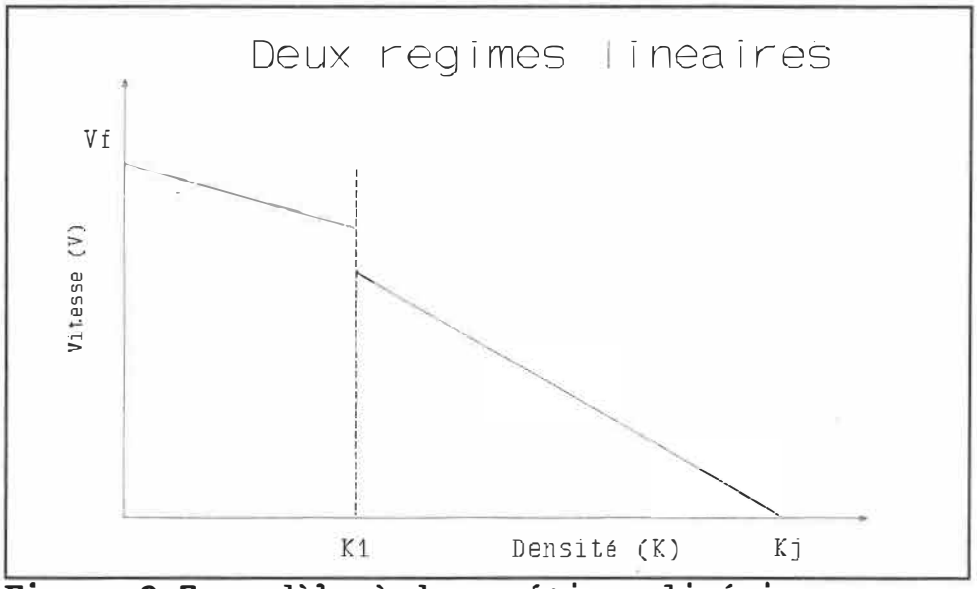


Figure 2.7: modèle à deux régimes linéaires

b) Modèle d'Edie

Edie a proposé en 1961 un modèle qui est composé de deux des modèles décrits précédemment: celui de Greenberg et celui d'Underwood. Le modèle d'Underwood est utilisé dans la première partie du domaine ($K < K_m$) et celui de Greenberg pour la deuxième partie ($K > K_m$) (figure 2.8).

On remarque que les deux modèles se coupent à un point qui correspond au débit maximum. C'est-à-dire à la densité optimale (K_m) et à la vitesse optimale (V_m).

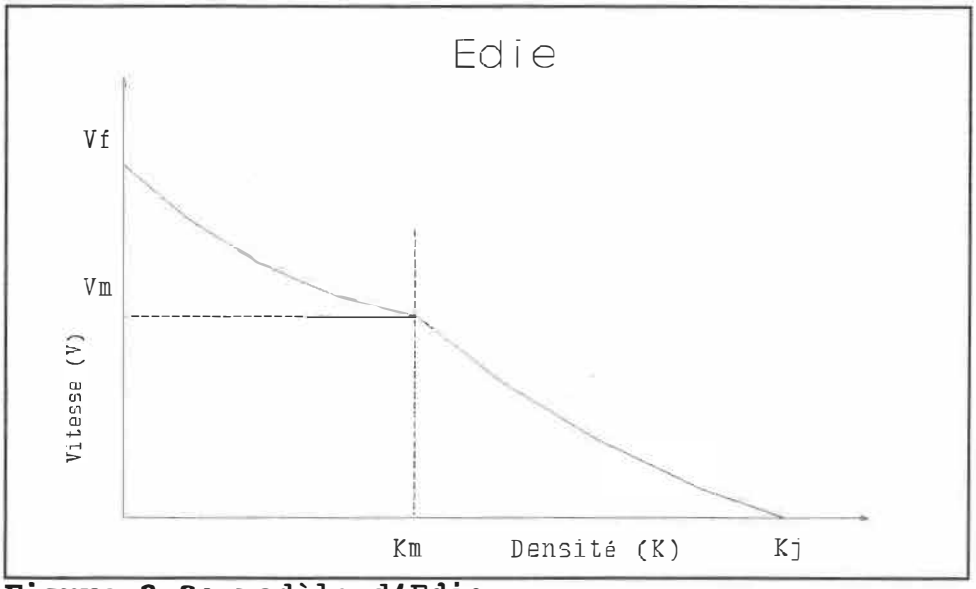


Figure 2.8: modèle d'Edie

2.2.2 Les fondements théoriques

2.2.2.1 L'analogie hydrodynamique

Harold Greenberg, en 1958, développe un modèle à partir de l'hypothèse qui supposait que la circulation se comporte comme un fluide. Il publie ses résultats en 1959 dans un article intitulé "An analysis of traffic flow" (GREENBERG, 1959).

A partir de l'équation de mouvement d'un fluide unidimensionnel, qui est:

$$\frac{dv}{dt} = -\frac{c^2}{k}\frac{\delta k}{\delta x'}$$

et de l'équation de la continuité:

$$\frac{\delta k}{\delta t} + \frac{\delta q}{\delta x} = 0$$

On arrive, en appliquant quelques transformations mathématiques (voir Annexe I), au modèle suivant décrivant la vitesse en fonction de la densité:

$$V = V_m \ell n (K_j/K)$$

où v = vitesse

V_m = Vitesse optimale (speed at maximum flow)

K_j = Densité maximale (Jam density)

pour laquelle v = 0

On peut reconnaître ici le modèle de Greenberg décrit précédemment dans la section 2.1.2.

Pour obtenir le débit en fonction de la densité on substitue pour V = Q / K:

$$Q = V_m K \ell n (Kj/K)$$

2.2.2.2 La théorie de la poursuite

Ce sont Gazis, Herman et Potts qui, en 1959, ont les premiers examinés la relation entre le modèle microscopique de la théorie de la poursuite (car-following) et les modèles macroscopiques. (GERLOUGH et al., 1965).

La théorie de la poursuite est basée sur la réponse des conducteurs à des stimulus. Le stimuli est fonction du mouvement des véhicules qui précèdent. La réponse s'exprime

par une accélération ou une décélération du véhicule. L'intensité de la réponse est proportionnelle au stimuli et est appliqué après un certain temps de réaction (Annexe II).

Le lien avec la théorie de la poursuite se base sur l'hypothèse que le premier conducteur d'une file roule à vitesse constante alors que les suivants le suivent à la même vitesse et à des espacements variables. Cet espacement avec le véhicule précédent est déterminé par la perception et l'interprétation que se fait le conducteur sur une distance qui lui paraît sécuritaire.

En partant du modèle non-linéaire de la poursuite (voir équation 10, Annexe II):

$$a_{n+1}(t+T) = x''_{n+1}(t+T) = \frac{\alpha_0 \left[x'_n(t) - x'_{n+1}(t) \right]}{\left[x_n(t) - x_{n+1}(t) \right]}$$

L'équation est réécrite sous la forme:

$$\delta v/\delta t = \alpha/s \cdot \delta s/\delta t$$

En intégrant celle-ci sur le temps, on obtient une équation de la vitesse en fonction de l'espacement:

$$V = \alpha \, \ell n(s) + b$$

La condition frontière $s=s_j$ quand $v=0$, détermine la valeur de la constante d'intégration b,

$$b = -\alpha \cdot \ell n(s_j)$$

En substituant s par 1/k et b par $-\alpha \cdot \ell n(s_j)$ on obtient:

$$V = \alpha \cdot \ell n(K/K_j)$$

Le paramètre α a les dimensions de la vélocité et les caractéristiques du débit. α correspond donc à la vitesse lorsque le débit est maximal ($\alpha=V_m$).

$$V = V_m \cdot \ell n(K/K_j)$$

On retrouve ainsi le modèle logarithmique proposé par Greenberg (voir section 2.1.2).

2.2.3 Les modèles généralisés

2.2.3.1 Modèle provenant de la théorie de la poursuite

Gazis, Herman et Rothery ont démontré en 1961 qu'en intégrant l'équation généralisée du modèle de la poursuite (voir l'équation (11) de l'annexe II) on obtenait l'expression suivante (EASA et al., 1980):

$$f_m(v) = c' + c\ f_\ell(s)$$

où: v = vitesse du courant de circulation

s = espacement moyen (constante)

c et c' = constantes

La constante d'intégration c' est reliée à la vitesse libre (V_f) ou à la densité maximale (K_j), dépendant des valeurs de m et de ℓ.

On peut retrouver plusieurs des modèles exposés à la section 2.2.1 du présent chapitre en développant cette équation générale selon différentes valeurs des paramètres m et ℓ, tel que présenté au tableau 2.2.

Gazis, May et Keller ont développé en 1967 une matrice d'équations pour les différentes valeurs de m et ℓ. Cette matrice a été modifiée par Ceder en 1975. Elle est présentée au tableau 2.2 (EASA et al., 1980).

Tableau 2.2: modèles selon m et ℓ

modèle	m	ℓ
Greenberg	0	1
Greenshields	0	2
Underwood	1	2

Tableau 2.3: matrice des équations selon les différentes valeurs de ℓ et m

ℓ \ m	m < 1	m = 1	m > 1
$\ell < 1$	$u^{1-m} = c\,k^{\ell-1} - c\,k_j^{\ell-1}$ où $c = \alpha \frac{1-m}{1-\ell}$ et $\ell > m$	$\ell n\, u = \alpha \frac{k^{\ell-1}}{1-\ell} + d_4$	$u^{1-m} = \alpha \frac{1-m}{1-\ell} k^{\ell-1} + d_3$
$\ell = 1$	$u^{1-m} = (1-m)\alpha\, \ell n(k_j/k)$	$\ell n\, u = \alpha\, \ell n\, (d_1/k)$	$u^{1-m} = (1-m)\alpha \ell n(1/k) + d_2$
$\ell > 1$	$u^{1-m} = u_f^{1-m}[1-(k/k_j)^{\ell-1}]$	$\ell n\, u = \ell n\, u_f + \frac{\alpha}{1-\ell} k^{\ell-1}$	$u^{1-m} = u_f^{1-m} + ck^{\ell-1}$ où $c = \alpha \frac{1-m}{1-\ell}$ et $\ell > m$

Les équations présentées au tableau 2.2 peuvent être regroupées selon leurs propriétés (EASA, 1983). On doit exclure certaines équations parce qu'elles ne satisfont pas les conditions frontières. Les autres ont été regroupées en 5 zones dans le tableau 2.3.

Tableau 2.4: matrice des propriétés des équations selon les différentes valeurs de ℓ et m

<table>
<tr><th>m
ℓ</th><th>m < 1</th><th>m = 1</th><th>m > 1</th></tr>
<tr><td>ℓ < 1</td><td>zone I $u_f \rightarrow \infty$
modèles pour écoulement sous congestion</td><td colspan="2" rowspan="2">les
conditions frontières
ne sont pas
respectées</td></tr>
<tr><td>ℓ = 1</td><td>zone II $u_f \rightarrow \infty$
modèles pour écoulement sous congestion</td></tr>
<tr><td>ℓ > 1</td><td>zone III
modèles uni-regime</td><td>zone IV $k_j \rightarrow \infty$
modèles pour écoulement libre</td><td>zone V $k_j \rightarrow \infty$
modèles pour écoulement libre</td></tr>
</table>

Les zones I et II proposent des modèles qui n'interceptent pas l'axe des vitesse ($v_f \rightarrow \infty$). Les modèles des zones IV et V n'interceptent pas l'axe de la densité ($k_j \rightarrow \infty$), tandis que les modèles de la zone III coupent les deux axes. C'est pourquoi on les utilise habituellement pour représenter les situations de circulation uni-régime. Les modèles multi-

régime peuvent être composés de modèles de la région I, II ou III pour représenter les écoulements sous condition de congestion ainsi que de modèles des régions III, IV ou V pour représenter des écoulements libres.

Pour les modèles de la région III Ceder et May ont développé le modèle microscopique pour arriver à une équation qui lie les deux paramètres m et ℓ (CEDER et al., 1976):

$$m = 1 - \frac{\ell n \left[1 - (k_o/k_j)^{l-1} \right]}{\ell n \, (u_o/u_f)}$$

et $$(k_o/k_j)^{1-m} = (1-m) \; / \; (1-m)$$

en substituant:

$$(k_o/k_j)^{1-m} = \frac{(1-1) \; \ell n(u_o/u_f)}{\ell n[\; 1 - (k_o/k_j)^{l-1}]}$$

Said, Easa et May vont même jusqu'à proposer une procédure et des abaques pour déterminer les valeurs de m et ℓ les plus appropriées, en uni-régime et multi-régimes (EASA et al., 1980). Cette procédure est ensuite améliorée par Easa pour les multi-régimes (EASA, 1983).

2.2.3.2 Drew

En 1965, Drew a proposé une famille de modèles de la forme suivante:

$$du/dk = u_m \, k^{(n-1)/2}$$

où n est un nombre réel. En remplaçant n par -1, on retrouve le modèle de Greenberg (exponentiel). En remplaçant n par 0, on obtient un modèle parabolique, et en remplaçant n par 1 on obtient un modèle linéaire (Greenshields).

En fait, ces modèles sont un sous-ensemble des modèles dérivés de la théorie de la poursuite.

2.3 REVUE DES EXPERIENCES PRECEDENTES

On tentera dans cette troisième partie du chapitre 2 de revoir les travaux de différents chercheurs et organismes gouvernementaux responsables de la gestion des autoroutes, pour développer et calibrer des modèles macroscopiques (tableau 2.5). Tous ces efforts visent à mieux comprendre le comportement de la circulation et à prévoir les effets de certains événements.

On en décrira les objectifs, les moyens mis en oeuvre pour recueillir les données, la méthode statistique utilisée,

le traitement mathématique des données, ainsi que les résultats obtenus.

Cette troisième partie permettra de planifier l'expérience.

Tableau 2.5: expériences sur les modèles macroscopiques

CHERCHEUR	ANNEE	AUTOROUTE	LIEU
Edie, Foote, ...	1960	Holland Tunnel	New York
Drake, Schofer et May	1967	Eisenhower Expressway	Chicago
Ceder et May	1975	7 autoroutes: Chicago, NY, LA, ...	USA + RFA
Hurdle, Datta et Payne	1983	Highway 10 Santa Monica Freeway	Toronto San Diego
Allen, Hall et Gunter	1985	Queen Elizabeth Way	Ontario

2.3.1 Edie, Foote, Herman et Rothery, 1960

Ces chercheurs ont obtenu des données provenant du Holland Tunnel (New York City) en 1960 (EDIE et al., 1963). Ces données provenaient d'environ 24 000 véhicules, sous forme de temps de passage à deux faisceaux de lumière séparés de 33 pieds. On obtenait ainsi sur papier quatre temps de passage soit: le temps où le véhicule coupe le premier faisceau (t_{a1}), le temps où le véhicule cesse de couper le premier faisceau (t_{d1}), le temps où le véhicule coupe le deuxième faisceau (t_{a2}) et le temps où le véhicule cesse de couper le deuxième faisceau (t_{d2}).

On pouvait ainsi obtenir le temps nécessaire à un véhicule pour traverser les 33 pieds séparant les deux faisceaux:

$$t_n = t_{a2} - t_{a1}$$

Et l'écart (sec.) entre deux véhicules:

$$h_n = t_{a1}(n) - t_{a1}(n-1)$$

L'espacement entre les véhicules se calcule comme étant la vitesse du véhicule précédent multiplié par l'écart entre ces deux véhicules plus un terme pour tenir compte de l'accélération:

$$s(n) = v_{n-1}\, h_n + 0{,}5 \cdot a_{n-1} \cdot h_n^2$$

On pouvait donc obtenir pour chaque véhicule: sa longueur (L), sa vitesse (u), son accélération (a), son espacement (s) et l'écart (h).

De ces données on peut calculer la densité instantanée:

$$k_n = s_n^{-1}$$

et le débit instantané, c'est-à-dire celui qui résulterait d'un écoulement stable et permanent si tous les véhicules se comportaient comme le véhicule n.

$$q_n = k_n\, u_n$$

Pour étudier l'aspect macroscopique des données, les auteurs proposent deux approches: une analyse réelle et une analyse virtuelle. L'analyse réelle s'effectue en calculant les densités et les vitesses moyennes sur un intervalle de temps choisi (1 minute, dans ce cas), pendant lequel on

calcule le nombre de véhicules qui passent (q). L'analyse virtuelle s'effectue en regroupant les données selon des classes de vitesses par incrément de 2 pi/sec. Par les deux types d'analyse on obtient des données regroupées sur lesquelles on calcule les moyennes.

L'inverse de la moyenne des espacements ou la moyenne harmonique des densités instantanées est calculé pour chaque groupe de données.

$$K = N\ (\Sigma s_n)^{-1} = N\ (\Sigma k_n^{-1})^{-1}$$

Ensuite, le débit est calculé pour chaque classe de vitesse par l'équation:

$$Q = V\ K$$

Les résultats sont alors tracés sur des graphiques débit/densité et vitesse/densité.

Les données, autant virtuelles que réelles, sont étonnemment bien représentées par les courbes théoriques dont celle-ci (Greenberg):

$$V = V_m\ \ln\ (K_j/K).$$

On ne mentionne cependant pas la valeur de l'indice de régression.

2.3.2 Drake, Schofer et May, 1967

Ces chercheurs ont utilisé des données provenant du Chicago Area Expressway Surveillance Project. Ces données comprennent 1 224 observations effectuées sur des périodes de 1 minute. A la fin de chaque minute le débit, la vitesse et le taux d'occupation sont calculés sur la voie centrale des trois voies en direction ouest de l'Eisenhower Expressway (6 voies) (DRAKE et al., 1967).

L'étude commence par une analyse statistique des vitesse qui conclue qu'on peut utiliser autant la vitesse moyenne sur le temps que sur l'espace. L'erreur ainsi introduite est jugée négligeable comparativement à la précision des données.

Ensuite, on présente 7 hypothèses (modèles) pouvant correspondre aux données:

1- linéaire (Greenshields): v. 2.1.1

2- linéaire, deux régimes: v. 2.1.4.1

3- linéaire, trois régimes

4- logarithmique (Greenberg): v. 2.1.2
   décalée vers la droite.

5- logarithmique (Underwood): v. 2.1.2

6- Edie: v. 2.1.4.2

7- Bell-Shaped: v. 2.1.3

On procède par la suite à des régressions pour ajuster les courbes aux données. Les tests viennent confirmer ou infirmer les hypothèses.

Cet article décrit de manière très détaillée la méthodologie du choix d'un modèle macroscopique.

conclusions:

1. L'hypothèse de deux régimes linéaires n'est pas substantiellement plus significative que l'hypothèse d'un seul régime linéaire.
2. L'hypothèse de trois régimes linéaires donne un bon estimé de la vitesse optimale, du débit maximum et de la densité maximale.
3. L'hypothèse d'Underwood possède le plus petit r^2 et offre des estimations décevantes, surtout en ce qui a trait à la vitesse libre puisque ce modèle a justement été développé pour offrir une valeur finie à ce paramètre.
4. Le modèle d'Edie offre les meilleures prédictions des paramètres fondamentaux.
5. La courbe en forme de cloche élaborée par les auteurs n'a pas réussi à prédire les valeurs des paramètres aussi bien que prévu.

2.3.3 Ceder et May, 1975

Ces chercheurs ont recueilli deux groupes de données: le premier groupe (32 ensembles de points) provient des sept autoroutes suivantes (CEDER et al., 1976):

1. Eisenhower Expressway, Chicago, USA:
   - 1 ensemble: 118 points
2. Holland Tunnel, New York, USA:
   - 1 ensemble: 118 points
3. Hollywood Freeway, Los Angeles, USA:
   - 10 ensembles: 98, 97, 90, 88, 73, 78, 78, 82, 75 et 78 points
4. Pasadena Freeway, Los Angeles, USA:
   - 8 ensembles: 61, 58, 51, 46, 31, 40, 41 et 66 points
5. Penn-Lincoln Parkway, Pittsburg, USA:
   - 6 ensembles: 77, 69, 82, 75, 74 et 51 points
6. U.S. Highway, Virginia, USA:
   - 2 ensembles: 111 et 105 points
7. München-Salzburg Autobahn, RFA:
   - 4 ensembles: 93, 98, 91 et 119 points

Les moyennes sont calculées à chaque minute sur la vitesse et sur la densité. Le débit est mesuré sur les périodes correspondantes.

Le deuxième groupe de données (13 ensembles de points) provient du système de contrôle et de surveillance de Los Angeles (California, USA) sur l'autoroute Santa Monica.

Les données sont collectées sous forme de taux d'occupation moyen (% du temps où une boucle magnétique est occupée) et de débit à une fréquence de cinq minutes. Le taux d'occupation est ensuite transformé (linéairement) en densité.

Les auteurs ont ensuite essayé de trouver le meilleur modèle pour chacun des ensembles de points. Ils ont utilisé le modèle généralisé provenant de la théorie de la poursuite (v. 2.3.1) en ajustant les paramètres m et ℓ selon une procédure décrite dans l'article.

conclusions:

1. Aucun des modèles proposés précédemment (v. 2.1) n'a pu représenter précisément les ensembles de points.
2. L'utilisation des paramètres m et ℓ en nombres non entiers pour des modèles uni-régime donne une meilleure précision et des paramètres de circulation plus réalistes. Cependant, les données sont mal représentées près des conditions de débit maximal.
3. L'utilisation des paramètres m et ℓ en nombres non entiers pour des modèles multi-régime donne visuellement une courbe correspondant à un phénomène multi-régime mais n'apporte qu'une faible amélioration quant à la représentation des données.

2.3.4 Hurdle, Datta et Payne, 1983

Ces chercheurs ont obtenu des données de 1977 provenant de la Queen Elizabeth Way (Missisauga, Ontario), une autoroute urbaine de six voies. (HURDLE et al., 1983)

Les auteurs s'intéressent aux courbes débit-densité. Ils remettent en question la courbe généralement reconnue. Ils ont pour objectif de la vérifier avec des données réelles.

Les mesures de débit sont prises par comptages manuels aux deux minutes. Les vitesses sont obtenues par photographie par laps de temps. Lorsque le débit maximal est atteint, l'intervalle de temps passe de deux à cinq minutes. La période de 6h00 à 9h00 est ainsi couverte pour trois jours consécutifs.

Les comptages sont transformés pour tenir compte des véhicules lourds sur la base de deux véhicules particuliers pour un véhicule lourd.

On constate que l'intensité peut atteindre 2 400 véh/h sur une période de 2 min (2% du temps). Cependant, si la période d'échantillonnage est augmentée (à cinq minutes par exemple) l'intensité maximale mesurée diminue. La probabilité de mesurer une intensité de 2 400 véh/h devient alors 0.07%

L'auteur souligne alors la difficulté de déterminer la capacité d'une route, puisqu'il n'existe pas de définition précise quant à la période d'échantillonnage.

conclusions:

1. Les auteurs ont pu confirmer une des caractéristiques particulières des autoroutes urbaines: la vitesse demeure élevée jusqu'à ce que le débit atteigne 75% du débit maximal (capacité). Ils concluent aussi que 2000 véh/h est encore un bon estimé de la capacité d'une voie d'autoroute en Amérique du Nord (sous conditions idéales).
2. D'un autre côté, on remarque des vitesses moyennes de 80 km/h lors des débits maxima (vitesse moyenne à capacité), ce qui est beaucoup plus élevé que le 50 km/h souvent décrit dans les manuels de circulation.
3. La vitesse ne serait pas fonction du débit tel qu'on le laisserait entendre depuis plusieurs décennies, et les modèles devraient être révisés à cet effet.

Payne publie par la suite un article en utilisant ces données qui porte sur la relation vitesse-densité. Il utilise l'approche multi-régime et la régression non-linéaire et relève une discontinuité dans la relation d'équilibre (PAYNE, 1984).

2.3.5 Allen, Hall et Gunter, 1985

Ces auteurs ont publié une série d'articles basés sur des données obtenues sur la Queen Elizabeth Way (entre Oakville et Toronto, Ontario), en 1979-1980.

Ils s'attardent tout d'abord en 1985 à la relation entre la vitesse et le débit, et plus particulièrement sur la façon dont le débit varie entre les périodes de congestion et les périodes d'écoulement libre (ALLEN et al., 1985).

Les données sont regroupées sur des périodes de cinq minutes. L'auteur stipule que plus la période est courte plus les transitions seront visibles. Des périodes de 1, 2 ou 5 min. sont acceptables. On procède ensuite graphiquement, en traçant les données dans l'ordre chronologique et en les reliant par un trait. On peut ainsi visualiser comment les points passent de la partie inférieure du graphique (congestion) à la partie supérieure (écoulement libre).

Par la suite, utilisant les mêmes données, ils ont publié un article portant sur les graphiques débit-densité et confirmé la forme en V inversé ou en lambda renversé remarqué par Koshi en 1983. (HALL et al., 1986)

Hall et Gunter publient ensuite dans la même année un article complémentaire qui utilise les mêmes données. Ils veulent vérifier si la forme de la courbe débit-densité observée demeure vraie et si les paramètres de circulation

demeurent semblables pour toutes les voies et pour tous les lieux d'analyse.

Il s'avère que la forme en V inversé reste vraie pour toutes les situations. Cependant, les résultats obtenus à un endroit et dans une voie spécifique ne peuvent être utilisés pour décrire la circulation d'un autre endroit ou d'une autre voie (HALL et al.,1986).

Enfin, un dernier article de Gunter et Hall traite de la transition entre l'écoulement libre et la congestion sur les graphiques vitesse-débit. Il répond à certaines questions laissées sans réponses lors des articles précédents, dont la vitesse optimale (speed at maximum flow). Elle serait entre 80 et 90 km/h, ce qui est beaucoup plus élevé que les 50 km/h proposés par le Highway Capacity Manual (TRB, 1985). Ces vitesses sont observées à des débits très élevés (2350 véh/h). (GUNTER et al.,1986).

2.3.6 La théorie de la catastrophe

2.3.6.1 Historique

La physique classique nous a habitué aux relations linéaires et au comportement doucement prévisible des variables les unes par rapport aux autres. Il ne faut donc pas s'étonner si les ingénieurs ont tenté (depuis Greenshields en 1934) d'expliquer le comportement de la circulation par des relations linéaires.

Cependant, plusieurs phénomènes se produisent brusquement alors que les événements qui en sont la cause ne changent que doucement et graduellement. Par exemple l'eau gèle soudainement alors que la température passe graduellement le seuil de 0°C, le marché boursier s'effondre sans que les indicateurs économiques semblent pouvoir l'expliquer (linéairement du moins), des forces qui grandissent jusqu'à ce que la friction ne puisse plus les retenir soudainement. Un animal attaque brusquement (ou se sauve) après une longue période d'intimidation avec son adversaire. Les facteurs qui ont menés à cette décision n'ont pourtant pas changé aussi soudainement.

René Thom (1972) a développé la théorie de la catastrophe dans son livre "stabilité structurelle et morphogénèse", dans lequel il la propose comme fondement de la biologie.

Depuis elle a été appliquée dans différents domaines tels la mécanique des fluides, l'optique, la structure, la thermodynamique, le magnétisme, la physique des lasers sans oublier tout le champs des sciences sociales et des sciences économiques.

Elle est apparue en circulation lorsque Dendrinos (1978) a publié son article intitulé "Operating speeds and volume to capacity ratios: the observed relationship and the fold catastrophe". Il parvient, en utilisant une fonction d'utilité, à démontrer que la théorie de la catastrophe est applicable à ce modèle.

Navin (1986) va un peu plus loin en proposant graphiquement une insertion de la géométrie de la catastrophe dans la surface bien connue $Q = K \cdot V$.

Hall (1987) reprend cette même catastrophe, et tente de reproduire les discontinuités observées par de nombreux chercheurs précédemment. Il change cependant les hypothèses d'insertion et inverse l'utilisation de la courbe. Il pousse plus loin les recherches puisqu'il propose des transformations mathématiques pour faire correspondre les deux équations. Il applique ses hypothèses à des données réelles. La théorie est expliquée à l'annexe III. On peut y visualiser la surface repliée sur elle-même, qui aide beaucoup à la compréhension du phénomène.

2.3.6.2 Hall, 1987-1989

Pour Hall, dans le contexte de la circulation, la variable du comportement "catastrophique" est certainement la vitesse. On peut le constater lorsque l'écoulement libre de la circulation passe à la congestion. A ce moment (augmentation de la densité) la vitesse tombe brusquement alors que le débit faiblit lentement.

Hall tente de démontrer qu'une portion de cette surface partiellement repliée peut être utilisée pour reproduire les données recueillies sur le Queen Elizabeth Way (Toronto).

L'équation suivante, tirée de l'annexe III, est celle de la catastrophe dite "cusp" (ou Riemann-Hugoniot):

$$4x^3 + 2ux + v = 0$$

On doit donc faire correspondre les variables de circulation (Q, K et V) à celles de la théorie de la catastrophe (x, u et v) en leur faisant subir quelques modifications.

L'hypothèse est la suivante: la vitesse correspond à **x** alors que le débit est associé à **u** et la densité à **v**. Quant aux transformations, afin que les courbes correspondent aux données, on associe les événements suivants aux équations correspondantes (HALL, 1987):

le débit maximum est décrit par u = 0

la densité critique est décrite par v = 0

et la vitesse optimale par x = 0

Il est à noter que le point (0,0,0) correspond à l'endroit où la surface cesse d'être repliée sur elle-même.

d'où:

x = vitesse - vitesse à capacité

u = (débit - capacité) / 1000

$v = -4 \cdot x^3 - 2 \cdot x \cdot u$

Il faut ensuite appliquer une transformation linéaire pour faire correspondre la variable v à la densité et aux

données réelles. Cette transformation peut être du type suivant:

$$K = v \cdot m_1 + K_0 \quad \text{pour } v \geq 0$$

$$K = v \cdot m_2 + K_0 \quad \text{pour } v < 0$$

où m_1 et m_2 sont les pentes de la transformation, choisies par régression avec les données.

On obtient alors une courbe de la forme d'un V inversé pour représenter la relation entre le débit et la densité.

2.3.6.3 Conclusions

La théorie de la catastrophe, telle qu'utilisée par Hall, ne donne pas une explication à la discontinuité qu'on retrouve fréquemment dans les données, mais réussit cependant à bien représenter les données. Elle offre l'avantage d'une fonction unique pour illustrer le V inversé de la courbe Vitesse-Débit, si on la compare aux méthodes multi-régimes.

CHAPITRE 3

OBJECTIFS DE L'ETUDE ET METHODOLOGIE

3.1 BUT

Le but du présent travail de recherche est donc de revoir et de choisir des modèles descriptifs qui pourraient servir à une gestion efficace de la circulation, d'élaborer une méthode simple et efficace pour le choix d'un modèle macroscopique et d'en faire une application pratique sur le réseau autoroutier de Montréal.

3.2 OBJECTIFS

1- Vérifier si les modèles existants peuvent décrire adéquatement la circulation sur l'autoroute Décarie à Montréal. Si non, tenter de donner une explication et une solution.
2- Comparer les courbes obtenues à Montréal avec celles des autres autoroutes urbaines américaines et canadiennes.
3- Elaborer une technique temporaire de cueillette de données pour pallier au manque existant de données cueillies automatiquement.
4- Proposer une procédure pour le choix d'un modèle.
5- Démontrer une application pratique du modèle choisi à un ou des systèmes de gestion de circulation.

3.3 CADRE THEORIQUE

Les chercheurs dans le domaine de la régulation des corridors autoroutiers sont unanimes pour souligner l'importance des connaissances fondamentales du comportement moyen des véhicules sur l'autoroute. On constate que ces connaissances sont indispensables si on veut optimiser l'utilisation du corridor par les différentes techniques décrites dans la première partie du chapitre 2.

De nombreux travaux, décrits antérieurement (deuxième et troisième partie du chapitre 2), ont tenté de décrire et de prévoir le comportement de la circulation sur les autoroutes par des modèles macroscopiques. On remarque cependant par la multitude de modèles proposés qu'il n'existe aucun consensus sur la forme, et encore moins sur les paramètres des modèles. On ne peut donc pas utiliser aveuglément un modèle conçu pour une autre autoroute.

3.4 METHODOLOGIE

Habituellement, l'élaboration des modèles macroscopiques reposent sur des données obtenues automatiquement. Ces données ne sont pas disponibles pour les autoroutes de Montréal. On doit donc commencer par développer une technique d'analyse vidéo de la circulation afin d'obtenir toutes les mesures nécessaires. On se limitera à l'étude d'une seule

voie (celle de gauche) pour commencer, à un endroit à choisir sur l'autoroute Décarie.

L'analyse des données et l'élaboration d'un modèle suivra. On devra commencer par déterminer un intervalle sur lequel on regroupe les données véhiculaires. Ce choix étant un compromis entre la stabilité, obtenue par de grands intervalles, et la définition de la courbe, obtenue par un grand nombre de points. On propose donc d'essayer et de tester plusieurs inrtervalles de groupement.

Pour chacun des intervalles, on testera quelques modèles déjà connus afin de déterminer lequel décrira le mieux les données.

Le modèle obtenu à l'endroit choisi ne pourra servir qu'à cet endroit seulement. Il serait donc plus utile de développer une méthode simple et pratique pour le choix d'un modèle à un endroit quelconque. L'élaboration de cette méthode se fera à l'aide des données obtenues sur la voie de gauche de l'autoroute Décarie.

On élabore donc la méthode pratique à la lumière des résultats obtenus précédemment. Cette méthode sera ensuite testée sur les deux autres voies de l'autoroute.

On propose ensuite de simuler l'implantation d'un système de gestion de circulation autoroutière et d'en évaluer l'impact sur les retards subis par les usagers.

CHAPITRE 4

PROCÉDURE D'EXPÉRIMENTATION

4.1 CHOIX DES VARIABLES

Les variables de base des modèles macroscopiques sont: la vitesse (V), le Débit (Q) et la densité (K). Pour les obtenir, on peut procéder de plusieurs façon.

> "A knowledge of headway (écarts) and gaps (crénaux-temps) is frequently more informative than a knoledge of volume (débit) or density (densité) because it reflects much more of the essential nature of the traffic stream. Headways and gaps are the building blocks with which the entire traffic stream is constructed." (DREW, 1968)

C'est pourquoi l'écart est choisi comme étant la variable à mesurer directement. Le tableau 4.1 montrent les différentes variables qui seront utilisées au cours de ce travail.

Tableau 4.1: variables

VARIABLE		UNITES	SYMBOLE	
français	anglais		micro	macro
écart	headway	seconde	h	-
créneau	gap	mètre	-	-
espacement	spacing	mètre	s	S
vitesse	speed	mètre/seconde	v	V
densité	density	véhicule/kilomètre	k	K
débit	flow	véhicule/heure	q	Q

Pour le mesurer, la façon retenue consiste à prendre la mesure du temps de passage de chaque véhicule à deux points connus et distants de 25 m, matérialisés par des marquages sur la chaussée.

soit:

t_1 = temps de passage du véhicule au premier point

t_2 = temps de passage du véhicule au deuxième point

On peut ainsi obtenir le temps nécessaire à un véhicule pour traverser les 25 m séparant les deux marquages:

$$t_n = t_2 - t_1$$

La vitesse d'un véhicule se calcule donc comme:

$$v_n = 25m/t_n$$

Et l'écart (sec.) entre deux véhicules:

$$h_n = t_1(n) - t_1(n-1)$$

$$\text{ou} \quad h_n = t_2(n) - t_2(n-1)$$

L'espacement entre les véhicules se calcule comme étant la vitesse du véhicule précédent multiplié par l'écart entre ces deux véhicules:

$$s_n = v_{n-1} \cdot h_n$$

On peut donc obtenir pour chaque véhicule: sa vitesse (v), son espacement (s) et l'écart (h) au véhicule précédent. De ces données on peut calculer la densité instantanée:

$$k_n = s_n^{-1}$$

et le débit instantané, c'est-à-dire celui qui résulterait d'un écoulement stable et permanent si tous les véhicules se

comportaient comme le véhicule n.

$$q_n = k_n \, u_n$$

4.2 COLLECTE DES DONNÉES

4.2.1 Méthodes de collecte de données

On distingue 4 méthodes fondamentales de collecte de données de circulation: manuelle, électro-mécanique, photographique avec laps de temps et enregistrement vidéo.

4.2.1.1 Manuelle

Cette méthode est surtout utilisée pour les comptages dans les cas suivants: les classifications de véhicules et les virages aux intersections. Elle cause des problèmes d'organisation et coûte cher. Elle n'est avantageuse que lorsqu'un certain jugement est nécessaire et que l'automatisation coûterait encore plus cher.

4.2.1.2 Electro-mécanique

Cette méthode utilise des dispositifs électriques et/ou mécaniques afin de faciliter et même parfois d'automatiser la cueillette des données. Les tubes, utilisés pour compter le nombre de passages d'essieux est peu précis et est surtout utilisé dans l'établissement de stations de comptage temporaires.

Les boucles magnétiques sous la chaussée détectent les masses métalliques lors de leurs passage. Elles sont surtout utilisées pour les stations de comptage permanentes, mais existent aussi sous forme temporaire (collées sur la chaussée). Elles peuvent aussi fournir des données sur le taux d'occupation et certains types de boucles peuvent même donner la vitesse des véhicules.

4.2.1.3 Photographique avec laps de temps

Cette technique remonte à 1935. On photographie à une fréquence de 1, 2 ou 4 images/secondes par exemple. On doit obtenir au moins deux positions différentes pour chaque véhicule. La vitesse peut donc se calculer, connaissant le δt et le δx. On peut aussi calculer l'espacement et la position de chaque véhicule. (BRANSTON, 1975)

4.2.1.4 Enregistrement vidéo

La technique d'enregistrement vidéo offre une alternative moderne à la photographie avec laps de temps. On peut l'utiliser d'une façon semblable mais elle offre en plus les avantages suivants:

- Les résultats sont disponibles immédiatement et on peut visionner sur le site le contenu de la bande.
- L'enregistrement peut s'effectuer dans toutes les conditions d'éclairage et s'ajuste automatiquement aux

variations de celles-ci.

- Moins coûteux que la photographie, on peut réutiliser les cassettes.
- On peut se servir de la bande sonore pour enregistrer les commentaires de l'opérateur.
- Possibilité d'enregistrer le temps sur la bande.

On peut l'utiliser de deux façons;

a) **analogie "laps de temps"**

où on ralentit le nombre d'images par seconde. On obtient une séquence discontinue de photo vidéo. Les données sont extraites de la même façon qu'avec la technique par laps de temps (BAKER et al., 1972).

b) **en continu**

où on filme en continu (30 images/sec). En superposant l'image et le temps, on peut obtenir des données très précises tel que le temps de passage d'un véhicule à un point spécifique par exemple. (ASHWORTH, 1976)

C'est cette dernière méthode qui est choisie pour la présente expérience. Elle permet d'obtenir toutes les données voulues, et de revenir dans le temps pour visualiser les situations problématiques.

Pour obtenir la vitesse, on doit connaître la position relative de deux points sur l'image, de préférence longitudinalement au sens de la circulation étudiée. Ces références

sont fournies par 5 lignes peintes sur l'accotement espacées de 25 m chacune, couvrant ainsi un espace de 100 m. La voie de droite doit être fermée lors du marquage de ces lignes. Une camion du ministère des transports s'est chargé de cette tâche.

4.2.2 Matériel

Caractéristiques nécessaires du Système Vidéo:

- Bonne définition vidéo
- Heure affichée et enregistrée sur ruban avec précision
- Pause rapide sans sautillement
- possibilité d'avance image par image

Le matériel choisi comporte:

- Une caméra vidéo portative VHS Reporter (Panasonic AG-180) utilisée avec un trépied.
- Un générateur de caractères (Panasonic VW-CG1P) pour superposer un chronomètre (précision de 1/10 de seconde) à l'image lors de l'enregistrement.
- Un Magnétoscope à cassette multi-fonction Panasonic AG-1950) pour analyser les données. Permet d'arrêter sur une image voulue, d'avancer et reculer image par image.
- Un moniteur haute résolution 20"
- De la peinture (vaporisateur)
- Un camion avec flèche lumineuse

4.2.3 Méthodologie

4.2.3.1 Sélection du site de la caméra

champs de vision: Il faut choisir la lentille pour ne couvrir que la région désirée. Un zoom est préférable parce qu'il offre un éventail de grossissements possibles. Il faut chercher à éliminer les espaces inutiles du film. Par exemple, baisser l'angle de la caméra pour ne pas filmer le ciel. (BERGER et al., 1975)

La caméra utilisée comporte un zoom qui peut être ajusté de façon à remplir cet objectif.

angle de vision: Les mouvements qui s'approchent ou s'éloignent sont presque impossible à discerner, à moins que la caméra soit à plus de 30° au dessus du sol (BERGER et al., 1975). La caméra sera idéalement sur le côté et au dessus de la route.

Nous nous positionnerons donc dans un édifice assez élevé (5 à 10 étages) perpendiculairement au site observé si disponible.

4.2.3.2 Codage du temps

Un chronomètre (précis à 0,1 sec.) est affiché électroniquement sur la bande vidéo lors de l'enregistrement de celle-ci, à l'aide du générateur de caractères. La caméra enregistrant à 30 images/sec., on se retrouve donc avec 3 images affichant le même temps.

4.2.3.3 Extraction

L'extraction des données s'effectue en visionnant la bande vidéo sur le magnétoscope à l'aide d'un moniteur. On doit prolonger les marques peintes sur l'accotement par des rubans adhésifs collés sur l'écran même. En utilisant la roulette d'avance/recul image par image, on positionne le véhicule étudié sur la première ligne (ruban adhésif). On note le temps affiché sur l'écran sur le formulaire préparé à cet effet (figure 4.1).

Comme 3 images successives affichent le même temps, on doit aussi noter sur laquelle de ces images le véhicule a franchi la ligne. La case «1/30 sec» sert à inscrire le numéro de cette image par 0, 1 ou 2.

On avance ensuite la bande jusqu'au passage du même véhicule à la deuxième ligne. On obtient ainsi deux temps de passage pour chaque véhicule.

Les temps de passage sont ensuite copiés dans le chiffrier EXCEL v.2.1 (MICROSOFT, 1988). Les **écarts** sont par la suite calculés en soustrayant le temps de passage entre deux véhicules successifs. Deux valeurs d'écart sont obtenus puisqu'il y a deux points de contrôle (lignes). La **vitesse** est calculée en prenant la distance entre les deux lignes (25 m) divisé par le temps pris par un véhicule pour franchir cette distance. Un exemple de fichier d'entrée des temps de passage et de calcul des données de base est illustré à la figure 4.2.

Figure 4.1: formulaire d'extraction des données

Date:	Heure:	Page:
DIRECTION: Nord Sud	Voie:	

veh.	t (1)				t (2)				camions	commentaires
	min	sec	1/10	image	min	sec	1/10	image		
00										
01										
02										
03										
04										
05										
06										
07										
08										
09										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
31										
32										
33										
34										
35										

Figure 4.2: exemple de fichier de données

Date: 89/04/26 Heure: 7h15
DIRECTION: Nord X Sud: Voie: 3

véh	t (1)				t (2)				écart 1	écart 2	vitesse
	min	sec	d	im	min	sec	d	im	sec	sec	km/h
0	40	1	3	1	40	2	1	2			108.0
1	40	2	1	1	40	2	9	2	0.80	0.80	108.0
2	40	4	1	0	40	4	8	0	1.97	1.83	128.6
3	40	5	7	0	40	6	4	2	1.60	1.67	117.4
4	40	6	9	2	40	7	9	0	1.27	1.43	096.4
5	40	7	9	0	40	8	8	1	0.93	0.93	096.4
6	40	8	2	1	40	9	1	2	0.33	0.33	096.4
7	40	8	8	1	40	9	7	2	0.60	0.60	096.4
8	40	9	8	1	40	10	7	1	1.00	0.97	100.0
9	40	10	5	1	40	11	4	0	0.70	0.67	103.8
10	40	12	5	2	40	13	3	2	2.03	1.97	112.5
11	40	13	3	0	40	14	0	2	0.73	0.70	117.4
12	40	14	4	0	40	15	2	0	1.10	1.13	112.5
13	40	15	0	1	40	15	9	1	0.63	0.73	100.0
14	40	15	9	2	40	16	9	0	0.93	0.97	096.4
15	40	16	8	1	40	17	7	1	0.87	0.83	100.0
16	40	18	6	2	40	19	5	1	1.83	1.80	103.8
17	40	20	8	0	40	21	6	0	2.13	2.07	112.5
18	40	21	7	2	40	22	6	0	0.97	1.00	108.0
19	40	23	8	0	40	24	6	0	2.03	2.00	112.5
20	40	24	3	0	40	25	1	0	0.50	0.50	112.5
21	40	26	3	0	40	27	2	0	2.00	2.10	100.0
22	40	29	1	1	40	29	8	2	2.83	2.67	122.7
23	40	30	6	1	40	31	3	2	1.50	1.50	122.7
24	40	32	5	2	40	33	3	0	1.93	1.93	122.7
25	40	32	8	2	40	33	6	0	0.30	0.30	122.7
26	40	33	4	0	40	34	1	1	0.53	0.53	122.7
27	40	35	6	2	40	36	5	0	2.27	2.37	108.0
28	40	37	6	1	40	38	4	0	1.97	1.90	117.4
29	40	39	3	0	40	40	0	2	1.67	1.67	117.4
30	40	40	3	0	40	41	1	0	1.00	1.03	112.5
31	40	41	3	0	40	42	2	0	1.00	1.10	100.0
32	40	43	3	1	40	44	2	1	2.03	2.03	100.0
33	40	44	8	1	40	45	7	2	1.50	1.53	096.4
34	40	46	5	0	40	47	4	0	1.67	1.63	100.0
35	40	47	4	2	40	48	3	0	0.97	0.90	108.0
36	40	48	1	2	40	49	0	0	0.70	0.70	108.0
37	40	50	0	2	40	50	9	2	1.90	1.97	100.0
38	40	51	5	0	40	52	4	0	1.43	1.43	100.0
39	40	52	8	0	40	53	7	1	1.30	1.33	096.4
40	40	53	8	0	40	54	7	2	1.00	1.03	093.1

4.3 CHOIX DES SITES

4.3.1 Situation à Montréal

Montréal:

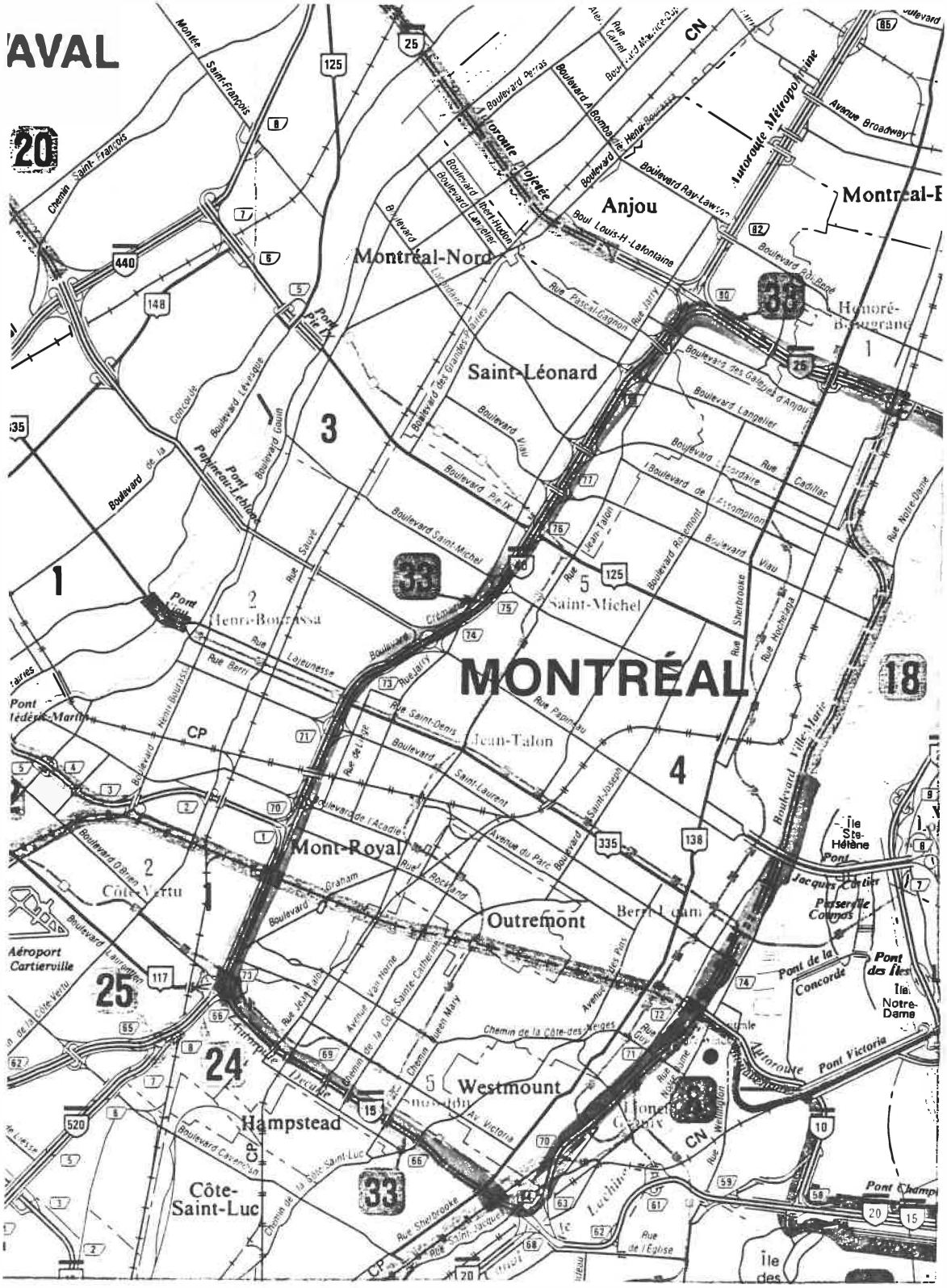
La géographie de Montréal est assez particulière puisque la ville est située sur une île. Le nombre de liens autoroutiers qui la relie aux berges du fleuves est assez limité. De plus, on ne retrouve pas d'autoroute périphérique pour contourner l'île. Le réseau autoroutier est plutôt de forme rectangulaire et passe dans les quartiers où la densité de la population est assez élevée, relativement près du centre-ville.

Corridor Ville-Marie, Décarie, Métropolitaine, A-25:

Le corridor retenu par le ministère des Transports du Québec se compose de l'autoroute Ville-Marie (entre le tunnel Ville-Marie et l'échangeur Turcot, l'autoroute Décarie (entre l'échangeur Turcot et l'autoroute Métropolitaine), l'autoroute Métropolitaine (entre le boulevard de la Côte-de-Liesse et l'autoroute 25) et l'autoroute 25 (entre l'autoroute Métropolitaine et le tunnel Louis-Hippolyte Lafontaine (SNC/DELUC, 1987).

Ce corridor forme un quadrilatère dont on aurait oublié de joindre les liens au sud-est (figure 4.3).

Figure 4.3: Corridor Ville-Marie, Décarie, Métropolitaine, A-25



4.3.2 Critères

1- de faisabilité:

1a) où il y a possibilité d'un point de vue à proximité.

1b) où il y a possibilité d'effectuer un marquage temporaire en toute sécurité (accotement).

2- de circulation:

2a) où on peut couvrir tout le spectre des densités.

3- de géométrie:

3a) hors de la zone d'influence d'une entrée ou d'une sortie. (voir la figure 4.4)

3b) hors des section d'entrecroisement.

4.3.3 Sélection du site

L'autoroute Décarie a été choisie par le critère 1b). De plus elle offre de nombreux points de vue du type recherché (1a). Les conditions de circulation y sont plus variées, les débits varient plus dans la journée que sur l'autoroute métropolitaine par exemple (2a).

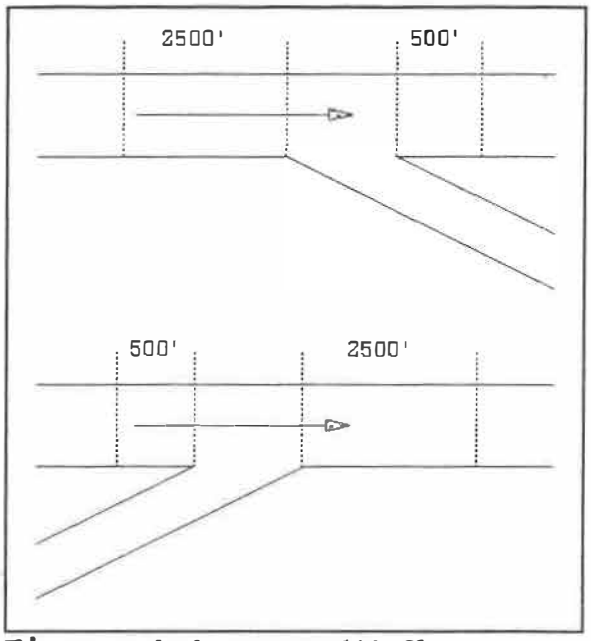


Figure 4.4: zone d'influence des bretelles d'entrée et de sortie

Certains points semblent offrir des avantages et des

facilités d'observation (figure 4.5). Ces points sont soumis aux critères de géométrie (3a et 3b) dans le tableau 4.2. Les points 1 et 2 coïncident avec la station de comptage permanente à l'intersection de la rue Plamondon. Ces points sont rejetés parce qu'ils sont dans la zone d'influence de bretelles (TRB, 1985).

Les points 3, 4, 5 et 6 remplissent tous les critères de sélection. Les points 5 et 6 ont été cependant choisi après essais parce qu'ils offrent un meilleur point de vue.

Tableau 4.2: sélection du site

site	description	BRETELLES				section d'entre-croisement	INFLUENCE		CHOIX
		amont		aval			amont	aval	
1	A-15N Pla	1777	E	2203	S	N	O	O	
2	A-15S Pla	3300	E	1000	S	N	N	O	
3	A-15N Q-M	1500	S	1270	E	N	N	N	
4	A-15S Q-M	2640	S	2140	E	N	N	N	
5	A-15N Isa	2000	S	770	E	N	N	N	X
6	A-16S Isa	2140	S	2640	E	N	N	N	X

Pla = Plamondon
Q-M = Queen-Mary
Isa = Isabella

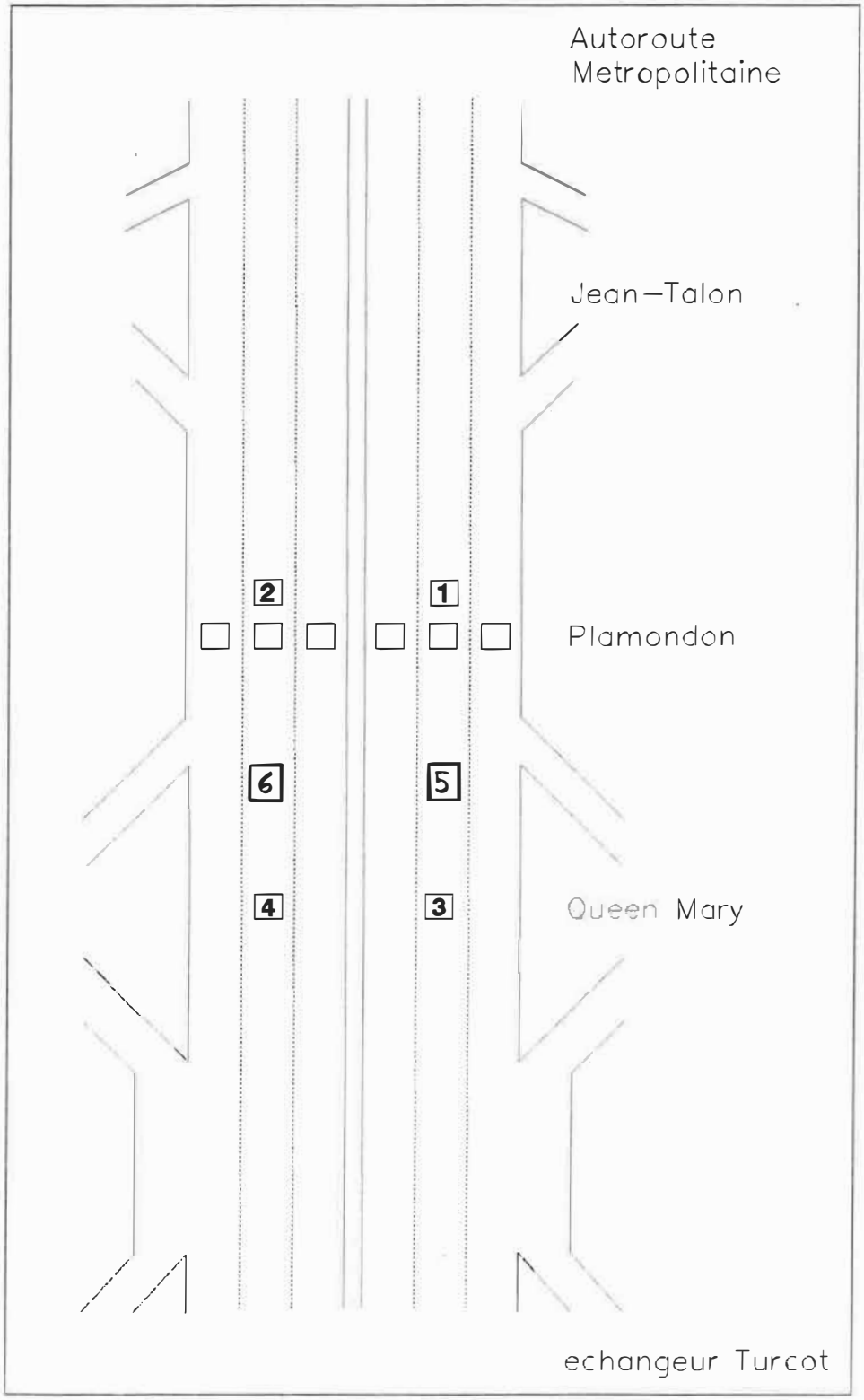
E = Entrée
S = Sortie

4.4 CHOIX DES PÉRIODES

4.4.1 Situation sur Décarie

Décarie est une autoroute à six voies (trois dans chaque direction) conçue avec une vitesse de référence de 100 km/h. Cependant la vitesse légale permise et affichée est de 70km/h.

Figure 4.5: Sélection du site



On y retrouve des débits horaires très variés (figure 4.6) qui permettront d'observer toutes les conditions de circulation.

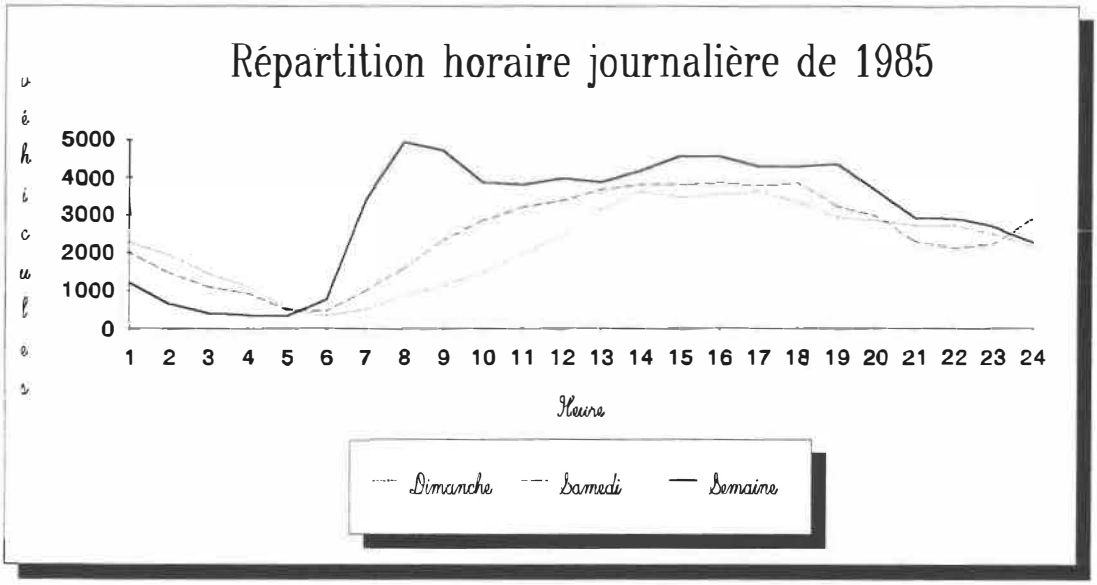


Figure 4.6: répartition horaire journalière de 1985

4.4.2 Critères

<u>1- saisonniers:</u>

1a) lorsque les conditions climatiques sont favorables à l'enregistrement vidéo.

1b) lorsque les conditions de conduite sont bonnes.

<u>2- de circulation:</u>

2a) lorsque tout le spectre des densités est couvert.

2b) lorsque tout le spectre des débits est couvert.

2c) lors de l'utilisation par les usagers habituels.

4.4.3 Sélection

du mois:

Les mois d'avril, mai, juin, septembre et octobre représentent le mieux l'utilisation de l'autoroute par la clientèle régulière (critère 2c). Les mois d'hiver montrent en général des débits plus faibles puisque certains usagers n'utilisent pas leur automobile. De plus, les conditions de conduite y sont mauvaises (rejetés selon 1b). Les mois d'été (juillet et août) comportent une clientèle touristique et récréative qui peut affecter le comportement moyen des usagers (rejetés selon 2c).

Nous choisissons donc le mois d'avril ou mai pour la cueillette initiale, ainsi que le mois de juin pour la cueillette de données supplémentaires si nécessaire.

des heures:

La figure 4.6 sur la répartition horaire journalière nous permet de choisir des heures d'enregistrement où toutes les valeurs possibles des débits risquent d'être atteintes.

La progression de la pointe du matin, de 6h à 8h, nous offre la possibilité d'obtenir cette variété des données recherchée par les critères 2a et 2b.

La progression de la pointe de l'après-midi, de 14h à 15h, nous offre la possibilité d'étudier des conditions de congestion.

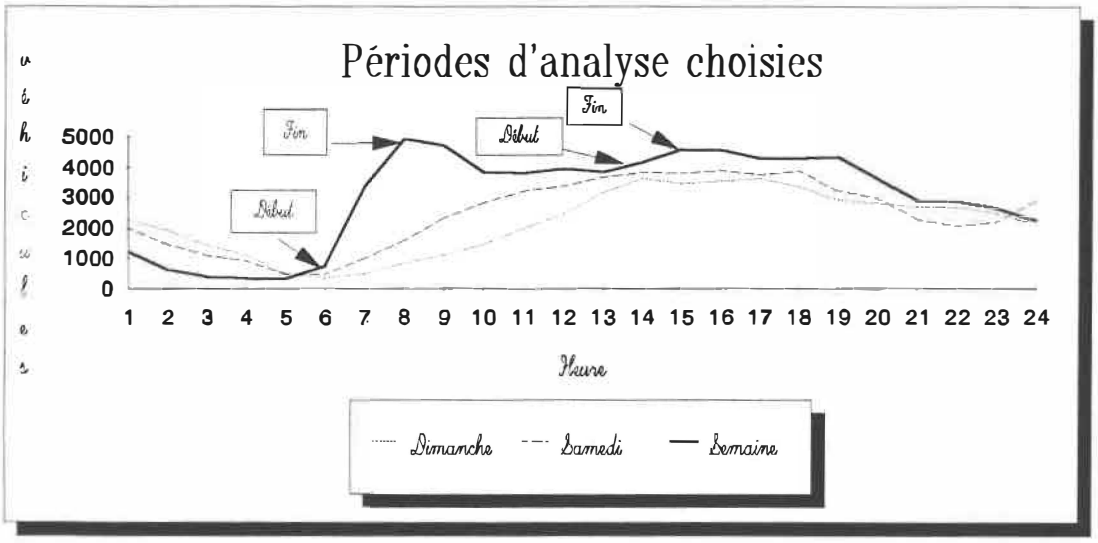


Figure 4.7: périodes d'analyse choisies

On retrouve les périodes choisies illustrées sur la figure 4.7.

4.5 ECHANTILLONNAGE

Le problème est de déterminer la taille de l'échantillon avec 95% d'assurance de ne pas dépasser 4% à 6% d'erreur sur la moyenne.

$$(N-1)/t^2 = s^2/\epsilon^2$$

$$s^2 = 9.41^2$$

La figure 4.8 montre le % d'erreur en fonction de la taille de l'échantillon. Si on accepte de 4% à 6% d'erreur, ce qui est du même ordre de grandeur que la précision sur les données, la taille de l'échantillon doit être entre 11 et 20.

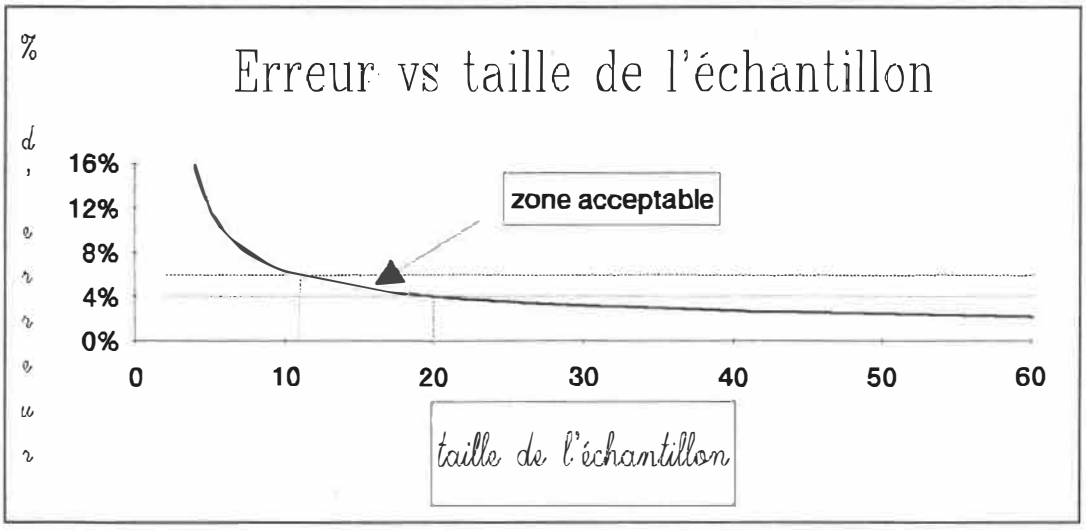


Figure 4.8: % d'erreur vs taille de l'échantillon

La taille de l'échantillon représente ici le nombre de points macroscopiques servant à délimiter la courbe. Il ne faut pas le confondre avec le nombre d'observations dans chaque regroupement.

4.6 PRÉPARATION DES DONNÉES

Après avoir entré les données dans le chiffrier EXCEL v. 2.1 (LOTUS, 1988) et calculé les vitesses et les écarts (voir section 4.2.3.3), on calcule les espacements entre chaque paire de véhicules. Il est défini comme étant la vitesse du véhicule qui précède multiplié par le temps qui les sépare.

On sauve ensuite les données sous format Lotus 1-2-3. Ceci nous permettra d'utiliser les résultats des calculs dans un logiciel de traitement statistique. En effet c'est sous ce format que STATGRAPHICS (PLUSWARE, STSC, 1986), le logiciel choisi, peut l'importer.

STATGRAPHICS (PLUSWARE, STSC, 1986) est un système d'analyse et de graphisme statistique. Il permet d'effectuer un grand nombre de fonctions statistiques et d'explorer les données sous une forme numérique ou graphique.

On demande alors à STATGRAPHICS de faire les regroupements nécessaires et de calculer les moyennes des variables. La section suivante traite de l'analyse statistique des données, et la procédure détaillée de l'utilisation est incluse dans le chapitre 6.

CHAPITRE 5

ANALYSE DES DONNÉES ET ÉLABORATION D'UN MODÈLE

L'élaboration d'un modèle macroscopique repose sur des valeurs moyennes de la densité, de la vitesse et du débit. Ces moyennes sont calculées sur des groupes de données. L'analyse commence donc avec le regroupement des données sur un intervalle de temps fixé. Par exemple, on peut regrouper les données sur une minute, deux minutes et même 15 minutes dépendant de l'objectif de l'analyse.

Notre but est d'arriver à développer une méthode pratique pour l'élaboration d'un modèle et les travaux de recherches publiés ne sont pas unanimes dans le choix de l'intervalle de groupement. Nous tenterons donc de trouver une façon de déterminer le meilleur intervalle.

Par la suite, les valeurs moyennes des variables macroscopiques (densité K, vitesse V et débit Q) sont calculées pour chaque regroupement. On procède alors par régression linéaire pour ajuster les paramètres des modèles choisis. Cette régression procède de manière itérative afin de minimiser la valeur des r^2 selon un algorithme développé par Marquardt en 1963, et expliqué par Draper et Smith en 1966. Le programme STATGRAPHICS (PLUSWARE, STSC, 1986) comporte un module de régression non-linéaire qui utilise cet

algorithme. C'est d'ailleurs celui qui a été choisi pour calibrer les modèles.

5.1 ELABORATION DES HYPOTHÈSES

On propose 5 modèles macroscopiques qui serviront d'hypothèses et qui représentent le phénomène qui nous intéresse. Les trois premiers modèles (Greenshields, Greenberg et Underwood, voir 2.2.1.1 et 2.2.1.2) ont été choisis parce qu'ils sont les plus connus. Le quatrième (Bell-shaped, voir 2.2.1.3) est retenu car malgré son absence de fondements théoriques, des résultats très intéressants ont été obtenus avec ce modèle (DRAKE et al., 1967). Les modèles multi-régime ne sont pas retenus maintenant mais pourront être introduits plus tard selon les résultats obtenus. Le cinquième et dernier modèle est un modèle généralisé qui provient de la théorie de la poursuite et qui a donc été élaboré selon une approche microscopique, désignation selon laquelle il sera désormais qualifié tout au long du texte. Ce modèle a été retenu parce qu'il est supposé inclure tout les autres, tout en étant plus flexible parce que ses paramètres m et ℓ peuvent prendre des valeurs non-entières (voir 2.2.3.1). Nous tenterons de déterminer quel modèle convient le mieux dans notre contexte.

Les 5 hypothèses à vérifier

Hypothèse I

Greenshields: $V = V_f (1 - K / K_j)$

Hypothèse II

Greenberg: $V = V_m \log (K_j/K)$

Hypothèse III

Underwood: $V = V_f \exp (-K/K_m)$

Hypothèse IV

Bell-shaped: $V = V_f \, EXP(-0.5 (K/K_m)^2)$

Hypothèse V

Modèle généralisé provenant de la théorie de la poursuite: (approche microscopique)

$$V^{1-m} = V_f^{1-m}[1-(K/K_j)^{\ell-1}]$$

5.2 TRAITEMENT STATISTIQUE

5.2.1 Linéarité des modèles

Linéarité: Un modèle est dit linéaire si Y peut être exprimé par une fonction linéaire de X ou d'une transformation de X.

$$Y = \alpha + \beta X$$

mais aussi les deux modèles suivants:

$$Y = \alpha X^{\beta}$$

et $$Y = \exp(\alpha + \beta \, 1/X)$$

puisqu'on obtient, par transformation:

$$\ell n \, Y = \ell n \, \alpha + \beta \cdot \ell n \, X$$

et $\ell n\ Y = \alpha + \beta \cdot 1/X$

Tous les modèles formant les hypothèses peuvent donc être traités par régression linéaires puisqu'ils peuvent s'exprimer sous cette forme.

Greenshields: $V = V_f\ (1-K/K_j)$

$V = V_f - K \cdot V_f/K_j$

$V = \alpha + \beta\ K$

$\alpha = V_f \qquad \beta = -V_f/K_j$

Greenberg: $V = V_m\ \ell n\ (K_j/K)$

$V = V_m\ \ell n\ K_j - V_m\ \ell n\ K$

$V = \alpha + \beta\ \ell n\ K$

$\alpha = V_m\ \ell n\ K_j \qquad \beta = -\ V_m$

Underwood: $V = V_f\ \exp(-K/K_m)$

$\ell n\ V = -K/K_m + \ell n(V_f)$

$\ell n\ V = \alpha + \beta\ K$

$\alpha = \ell\ V_f \qquad \beta = -1/K_m$

Bell-shaped: $V = V_f\ \exp(\frac{1}{2} \cdot (K/K_m)^2)$

$\ell n\ V = \ell n\ V_f\ \ -\frac{1}{2} \cdot 1/K_m^2 \cdot K^2$

$\ell n\ V = \alpha + \beta\ K^2$

$\alpha = \ell n\ V_f \qquad \beta = -\frac{1}{2} \cdot 1/K_m^2$

5.2.2 Régression linéaire (r^2)

Cette quantité (r^2) mesure la proportion de variation totale en y expliquée par la variable y. Cette mesure est la plus importante pour vérifier si l'hypothèse est bonne, c'est-à-dire si le modèle choisi décrit bien les données. Cependant elle n'est pas suffisante en elle-même.

5.2.3 Test F

Test d'hypothèse:

On est intéressé à tester l'hypothèse nulle suivante:

$$H_0: \beta = 0$$

puisque dans un contexte de régression linéaire, ce test permet de décider si la variable x a un pouvoir explicatif sur la variable y.

On rejette H_0 au seuil α si $F > F_{1,n-2,\alpha}$

$F_{1,n-2,\alpha}$ est donné dans des tables statistiques.

exemple: $F_{2,28,0.05} = 4.20$

5.2.4 Analyse des résidus

Si le modèle semble satisfaisant (r^2 élevé et test F significatif), on doit procéder à l'analyse des résidus.

résidu: $e_t = y_t - \hat{y}_t$

Le résidu moyen est nul, les résidus sont donc dispersés de part et d'autre de l'axe horizontal. On veut cependant vérifier si les résidus présentent un comportement acceptable

(aléatoire) autour de l'axe.

$$e = y - \Theta x$$

Test Durbin-Watson:

Ce test, développé par Durbin et Watson (1950) est le plus utilisé pour analyser les résidus d'une régression.

$$d = \frac{\Sigma_{t=2}^{n} (e_t - e_{t-1})^2}{\Sigma_{t=1}^{n} e_t^2}$$

la valeur d doit être comparée à d_L et d_U qu'on retrouve dans les tables statistiques.

Trois hypothèses sont intéressantes:

1. H_0: $\Theta = 0$ vs H_1: $\Theta > 0$ (autocorrelation positive)
2. H_0: $\Theta = 0$ vs H_1: $\Theta < 0$ (autocorrelation négative)
3. H_0: $\Theta = 0$ vs H_1: $\Theta <> 0$ (autocorrelation nulle)

1. si $d < d_L$, on rejette H_0

   si $d > d_U$, on accepte H_0

   si $d_L < d < d_L$, on ne peut conclure sur l'hypothèse

2. si $d > 4-d_L$, on rejette H_0

   si $d < 4-d_U$, on accepte H_0

   si $4-d_L < d < 4-d_L$, on ne peut conclure sur l'hypothèse

3. si $d < d_L$, on rejette H_0

   si $d_L < d < d_U$, on ne peut conclure sur l'hypothèse

   si $d_U < d < 4-d_U$, on accepte H_0

   si $4-d_U < d < 4-d_L$, on ne peut conclure sur l'hypothèse

   si $d > 4-d_L$, on rejette H_0

exemple: k=2, n=28, α=5%

$d_L = 1.255$

et $d_U = 1.560$

5.2.5 Critères pour retenir un modèle

1) r^2 élevé
2) test F significatif
3) résidus ne montrant pas d'anomalies:
   - analyse graphique ne montrant pas de tendances anormales.
   - test Durbin-Watson positif
4) absence de points ayant une influence prépondérante sur l'équation de prédiction (stabilité)

5.3 STATISTIQUES DESCRIPTIVES

Avant de procéder au regroupement des données et à l'analyse détaillée, il serait bon de voir les données dans leur ensemble.

Toutes les données utilisées ici, afin d'établir une procédure pour le choix d'un modèle macroscopique, sont recueillies dans la troisième voie (celle de gauche) de l'autoroute Décarie, direction Nord. Les autres voies seront analysées par la suite (chapitre 6), selon la procédure établie.

Au total, 832 véhicules sont analysés. C'est-à-dire 1664 lectures manuelles de temps de passages.

On a remarqué en général des vitesses très élevées, sauf lorsque l'écoulement ne le permettait pas (congestion). Les véhicules se suivent d'assez près malgré les vitesses élevées. Les données sont résumées au tableau 5.1.

Tableau 5.1: statistiques descriptives, voie 3

				écarts (sec)			vitesse (km/h)		
date	de	à	taille	moy	s	médiane	moy	s	médiane
89/04/26	6h35	6h40	184	1.60	1.16	1.23	112.0	9.4	112.5
	7h15	7h17	77	1.51	1.15	1.17	107.3	8.3	103.9
	7h18	7h20	72	1.65	1.15	1.42	105.1	6.8	103.8
	7h37	7h39	72	1.62	1.25	1.23	87.2	7.9	90.0
	7h45	7h47	74	1.61	0.98	1.28	91.4	19.2	87.1
	8h00	8h02	60	2.02	1.66	1.43	99.0	8.0	96.4
89/06/02	14h47	15h00	293	2.65	1.68	2.30	31.5	14.8	27.6
		somme	832						

A l'annexe V, on retrouve les distributions des écarts et des vitesses.

5.4 TEST DES MODÈLES MACROSCOPIQUES RETENUS (HYPOTHÈSES) AVEC DIFFÉRENTS REGROUPEMENTS PAR INTERVALLES DE TEMPS

L'analyse réelle s'effectue en calculant les densités, le débit et les vitesses moyennes sur un intervalle de temps choisi.

Le débit s'obtient par le comptage des véhicules (n) qui passent durant l'intervalle (T, en minutes).

$$Q = n \cdot 60 / T$$

L'inverse de la moyenne des espacements (ou la moyenne harmonique des densités instantanées) est calculé pour chaque groupe de données.

$$K = N\ (\Sigma s_n)^{-1} = N\ (\Sigma k_n^{-1})^{-1}$$

La vitesse moyenne est calculée sur chaque groupe de données (time-mean-speed).

$$V = \Sigma v_n\ /\ n$$

La vitesse utilisée dans la relation $Q = K \cdot V$ devrait être une moyenne sur l'espace (space-mean-speed) et non sur le temps. Cependant, l'utilisation de la moyenne sur le temps n'introduit qu'une petite erreur (±1,6 km/h) relativement à l'erreur sur les données (±3 km/h).

Drake, Schoffer et May concluent, après une analyse statistique, que la vitesse moyenne sur le temps peut être utilisée à la place de la vitesse moyenne sur l'espace (DRAKE et al., 1967).

Cependant, la moyenne harmonique (space-mean-speed) est utilisée lors des périodes de congestion. C'est effectivement à ces moments que l'écart entre la moyenne harmonique et arithmétique est le plus grand. Ceci est dû à la grande dispersion des vitesses, donc sur la durée du séjour de chaque véhicule dans la zone où il est mesuré.

Reste alors à déterminer sur quel intervalle de temps on doit regrouper les données.

Revoyons quels intervalles ont été choisi par les chercheurs:

Edie, Foote, Herman et Rothery (1960):	1 min
Drake, Schofer et May (1967):	1 min
Ceder et May (1975):	1 min, 5 min
Hurdle, Datta et Payne (1983):	2 min
Allen, Hall et Gunter (1985):	5 min

Il est généralement accepté que des groupements sur 1, 2 ou 5 min sont acceptables

Ceder et May ont étudié la variation des paramètres des modèles et des caractéristiques de la circulation selon la période de regroupement. Ils concluent qu'on peut utiliser aussi bien une période de 1 minute qu'une période de 5 minutes sans changer les résultats (CEDER et al., 1976).

Wright et Hyde ont fait des expériences pour mesurer l'effet du choix de l'intervalle sur les coefficients de régression. Ils ont effectué des regroupements allant de 10 secondes à 5 minutes. L'effet semble grand sur les petits intervalles (10 à 20 secondes) mais s'estompe rapidement alors que l'intervalle augmente (WRIGHT et al., 1972). Il semble qu'à partir de 45 sec l'effet soit presqu'entièrement dissipé.

A cause de la difficulté à extraire manuellement les données, des périodes courtes sont choisies. Nous en avons choisi trois afin de pouvoir observer l'impact du choix de la période: 30 sec, 1 min et 2 min.

Les résultats sont alors tracés sur des graphiques vitesse/densité, débit/densité et vitesse/débit.

5.4.1 Résultats, 30 secondes

Les regroupements aux 30 secondes forment un ensemble de 56 points (tableau 5.2). Le sommaire des régressions effectuées sur cet ensemble de points est présenté au tableau 5.3.

La totalité des modèles offrent un r^2 assez élevé. Le plus faible (Greenshields) se chiffre à 0,8 alors que le plus fort (approche microscopique) se chiffre à 0,94.

Le test F indique que toutes les hypothèses sont acceptables. Cependant l'analyse des résidus n'est pas satisfaisante. En effet, le test Durbin-Watson est non-significatif dans tous les cas.

L'analyse graphique ne montre pas de tendances anormales. On peut cependant voir une discontinuité dans les données qui semble mal reproduite par les hypothèses choisies (figures 5.1 à 5.3).

La vitesse libre prédite par trois des modèles varie de 130 à 137 km/h. Le modèle d'Underwood prédit une vitesse libre de 207 km/h, ce qui n'est pas raisonnable. Les modèles d'Underwood et de Greenberg représentent mal les conditions de circulation à faible densité.

Les modèles "Bell-shaped" et l'approche microscopique ($m=0,92$ et $\ell=3,00$) semblent offrir les solutions les plus

intéressantes. L'allure des deux courbes est d'ailleurs très semblable. L'approche microscopique offre le meilleur r^2 pour la relation V vs K. En se basant donc uniquement sur les données regroupées sur des intervalles de 30 sec, le modèle à retenir serait le suivant:

$$V^{2,08} = 130^{2,08} [1-(K/145)^2)$$

Tableau 5.2: données (moyennes aux 30 secondes)

fichier	30 s	h1	h2	V (km/h)	S (m)	K	Q	n
voie3f 1	0	1.46	1.46	117.0	47.6	20.5	2400	20
	1	1.31	1.31	103.1	38.1	26.8	2760	23
	2	1.62	1.62	111.9	49.6	19.3	2160	18
	3	1.30	1.30	103.1	38.4	27.9	2880	24
	4	2.54	2.54	118.0	78.5	11.2	1320	11
	5	2.15	2.15	117.7	72.2	14.3	1680	14
	6	1.54	1.54	112.6	48.1	21.3	2400	20
	7	1.95	1.95	118.2	65.8	16.2	1920	16
	8	1.43	1.43	110.8	43.7	21.7	2400	20
	9	1.46	1.46	117.1	47.6	18.4	2160	18
voie3f2	0	3.00	2.96	27.1	22.0	39.9	1080	9
	1	2.84	3.11	20.7	17.9	57.9	1200	10
	2	2.86	3.68	19.7	18.1	67.1	1320	11
	3	4.15	2.71	22.9	17.1	36.6	840	7
	4	2.64	2.59	17.5	12.4	82.5	1440	12
	5	2.27	2.16	24.7	14.6	63.2	1560	13
	6	2.76	3.20	28.1	24.3	47.0	1320	11
	7	2.69	2.28	20.3	12.5	64.9	1320	11
	8	2.53	2.23	21.9	15.5	60.2	1320	11
	9	2.47	2.35	41.4	26.7	37.7	1560	13
	10	2.05	2.06	43.7	25.5	38.4	1680	14
	11	2.12	2.09	60.9	35.1	27.6	1680	14
	12	1.87	1.85	59.4	30.4	28.3	1680	14
	13	2.16	2.18	53.1	33.8	36.1	1920	16
	14	2.09	2.20	39.5	24.9	45.6	1800	15
	15	2.53	2.44	37.4	24.8	35.3	1320	11
	16	2.21	2.33	27.5	18.5	61.1	1680	14
	17	2.36	4.25	17.2	19.1	55.8	960	8
	18	9.79	5.71	12.4	11.7	38.6	460	4
	19	2.54	2.53	32.4	22.7	48.2	1560	13
	20	2.60	3.79	23.6	25.5	55.9	1320	11
	21	4.45	2.69	19.8	15.5	42.4	840	7
	22	2.64	3.03	19.3	15.7	68.4	1320	11
	23	3.13	2.87	21.0	16.7	57.1	1200	10
	24	2.71	2.52	23.2	15.6	56.8	1320	11
	25	2.49	2.52	24.7	17.4	58.3	1440	12
voie3f3	40	1.26	1.26	107.0	37.5	24.7	2640	22
	41	1.33	1.33	107.6	40.0	25.6	2760	23
	42	2.84	2.84	111.5	86.4	10.8	1200	10
	43	1.33	1.33	105.4	38.8	25.0	2640	22
voie3f4	44	2.32	2.32	106.4	70.0	13.5	1440	12
	45	1.37	1.37	105.5	41.0	25.0	2640	22
	46	1.39	1.39	106.4	41.2	22.6	2400	20
	47	1.81	1.81	102.3	52.0	21.1	2160	18
voie3f5	2	1.23	1.23	86.3	30.6	29.2	2520	21
	3	1.85	1.85	86.8	43.4	23.5	2040	17
	4	1.75	1.75	87.0	42.1	23.4	2040	17
	5	1.73	1.73	88.9	42.0	22.9	2040	17
voie3f6	10	1.77	1.77	87.7	43.7	21.9	1920	16
	11	1.47	1.47	99.3	39.9	24.2	2400	20
	12	1.54	1.54	87.0	37.5	27.6	2400	20
	13	1.73	1.73	90.9	44.0	23.8	2160	18
voie3f7	25	1.77	1.77	98.3	48.4	18.3	1800	15
	26	2.82	2.82	95.7	77.4	13.8	1320	11
	27	1.88	1.88	103.4	54.1	18.6	1920	16
	28	1.85	1.85	97.7	52.4	20.9	2040	17

Tableau 5.3: sommaire des régressions (30 sec)

Hypothèses	Equation	paramètres							
		Vf	s	Kj	s	Vm	s	Km	s
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	136.7	5.23	69.8	2.72	-	-	-	-
II- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	-	-	82.6	5.76	69.2	4.32	-	-
III- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	203.4	14.11	-	-	-	-	27.93	2.28
IV- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5(K/Km)^2	133.5	5.24	-	-	-	-	27.60	1.28
V- Approche Microscopique	voir 2.3.1	130.0	-	138.0	-	m = 0.92	-	l = 3.00	-

Hypothèses	Equation	r^2	test ratio F	vitesse libre prédite Vf	densité max. prédite Kj	densité opt. prédite Km	vitesse opt. prédite c	débit max. prédit Qmax
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	0.797	527	137	69.8	34.9	68.3	2385
II- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	0.827	623	-	82.6	30.4	69.2	2103
III- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	0.843	691	203	-	27.9	74.8	2089
IV- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5 (K/Km)^	0.870	841	133	-	27.6	81.0	2235
V- Approche Microscopique	voir 2.3.1	0.941	867	130	-	25.0	85.7	2142

Figure 5.1: modèles Vitesse-Densité (30 sec)

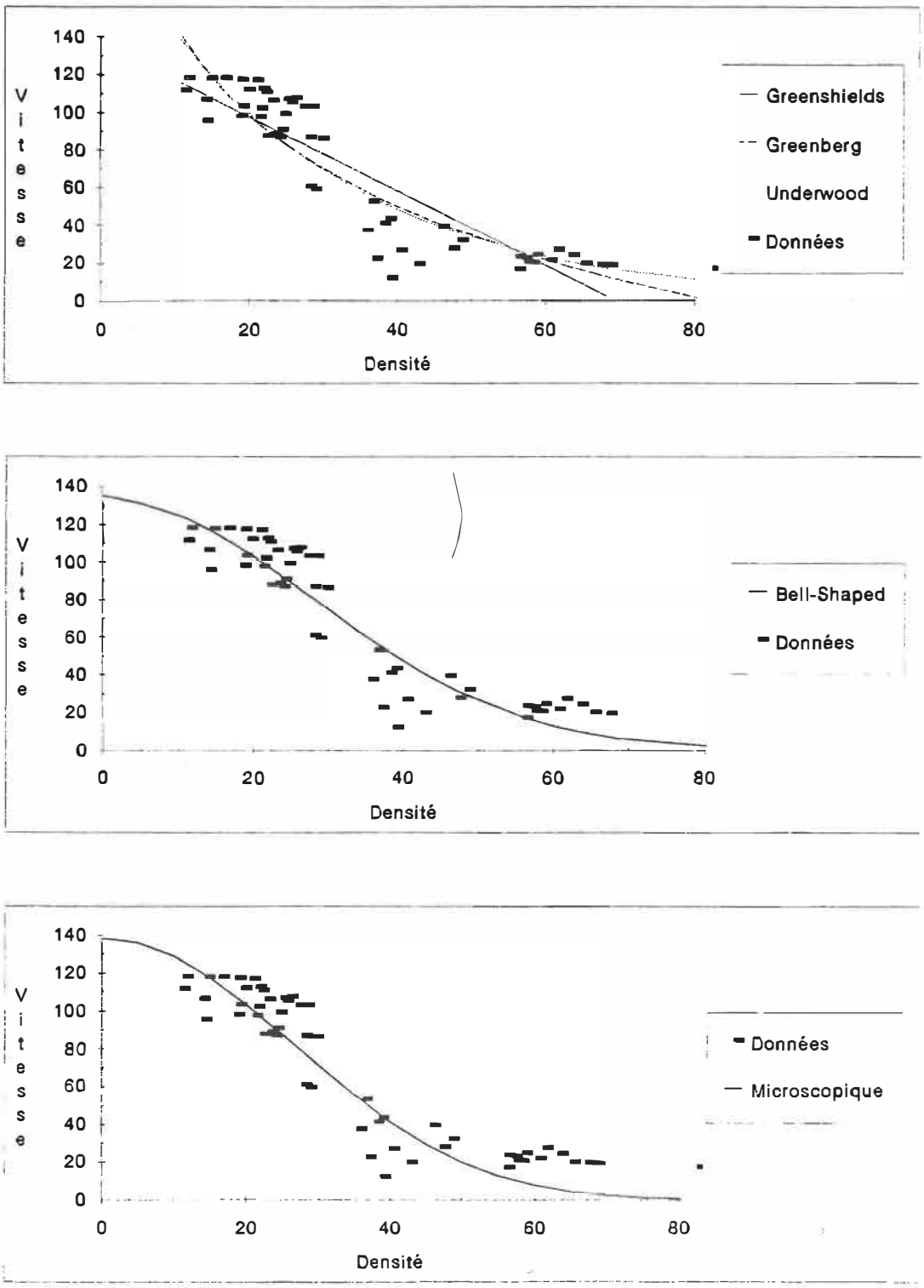
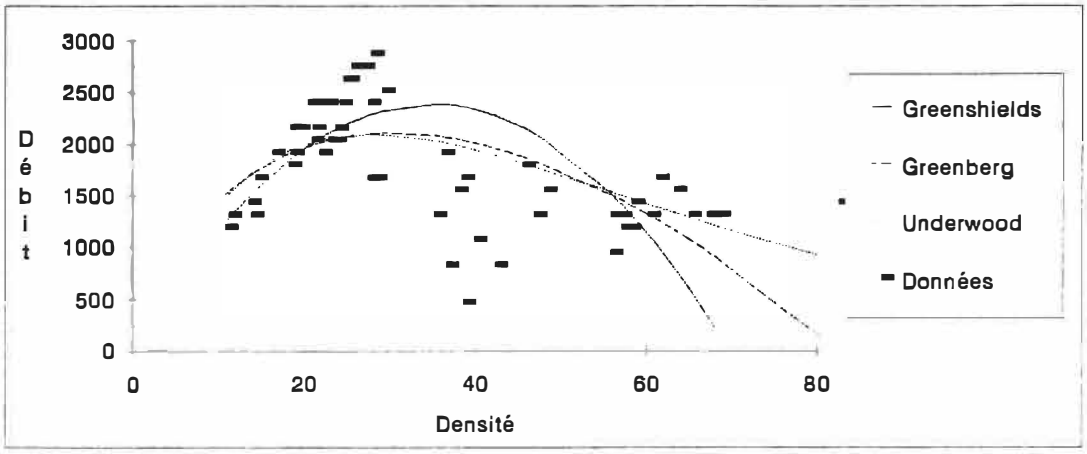
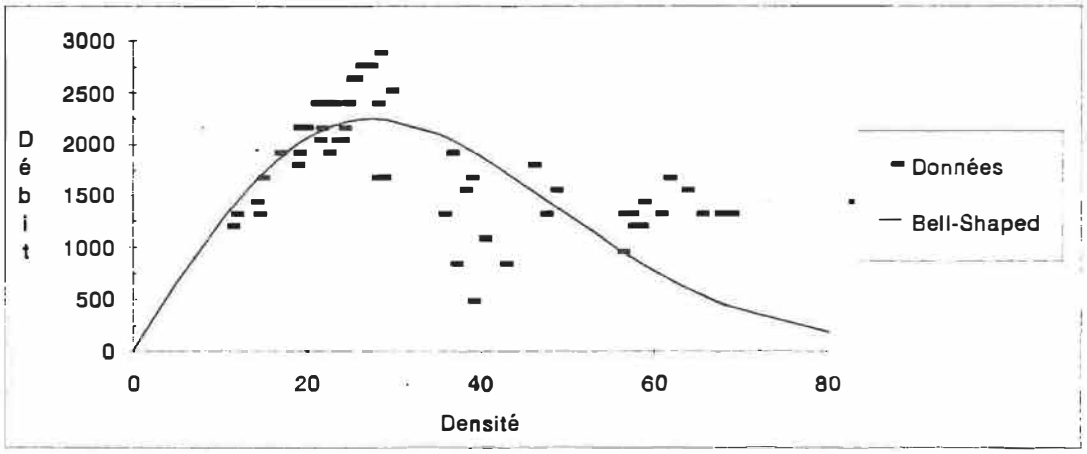


Figure 5.2: modèles Débit-Densité (30 sec)





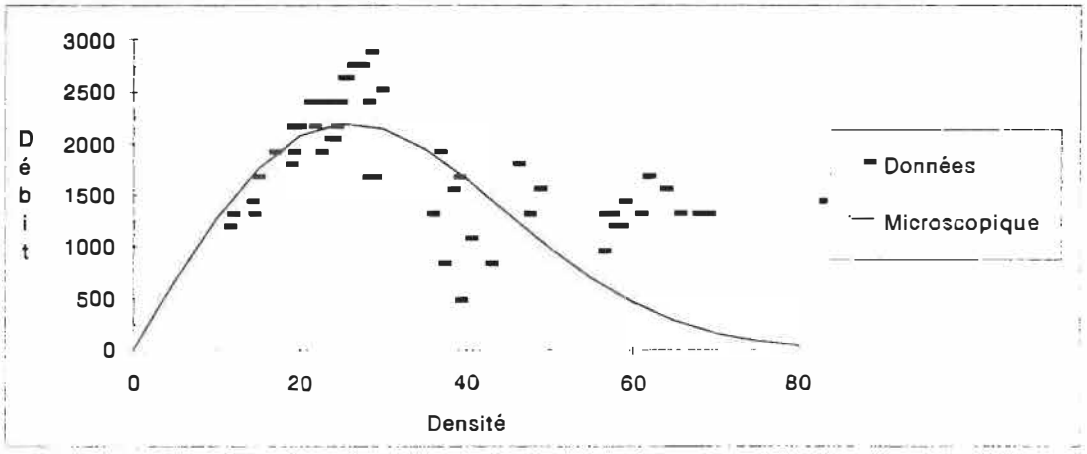
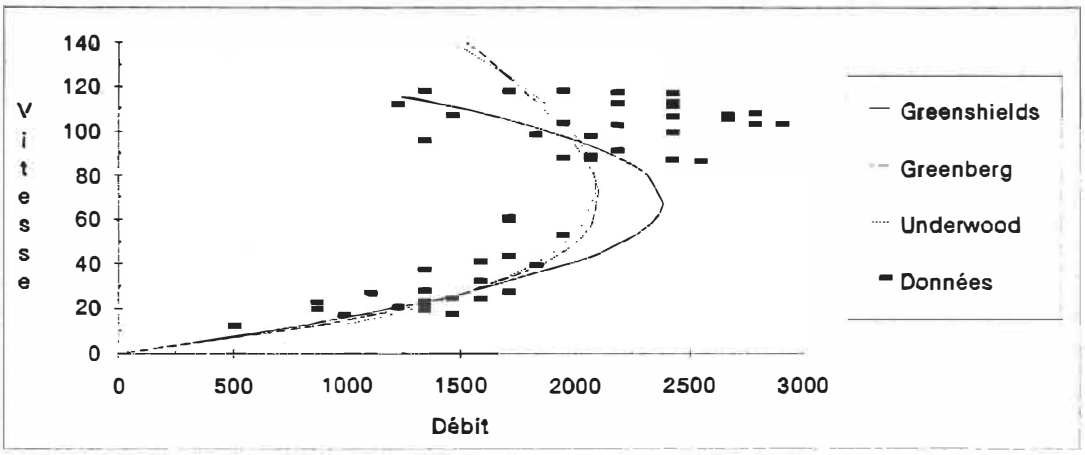
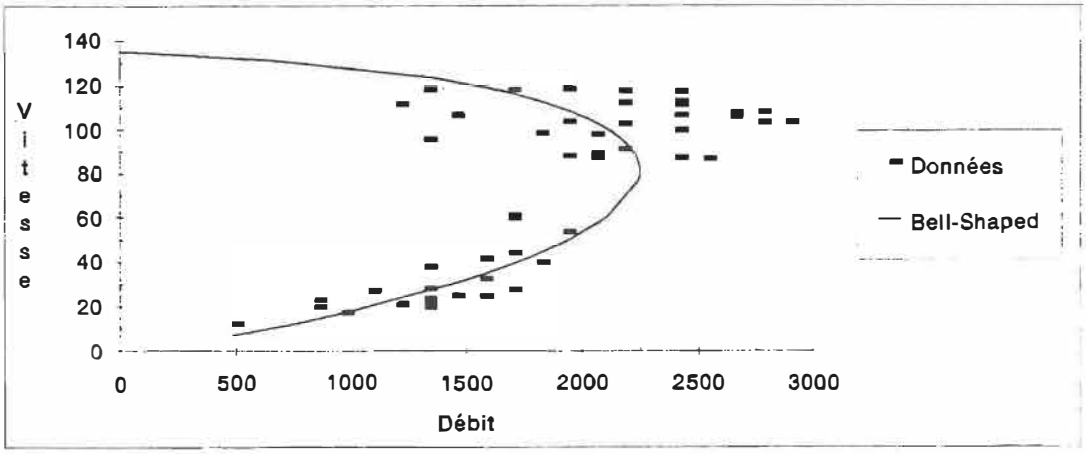
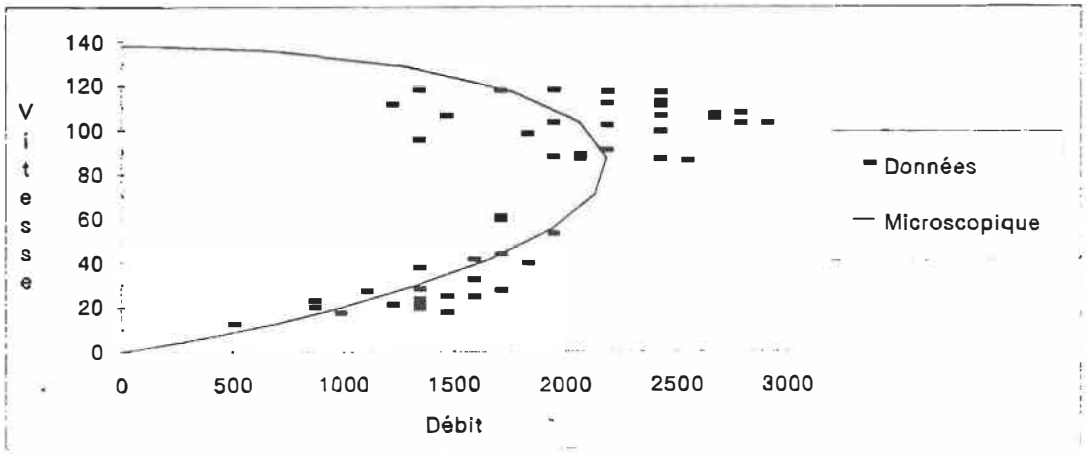


Figure 5.3: modèles Vitesse-Débit (30 sec)







5.4.2 Résultats, 1 minute

Les regroupements à chaque minute forment un ensemble de 28 points (tableau 5.4). Le sommaire des régressions effectuées sur cet ensemble de points est présenté au tableau 5.5.

La totalité des modèles offre un r^2 un peu plus élevé qu'avec l'intervalle de 30 sec. Le plus faible (Greenshields) se chiffre à 0,88 alors que le plus fort (microscopique) se chiffre à 0,95.

Le test F indique que toutes les hypothèses sont acceptables. Cependant l'analyse des résidus n'est pas satisfaisante. En effet, le test Durbin-Watson est non-significatif dans tous les cas.

L'analyse graphique ne montre pas de tendances anormales (figures 5.4 à 5.6). On peut cependant voir une discontinuité dans les données qui semble mal reproduite par les hypothèses choisies.

La vitesse libre prédite par trois des modèles est légèrement augmentée par rapport aux résultats de l'analyse avec des intervalles de 30 sec et varie maintenant de 135 à 141 km/h. Le modèle d'Underwood prédit une vitesse libre de 224 km/h, ce qui n'est toujours pas raisonnable.

Les modèles Bell-shaped et l'approche microscopique ($m=0,93$ et $\ell=3,02$) offrent encore les solutions les plus intéressantes. L'approche microscopique offre un r^2 meilleur que la courbe Bell (0,952 vs 0,935). En se basant donc

Tableau 5.4: données (moyennes à chaque minute)

fichier	min.	h1	h2	V (km/h)	S (m)	K	Q	n
voie3f1	0	1.38	1.38	109.2	42.5	24.2	2640	44
	1	1.44	1.44	106.4	43.2	23.7	2520	42
	2	2.32	2.32	117.6	75.0	12.8	1500	25
	3	1.72	1.72	114.8	56.0	18.8	2160	36
	4	1.45	1.44	113.7	45.6	20.1	2280	38
voie3f2	0	2.91	3.04	23.0	19.9	52.1	1200	20
	1	3.36	3.30	18.6	17.7	58.0	1080	18
	2	2.45	2.37	20.6	13.6	72.6	1500	25
	3	2.73	2.74	22.6	18.4	58.5	1320	22
	4	2.50	2.44	30.5	21.6	47.3	1440	24
	5	2.09	2.08	51.2	30.3	32.8	1680	28
	6	2.02	2.03	55.8	32.2	32.2	1800	30
	7	2.28	2.30	37.9	24.9	41.2	1560	26
	8	2.26	3.03	20.4	18.7	64.8	1320	22
	9	4.24	3.28	24.0	20.1	42.5	1020	17
	10	3.32	3.37	20.4	21.6	52.9	1080	18
	11	2.88	2.96	19.7	16.2	64.1	1260	21
	12	2.60	2.52	23.7	16.5	58.2	1380	23
voie3f3	40	1.30	1.30	107.3	38.8	25.7	2760	46
	41	1.80	1.80	107.3	53.7	17.9	1920	32
voie3f4	43	1.71	1.71	105.8	51.3	19.8	2100	35
	44	1.59	1.60	104.5	46.3	21.8	2280	38
voie3f5	2	1.50	1.50	86.5	36.3	27.0	2340	39
	3	1.74	1.74	98.0	42.0	23.2	2040	34
voie3f6	10	1.60	1.60	87.5	33.6	25.4	2220	37
	11	1.63	1.62	98.8	31.9	25.7	2280	38
voie3f7	25	2.22	2.22	97.2	60.7	16.7	1620	27
	26	1.86	1.86	100.4	53.3	19.7	1980	33

uniquement sur les données regroupées sur des intervalles de 1 min, le modèle à retenir serait le suivant:

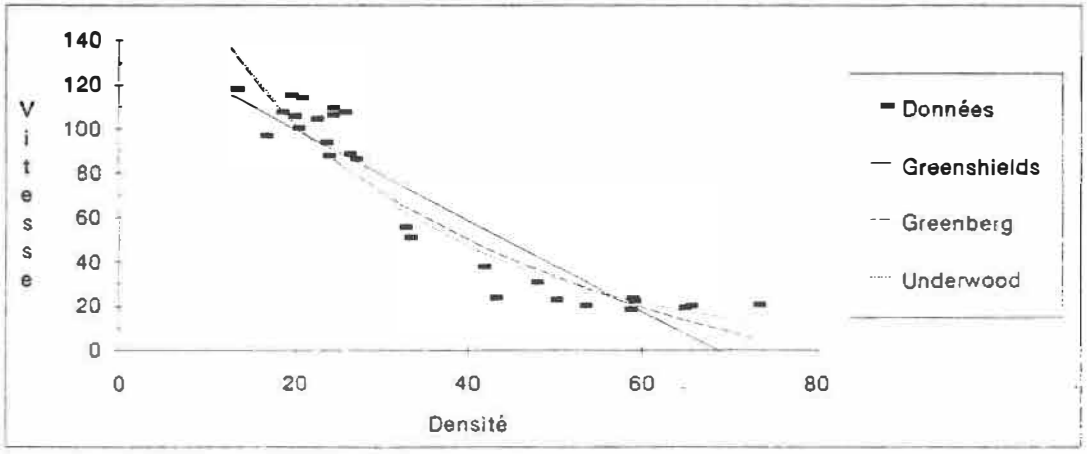
$$V^{2,09} = 135^{2,09} \left[1-(K/140)^{2,02}\right]$$

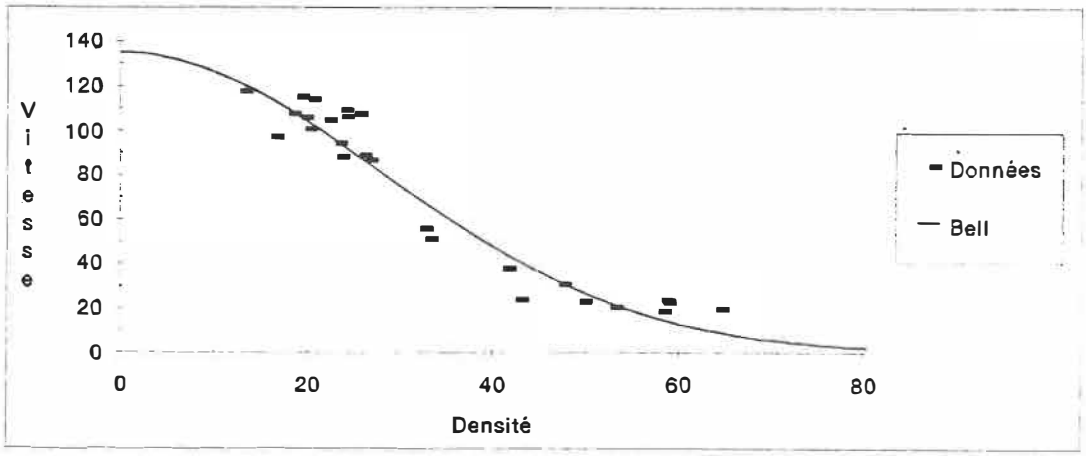
Tableau 5.5: sommaire des régressions (1 min)

Hypothèses	Equation	paramètres							
		Vf	s	Kj	s	Vm	s	Km	s
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	141.1	6.01	68.5	2.78	-	-	-	-
III- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	-	-	78.0	5.04	74.8	4.62	-	-
IV- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	223.7	17.44	-	-	-	-	25.68	2.19
VI- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5 (K/Km	134.9	5.44	-	-	-	-	27.77	1.28
VII- Approche Microscopique	voir 2.3.1	135.0	-	140.0	-	m = 0.93	-	l = 3.02	-

Hypothèses	Equation	r^2	test ratio F	vitesse libre prédite Vf	densité max. prédite Kj	densité opt. prédite Km	vitesse opt. prédite c	débit max. prédite Qmax
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	0.876	418	141	68.5	34.3	70.6	2417
III- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	0.910	580	-	78.0	28.7	74.8	2148
IV- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	0.920	657	224	-	25.7	82.3	2114
VI- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5 (K/Km	0.935	805	135	-	27.8	81.8	2273
VII- Approche Microscopique	voir 2.3.1	0.952	914	135	-	25.0	86.3	2158

Figure 5.4: modèles Vitesse-Densité (1 min)





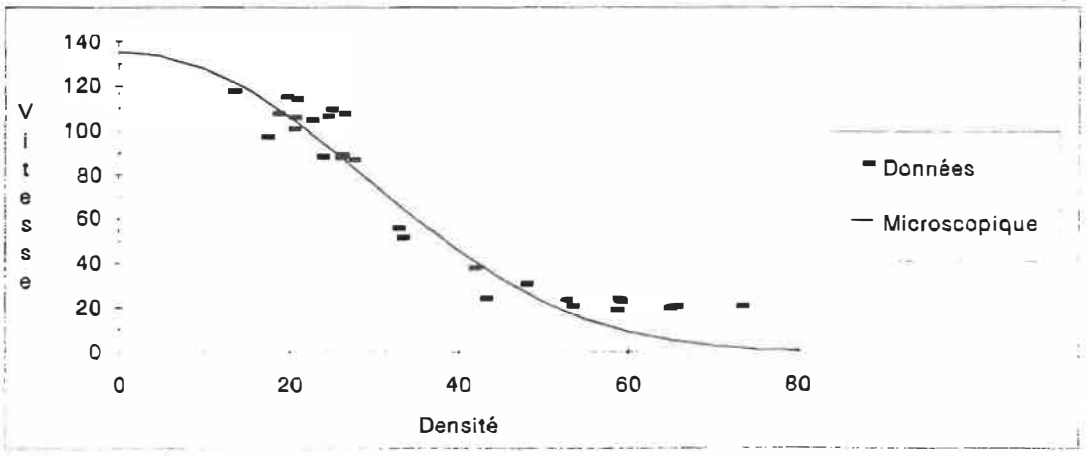
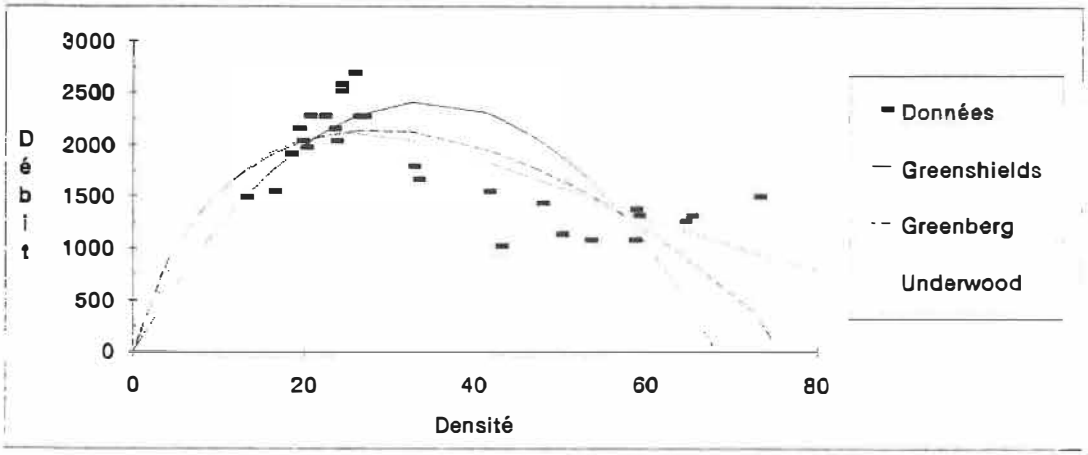
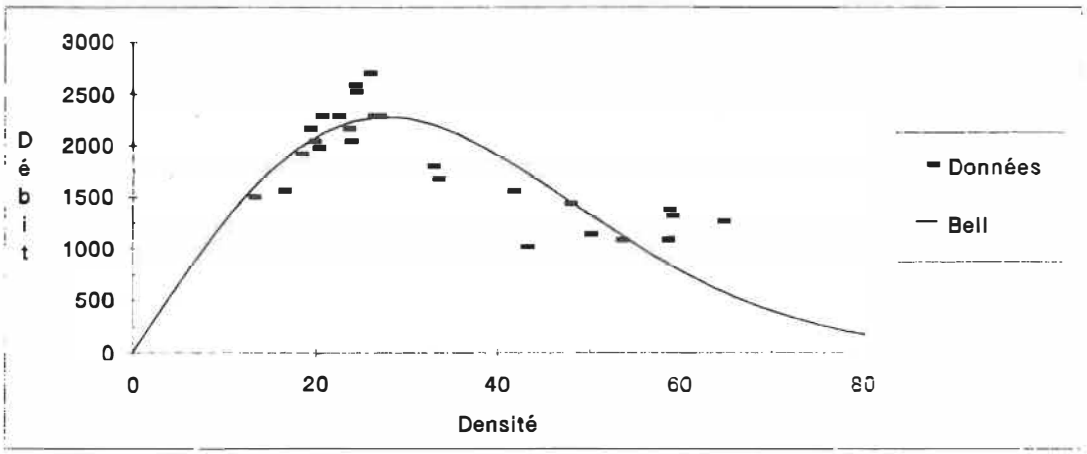


Figure 5.5: modèles Débit-Densité (1 min)





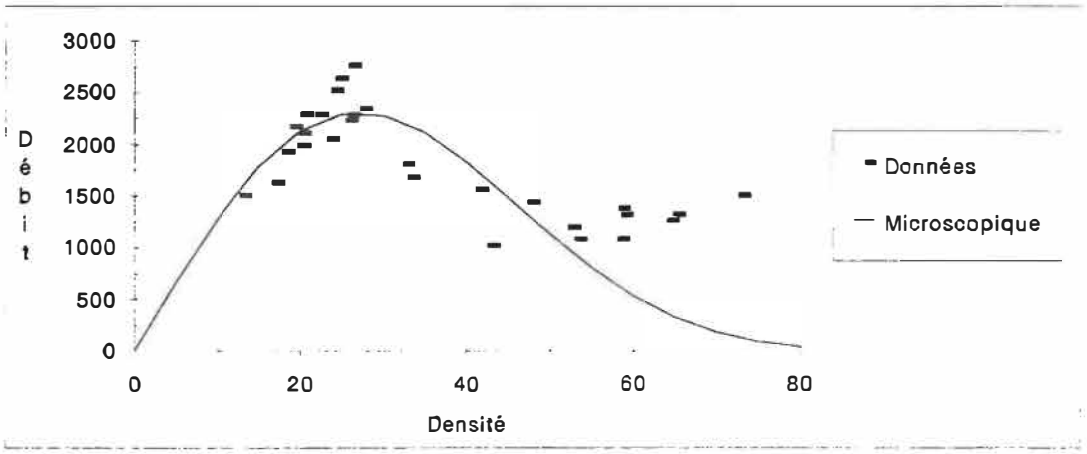
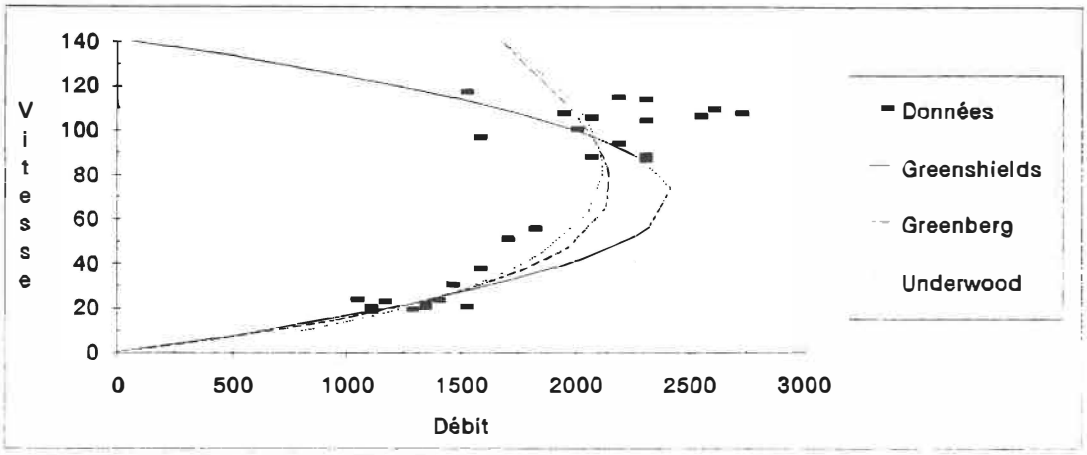
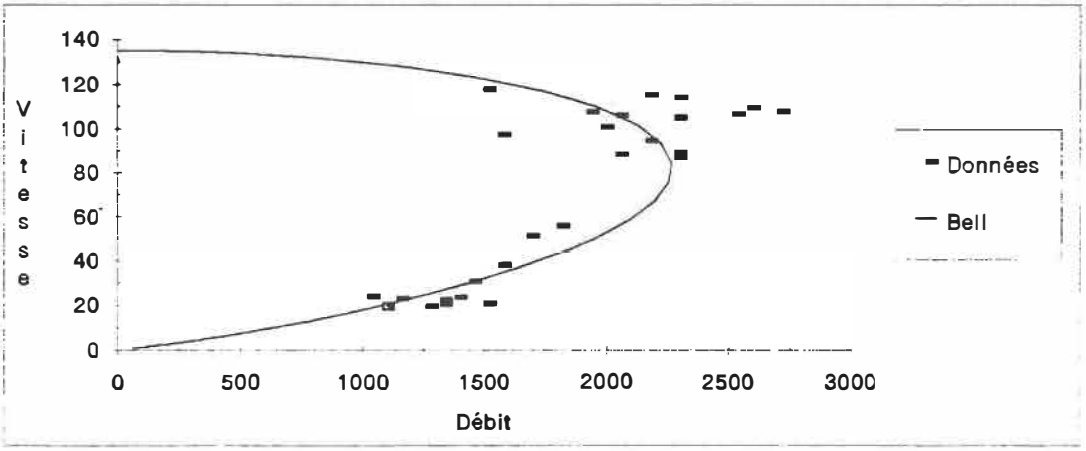
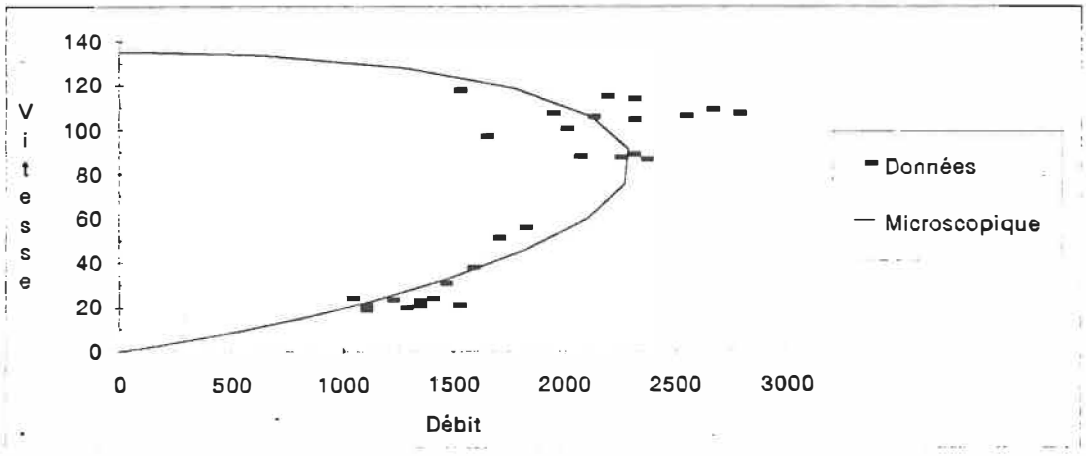


Figure 5.6: modèles Vitesse-Débit (1 min)







5.4.3 Résultats, 2 minutes

Les regroupements aux 2 minutes forment un ensemble de 13 points (tableau 5.6), ce qui est peu mais encore acceptable selon les calculs d'échantillonnage (section 4.5). Le sommaire des régressions effectuées sur cet ensemble de points est présenté au tableau 5.7.

La totalité des modèles offrent un r^2 plus élevé que 0,9. Le plus faible (Greenshields) se chiffre à 0,905 alors que le plus fort (approche microscopique) se chiffre à 0,990.

Le test F indique que toutes les hypothèses sont acceptables. Cependant l'analyse des résidus n'est pas satisfaisante. En effet, le test Durbin-Watson est non-significatif dans tous les cas.

L'analyse graphique ne montre pas de tendances anormales (figures 5.7 à 5.9). On peut cependant voir une discontinuité qui semble mal expliquée par les hypothèses choisies.

La vitesse libre prédite par trois des modèles est encore augmentée et varie de 140 à 150 km/h. Le modèle d'Underwood prédit une vitesse libre de 253 km/h, ce qui n'est toujours pas raisonnable.

Les modèles Bell-shaped et l'approche microscopique (m=0,94 et ℓ=3,05) semblent offrir les solutions les plus intéressantes. L'allure des deux courbes est d'ailleurs très semblable. L'approche microscopique offre le meilleur r^2 pour la relation V vs K (0,990). En se basant donc uniquement sur

Tableau 5.6: données (moyennes aux 2 minutes)

fichier	2 min	h1	h2	V (km/h)	S (m)	K	Q	n
voie3f1	0	1.41	1.41	108.43	42.87	23.24	2520	84
	1	1.96	1.96	115.85	63.38	16.06	1860	62
voie3f2	0	3.13	3.17	22.37	18.80	49.62	1110	37
	1	2.60	2.56	22.48	15.89	61.39	1380	46
	2	2.27	2.23	42.87	26.00	37.09	1590	53
	3	2.14	2.16	47.94	28.80	35.05	1680	56
	4	3.13	3.14	25.46	19.31	45.96	1170	39
	5	3.08	3.14	21.89	18.67	53.44	1170	39
voie3f3	40	1.51	1.51	107.33	44.96	21.52	2310	77
voie3f4	43	1.65	1.65	105.10	48.67	20.55	2160	72
voie3f5	2	1.62	1.62	87.21	39.02	24.77	2160	72
voie3f6	10	1.61	1.61	91.40	41.05	24.29	2220	74
voie3f7	25	2.02	2.02	99.01	56.52	17.88	1770	59

les données regroupées sur des intervalles de 30 sec, le modèle à retenir serait le suivant:

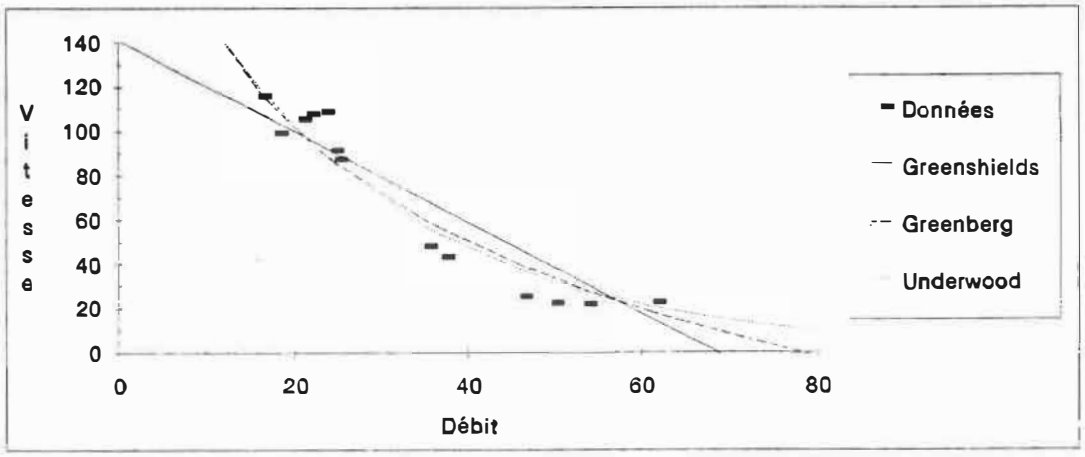
$$V^{2,11} = 140^{2,11} \left[1-(K/145)^{2,05}\right)$$

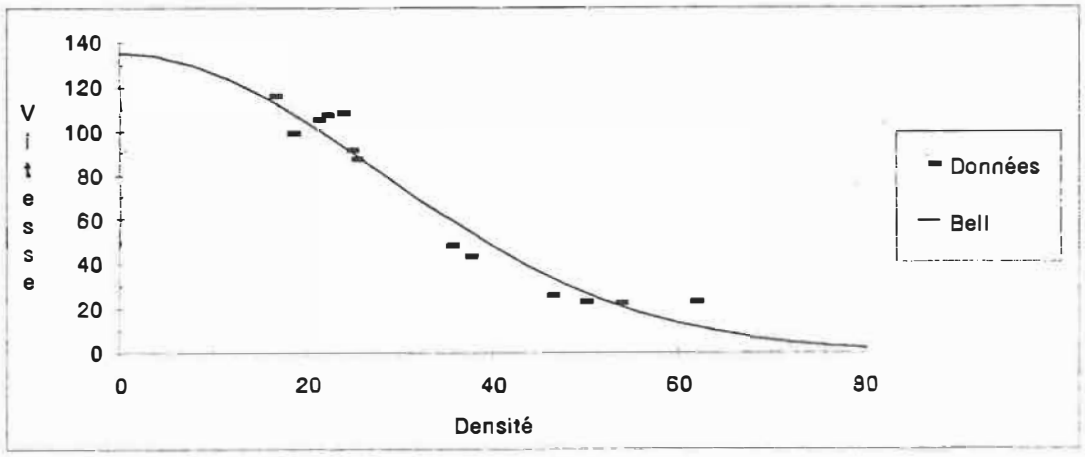
Tableau 5.7: sommaire des régressions (2 min)

Hypothèses	Equation	paramètres							
		Vf	s	Kj	s	Vm	s	Km	s
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	149.6	8.57	61.6	3.14	-	-	-	-
II- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	-	-	69.1	4.97	83.4	6.40	-	-
III- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	252.5	27.37	-	-	-	-	22.56	2.35
IV- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5 (K/Km)^	141.1	7.27	-	-	-	-	25.87	1.36
V- Approche Microscopique	voir 2.3.1	140.0	-	145.0	-	m = 0.94	-	l = 3.05	-

Hypothèses	Equation	r^2	test ratio F	vitesse libre prédite Vf	densité max. prédite Kj	densité opt. prédite Km	vitesse opt. prédite c	débit max. prédit Qmax
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	0.905	255	150	61.6	30.8	74.8	2303
II- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	0.939	399	-	69.1	25.4	83.4	2119
III- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	0.945	444	253	-	22.6	92.9	2096
IV- Bell Curve	Vf = Vf exp -0.5 (K/Km)^	0.956	556	141	-	25.9	85.6	2214
V- Approche Microscopique	voir 2.3.1	0.990	1041	140	-	25.0	88.4	2209

Figure 5.7: modèles Vitesse-Densité (2 min)





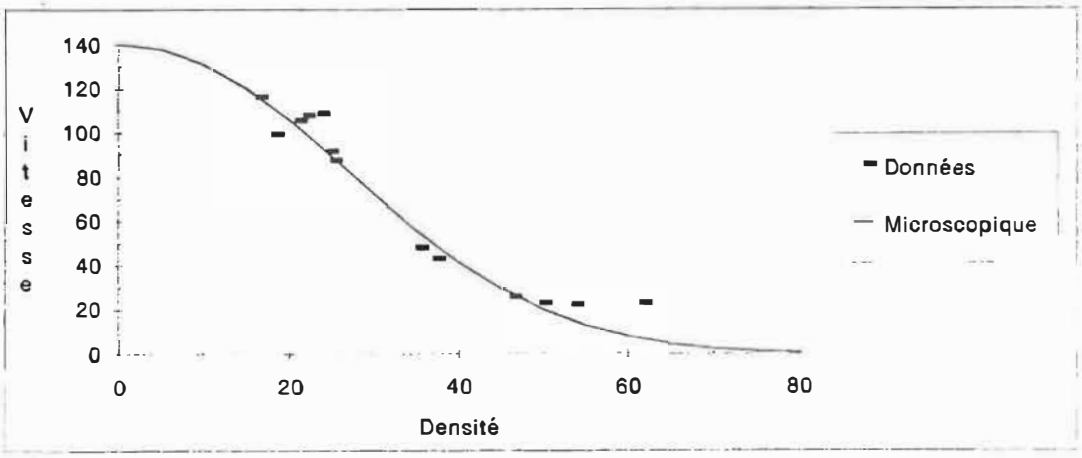
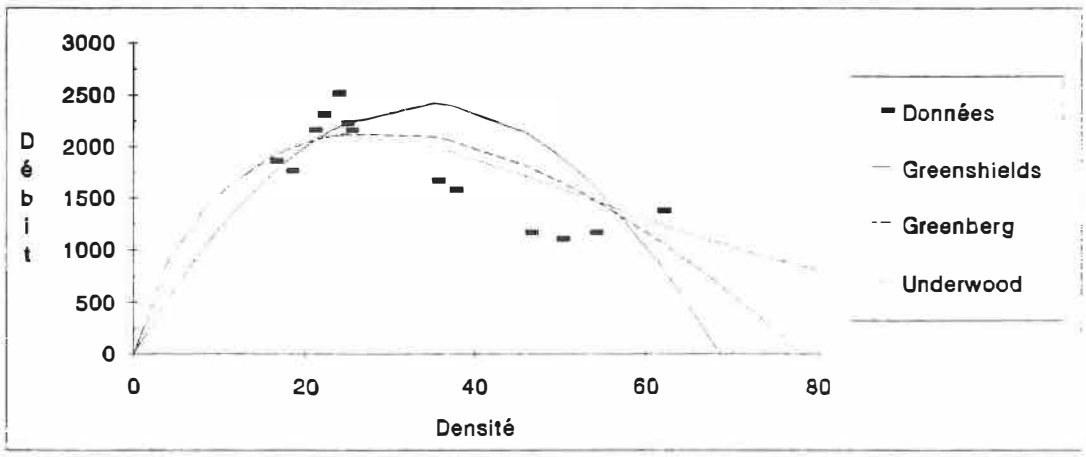
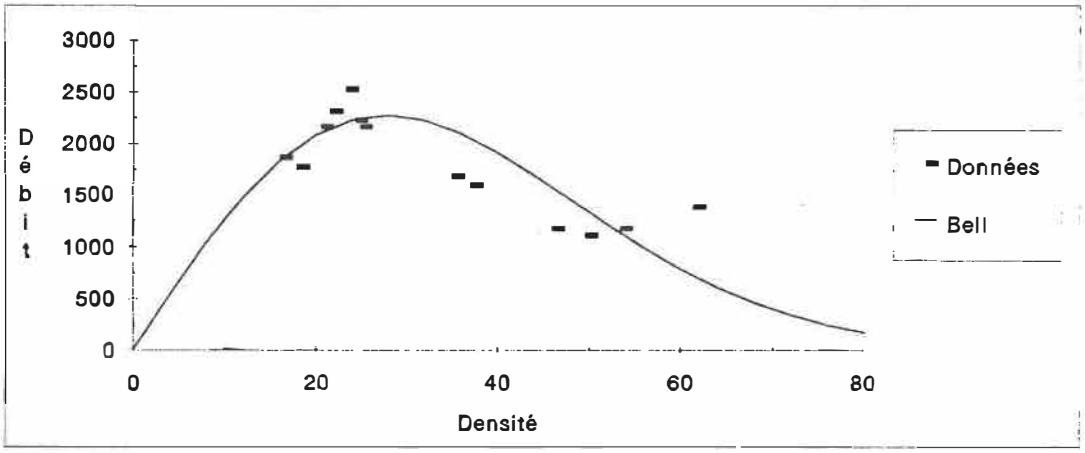


Figure 5.8: modèles Débit-Densité (2 min)





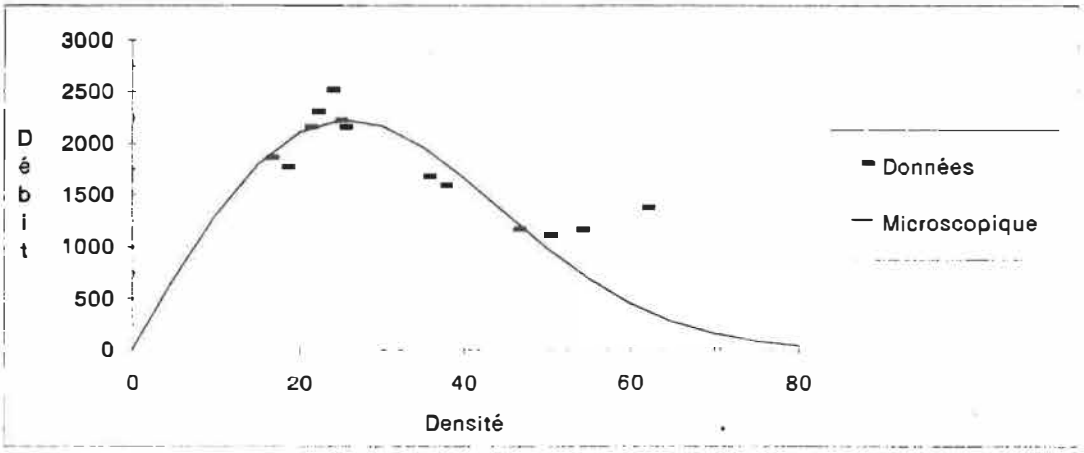
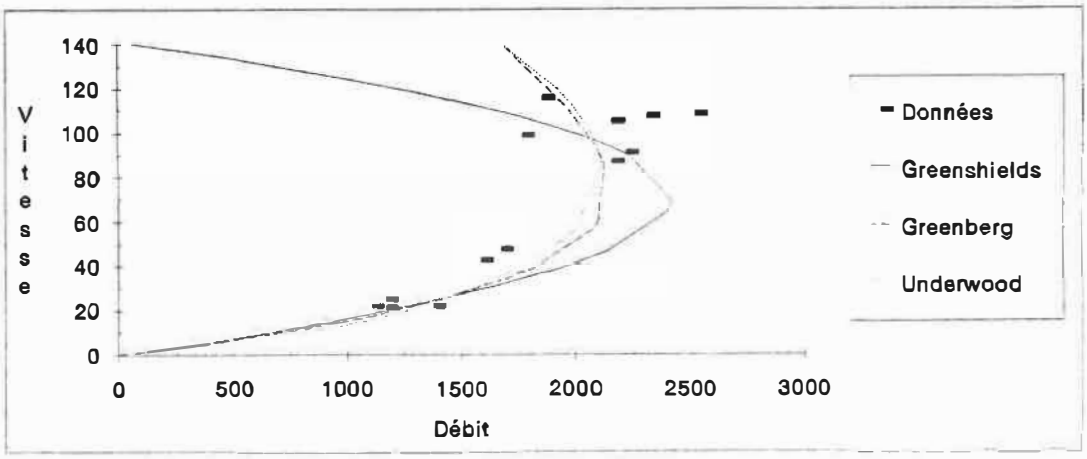
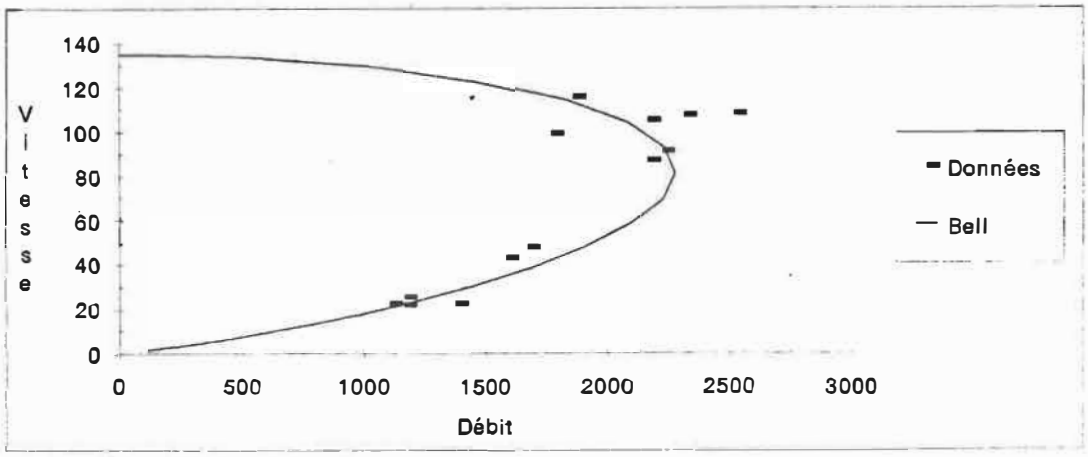


Figure 5.9: modèles Vitesse-Débit (2 min)





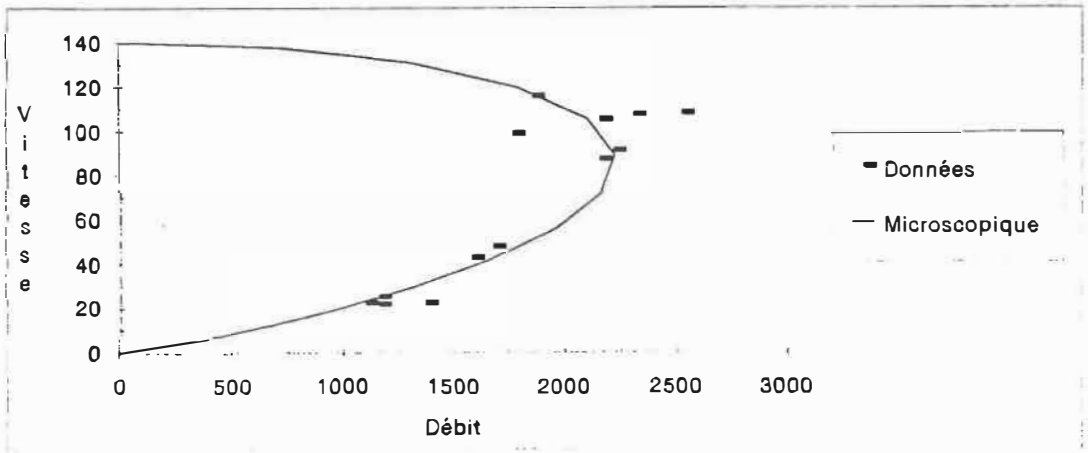


Tableau 5.8: effet de l'intervalle de groupement

intervalle de groupement	n	paramètres				r^2	ratio test F	vitesse libre Vf km/h	densité opt. Km véh/km	vitesse opt. c km/h	débit max. Qmax véh/h
		Vf	Kj	m	I						
30 sec	56	130	138	0.92	3.00	0.941	867	130	25.0	85.7	2142
1 min	28	135	140	0.93	3.02	0.952	914	135	25.0	86.3	2158
2 min	13	140	145	0.94	3.05	0.990	1041	140	25.0	88.4	2209

5.4.4 Discussion sur l'effet de l'intervalle de groupement

Le tableau 5.8 nous permet de comparer les paramètres du modèle macroscopique choisi (approche microscopique) en fonction de l'intervalle de groupement. On constate que le r^2 augmente avec l'intervalle, ce qui est dû au nombre de points (n) qui diminue. Le ratio F suit la même tendance. Inversement, la définition de la courbe obtenue par l'analyse graphique diminue avec l'intervalle.

L'intervalle de 1 minute semble le plus approprié pour nos besoins. Il est un bon compromis entre la stabilité, obtenue par de grands intervalles, et la définition de la courbe, obtenue par un grand nombre de points. Pour un nombre constant de données ces deux critères sont opposés. On choisit donc une période d'analyse de 1 minute.

5.4.5 Discussion sur les résultats

5.4.5.1 Discontinuité dans les relations macroscopiques

Une des caractéristiques importantes des résultats, tel que décrit précédemment, concerne les discontinuités dans les relations entre la vitesse, le débit et la densité.

De nombreux les travaux menés précédemment dans le but d'élaborer un modèle macroscopique, en particulier ceux de Drake, Schofer et May (1967) et ceux de Ceder et May (1975) ont relevé des discontinuités dans les données. C'est d'ailleurs ce qui a généré des hypothèses telles que les modèles à deux-régimes ou les fonctions discontinues. Cependant, comme ce phénomène se répète fréquemment, il doit être une composante réelle du comportement de la circulation sur les autoroutes. Il est donc naturel que la théorie en tienne compte (HALL, 1987). Cette discontinuité se produit lorsque la densité se situe entre 28 et 32 véhicules/km tel qu'on peut le constater sur les graphiques présentés précédemment.

5.4.5.2 Débit maximum (capacité)

Tel que mentionné précédemment, la fonction issue de la régression illustre mal les données dans les environs du débit maximum (capacité). Il semble qu'une chute de la capacité survienne plus brusquement que les modèles ne le décrivent.

La théorie de la catastrophe offre une possibilité intéressante quant à l'explication de cette discontinuité ainsi qu'au changement brusque aux environs du débit maximal (voir section 2.3.6 et annexe III).

5.4.6 Application de la théorie de la catastrophe

La théorie de la catastrophe, tel qu'expliquée à l'annexe III, n'explique pas par elle-même les discontinuités et les changements brusques de la circulation. Cette théorie mathématique est inutilisable en circulation sous sa forme actuelle et utilise des variables, historiquement appelée x, u et v, qui ne correspondent pas aux variables fondamentales de la circulation (Q, K et V). Il faut donc poser des hypothèses afin de transformer les variables de la théorie de la catastrophe en variables fondamentales de la circulation. La forme de la catastrophe et le phénomène du saut qu'elle introduit seuls nous intéresse.

Un changement dans le comportement du conducteur doit pouvoir expliquer l'origine de la discontinuité et su saut que l'on observe dans les données.

5.4.6.1 Comportement du conducteur

Avant de proposer des hypothèses sur les transformations nécessaires, il faut revoir les variables fondamentales du comportement des conducteurs.

La théorie de la poursuite tente de donner l'explication du comportement des conducteurs au niveau microscopique. Ce modèle utilise une équation où la réponse du conducteur (accélération ou décélération) est déterminée par un stimulus. Il utilise deux variables fondamentales; la sensibilité du conducteur et son temps de réaction. C'est la sensibilité du conducteur qui détermine l'intensité de la réponse au stimulus.

Forbes et Matson (1939) ont trouvé que le temps de réaction des conducteurs est plus court dans des conditions de hautes densités et d'écarts très courts. Le conducteur devient donc plus alerte lorsque les conditions de circulation deviennent plus difficiles.

L'espacement qu'un conducteur désire maintenir avec le véhicule qui le précède augmente avec la vitesse. Forbes (1981) mentionne que l'écart (sec) est donc une mesure plus pratique. Il écrit aussi que le conducteur tend à se comporter de deux façons différentes quant au choix de l'écart.

L'écart pourrait donc être la variable fondamentale par laquelle s'exprime le changement de comportement des conducteurs. Dans le contexte de la théorie de la catastrophe, l'écart serait associé à la variable au comportement catastrophique.

Si on observe les données macroscopiques de circulation présentées sous la forme "écart vs densité" (figure 5.10) on peut voir que l'écart subit aussi une discontinuité. Lorsque la densité dépasse 30 véh/km l'écart augmente d'environ 0,9 sec. Utiliser l'écart comme la variable fondamentale qui explique le saut dans les relations macroscopiques semble donc justifié.

On doit aussi faire l'hypothèse quant aux deux autres variables qui détermineraient le choix de l'écart par le conducteur. Le rôle de ces deux autres variables dans la théorie de la catastrophe est expliqué à l'annexe III.

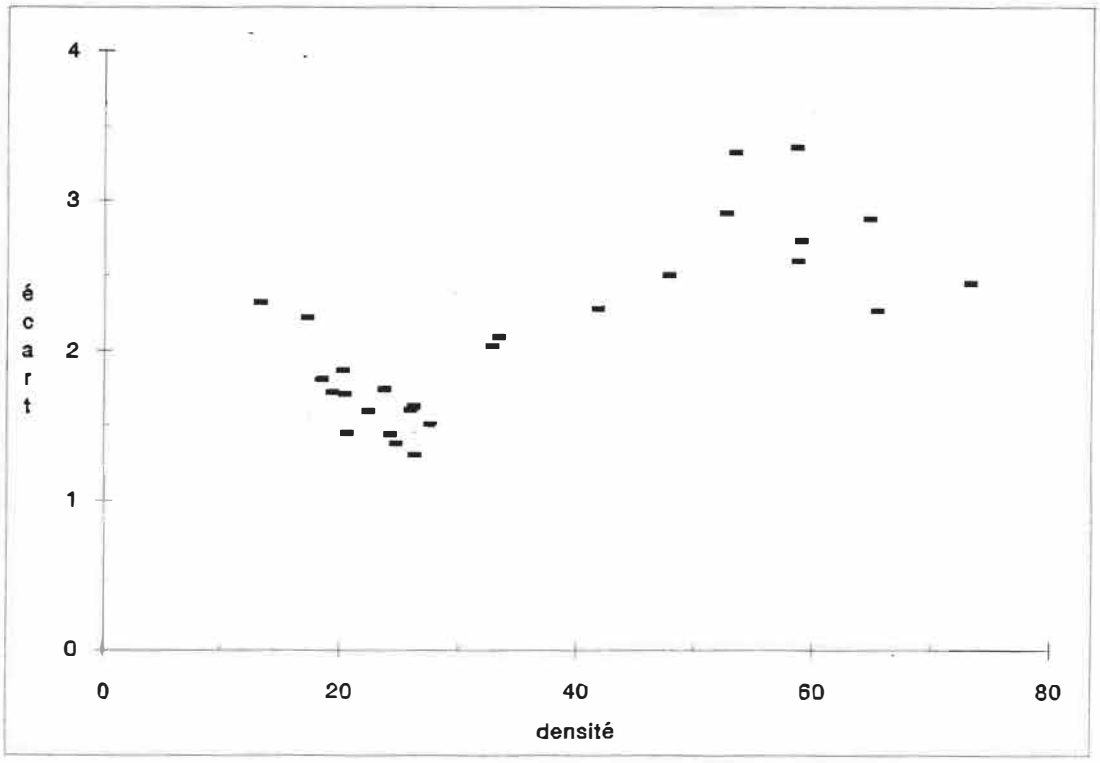


Figure 5.10: écart vs densité

Les conditions de circulation expliquent le choix du conducteur sur une route donnée. Plus les conditions empirent, plus le conducteur aura tendance à augmenter l'écart qui le sépare du véhicule précédent. On peut facilement assimiler les conditions de circulation à la variable v de la théorie de la catastrophe (appelée "normale" à l'annexe III, à ne pas confondre avec la vitesse).

5.4.6.2 hypothèse:

variable "normale" (v)

Cette variable serait associée aux facteurs internes (dûs à la circulation). Son concept s'expliquerait par la liberté de mouvement, l'inconfort du conducteur face à un trop grand nombre de véhicules partageant un espace restreint, la perception du danger et enfin l'impossibilité de changer de voies facilement afin d'éviter une collision. On pourrait la mesurer par la densité (K) en véh/km.

On peut s'imaginer facilement le rôle de la variable "normale" dans le choix de l'écart. A de faibles densités, le conducteur se sent à l'aise, il est détendu et cherche à atteindre la vitesse maximale à laquelle il se sent en sécurité. Il est un peu agressif dans sa conduite puisqu'il voit qu'il est possible d'atteindre la vitesse souhaitée.

Au fur et à mesure que la densité augmente le conducteur devient moins libre de choisir sa vitesse, qui est de plus en plus déterminée par les véhicules qui l'entourent.

Lorsqu'un certain seuil de densité est atteint, le conducteur ne peut plus aussi facilement dépasser. Il sent qu'il ne pourra plus atteindre la vitesse désirée. Il se sent en danger puisqu'il ne peut plus compter sur le changement de voies pour éviter une collision. Il est forcé de faire plus attention.

Le conducteur se résigne donc à la situation puisqu'il ne peut rien faire pour la changer. Il tente donc de diminuer son inconfort par tous les moyens qu'il possède soit: augmenter l'écart qui le sépare du véhicule précédent et diminuer son temps de réaction (devenir plus alerte). Sa conduite devient moins agressive et plus préventive.

variable "de séparation" (u)

Cette variable serait associée aux facteurs externes de la circulation (dûs à l'environnement). Son concept s'expliquerait par des conditions géométriques de la route tel que: largeur des voies, pente, accotement, type de route au sol, en tranchée, surélevée ou en tunnel. On pourrait l'exprimer tout simplement par un facteur (E) entre 0 et 1

Cette variable est utile pour expliquer la grandeur du saut de l'écart (δh) ainsi que la largeur de la zone de recouvrement (δK). Un facteur de séparation de zéro correspond à une route où les conditions de circulation ne présentent aucune discontinuité, c'est-à-dire où les modèles traditionnels décrivent bien la réalité. Un facteur de séparation négatif nous donne une discontinuité et un saut de plus en plus grand.

La figure 5.11 illustre le concept du choix de l'écart par le conducteur à l'aide de la surface de la théorie de la catastrophe.

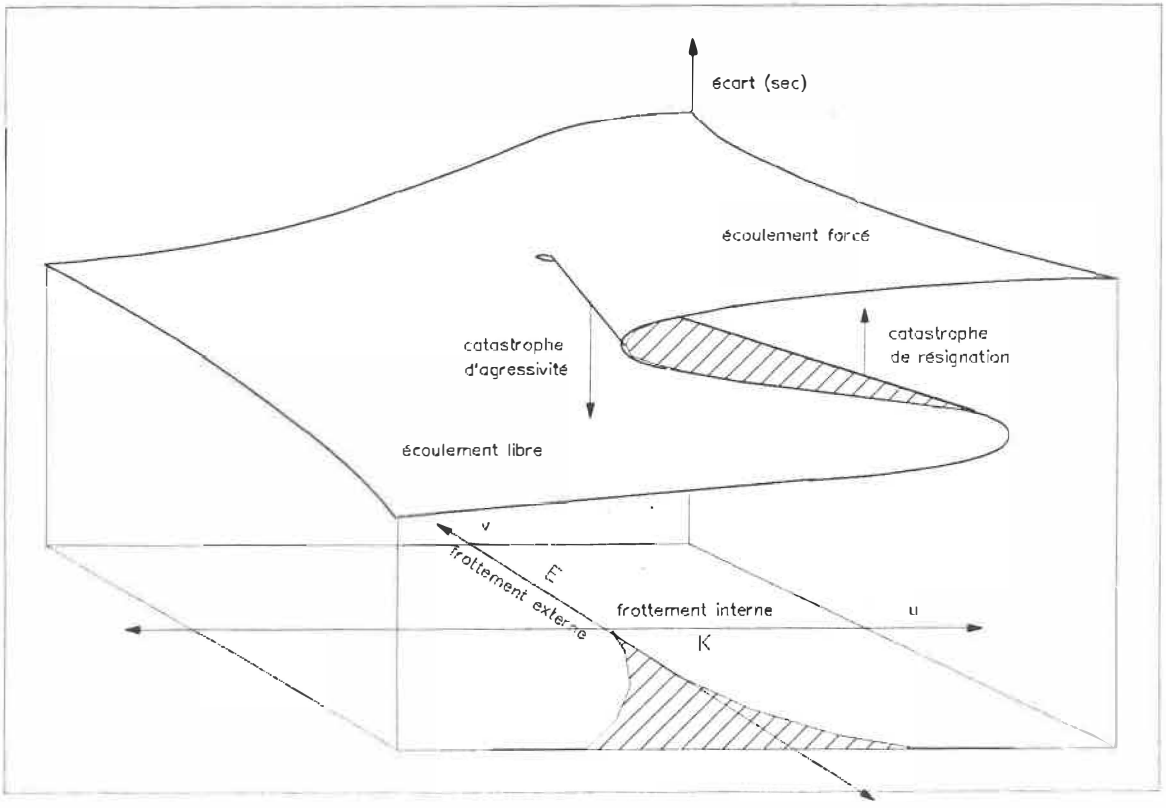


Figure 5.11: Choix de l'écart par le conducteur

5.4.6.3 transformations:

On doit donc faire correspondre les variables de la théorie de la catastrophe aux variables de circulation selon les hypothèses formulées (tableau 5.12). De plus, certaines transformations mathématiques sont nécessaires pour que la grandeur du phénomène de la catastrophe corresponde à la réalité observée.

Tableau 5.9: correspondance des variables

théorie de la catastrophe		circulation
x	——>	h
v	——>	K
u	——>	E

Le modèle développé ici tentera de lier la théorie de la catastrophe à des modèles macroscopiques existants afin d'expliquer les discontinuités observées.

densité (K)

La densité est utilisée ici pour déterminer à quel moment l'écart subira un comportement catastrophique. On doit donc définir certaines valeurs:

K_0 = densité au centre de la discontinuité
K_1 = densité qui marque le début de la discontinuité
K_2 = densité qui marque la fin de la discontinuité

où $K_1 < K_0 < K_2$

écart (h)

L'écart, qui est en fait la variable de base utilisée, se calcule normalement selon un des modèles macroscopiques connus. On lui ajoute cependant une certaine valeur (δh) lorsque la densité dépasse K_1. Afin de reproduire le chevauchement des deux comportements possibles sur une certaine étendue de la densité, on maintient le comportement normal jusqu'à K_2, qui est plus grand que K_1.

En résumé, l'écart se calcule:

- suivant le modèle pour tout $K < K_2$
- suivant le modèle + δh pour tout $K > K_1$

La figure 5.12 permet de visualiser le saut produit par la catastrophe sur la relation écart-densité.

Le saut de l'écoulement forcé à l'écoulement libre se produit donc à K_1 tandis que le saut de l'écoulement libre à l'écoulement forcé se produit à K_2:

$$K_1 = K_0 - \tfrac{1}{2}|\delta K|$$

$$K_2 = K_0 + \tfrac{1}{2}|\delta K|$$

frottement externe(E)

Le facteur E, associé à u,

$$0 < E < 1$$

est transformé simplement par la relation:

$$u = -E$$

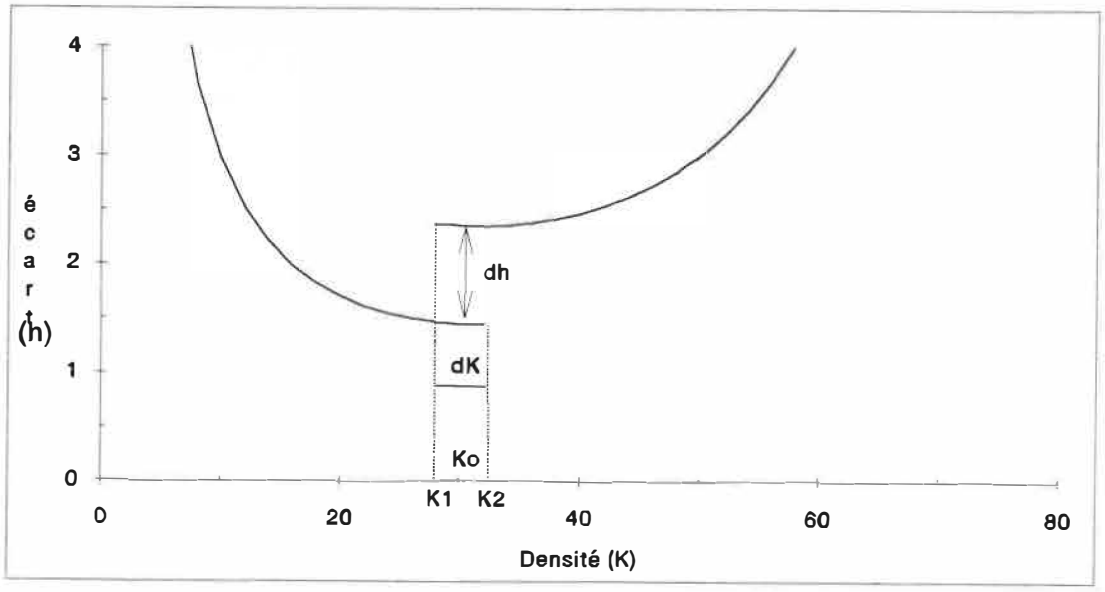


Figure 5.12: catastrophe ajoutée à un modèle d'écart

<u>δK et δh</u>

Il nous reste à définir la valeur de δK. Si on fixe la valeur de u = -E, la surface de la théorie de la catastrophe devient la courbe présentée à la figure 5.13. Le discriminant de la théorie de la catastrophe représente l'équation du contour de la déformation et nous indique donc à quel valeur de la densité le saut se produit. Ce discriminant est de la forme suivante (Annexe IV):

$$8u^3 + 27v^2 = 0$$

Si on isole v, qui est associé à K (tableau 5.12):

$$v = \pm \sqrt{8(-u)^3/27}$$

en remplaçant -u par E:

$$v = \pm \sqrt{8E^3/27} \approx \tfrac{1}{2} \cdot E^{3/2}$$

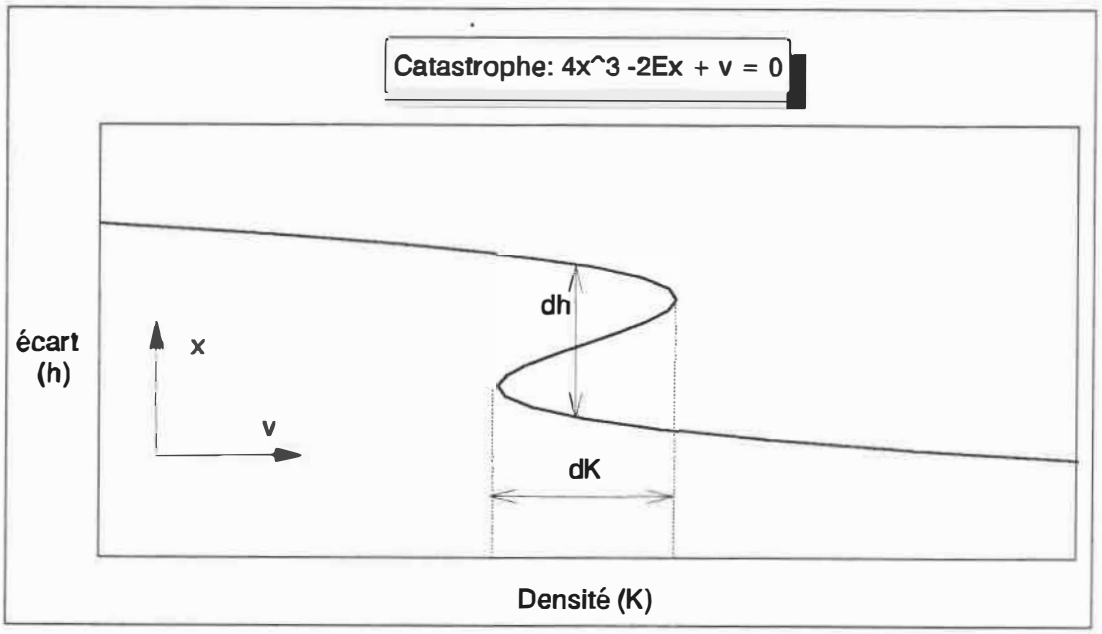


Figure 5.13: Courbe de la catastrophe

on peut cependant multiplier ce résultat par un facteur approprié afin que le δK exprimé corresponde aux phénomène observé, soit:

$$\delta K = cte \cdot \tfrac{1}{2} \cdot E^{3/2}$$

hypothèse: $$\delta K = 6 \cdot E^{1.5}$$

La grandeur du saut de l'écart, déterminé par l'équation de la catastrophe:

$$4x^3 + 2ux + v = 0$$

Comme le saut se produit à K_0, donc à v=0, en substituant;

$$4x^3 + 2ux = 0$$

$$x = \pm \sqrt{E/2}$$

Et comme δh = la distance entre les deux racines ci-dessus;

$$\delta h = 2 \cdot \sqrt{E/2}$$

On peut aussi le multiplier par un facteur afin que l'expression représente le phénomène observé. On le définit alors tout simplement par:

$$\delta h = \sqrt{E} = E^{\frac{1}{2}}$$

exemple

si $E = 1,0$ et $K_0 = 25$ véh/km;

$\delta K = 6 \cdot E^{1.5} = 6,0$ véh/km

$K_1 = K_0 - \frac{1}{2}|\delta K| = 28,0$ véh/km

$K_2 = K_0 + \frac{1}{2}|\delta K| = 22,0$ véh/km

$\delta h = E^{\frac{1}{2}} = 1,0$ sec

5.4.6.3 Résultats

Il s'agit maintenant de considérer un modèle connu (tableau 5.13), et d'y insérer la théorie de la catastrophe décrite ci-dessus. Les cinq modèles du tableau 5.13 sont devenus les hypothèses à vérifier. Les mêmes méthodes de régression employées précédemment sont utilisées pour trouver le meilleur modèle (avec des regroupements de 1 minute, tel que choisi précédemment).

En plus de calibrer chaque modèle avec ses paramètres, on doit chercher les valeurs des paramètres de la théorie de la catastrophe (E et K_0) avec lesquels on obtient le meilleur r^2.

Tableau 5.10: modèles (écarts) à ajouter à la catastrophe

modèle	écart
Greenshields	$h = 3600/[K \cdot V_f(1-K/K_j)]$
Greenberg	$h = 3600/[K \cdot V_m \log(K_j/K)]$
Underwood	$h = 3600/[K \cdot V_f \exp(-K/K_m)]$
Bell-shaped	$h = 3600/[K \cdot V_f \exp(-\frac{1}{2}(K/K_m)^2)]$
microscopique	$h = 3600/[K \cdot V_f^{1-m}[1-(K/K_j)^{\ell-1}]^{1/(1-m)}]$

En appliquant les mêmes méthodes de régression que décrites précédemment, on trouve:

$$E = 0,8$$

$$K_0 = 30 \text{ véh/km}$$

donc: $$\delta K = 6 \cdot E^{1.5} \approx 4 \text{ véh/km}$$

$$K_1 = K_0 - \tfrac{1}{2}|\delta K| = 28 \text{ véh/km}$$

$$K_2 = K_0 + \tfrac{1}{2}|\delta K| = 32 \text{ véh/km}$$

$$\delta h = E^{\frac{1}{4}} = 0,9 \text{ sec}$$

Le tableau 5.14 montre les résultats des régressions. On peut constater que les r^2 ont augmenté. Le modèle le plus approprié demeure toujours celui obtenu par l'approche microscopique. Rappelons-nous que c'était celui qui obtenait les plus forts indices de régression lors du test des modèles retenus avec différents regroupements par intervalles de temps.

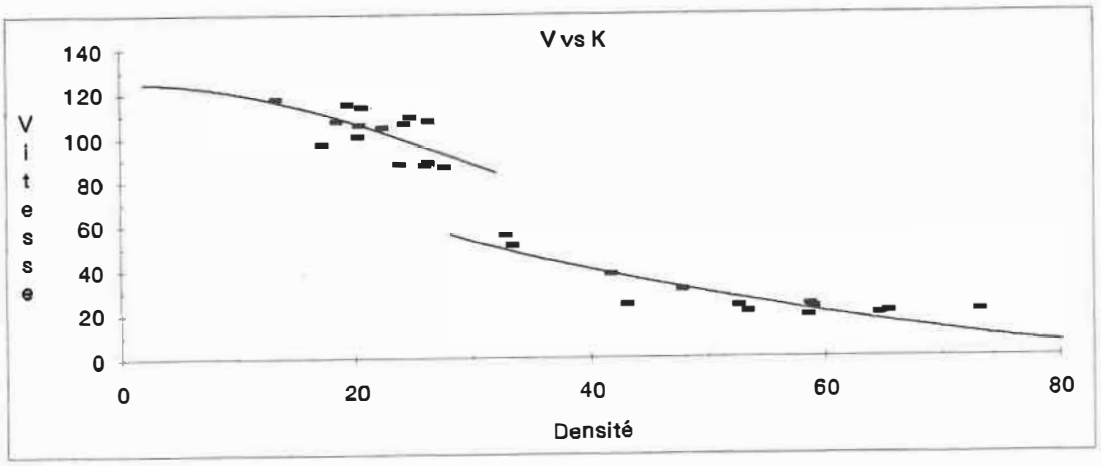
La figure 5.14 nous permet de voir à quel point la théorie de la catastrophe, ajoutée au modèle issu de la théorie microscopique, décrit bien les données obtenues sur l'autoroute Décarie.

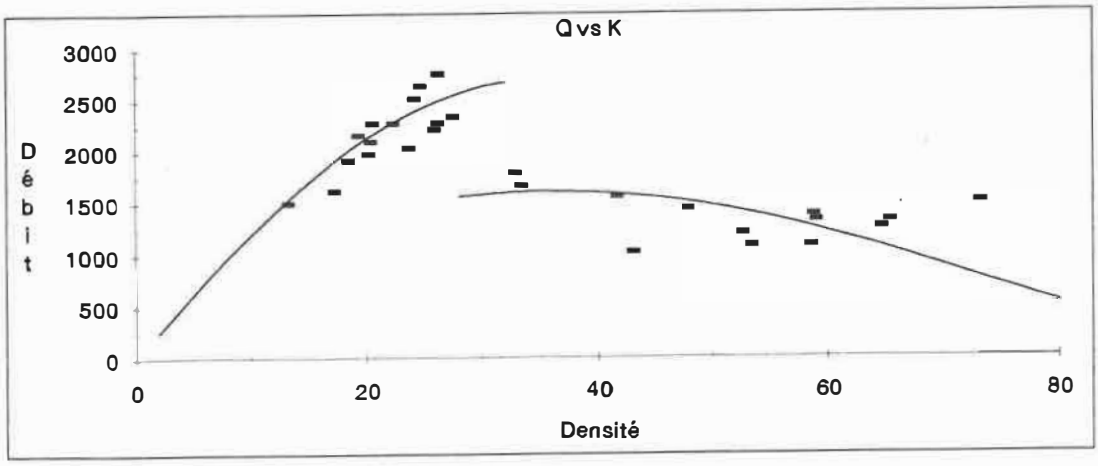
Tableau 5.11: résultats des régressions (catastrophe)

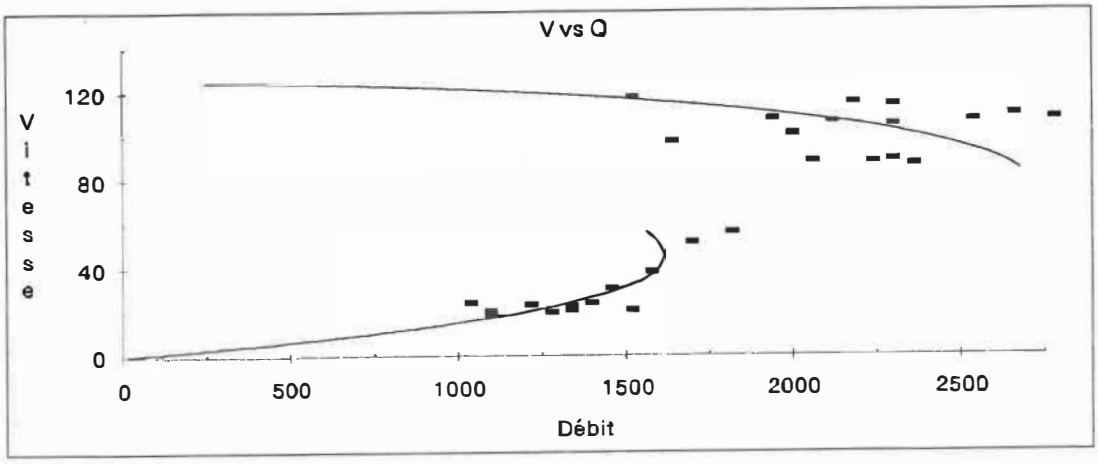
Hypothèses	Equation	paramètres				
		Vf	Kj	Vm	Km	Saut de l'écart (sec)
I- Greenshields + catastrophe	V = Vf (1-K/Kj)	136.0	87.0	-	-	1.17
III- Greenberg + catastrophe	V = Vm LN(Kj/K)	-	100.0	65.0	-	0.90
IV- Underwood + catastrophe	V = Vf exp(-K/Km)	150.0	-	-	56.0	1.30
VI- Bell Curve + catastrophe	Vf = Vf exp -0,5(K/Km)^	124.0	-	-	35.0	0.90
VII- microscopiqu + catastrophe	voir 2.3.1	125.0	130.0	m = 0.82	l = 2.90	0.90

Hypothèses	Equation	r^2	test ratio F	vitesse libre prédite Vf	densité max. prédite Kj	densité opt. prédite Km	vitesse opt. prédite c	débit max. prédit Qmax
I- Greenshields	V = Vf (1-K/Kj)	0.966	732	136	87.0	43.5	68.0	2958
III- Greenberg	V = Vm LN(Kj/K)	0.950	496	-	100.0	36.8	65.0	2391
IV- Underwood	V = Vf exp(-K/Km)	0.963	690	150	-	56.0	55.2	3090
VI- Bell Curve	Vf = Vf exp -0,5(K/Km)^	0.968	778	124	-	35.0	75.2	2632
VII- Approche microscopique	voir 2.3.1	0.969	786	125	-	25.0	97.6	2439

Figure 5.14: modèle de la théorie microscopique + catastrophe







5.4.6.4 Conclusion

La théorie de la catastrophe offre une vision nouvelle des relations macroscopiques. Elle permet d'exprimer les discontinuités observées sans cesse au cours des années. Elle nous donne la possibilité de mettre de côté les modèles à plusieurs régimes, élaborés justement pour palier à l'inefficacité des modèles continus à décrire ce phénomène.

Associée au modèle issu de la théorie microscopique, la théorie de la catastrophe nous permet de retourner à des bases théoriques solides. On évite ainsi de choisir des modèles sans fondement théorique parce qu'ils décrivaient mieux les données.

Les hypothèses formulées, quant aux variables de comportement mais également quant aux transformations de variables, sont à notre avis plausibles. Cependant, elles devront être vérifiées lors de travaux ultérieurs. Ceci n'est en effet qu'une porte ouverte sur un nouveau genre de modèle. Il reste beaucoup à faire pour comprendre le comportement des conducteurs face à la circulation environnante, mais surtout face aux facteurs externes environnementaux.

CHAPITRE 6

METHODE PRATIQUE PROPOSEE POUR LA SELECTION D'UN MODELE

Dans ce chapitre, on décrira une méthode courte et pratique pour déterminer un modèle macroscopique à un endroit particulier sur une autoroute. Ceci est en quelque sorte l'aboutissement de la démarche entreprise au chapitre 5.

On appliquera ensuite cette méthode aux deux autres voies (la voie 3 étant traitée au chapitre 5). Les solutions, comportant la théorie de la catastrophe telle que décrite précédemment, feront l'objet de discussions.

6.1: DESCRIPTION DE LA MÉTHODE

1) marquage de la chaussé

2) enregistrement vidéo

3) sélection des périodes d'analyse

4) extraction des données

5) traitement des données (h, v et s pour chaque véhicule)

6) analyse des données (h, V, Q et K pour chaque minute)

7) calcul des régressions (m, l, V_f, K_j, E, K_0 et r^2)

8) élaboration des courbes (h vs K, V vs K, Q vs K et V vs Q)

6.1.1 Marquage de la chaussé

Peindre deux lignes sur la chaussée, perpendiculairement au déplacement des véhicules. Ces lignes peuvent ne pas être continues. Par exemple, un repère sur l'accotement et sur la bordure centrale font l'affaire. Une distance de 25 m est suggérée entre les deux lignes.

6.1.2 Enregistrement vidéo

La zone à étudier est filmée sur bande vidéo (30 images/sec). Le temps est affiché électroniquement sur la bande vidéo lors de l'enregistrement de celle-ci, à l'aide du générateur de caractères.

Toute la période, depuis le début de l'augmentation du débit (6h30) jusqu'à la pointe (9h00), doit être filmée.

6.1.3 Sélection des périodes d'analyse

Par des comptages préliminaires, on sélectionne 15 minutes indépendantes, afin de couvrir toute la gamme des densités et des débits. Par exemple, on choisira une minute où l'on compte 5 véhicules qui passent (Q=300 véh/h), une autre où l'on en compte 10 (Q=600 véh/h), et ainsi de suite 15, 20, 25, 30, 35 et 40 (Q=2400 véh/h). On prendra soin de choisir quelques minutes où l'écoulement est relativement libre et quelques autres où la congestion est évidente.

6.1.4 Extraction des données

L'extraction des données s'effectue en visionnant la bande vidéo sur le magnétoscope à l'aide d'un moniteur. On doit prolonger les marques peintes sur l'accotement par des rubans adhésifs collés sur l'écran même. On avance la bande au début de la minute choisie pour l'analyse. La séquence suivante est répétée jusqu'à ce qu'une pleine minute soit analysée.

1. on positionne le véhicule étudié sur la première marque (ruban adhésif) à l'aide de la roulette d'avance image par image.
2. on note le temps affiché sur l'écran sur le formulaire préparé à cet effet (chapitre 4).
3. on avance ensuite la bande vidéo jusqu'au passage du même véhicule à la deuxième marque.
4. on note le temps affiché sur l'écran sur le formulaire.

On obtient ainsi deux temps de passage pour chaque véhicule. On répète l'opération précédente pour les 15 minutes choisies.

t_n^1 = temps de passage du véhicule n à la première ligne

t_n^2 = temps de passage du véhicule n à la deuxième ligne

6.1.5 Traitement des données

Les temps de passage sont ensuite copiés dans un chiffrier (EXCEL), où les **écarts**, la **vitesse** et l'espacement sont calculés de la façon suivante:

h = écart = le temps de passage entre deux véhicules successifs. Deux valeurs d'écart sont obtenues puisqu'il y a deux points de contrôle (lignes).

$$h_n^1 = t_n^1 - t_{n-1}^1$$

$$h_n^2 = t_n^2 - t_{n-1}^2$$

v = vitesse = 25 m / le temps pris par un véhicule pour franchir cette distance.

$$v_n = 25/(t_n^2 - t_n^1)$$

s = espacement = écart·vitesse du véhicule précédent

$$s_n = h_n \cdot V_{n-1}$$

6.1.6 Analyse des données

La démarche est décrite pour le logiciel STATGRAPHICS. Un logiciel équivalent peut-être utilisé. On doit d'abord préparer le fichier EXCEL pour le transférer à STATGRAPHICS.

1- convertir les formules (résultats) en nombres:

- sélectionner tout le tableau
- edit - copy
- edit - paste special

[paste:values; operation:none; OK]

- enter

2- effacer toutes les colonnes inutiles; conserver:

- 1 colonne indiquant la minute de la lecture
- 2 colonnes écart
- 1 colonne vitesse
- 1 colonne espacement

3- effacer toutes les rangées inutiles; conserver:

- les rangées où il y a des données
- 1 rangée titre au sommet où est inscrit le nom de la variable

4- sauver en format "LOTUS"

- file - save as

[option; WKS; OK]

On doit ensuite importer le fichier dans STATGRAPHICS;

1- choisir l'option A: MANAGEMENT

2- choisir l'option 2: IMPORT DATA FILES

3- remplir le tableau comme suit:

Import Files

Input file type: Lotus

Input file name: C:DONNEES .WKS

STATGRAPHICS file name: DONNEES

4- appuyer F6

Pour chaque minute d'analyse, on calcule l'écart moyen, l'espacement moyen et la moyenne harmonique de la vitesse. L'option CODEBOOK PROCEDURE du logiciel STATGRAPHICS permet le regroupement.

1- choisir l'option F: DESCRIPTIVE METHODS

2- choisir l'option 6. CODEBOOK PROCEDURE

3- remplir le tableau:

Data = variable sur laquelle on veut faire la moyenne

Level codes = variable de regroupement (minute)

Le débit s'obtient par le nombre de véhicules (n) qui passent (n) durant la période d'une minute:

$$Q = n \cdot 60 \text{ (véh/h)}$$

La densité est calculée par l'inverse de la moyenne des espacements:

$$K = (\Sigma s_n/n)^{-1}$$

A la fin de cette étape, on possède 15 valeurs moyennes de h, V, Q et K.

6.1.7 Régressions

Par régression, on cherche les valeurs des paramètres du modèle macroscopique issu de la théorie microscopique (m, ℓ, V_f, et K_j) et les paramètres de la théorie de la catastrophe

(E et K_0) produisent un r^2 maximum. Le logiciel STATGRAPHICS permet d'effectuer cette régression:

1- choisir l'option K: REGRESSION ANALYSIS

2- choisir l'option 6. NONLINEAR REGRESSION

3- remplir le tableau:

Dependant variable = Vitesse

Parameter vector = estimé de la valeur des paramètres

fonction = fonction à calibrer:

$$V = \{V_f^{1-m}[1-(K/K_j)^{\ell-1}]\}^{1/(1-m)}$$

et: $\delta K = 6 \cdot E^{1.5}$

$K_1 = K_0 - |\delta K|$

$K_2 = K_0 + |\delta K|$

$\delta h = \sqrt{E}$

6.1.8 Courbes

On trace ensuite les courbes suivantes pour visualiser les résultats de la régression. Le modèle est tracé par dessus les données.

1) h vs K

2) V vs K

3) Q vs K

4) V vs Q

6.2 APPLICATION DE LA METHODE AUX VOIES 1 ET 2

6.2.1 Marquage de la chaussé

mêmes marques utilisées

6.2.2 Enregistrement vidéo

même enregistrement utilisé

6.2.3 Sélection des périodes d'analyse

15 minutes sont sélectionnées selon des comptages préliminaires. Les 15 minutes sont les mêmes pour toutes les voies mais ne se suivent pas nécessairement. Elles représentent plusieurs conditions de circulation différentes.

6.2.4 Extraction des données

Selon la méthode indiquée, les 15 minutes sont analysées pour chacune des voies 1 et 2.

6.2.5 Traitement des données

h, v et s sont calculés pour chaque véhicule. Les données, trop nombreuses, ne sont pas présentées ici.

6.2.6 Analyse des données

h, V, Q et K sont calculés pour chaque minute d'analyse. V, Q et K sont présentés dans le tableau 6.1 pour les 3 voies de l'autoroute Décarie, direction Nord.

6.2.7 Régressions

6.2.7.1 Voie 1

paramètres de la catastrophe:

$E = 0,04$

$K_0 = 30$ véh/km

donc: $\delta K = 6 \cdot E^{1.5} \approx 0$ véh/km

$\delta h = E^{\frac{1}{2}} = 0,2$ sec

paramètres du modèle:

$V_f = 101$ km/h $\qquad m = 0,83$

$K_j = 96$ véh/km $\qquad \ell = 3,05$

indice de régression:

$r^2 = 0,96$

Tableau 6.1: données (moyennes chaque minute)

		Vitesse (km/h)			Densité (véh/km)			Débit (véh/h)		
fichier	min	Voie 1	Voie 2	Voie 3	Voie 1	Voie 2	Voie 3	Voie 1	Voie 2	Voie 3
f1	0	89	99	109	19	21	24	1680	2040	2640
	1	91	94	106	14	22	23	1260	2160	2520
	2	94	103	118	10	14	13	1020	1440	1500
	3	97	107	115	11	14	18	1020	1500	2160
	4	87	97	114	17	21	22	1620	1980	2280
f2	0	16	12	23	63	73	50	1020	1020	1140
	1	17	12	19	71	84	57	1260	960	1080
	2	23	19	21	52	66	74	1320	1260	1500
	4	23	17	30	51	50	46	1020	720	1440
	5	47	47	51	33	37	33	1620	1680	1680
	6	53	54	56	30	36	31	1620	1980	1800
	7	40	22	38	36	52	40	1620	1140	1560
	11	11	9	20	61	81	62	780	780	1260
f6	10	75	73	94	19	23	28	1500	1680	2220
	11	77	85	89	16	25	31	1200	1620	2280

6.2.7.2 Voie 2

paramètres de la catastrophe:

$E = 0,16$

$K_0 = 30$ véh/km

donc: $\delta K = 6 \cdot E^{1.5} = 0,4$ véh/km

$K_1 = K_0 - \frac{1}{2}|\delta K| = 29,8$ véh/km

$K_2 = K_0 + \frac{1}{2}|\delta K| = 30,2$ véh/km

$\delta h = E^{\frac{1}{2}} = 0,4$ sec

paramètres du modèle:

$V_f = 112$ km/h $\qquad m = 0,85$

$K_j = 107$ véh/km $\qquad \ell = 3,20$

indice de régression:

$r^2 = 0,97$

6.2.8 Courbes (h vs K, V vs K, Q vs K et V vs Q)

Les figures 6.1 et 6.2 montrent les résultats des régressions pour les voies 1, 2 et 3. Le saut de l'écart (δh) est indiqué près de chacune des courbes.

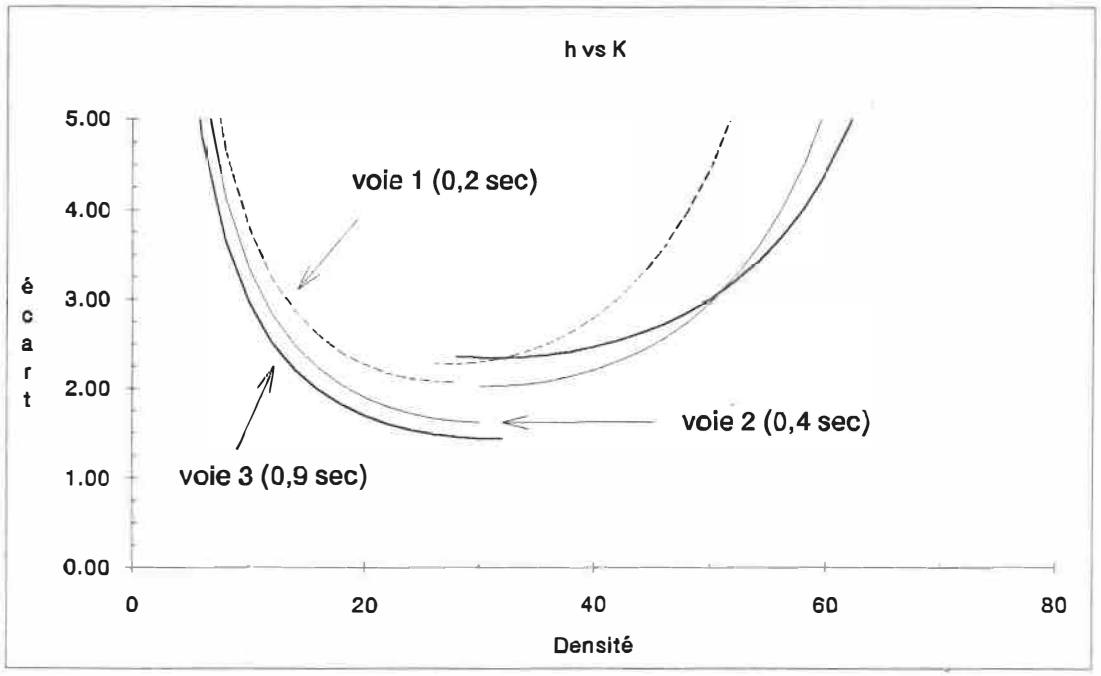
6.2.9 Discussion sur les résultats

La première constatation est certainement la valeur très élevée des indices de régression (0,96 et plus). Ceci est un des éléments, avec les graphiques, qui nous permet de vérifier

la validité de la méthode.

Deuxièmement, on constate que le saut dans les écarts varie en fonction de la voie étudiée. Il est de 0,9 sec pour la voie 3, de 0,4 sec pour la voie 2 et 0,2 sec pour la voie 1. Cette constatation est une surprise, mais vient confirmer l'importance du facteur E de la théorie de la catastrophe, qu'on avait attribué aux facteurs environnementaux externes. Les composantes du facteur E demeurent encore à étudier. On peut cependant conclure que le modèle issu de la théorie microscopique associé à la théorie de la catastrophe offre un modèle souple qui donne d'excellents résultats.

Figure 6.1: Autoroute Décarie, 3 voies, h vs K et V vs K



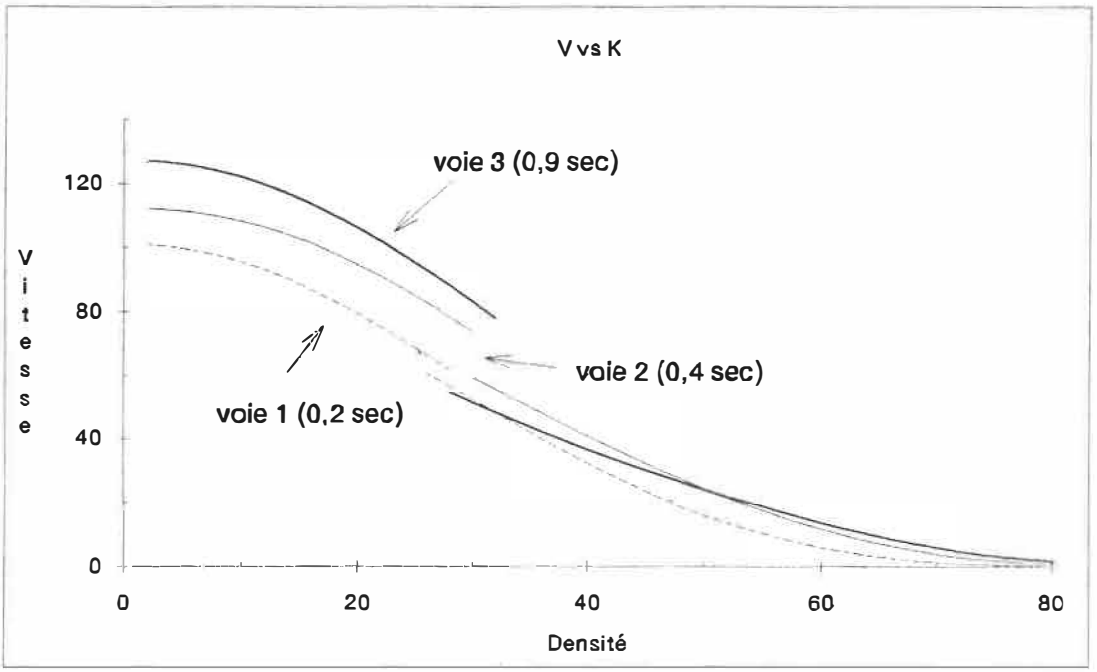
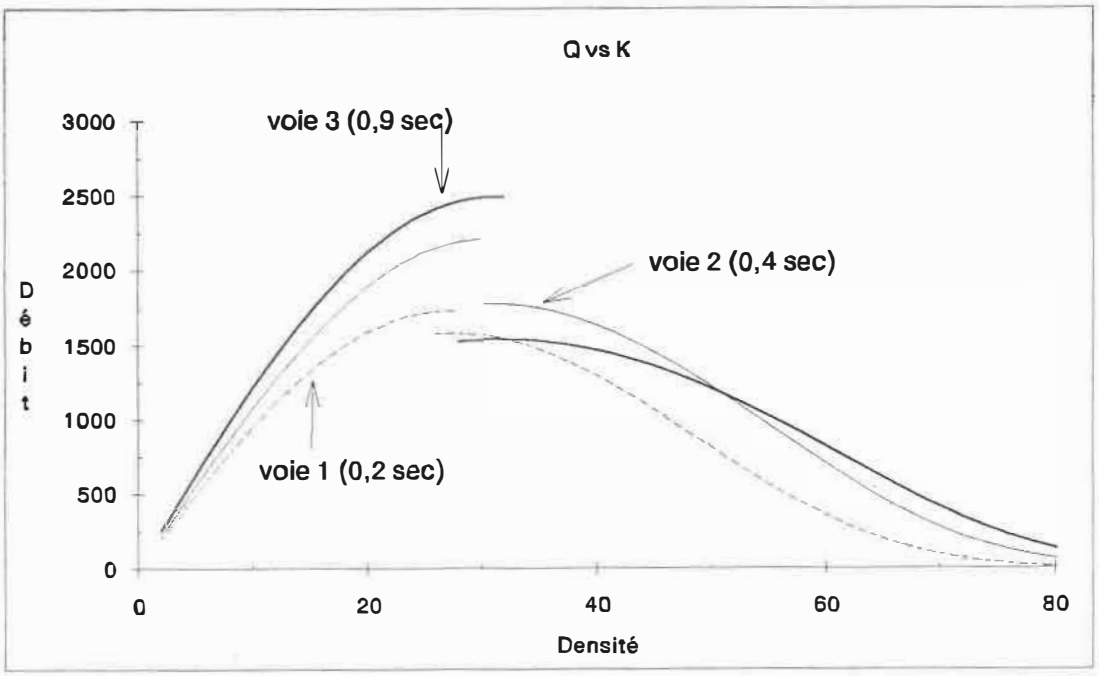
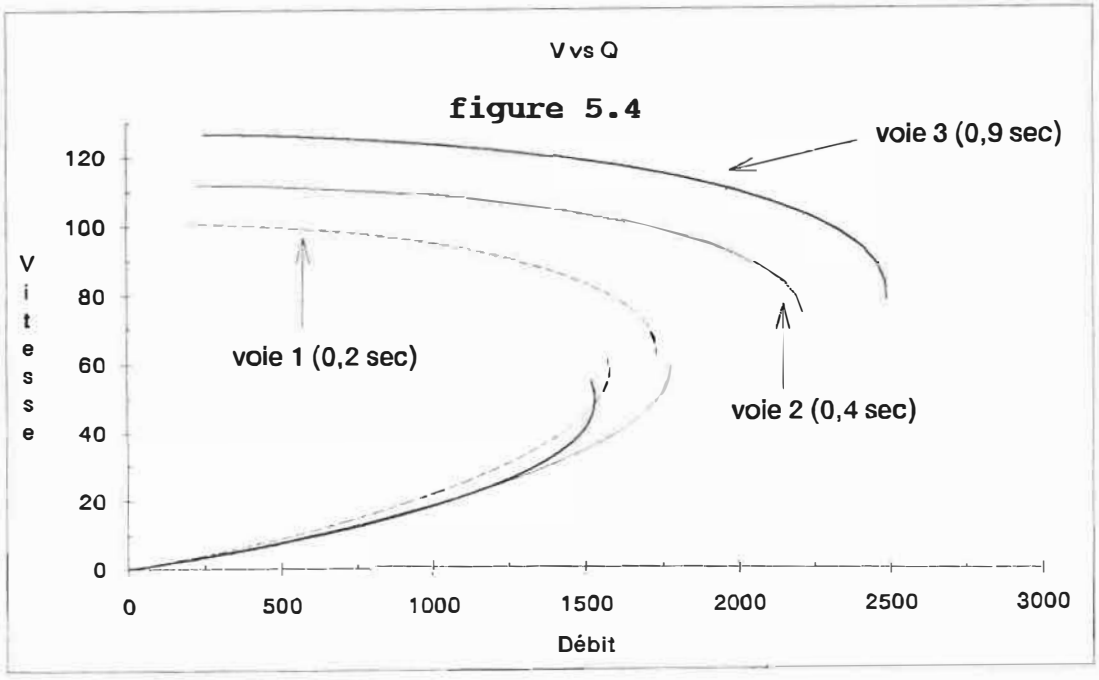


Figure 6.2: Autoroute Décarie, 3 voies, Q vs K et V vs Q





CHAPITRE 7

APPLICATION PRATIQUE

Dans ce chapitre, nous donnerons une application pratique du modèle élaboré au chapitre 6 à un système de gestion de circulation sur une autoroute.

7.1 CHOIX D'UN SYSTÈME UTILISANT LES MODÈLES MACROSCOPIQUES

Les applications sont nombreuses. Rappelons les différents systèmes de régulation utilisant les modèles macroscopiques (Chapitre 2). Tout d'abord, les systèmes visant à gérer la congestion récurrente:

- la **régulation aux bretelles d'accès**
- la **régulation linéaire**, par le contrôle de la vitesse et par la signalisation d'information
- la **régulation du corridor**, par la restriction de l'accès et par le délestage

Ensuite, les systèmes visant à gérer la congestion non-récurrente:

- la **détection des incident**, par la surveillance électronique

Notre choix, relativement à l'application pratique, se porte sur les systèmes de régulation aux bretelles d'accès. Ce choix est motivé par l'importance des bénéfices obtenus par les états ayant implantés ces systèmes et par le défi technique plus grand qu'offre ce système.

7.1.1 Régulation aux bretelles d'accès

L'objectif fondamental des systèmes de régulation aux bretelles d'accès est de réduire les encombrements et d'améliorer l'écoulement de la circulation sur une autoroute en limitant le nombre de véhicules qui entrent sur l'autoroute.

Pour arriver à utiliser l'autoroute à son débit maximum, on utilise la relation entre le débit et la densité. Par la suite, on retient la demande excédentaire pour conserver une densité de véhicules en dessous de la valeur où se situe le saut (30 véh/km) qui correspond au débit maximal.

Le conducteur doit alors attendre sur la bretelle d'accès ou sur la voie de service avant de s'engager sur l'autoroute. On peut cependant espérer que son temps de parcours réduit grâce à une vitesse stable et améliorée compensera pour le retard subi sur la bretelle d'accès.

On utilisera la commande adaptative à taux d'occupation, où les paramètres de fonctionnement du cycle d'admission sont déterminés à l'aide de la mesure du taux d'occupation en un

point en amont de la bretelle. Le taux d'occupation, fourni par des boucles magnétiques sous la chaussée, est très significatif des conditions de la circulation. On peut l'associer à la densité. Cette mesure est en effet meilleure qu'une mesure de débit puisqu'elle nous permet de savoir si l'autoroute opère librement ou sous congestion. Avec la seule mesure du débit, on ne peut pas dire de quel côté de la courbe on se situe (voir figure 7.1).

La décision est prise à partir de la connaissance historique de la courbe débit-densité. On calcule le taux d'admission de façon à ce qu'il soit égal ou plus petit que la capacité résiduelle de l'autoroute.

7.1.2 Fonctionnement intégré

On peut parler de fonctionnement intégré lorsque des systèmes de régulation aux bretelles d'accès sont utilisés sur une série de ces bretelles et que les taux d'admission de chacune sont fixés en tenant compte des autres.

Nous tenterons donc d'appliquer un système intégré de contrôle d'accès adaptatif à taux d'occupation.

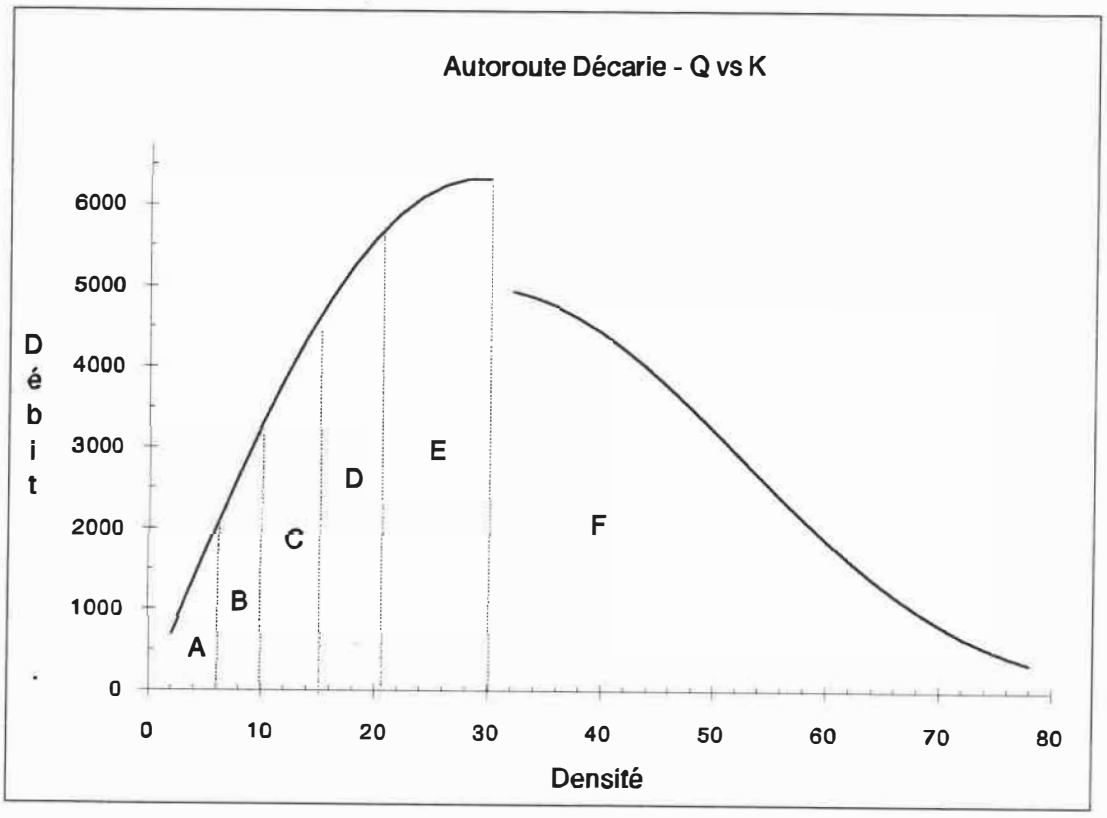
7.2 APPLICATION

On connaît maintenant le modèle macroscopique de l'ensemble des trois voies sur l'autoroute Décarie, juste en amont de la rue Isabella (figure 7.1). Ce modèle provient de la moyenne des trois modèles obtenus au chapitre 6 (pour chacune des voies). On suppose que c'est celui qui s'applique sur toute l'autoroute. Le figure 7.1 illustre également les 6 niveaux de services, adaptés du manuel de capacité (TRB, 1985) puisque le modèle diffère de celui décrit dans ce manuel. Le tableau 7.1 montre les valeurs du débit, de la densité et de la vitesse qui marquent le seuil de chacun des niveaux de service.

Tableau 7.1: seuils des niveaux de service

Niveau de service	Critère	K véh/km	V km/h	Q véh/h
A	0,35 Qmax	6	117	2217
B	0,54 Qmax	10	111	3420
C	0,77 Qmax	15	105	4877
D	0,93 Qmax	21	86	5891
E	1,00 Qmax	30	65	6334
F	> Qmax	>30	< 65	< Qmax
Q max = 6334				

Figure 7.1: modèle macroscopique des trois voies



7.2.1 Données

Supposons qu'un système de contrôle d'accès adaptatif à taux d'occupation soit installé sur chacune des bretelles d'entrées de l'Autoroute.

On connaît la demande pour chaque entrée et sortie, qui correspond à l'heure maximale enregistrée lors de la pointe du matin (tableau 7.2) (SNC/DELUC, 1987). On peut ainsi calculer les débits maximum sur chaque section de l'autoroute.

Tableau 7.2: demande sur les bretelles (1 heure)

BRETELLE	TYPE	DEMANDE	AMONT	AVAL
Queen-Mary	Sortie	704	4954	4250
Queen-Mary	Entrée	1034	4250	5284
Jean-Talon	Sortie	1375	5284	3909
Jean-Talon	Entrée	1225	3909	5134
Aut. Métro	Sortie	2312	5134	2822

Les comptages sont disponibles aux 15 minutes sur toutes les entrées de l'autoroute Décarie, de 14h00 à 19h00 (SNC/DeLuc, 1987).

7.2.2 Discussion sur les données

Si on regarde le tableau 7.2, on est tenté de croire que tout va bien, puisque qu'aucune des bretelles ne vient augmenter le débit de l'autoroute au dessus de sa capacité. Cependant, dans la réalité on observe souvent de la congestion non-récurrente. Pourquoi?

Premièrement, ces données sont des moyennes sur une heure. En une minute, l'intensité de la circulation (débit) peut être beaucoup plus élevée. Deuxièmement, ces données ne sont que des lectures des débits maximums observés. Durant la congestion, le débit y est beaucoup plus faible. On ne possède pas de données sur la densité, donc il est impossible de savoir de quel côté de la courbe (figure 7.1) le point est situé.

7.2.3 Congestion récurrente

La congestion récurrente arrive lorsque le débit, partant d'une valeur faible, croît lentement jusqu'à la saturation et s'effondre ensuite. Un bouchon dans la circulation, c'est-à-dire une zone mobile où la densité est élevée, est ainsi créé.

L'onde de choc, se manifeste aux conducteurs lorsqu'ils ont abordé le bouchon. Ils doivent en effet brusquement ralentir.

Le système de régulation doit donc prévenir ce genre de situation de se produire en empêchant la densité de dépasser la valeur de la densité critique (30 véh/km).

7.2.4 Simulation de la congestion récurrente

Le modèle FREQ (Institute of Transportation Studies, Berkeley), de l'acronyme FREeway Optimization with Queuing, est conçu pour évaluer le fonctionnement d'une autoroute dans diverses circonstances. Il est surtout utilisé pour faire l'essai de certaines stratégies de régulation de circulation afin d'en évaluer les bénéfices (FHWA, 1982).

C'est donc le programme FREQ8PE qui a été retenu pour faire l'évaluation des différentes stratégies envisagées pour la gestion des corridors autoroutiers de Montréal par le M.T.Q. et le consortium de consultants SNC/DELUC.

Nous retiendrons aussi ce modèle (version PC) afin de tester l'implantation du modèle et d'évaluer l'effet de

l'implantation d'un système de régulation aux bretelles d'accès sur l'autoroute Décarie.

Un fichier a donc été créé selon les instructions du manuel de l'usager (IMADA et MAY, 1985) avec les données obtenues du ministère des transports du Québec (MTQ). Les données nécessaires sont: la géométrie de l'autoroute, les comptages aux bretelles d'accès, ainsi que divers paramètres de circulation. On peut consulter un des fichiers utilisé à l'annexe IV.

Le modèle utilisé par FREQ en l'absence d'indications contraire de l'usager est dérivé d'observations obtenues sur l'Interstate 80 entre Oakland et Richmond (Californie, USA). Cette courbe Vitesse-Débit, qu'on appelle FREQ-65, est assez différente de celle que nous avons obtenue avec les données recueillies sur l'autoroute Décarie. C'est pourtant le modèle FREQ-65 qui a été utilisée lors de l'étude d'évaluation des différentes stratégies de régulation commandée par le MTQ.

On se demande quelle erreur est introduite par l'utilisation d'une mauvaise courbe débit-densité. On a donc tenté de comparer les résultats des deux simulations obtenues par l'utilisation des deux courbes. Cependant, le programme FREQ ne permet pas d'insérer de discontinuité dans la courbe. On ne peut donc pas utiliser le modèle développé avec la théorie de la catastrophe (chapitre 5 et 6). Pour contourner cette difficulté, nous avons utilisé la courbe Bell, qui

n'offre pas la discontinuité observée mais qui reflète néanmoins assez bien les données. Les deux courbes (FREQ-65 et Bell) peuvent

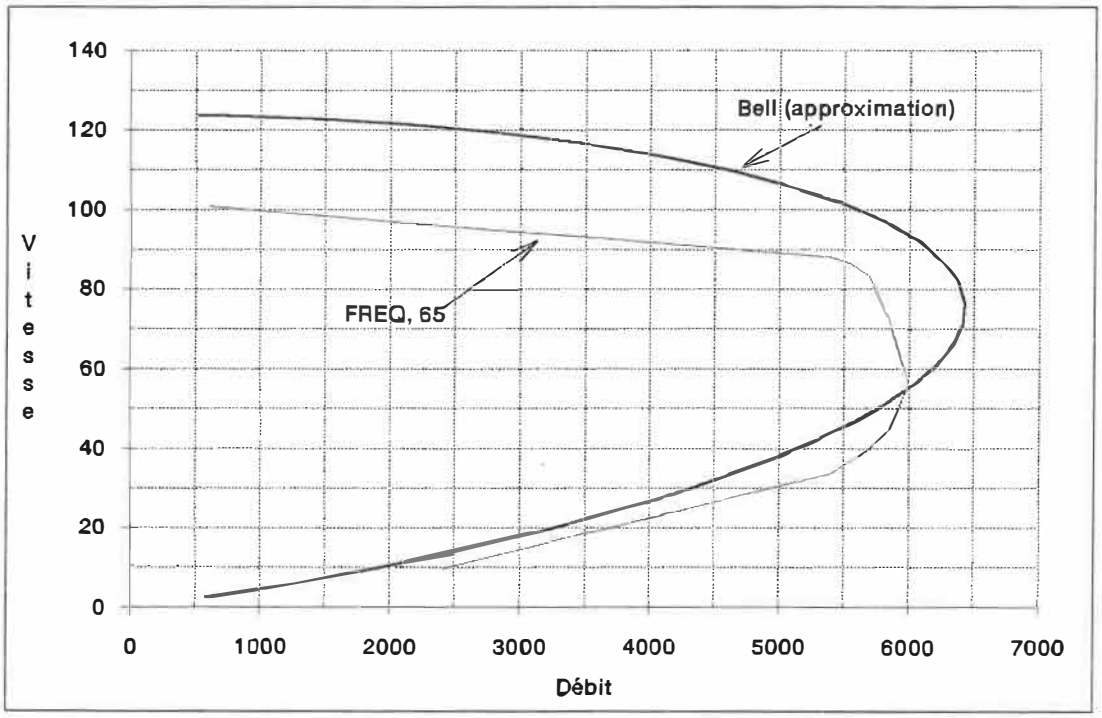


Figure 7.2: comparaison des deux courbes FREQ-65 et Bell

être comparées visuellement sur la figure 7.2.

Les simulations ont été effectuées afin d'évaluer la situation telle qu'elle est maintenant. En plus, une optimisation (une des options du programme) permet d'évaluer un système de contrôle d'accès. Les résultats sont présentés au tableau 7.3.

7.2.5 Discussion sur les résutats des simulations

On obtient des retards de 3 à 4 minutes par véhicules (selon le modèle utilisé) et des gains assez appréciables sont

Tableau 7.3: résultats des simulations et des optimisations

		Période de pointe PM		Erreur FREQ
		retard total	retard par véh.	
	Modèle	véh-h	min/véh	%
Avant contrôle d'accès	FREQ	2813	4.09	+50%
	Bell	1876	2.85	
Après contrôle d'accès	FREQ	461	0.64	+138%
	Bell	194	0.35	
Gain	FREQ	2352	3.45	+40%
	Bell	1682	2.50	
Gain (%)	FREQ	84%	84%	
	Bell	90%	88%	
Gain ($)	FREQ	11 759 $		
	Bell	8 411 $	calculés à 5$/h	

obtenus par l'implantation d'un système de contrôle d'accès. Ces gains se chiffrent à 2352 véh·h (FREQ-65) ou 1682 véh·h (Bell), soit plus de 84% du retard total.

On doit souligner cependant que les contraintes pour l'implantation d'un tel système n'ont pas été analysées puisque le but de cette recherche n'est pas l'implantation elle-même mais plutôt de vérifier et démontrer l'importance des modèles macroscopiques dans les systèmes de gestion de la circulation.

L'utilisation du modèle FREQ-65 au lieu de celui dérivé des données entraîne des erreurs importantes sur les

estimations des retards (de 50% à 138%). Les gains se trouvent donc surévalués de 40%. Ces erreurs sont dues à l'écart important entre les vitesses prédites par les deux modèles. Le modèle FREQ-65 sous-estime la vitesse réelle pratiquée sur l'autoroute Décarie.

Cependant, l'introduction d'une discontinuité telle que décrite par la catastrophe et telle qu'observée sur les données, augmenterait certainement la valeur des retards lors des simulations. En effet, lorsque les conditions de circulation dépasseraient la valeur critique, le débit maximal possible sur l'autoroute chuterait beaucoup plus brutalement que le prédisent les deux modèles utilisés.

Il serait donc important d'introduire les courbes les plus exactes possibles, en tenant compte de la catastrophe lors des simulations. Il serait surtout important d'utiliser ces courbes lors du design et de l'opération des systèmes de gestion.

Les gains espérés lors de l'implantation d'un tel système pourraient se trouver diminués considérablement par l'utilisation d'un modèle macroscopique inapproprié.

Les analyses précédentes se basaient sur le calcul des délais. Il pourrait donc être intéressant de transformer le modèle utilisé sous une forme temps de parcours vs débit et de le comparer à la courbe BPR utilisée en planification (voir Annexe VI).

CONCLUSION

Les points saillants de ce travail de recherche ont été le développement d'une technique de cueillette et d'analyse vidéo des données de circulation ainsi que l'introduction de la théorie de la catastrophe dans les modèles macroscopiques connus.

La technique vidéo nous a permis d'obtenir des données vérifiables visuellement, d'une précision acceptable pour les besoins de ce travail de recherche. Cependant, le temps requis pour l'extraction manuelle des données, pour les convertir en forme numérique rend cette technique inappropriée pour des fins de surveillance et d'opération. Elle pourrait toutefois prendre plus de place dans l'avenir pour les travaux de recherches et pour le design des systèmes de gestion lorsque des équipements automatiques ne sont pas disponibles.

La théorie de la catastrophe, quant à elle, nous offre une vision nouvelle des relations macroscopiques. Elle permet d'exprimer les discontinuités observées sans cesse au cours des années. Elle nous donne la possibilité de mettre de côté les modèles à plusieurs régimes, sans fondements théoriques, élaborés uniquement pour palier à l'inefficacité des modèles continus à décrire ce phénomène.

Les résultats obtenus par la théorie de la catastrophe

Les résultats obtenus par la théorie de la catastrophe sont très bons dans le cadre fixé par ce travail de recherche. On doit cependant émettre des réserves quant à l'application du modèle à d'autres endroits. D'autres recherches sont nécessaires afin de vérifier les hypothèses avancées, et surtout pour arriver à expliquer fondamentalement le saut de comportement des conducteurs produit par une augmentation de la densité.

Nous croyons avoir réussi à démontrer l'importance du choix du modèle macroscopique lors de l'évaluation, du design et de l'opération des systèmes de gestion de la circulation, particulièrement dans le cas des autoroutes urbaines.

BIBLIOGRAPHIE

ALLEN, Brian L. et al. (1985) Another look at identifying speed-flow relationships on freeways Transportation Research Board. Transportation Research Record #1005, pp. 54-64.

ASHWORTH, R. (1976) A videotape-recording system for traffic data collection and analysis. Traffic Engineering & Control, novembre 1976, pp. 468-470.

BAKER, W.T. et al. (1972) Time-lapse television: a highway engineering tool. Public Roads, Vol. 37, no.3, pp. 119-121.

BERGER, W.G. et SANDERS J.H. (1975) Guidelines for the use of time-lapse photography in transportation research. Final report. Federal Highway Administration, FHWA-RD-75-122, décembre 1975.

BRANSTON, D.M. (1975) A method of collecting data on speeds and headways on a motorway. Traffic studies group, university college London. Traffic Engineering & Control, octobre 1975, pp. 430-432.

BYRNE et al. (1982) Handbook of Computer Models for Traffic Operations Analysis. Federal Highway Administration. FHWA-TS-82-213, 1982.

CAPELLE, Donald G. (1979) Freeway traffic management. Transportation Research Board. National Research council, septembre 1979.

CEDER, Avishai et MAY, Adolf D. (1976) Further evaluation of single- and two-regime traffic flow models. Transportation Research Board. Transportation Research Record #567, pp. 1-15.

CENTRE DU DEVELOPPEMENT DES TRANSPORTS (CANADA) (1986) Systèmes de gestion d'autoroutes visant a maximiser les économies d'énergie et l'efficacité des transports routiers. Guide de planification.

DENDRINOS, Dimitrios S. (1978) Operating speeds and volumes to capacity ratios: the observed relationship and the fold catastrophe. Transportation Research, Vol. 12, pp. 191-194.

DRAKE, J. et al. (1967) A statistical analysis of speed density hypotheses. Transportation Research Board. Highway Research Record #154, pp. 53-87.

DREW, D.R. (1968) Traffic flow theory and control. Mc Graw Hill, 1968.

EASA, Said M. et MAY, Adolf D. (1980) Generalized procedure for estimating single- and two-regime traffic flow models. Transportation Research Board. Transportation Research Record #772, pp. 24-37.

EASA, Said M. (1983) Selecting two-regime traffic-flow models. Transportation Research Board. Transportation Research Record #869, pp. 25-36.

EDIE, L.C. et HERMAN, Robert (1963) Analysis of single lane traffic flow. Traffic Engineering and control, Vol 33 no. 4, janvier 1963, pp. 21-27.

FHWA (1983) A freeway management handbook. Vol 1: overview, Federal Highway Administration, DOT-FH-11-9706, mai 1983.

FHWA (1983) A freeway management handbook. Vol 2: planning & design, Federal Highway Administration, DOT-FH-11-9706, mai 1983.

FHWA (1985) Traffic control systems handbook. Federal Highway Administration. FHWA-IP-85-11, 1985.

FORBES, T.W. et Matson, T.M. (1939) Driver judgments in passing on the highway, journal of psychology, no.8, 1939.

FORBES, T.W. (1981) Human factors in highway traffic safety research. Robert E. Krieger publishing company, 1981.

FOMBY et al. (1984) Advanced econometric methods, Springer-Verlag, 1984.

GERLOUGH, Daniel et HUBER, Matth (1965) Traffic flow theory. Transportation Research Board, Special Report #165, 1965.

GREENBERG, Harold (1958) An analysis of traffic flow. Operations research, Vol 7, pp. 79-85.

GUNTER, Margot A. et HALL, Fred (1986) Transitions in the speed-flow relationship. Transportation Research Board. Transportation Research Record #1091, pp. 18-21.

HALL, Fred et GUNTER, Margot (1986) Further analysis of the flow-concentration relationship. Transportation Research Board, Transportation Research Record #1091, pp. 1-9.

HALL, F. et al. (1986) Empirical analysis of freeway flow-density relationships. Transportation Research, Vol. 20 A, 1968, pp. 197-210.

HALL, Fred L. (1987) An interpretation of speed-flow--concentration relationships using catastrophe theory. Transportation Research, part:A, Vol 21A, no.3, mai 1987. pp. 191-201.

HURDLE, V.F. et DATTA, P.K. (1983) Speeds and flows on an urban freeway: some mesurements and a hypothesis. Transportation Research Board. Transportation Research Record #905, pp. 127-137.

IMADA, T. et MAY, A.D. (1985) FREQ8PE: A Freeway Simulation and Ramp Metering Optimization. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1985.

ITE (1982) Traffic Engineering Handbook. Institute of Transportation Engineers. Chap 15: traffic flow theory et Chap 25: freeway surveillance and control.

JOHNSTON, J. (1984) Econometrics methods, 3rd edition, McGraw Hill, 1984.

LOTUS Development (1988) EXCEL v. 2.1, logiciel et manuel d'utilisateur.

NAVIN, Francis P.D. (1986) Traffic congestion catastrophes. Transportation Planning and Technology, 1986, Vol. 11, pp. 19-25.

OCDE (1975) Recherches sur la régulation des corridors de circulation. Recherches routières, OCDE, novembre 1975.

PAYNE, Harold J. (1984) Discontinuity in equilibrum freeway traffic flow. Transportation Research Board. Transportation Research Record #971, pp. 140-146.

PLUSWARE, STSC (1986) STATGRAPHICS, logiciel et manuel d'utilisateur.

POSTON et STEWART (1978), Catastrophe theory and its applications. Pitman publishing ltd. 491 pp.

ROSS, Paul (1987) Modeling traffic flow. Public Roads, décembre 1987, pp. 90-96.

SAUNDERS (1980), An introduction to catastrophe theory. Cambridge university press. 144 pp.

SEDDON, P.A. et al. Videotape recording for traffic studies University of Salford. Audio visual, avril 1974, pp. 12-16.

SNC/DELUC/co-entreprise (1987) Etude de faisabilité d'un système de gestion de circulation pour le corridor autoroutier A-25 / Métropolitaine / Décarie / Ville-Marie, étape 1, évaluation des problèmes de circulation, Ministère des transports, Québec, mars 1987.

SNC/DeLuc/co-entreprise (1988) Etude de faisabilité d'un système de gestion de la circulation pour le corridor autoroutier A-25 / Métropolitaine / Décarie / Ville-Marie, rapport final, Ministère des transports, Québec, 1988.

TRANSPORTS QUEBEC (1985) Recensement de la circulation sur les routes du Quebec. Rapport annuel. Ministère des transports du Québec, 1985.

TRB (1985), Highway Capacity Manual. Transportation Research Board. Special report 209, 1985.

ANNEXE I

L'ANALOGIE HYDRODYNAMIQUE

(GREENBERG, 1959)

L'équation de mouvement d'un fluide unidimentionel est:

$$\frac{du}{dt} = -\frac{c^2}{k}\frac{\delta k}{\delta x'} \qquad (1)$$

où u = vitesse du fluide (km/h)
k = Densité (véh/km)
x = distance le long de la route
t = temps
c = paramètre déterminé par l'état du fluide

comme $$u = u(x,t) \qquad (2)$$

l'équation (1) devient:

$$\frac{\delta u}{\delta t} + u\frac{\delta u}{\delta x} + \frac{c^2}{k}\frac{\delta k}{\delta x} = 0 \qquad (3)$$

Une deuxième équation qui décrit l'écoulement d'un fluide est celle de la continuité:

$$\frac{\delta k}{\delta t} + \frac{\delta q}{\delta x} = 0 \qquad (4)$$

où q = débit du fluide (véh/h)

comme $$q = k\,u \qquad (5)$$

l'équation (4) devient:

l'équation (4) devient:

$$\frac{\delta k}{\delta t} + u \frac{\delta k}{\delta x} + k \frac{\delta u}{\delta x} = 0 \qquad (6)$$

si on assume que la vitesse n'est fonction que de la densité $u = u(k)$, alors:

$$\frac{\delta u}{\delta t} = \frac{du}{dk} \frac{\delta k}{\delta t'} \qquad (7)$$

$$\frac{\delta u}{\delta x} = \frac{du}{dk} \frac{\delta k}{\delta x} \qquad (8)$$

en substituant (7) et (8) dans (3) et (6) on obtient:

$$\frac{\delta k}{\delta t} + \left[u + \frac{c^2}{u'k} \right] \frac{\delta k}{\delta x} = 0 \qquad (9)$$

$$\frac{\delta k}{\delta t} + [\, u + ku' \,] \frac{\delta k}{\delta x} = 4 \qquad (10)$$

où $u' = du/dk$

Les équation (9) et (10) décrivent l'écoulement du fluide. Pour ne pas obtenir une solution triviale (où $\delta k/\delta x = \delta k/\delta t = 0$) le déterminant des coefficients des dérivées partielles doivent être égales à zéro:

donc $(k\, du/dk)^2 = c^2 \qquad (11)$

et $du/dk = - (c/k)$ (12)

on peut résoudre l'équation (12) en exprimant la dépendance de la vitesse à la densité:

$$u = c \ln(Kj/K) \quad (13)$$

où c = constante

Kj = Densité maximale (Jam density) pour laquelle u = 0

pour obtenir le débit en fonction de la densité on substitue pour u de (5) dans (13):

$$q = c\, k \ln(Kj/K) \quad (14)$$

ANNEXE II

LA THEORIE DE LA POURSUITE

(GERLOUGH et al., 1965)

L'équation de base du modèle est de la forme suivante:

$$\text{Réponse } (t+T) = \text{Sensibilité} \times \text{Stimulus } (t) \qquad (1)$$

On se fonde sur le fait que l'espacement désiré est celui qui, lors d'un arrêt brusque, évite la collision. Donc, en se basant sur la figure II.1:

$$S(t) = x_n(t) - x_{n+1}(t) = d_1 + d_2 + L - d_3 \qquad (2)$$

on définie la vitesse d'un véhicule comme étant:

$$v(t) = \frac{dx(t)}{dt} = x'(t) \qquad (3)$$

et l'accélération comme étant:

$$a(t) = \frac{d^2x}{dt^2} = x''(t) \qquad (4)$$

en substituant dans l'équation (2) pour les relations appropriées de d_1, d_2 et d_3 on obtient:

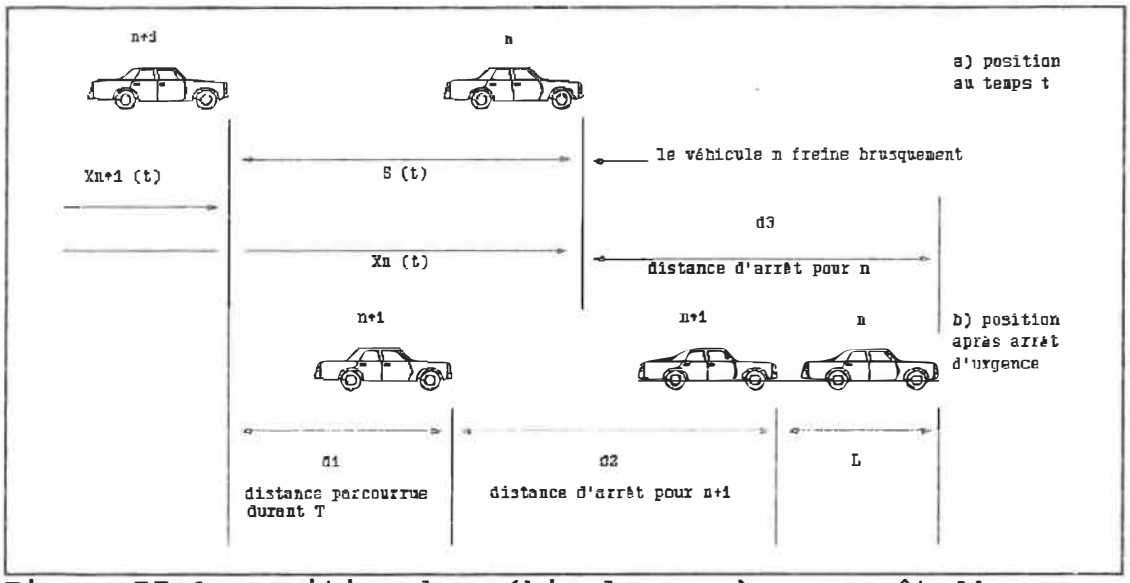


Figure II.1: position des véhicules après un arrêt d'urgence

où $X_n(t)$ = position du véhicule n au temps t
$S(t)$ = Espacement entre les vehicules au temps t
$= X_n(t) - X_{n+1}(t)$
d_1 = distance parcourue par le véhicule (n+1) durant le temps de réaction T
$= T\ u_{n+1}(t)$
d_2 = distance parcourue par le véhicule (n+1) durant la manoeuvre de décélération
$= [u_{n+1}(t+T)]^2 / 2a_{n+1}(t+T)$
d_3 = distance parcourue par le véhicule (n) durant la manoeuvre de décélération
$= [u_n(t)]^2 / 2a_n(t)$
L = distance de pare-choc avant à pare-choc avant à l'arrêt
$u_i(t)$ = vitesse du véhicule i au temps t
$a_i(t)$ = accélération véhicule i au temps t

$$S(t) = T\ x'_{n+1}(t) + \frac{x'^2_{n+1}(t+T)}{2x''_{n+1}(t+T)} + L - \frac{x'^2_n(t)}{2x''_n(t)} \qquad (5)$$

et si on assume que les distances de freinage des deux véhicules sont égales ($d_2=d_3$), l'espacement devient:

$$S(t) = x_n(t) - x_{n+1}(t) = T\, x'_{n+1}(t+T) + L \qquad (6)$$

qui est en fait la distance d_1 parcourrue par le véhicule qui poursuit durant le temps de réaction (T) plus l'espacement normal à l'arrêt des véhicules (L).

Si on dérive (6) selon t:

$$x'_n(t) - x'_{n+1}(t) = T\, [\, x''_{n+1}(t+T)\,] \qquad (7)$$

d'où l'accélération du véhicule n+1 au temps (t+T):

$$x''_{n+1}(t+T) = T^{-1}\, [\, x'_n(t) - x'_{n+1}(t)\,] \qquad (8)$$

qui est effectivement de la forme décrite en (1)

La réponse du conducteur du véhicule n+1, au temps (t+T) est d'accélérer ou de décélérer proportionnellement à la différence des vitesse des véhicules n et n+1. Le coefficient de sensibilité (α) est donné par T^{-1}.

Le modèle linéaire de la théorie de la poursuite s'écrit donc comme suit:

$$a_{n+1}(t+T) = x''_{n+1}(t+T) = \alpha\, [\, x'_n(t) - x'_{n+1}(t)\,] \qquad (9)$$

Gazis, Herman et Potts on développés en 1959 un modèle non-linéaire un peu plus réaliste où la sensibilité est inversement proportionnelle à l'espacement:

$$a_{n+1}(t+T) = x''_{n+1}(t+T) = \frac{\alpha_0\, [\, x'_n(t) - x'_{n+1}(t)\,]}{[\, x_n(t) - x_{n+1}(t)\,]} \qquad (10)$$

où $\dfrac{\alpha_0}{[\ x_n(t) - x_{n+1}(t)\ ]}$ est la sensibilité

Edie a proposé en 1961 une forme plus générale, où il a introduit la vitesse du conducteur comme faisant partie du stimulus à la réaction de celui-ci:

$$a_{n+1}(t+T) = x''_{n+1}(t+T) = \alpha_2 * V^m_{n+1}(t) \frac{[x'_n(t) - x'_{n+1}(t)]}{[x_n\ (t) - x_{n+1}\ (t)]^\ell} \qquad (11)$$

On remarque ici l'introduction de deux paramètres m et ℓ. Les valeurs proposées par Edie sont m=1 et ℓ=2. Ce sont ces deux paramètres qui serviront à la généralisation du modèle.

ANNEXE III

CATASTROPHE DITE "CUSP" (OU RIEMANN-HUGONIOT)

Ce système est l'une des sept catastrophes élémentaires. C'est celle qu'ont choisie Dendrinos (1978), Navin (1986) et Hall (1987). C'est pourquoi nous conserverons celle-ci.

Le système est décrit comme étant celui qui minimise la fonction de potentiel suivante:

$$V(x) = x^4 + ux^2 + vx$$

Les points critiques de cette fonction sont donc définis par la surface suivante:

$$V'(x) = 4x^3 + 2ux + v = 0$$

Cette équation possède une racine réelle si la valeur du discriminant suivant est supérieure à zéro; ou trois racines réelles si la valeur du discriminant est inférieure à zéro:

$$\text{discriminant: } 8u^3 + 27v^2$$

Autrement dit, la surface des points critiques est en partie repliée sur elle même. C'est ce qui cause le saut d'une des variables. La figure 1 illustre la surface des points critiques.

La variable au comporte- ment catastrophique (x) cor-

La variable au comportement catastrophique (x) correspond à l'axe vertical. On voit d'ailleurs que lorsque v augmente graduellement, x chute soudainement sur le palier inférieur.

La projection sur le plan x=0 (plus bas) illustre la région où la variable x "saute". Il est à remarquer que cette zone est délimitée par l'équation du discriminant f(u,v).

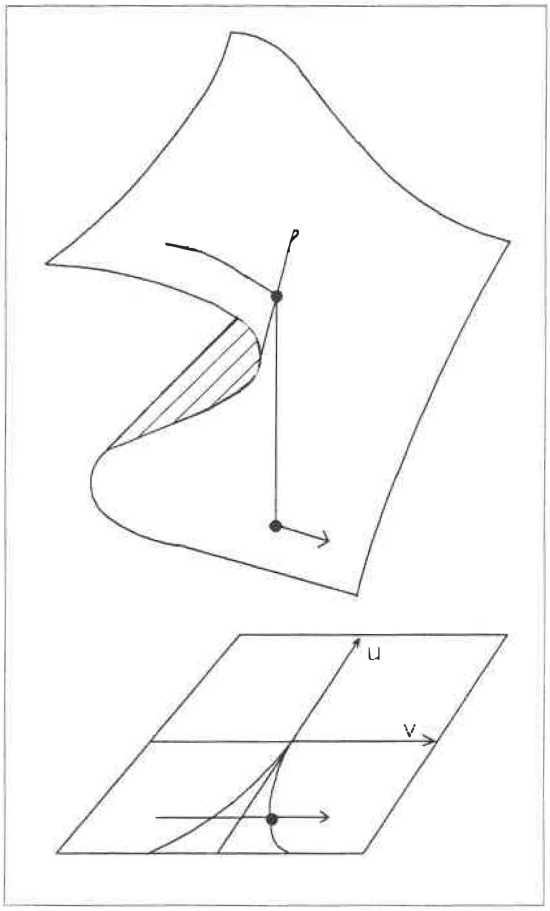


figure III.1: cusp catastrophe

C'est pourquoi la variable v est dite normale et que u est appelé facteur de séparation. En effet, lorsque u est positif, un changement de v ne produit qu'un petit changement de x, ce qu'on pourrait qualifier de comportement normal. Toutefois, lorsque u est négatif, le plan se replie et on peut observer des discontinuités en x.

On doit donc faire correspondre les variables de circulation à celles de la théorie de la catastrophe en leur faisant subir quelques transformations.

ANNEXE IV

FICHIER DE DONNEES POUR FREQ8PE

```
AUTOROUTE DECARIE, DIRECTION NORD, POINTE PM, SIMULATION
1100          00000      1 1 1 1     1                    1111
16 19    4     75    1                                              1400
  1 2  3804 1350              0                 5 43 23.DEBUT BRETELLE TURCOT
  2 1  1902 1350                                5 43 23.FIN BRETELLE TURCOT
  3 3  5476 1490              0  1              5 43 23.TURCOT-SHERBROOKE
  4 4  6763 1430              0  1              5 43 23.ENTREE SHERBROOKE
  5 4  6090  940               D     2          5 43 23.SORTIE QUEEN-MARY
  6 3  4931  560                     2          5 43 23.SOUS Q-M 1/3
  7 3  5481 2140                    -4          5 43 23.SOUS Q-M 2/3
  8 3  5476 2680                                5 43 23.SOUS Q-M 3/3
  9 3  5408 1777              0     -1          7 62 23.ENTREE QUEEN MARY
 10 3  5403 2203               D                7 62 23.SORTIE JEAN-TALON
 11 3  5403 2760                                7 62 23.SOUS JEAN-TALON
 12 3  5403  850              0                 7 62 23.ENTREE JEAN-TALON
 13 3  5026  700                    2          7 62 23.JEAN-TALON/METROPOLOTAIN
 14 3  5406 1050               D 1              7 62 23.ECHANGEUR DECARIE
 15 1  1844  430                                9 65 23.BRETELLE DECARIE-METROP.
 16 3  5148 1350              OD 1              9 65 39.CONVERGENCE AVEC METROP.
  1500  2 1800                  2 1800  6 1800
 0.00 78.1 0.16 76.3 0.31 75.6 0.47 74.4 0.63 73.0 0.78 70.6 0.94 58.8 0.97 54.3
 1.00 46.8 0.00  0.0 0.16  3.1 0.31  6.3 0.47 11.3 0.63 16.9 0.78 23.8 0.94 34.4
 0.97 37.5 1.00 46.8
      .783      .200     0.015     0.002      3.1      55.0
      .866      .127     0.006     0.001      3.0      55.0
      .866      .127     0.006     0.001      3.0      55.0
      .840      .143     0.016     0.001      3.3      55.0
      .840      .143     0.016     0.001      3.3      55.0
      .840      .143     0.016     0.001      3.3      55.0

1 PERIODE 01 - 14h00 A 14h15   SENS HORAIRE
                          ALL VEHICLES                                    1
   1   3   4   9  12  16
   5  10  14  16

  392  387  179  249  149  739
  171  313  668  943

1 PERIODE 02 - 14:15 -14H30  PM
                                                        TOUS VEHICULES 1

  533  415  211  232  570  804
  163  316  700 1586
```

1 PERIODE 03 - 14h30 A 14 h45 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

540 420 192 251 171 787
147 299 691 1224

1 PERIODE 04 - 14h45 A 15 h00 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

482 415 194 237 165 734
127 292 740 1068

1 PERIODE 05 - 15h00 A 15 h15 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

451 435 194 285 187 817
161 367 645 1196

1 PERIODE 06 - 15h15 A 15 h30 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

503 406 221 256 152 738
162 336 748 1030

1 PERIODE 07 - 15h30 A 15 h45 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

565 401 173 246 200 798
155 262 656 1310

1 PERIODE 08 - 15h45 A 16 h00 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

427 402 182 234 157 911
170 260 657 1226

1 PERIODE 09 - 16h00 A 16 h15 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

534 439 191 199 196 865
56 254 675 1439

1 PERIODE 10 - 16h15 A 16 h30 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

479 420 167 250 165 798
71 235 726 1247

1 PERIODE 11 - 16h30 A 16 h45 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

570 425 145 240 152 977
183 242 788 1296

1 PERIODE 12 - 16h45 A 17 h00 SENS HORAIRE
TOUS VEHICULES 1

637 478 195 256 158 824

101 193 819 1435

1 PERIODE 13 - 17h00 A 17 h15 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

670 508 164 228 181 849
108 205 817 1470

1 PERIODE 14 - 17h15 A 17 h30 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

570 567 178 168 229 904
187 207 829 1393

1 PERIODE 15 - 17h30 A 17 h45 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

295 540 161 174 244 823
110 267 867 993

1 PERIODE 16 - 17h45 A 18 h00 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

369 478 167 270 291 915
105 267 827 1291

1 PERIODE 17 - 18h00 A 18 h15 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

317 454 152 244 208 848
95 329 829 970

1 PERIODE 18 - 18h15 A 18 h30 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

216 531 180 233 282 1028
105 383 745 1237

1 PERIODE 19 - 18h30 A 18 h45 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

116 458 157 258 256 892
167 346 721 903

1 PERIODE 20 - 18h45 A 19 h00 SENS HORAIRE

TOUS VEHICULES 1

176 400 155 240 186 808
136 323 700 806

ANNEXE V

DISTRIBUTIONS DES ÉCARTS ET DES VITESSES

Distribution des écarts

L'écart étant la variable fondamentale, il est intéressant d'en étudier la distribution statistique (tableau V.1). Les quatre types de distributions les plus susceptibles de bien représenter les écarts ont été calculées, soit: Erlang, Gamma, Log-normale et Weibull.

Les tests de Khi-deux (X^2) et de Kolmogorow-Smirnov (KS) sont effectués (avec STATGRAPHICS) afin de vérifier laquelle convient le mieux (tableau V.2). La distribution Log-normale s'avère la plus représentative (figure V.1).

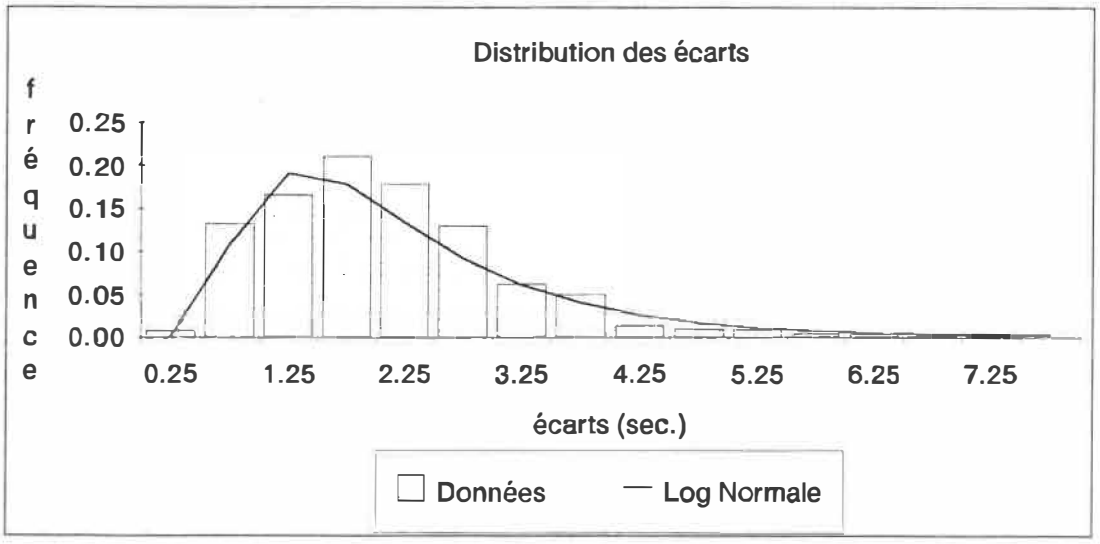


Figure V.1: distribution Log-normale des écarts (voie 3)

Tableau V.1: tableau des fréquences (écarts)

Classe	Limite inférieure	Limite supérieure	centre	Fréq.	Fréquence relative	Fréquence cumulée	Fréq. rel. cumulée
1	0.0	0.5	0.25	4	0.008	4	0.008
2	0.5	1.0	0.75	63	0.132	67	0.140
3	1.0	1.5	1.25	79	0.166	146	0.306
4	1.5	2.0	1.75	100	0.210	246	0.516
5	2.0	2.5	2.25	85	0.178	331	0.694
6	2.5	3.0	2.75	62	0.130	393	0.824
7	3.0	3.5	3.25	30	0.063	423	0.887
8	3.5	4.0	3.75	24	0.050	447	0.937
9	4.0	4.5	4.25	7	0.015	454	0.952
10	4.5	5.0	4.75	5	0.010	459	0.962
11	5.0	5.5	5.25	5	0.010	464	0.973
12	5.5	6.0	5.75	2	0.004	466	0.977
13	6.0	6.5	6.25	2	0.004	468	0.981
14	6.5	7.0	6.75	2	0.004	470	0.985
15	7.0	7.5	7.25	2	0.004	472	0.990
16	7.5	8.0	7.75	0	0.000	472	0.990
17	8.0	8.5	8.25	0	0.000	472	0.990
18	8.5	9.0	8.75	1	0.002	473	0.992
19	9.0	9.5	9.25	0	0.000	473	0.992
20	9.5	10.0	9.75	0	0.000	473	0.992
21	10.0	10.5	10.25	0	0.000	473	0.992
22	10.5	11.0	10.75	0	0.000	473	0.992
23	11.0	11.5	11.25	0	0.000	473	0.992
24	11.5	12.0	11.75	1	0.002	474	0.994
25	12.0	12.5	12.25	0	0.000	474	0.994
26	12.5	13.0	12.75	1	0.002	475	0.996
27	13.0	13.5	13.25	0	0.000	475	0.996
28	13.5	14.0	13.75	0	0.000	475	0.996
29	14.0	14.5	14.25	1	0.002	476	0.998
30	14.5	15.0	14.75	0	0.000	476	0.998
31	15.0	15.5	15.25	0	0.000	476	0.998
32	15.5	16.0	15.75	0	0.000	476	0.998
33	16.0	16.5	16.25	0	0.000	476	0.998
34	16.5	17.0	16.75	1	0.002	477	1.000
35	17.0	17.5	17.25	0	0.000	477	1.000
36	17.5	18.0	17.75	0	0.000	477	1.000
>	18.0			0	0.000	477	1.000

Moyenne = 2.247 Ecart-type = 1.586 Médiane = 2

Tableau V.2: distributions statistiques (écarts)

Distribution	Alpha	Beta	X^2	accepté?	K-S	accepté?	% conf.
Erlang	2.0000	0.8902	81.48	non	0.107	non	0.0%
Gamma	2.0065	0.8932	80.92	non	0.106	non	0.0%
Log-normale	2.2338	1.3732	19.82	presque	0.061	oui	5.5%
Weibull	1.6161	2.5276	74.76	non	0.099	non	0.0%
		max(5%) =	19.68	max(5%) =	0.062		

Distribution des vitesses

Les données sur les vitesses sont clairement divisées en deux groupes: celui lors de l'écoulement libre et celui lors de la congestion. (tableau V.3)

Lors de la congestion, la distribution est à peu près normale et centrée sur 18 km/h. Lors de l'écoulement libre, la distribution est plus particulière; la courbe se termine brusquement à droite. Comme si certains conducteurs souhaiteraient aller plus vite que 120 km/h mais que la vitesse légale (70 km/h) ainsi que les pénalités sévères les retiendraient (figure V.2).

Tableau V.3: tableau des fréquences (vitesses)

congestion: (89/05/02, 14h47 à 15h00, voie 3)

Classe	Limite inférieure	Limite supérieure	centre	Fréq.	Fréquence relative	Fréquence cumulée	Fréq. rel cumulée
1	0	5	2.5	14	0.05	14	0.048
2	5	10	7.5	13	0.04	27	0.092
3	10	15	12.5	35	0.12	62	0.212
4	15	20	17.5	57	0.19	119	0.406
5	20	25	22.5	46	0.16	165	0.563
6	25	30	27.5	34	0.12	199	0.679
7	30	35	32.5	20	0.07	219	0.747
8	35	40	37.5	17	0.06	236	0.805
9	40	45	42.5	12	0.04	248	0.846
10	45	50	47.5	18	0.06	266	0.908
11	50	55	52.5	14	0.05	280	0.956
12	55	60	57.5	11	0.04	291	0.993
13	60	65	62.5	1	0.00	292	0.997
14	65	70	67.5	1	0.00	293	1.000
			somme	293	1.00		

Moyenne = 31.5 Ecart-type = 14.8 Médiane = 27.6 85e% = 50.0

écoulement libre:(89/04/26, 6h35 à 6h40, voie 3)

Classe	Limite inférieure	Limite supérieure	centre	Fréq.	Fréquence relative	Fréquence cumulée	Fréq. rel cumulée
15	80	85	82.5	1	0.01	1	0.005
16	85	90	87.5	4	0.02	5	0.027
17	90	95	92.5	4	0.02	9	0.049
18	95	100	97.5	11	0.06	20	0.108
19	100	105	102.5	27	0.15	47	0.254
20	105	110	107.5	30	0.16	77	0.416
21	110	115	112.5	42	0.23	119	0.643
22	115	120	117.5	28	0.15	147	0.795
23	120	125	122.5	27	0.15	174	0.941
24	125	130	127.5	8	0.04	182	0.984
25	130	135	132.5	3	0.02	185	1.000
			somme	185	1.00		

Moyenne = 112 Ecart-type = 9.41 Médiane = 112.5 85e% = 122.7

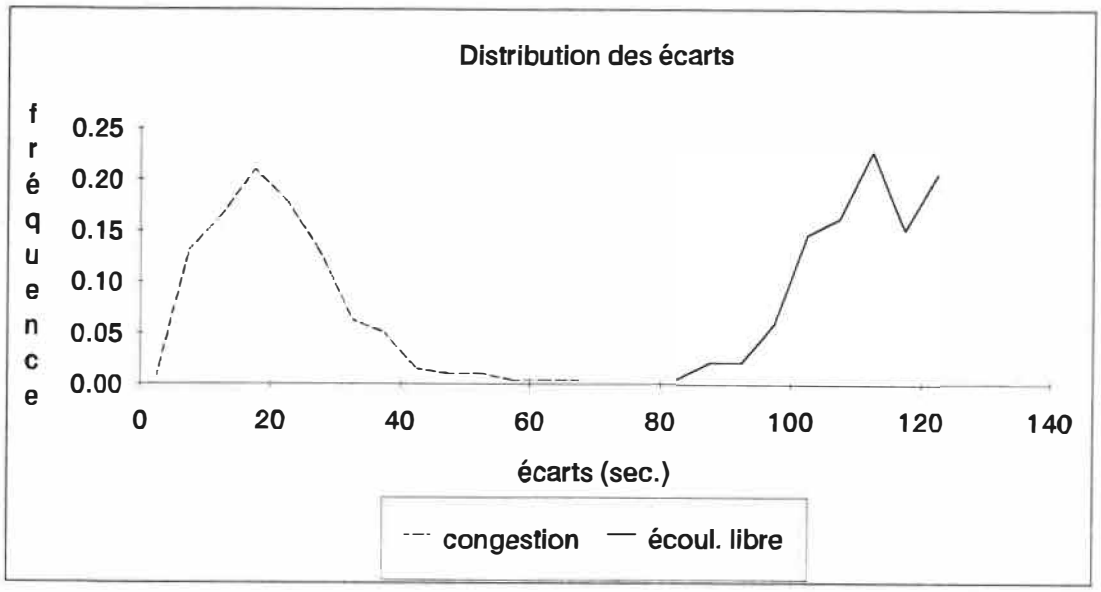


Figure V.2: distribution des vitesses

Sur les figures V.3 et V.4 on a tracé la distribution des vitesses (cumulées) dans des conditions d'écoulement libre et sous congestion respectivement. Ces figures montre bien le comportement si différent d'une voie à l'autre lors de l'écoulement libre alors qu'il a tendance à s'uniformiser lors de la congestion.

Figure V.3: distribution des vitesses (écoulement libre)

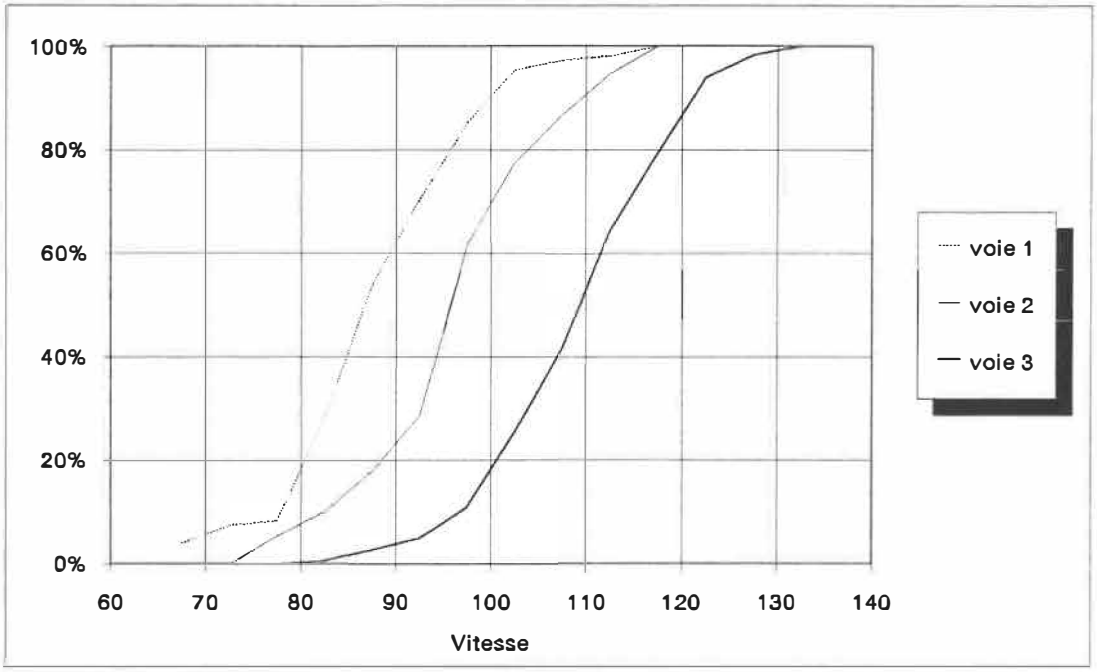
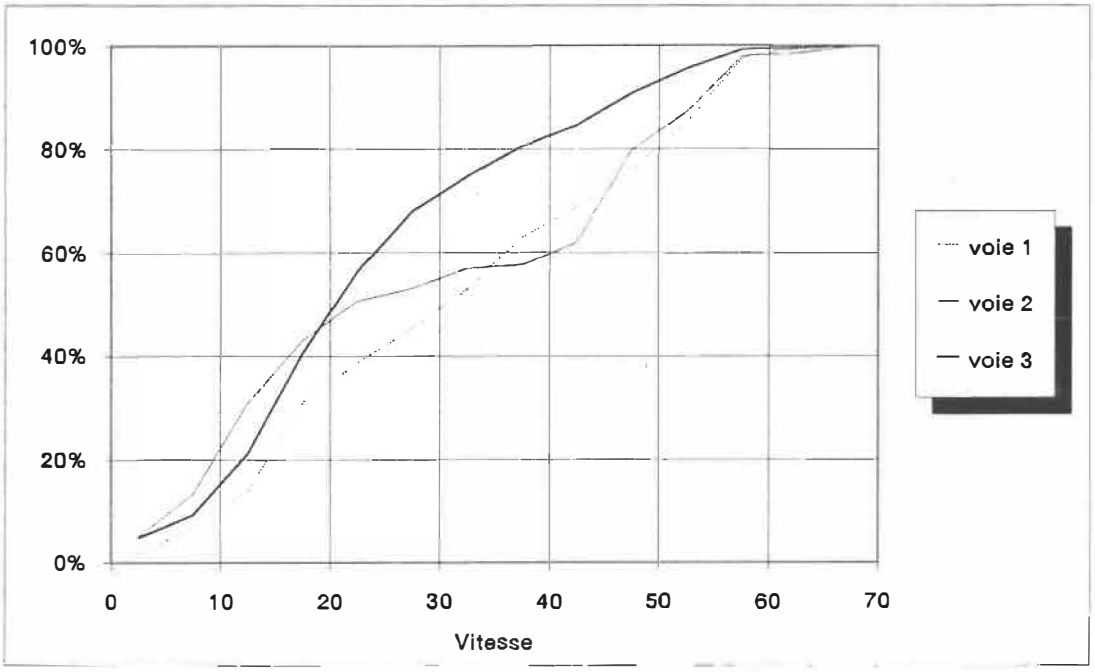


Figure V.4: distribution des vitesses (congestion)



ANNEXE VI

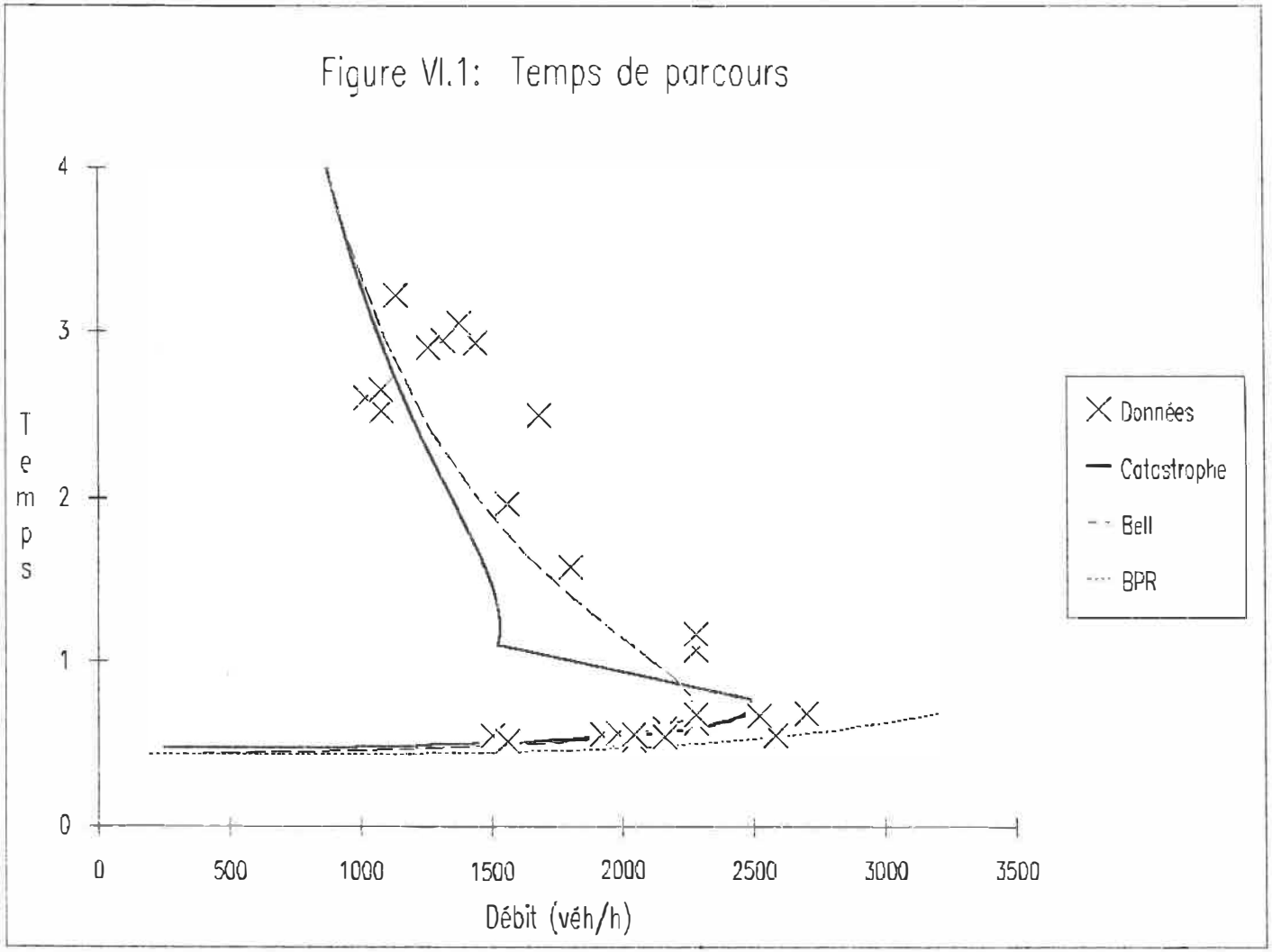
COURBES DU TEMPS DE PARCOURS VS DÉBIT

Ces courbes sont principalement utilisé en planification pour réaliser les affectations des véhicules sur le réseau. Les courbes sont présentées sous la forme suivante: le temps nécessaire (en minutes) pour effectuer un parcours de 1 km vs le débit de véhicules (en véhicules/heure).

Trois courbes sont représentées à la figure VI.1, la courbe Bell, la courbe du modèle issu de la théorie microscopique ajouté de la catastrophe et la courbe BPR. Ces courbes sont superposées aux données.

On remarque que la courbe BPR ne représente que les données sous conditions d'écoulement libre, et néglige toute la partie représentant l'écoulement sous congestion.

Figure VI.1: Temps de parcours



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL
3 9334 00290882 8