

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

DÉTERMINATION ET ANALYSE DES DÉBITS DE SATURATION AUX
CARREFOURS À FEUX SUR L'ÎLE DE MONTRÉAL

BENJAMIN SILVESTRI
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JANVIER 2008



Library and
Archives Canada

Bibliothèque et
Archives Canada

Published Heritage
Branch

Direction du
Patrimoine de l'édition

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file Votre référence

ISBN: 978-0-494-36940-1

Our file Notre référence

ISBN: 978-0-494-36940-1

NOTICE:

The author has granted a non-exclusive license allowing Library and Archives Canada to reproduce, publish, archive, preserve, conserve, communicate to the public by telecommunication or on the Internet, loan, distribute and sell theses worldwide, for commercial or non-commercial purposes, in microform, paper, electronic and/or any other formats.

The author retains copyright ownership and moral rights in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

AVIS:

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque et Archives Canada de reproduire, publier, archiver, sauvegarder, conserver, transmettre au public par télécommunication ou par l'Internet, prêter, distribuer et vendre des thèses partout dans le monde, à des fins commerciales ou autres, sur support microforme, papier, électronique et/ou autres formats.

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

In compliance with the Canadian Privacy Act some supporting forms may have been removed from this thesis.

Conformément à la loi canadienne sur la protection de la vie privée, quelques formulaires secondaires ont été enlevés de cette thèse.

While these forms may be included in the document page count, their removal does not represent any loss of content from the thesis.

Bien que ces formulaires aient inclus dans la pagination, il n'y aura aucun contenu manquant.

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

DÉTERMINATION ET ANALYSE DES DÉBITS DE SATURATION AUX
CARREFOURS À FEUX SUR L'ÎLE DE MONTRÉAL

présenté par: SILVESTRI Benjamin

en vue de l'obtention du diplôme de: Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté jury d'examen constitué de:

Mme MORENCY Catherine, Ph.D., présidente

M. BAASS Karsten, Ph.D., directeur de recherche

M. DESMARAIS Jean-Philippe, Ing., membre

Remerciements

Je tiens à remercier le professeur Karsten G. Baass, mon directeur de recherche, pour ses conseils et son aide, à la fois au niveau de la mise sur pied de ce projet en collaboration avec les services de circulation de la Ville de Montréal ainsi qu'au niveau de sa réalisation. Je tiens à remercier la Ville de Montréal qui a subventionné ce projet. Je remercie plus précisément Jean-Philippe Desmarais, le coordinateur du projet pour la Ville de Montréal, ainsi que M. Robert Kahle, chef de la division circulation.

Je remercie enfin le professeur Robert Chapleau, ainsi que tous les étudiants du laboratoire de transport de l'Ecole Polytechnique de Montréal, qui ont fait de ma maîtrise une période enrichissante.

Résumé

Le carrefour à feu est un élément à la fois essentiel et complexe du système de circulation urbaine. Ainsi, il contrôle l'écoulement des courants véhiculaires et piétonniers dans l'optique de fournir le meilleur service possible, c'est-à-dire celui qui limite le temps d'attente, mais également celui qui offre les conditions de sécurité adéquates. Il est donc important d'optimiser son fonctionnement. De ce point de vue, l'évaluation précise du débit de saturation, pierre angulaire de l'analyse de la capacité des carrefours, est une étape préalable à un calcul de feux optimisant l'écoulement de la circulation.

L'objectif du présent mémoire est donc de développer une méthodologie de collecte de données et de l'appliquer afin de déterminer le débit de saturation de base aux carrefours à feux de l'île de Montréal.

La revue de littérature a permis de comprendre l'origine et de comparer les différents facteurs influençant le débit de saturation (largeur de voie, conditions atmosphériques, types de véhicules, etc.). Il apparaît qu'il existe des écarts notables entre les modèles développés et que certains effets sont encore peu documentés. En ce qui concerne les techniques de collecte de données, l'utilisation d'un outil informatique portable couplée à un programme dédié permet de simplifier la procédure de collecte ainsi que la compilation du débit de saturation.

La méthodologie développée a été appliquée lors d'une campagne de mesure sur l'île de Montréal. Ce projet a donc permis d'obtenir un débit de saturation de base représentatif des conditions locales de circulation de 1845 uvp/h, ainsi qu'un temps perdu au début de cycle de 2,59 secondes. Le développement de fonctions informatiques permettant le traitement automatisé des données collectées pourrait rendre l'approche choisie encore plus attractive par rapport aux autres méthodes de détermination du débit de saturation, et ainsi la rendre accessible pour d'autres études locales.

Abstract

The signalized intersection is at same time an essential and complex part of the urban circulation system. Indeed, it controls both pedestrian and vehicular flows in order to provide the best level of service possible, that is to say the one which reduces lost time, but also the one with the right safety conditions of use. Thus, it is important to optimise it. For this matter, the precise evaluation of the saturation flow, cornerstone for the analysis of the capacity of signalized intersections, is the first step of a calculus optimising the traffic flow.

In this way, the objective of this study is to develop a methodology to gather data in order to determine the basic saturation flow at the signalized intersections of Montreal.

The review of literature allowed us to understand the origin of various adjustment factors and to compare their effects (width of lane, weather conditions, vehicle types, etc.). It appears that there are disparities between the different models and that some effects are still few documented. As far as data gathering methods are concerned, the use of portable informatics with a dedicated software simplified the procedure for collecting and analysing data to determine the saturation flow.

The new methodology has been used during a large scale campaign to collect data on the island of Montreal. This study has thereby made possible the determination of the basic saturation flow of 1845 uvp/h, adapted to local traffic conditions as well as the lost time at the cycle beginning of 2,59 seconds. The developments of informatics' tools allowing an automatic treatment of the data set could make the chosen approach even more attractive compared to the other methods of evaluation of the saturation flow, and thus make it accessible for further local studies.

Table des matières

REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT.....	VI
TABLE DES MATIÈRES.....	VII
LISTE DES TABLEAUX.....	X
LISTE DES FIGURES	XI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XIV
LISTE DES ANNEXES.....	XV
CHAPITRE 1: INTRODUCTION	1
1.1 Définition de la problématique et des objectifs	2
1.2 Contexte et démarche de la recherche.....	4
1.3 Concepts de base du débit de saturation	6
CHAPITRE 2: REVUE DE LITTÉRATURE DES FACTEURS AFFECTANT LE	
DÉBIT DE SATURATION	8
2.1 Géométrie du carrefour	8
2.1.1. Largeur de voie	9
2.1.2. Déclivité.....	12
2.1.3. Rayon de courbure	14
2.1.4. Espace et activité de stationnement.....	15
2.1.5. Arrêts d'autobus	18
2.2 Trafic et exploitation.....	19
2.2.1. Durée de la phase verte	19
2.2.2. Mouvements de virage à droite	20
2.2.3. Mouvements de virage à gauche	23

2.2.4.	Trafic piétonnier et bicyclettes.....	28
2.2.5.	Type de véhicule et influence des évolutions technologiques sur la conduite	32
2.3	Environnement	36
2.3.1.	Conditions climatiques.....	36
2.3.2.	Effet des périodes de pointes.....	37
2.3.3.	Population de l'agglomération	38
2.3.4.	Localisation dans la zone urbaine	39
2.3.5.	Eclairage.....	41
2.4	Ajustement du débit de saturation de base et synthèse	42
CHAPITRE 3: MÉTHODES DE MESURE ET TECHNIQUES D'ACQUISITION		44
3.1	Revue des méthodes de mesure	44
3.1.1.	Méthode des écarts.....	44
3.1.2.	Méthodes des comptes	45
3.1.3.	Méthode par régression.....	45
3.1.4.	Sélection de la méthode	47
3.2	Revue des techniques d'acquisition	48
3.2.1.	Vidéo	48
3.2.2.	Audio.....	49
3.2.3.	Détection automatique	50
3.2.4.	In situ papier.....	50
3.2.5.	Ordinateur et programme informatique dédié.....	52
3.2.6.	Sélection de la technique.....	52
CHAPITRE 4: EXPÉRIMENTATION		54
4.1	Plan de l'expérience	54
4.1.1.	Sélection des carrefours	54
4.1.2.	Périodes d'étude	56

4.1.3.	Détermination du nombre de véhicules à retrancher pour le retard au départ	56
4.1.4.	Détermination de la taille de l'échantillon à recueillir.....	57
4.2	Equipement	59
4.3	Design du programme informatique	59
4.3.1.	Cahier des charges de l'outil chronométrique.....	59
4.3.2.	Principe et fonctionnement	60
4.3.3.	Tests, calibration et ergonomie	62
4.4	Commentaires	64
4.4.1.	Choix du lieu d'observation.....	64
4.4.2.	Remarques particulières.....	65
CHAPITRE 5: ANALYSE DES DONNÉES RECUEILLIES.....		67
5.1	Caractérisation statistique des écarts.....	67
5.2	Débit de saturation de base	73
5.3	Comparaison des écarts véhiculaires saturés par facteurs d'influences.....	79
5.3.1.	Comparaison des écarts saturés selon le type de véhicule	79
5.3.2.	Comparaison des écarts saturés selon la déclivité.....	81
5.3.3.	Comparaison des écarts saturés selon les conditions météorologiques ...	82
5.3.4.	Comparaison des écarts saturés selon le rang du véhicule.....	84
5.3.5.	Comparaison des écarts saturés selon la période de la journée.....	85
5.3.6.	Comparaison des écarts selon le nombre de voies	87
5.4	Temps perdu au début du vert.....	88
5.5	Répartition spatiale des écarts.....	91
CHAPITRE 6: CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		94
BIBLIOGRAPHIE.....		97
ANNEXES		103

Liste des tableaux

Tableau 2-1: Procédure pour ajuster le débit de saturation des virages à gauche des voies exclusives non protégées	25
Tableau 2-2: Procédure pour ajuster le débit de saturation des virages à gauche des voies partagées non protégées.....	27
Tableau 2-3: Equivalents de véhicules en unités de véhicules particuliers	33
Tableau 5-1: Ajustement du débit de saturation	73
Tableau 5-2: Débit de saturation de base par intersections.....	74
Tableau 5-3: Ecart de véhicules particuliers saturés relevés au carrefour	
Des Sources / Ross.....	75
Tableau 5-4: Débit de saturation en uvp/h (valeur CCG)	76
Tableau 5-5: Ecart saturés selon le type de véhicule.....	79
Tableau 5-6: Comparaison des facteurs d'équivalences pour différents types de véhicules.....	81
Tableau 5-7: Ecart saturés selon la déclivité	81
Tableau 5-8: Facteurs d'ajustements pour la pluie	83
Tableau 5-9: Ecart saturés selon l'heure de pointe	86
Tableau 5-10: Ecart saturés en fonction du nombre de voies de l'approche	87
Tableau 5-11: Valeurs moyennes de temps perdus en début de phase verte	89
Tableau 5-12: Comparaison des écarts moyens avec le temps perdu	93
Tableau 6-1: Codes de correspondance Navurb pour les carrefours.....	146
Tableau 6-2: Table de calcul du facteur d'ajustement pour les piétons et les bicyclettes pour les virages à gauche	165

Liste des figures

Figure 1.1: Modèle du débit de saturation	6
Figure 2.1: Débit de saturation en fonction de la largeur totale de la ligne d'arrêt et de la largeur de voie (Kimber et Semmens, 1982).....	10
Figure 2.2: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la largeur de voie	11
Figure 2.3: Débit de saturation exprimé en fonction de la largeur de voie.....	12
Figure 2.4: Facteurs d'ajustement du débit de saturation en fonction de la déclivité de l'approche	13
Figure 2.5: Facteur d'ajustement du débit de saturation en fonction du rayon de courbure de l'approche	15
Figure 2.6: Facteur d'ajustement du débit de saturation en fonction du nombre de manoeuvres de stationnement et du nombre de voies du groupe de voies.....	17
Figure 2.7: Facteurs d'ajustement pour les arrêts d'autobus.....	19
Figure 2.8: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la durée de la phase verte selon le CCG (CITE, 1995).....	20
Figure 2.9: Ajustement pour les manoeuvres de virage à droite selon le HCM (TRB, 2000)	21
Figure 2.10: Comparaison des facteurs d'ajustement pour les virages à droite, avec un rayon de courbure de 70 pieds	22
Figure 2.11: Le carrefour et les différents courants en jeu (HCM 2000).....	23
Figure 2.12: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour les virages à gauche en phase protégée.....	24
Figure 2.13: Facteur d'ajustement F_L pour les virages à gauche en phase non protégée dans une voie exclusive.....	26
Figure 2.14: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour les virages à gauche en phase non protégée.....	28
Figure 2.15: Zone de conflit entre courants de piétons et manoeuvre de virage à droite (CCG, 1995).....	29

Figure 2.16: Facteur d'ajustement pour les débits piétonniers	31
Figure 2.17: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour l'impédance des piétons sur les virages à droite	32
Figure 2.18: Facteurs d'ajustement du débit de saturation pour les véhicules lourds	34
Figure 2.19: Ecart pour un véhicule particulier	35
Figure 2.20 : Ecart pour un véhicule lourd	35
Figure 2.21: Impact des conditions climatiques sur le débit de saturation en Utah (Martin, 2000)	37
Figure 2.22: Variation du débit de saturation selon les périodes de pointes (Dunlap, 2005)	38
Figure 2.23: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la taille de l'agglomération.....	39
Figure 2.24: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour le type de zone urbaine ..	40
Figure 3.1: Méthodes de régression synchrone (en haut) et asynchrone (en bas) (Branston et Van Zuylen, 1978).....	46
Figure 3.2: Postionnement des caméras pour la collecte de données (Perez-Cartagena et Tarko, 2005)	49
Figure 3.3: Feuille de collecte de données HCM2000.....	51
Figure 4.1: Interface visuelle du chronomètre (version finale).....	60
Figure 4.2: Concept d'interface avant amélioration	63
Figure 4.3: Observation au carrefour Papineau /Emile Journault.....	65
Figure 5.1: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution normale	67
Figure 5.2: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution normale	68
Figure 5.3: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution négative exponentielle	69
Figure 5.4: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution negative exponentielle	70

Figure 5.5: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution log-normale.....	71
Figure 5.6: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution log-normale.....	72
Figure 5.7: Comparaison des débits de saturation de plusieurs grandes villes canadiennes (CITE).....	77
Figure 5.8: Ecart saturés par type de véhicule.....	80
Figure 5.9: Ecart saturés en fonction de la déclivité.....	82
Figure 5.10: Ecart saturés en fonction des conditions météorologiques	83
Figure 5.11: Ecart saturés en fonction de la température (°C)	84
Figure 5.12: Ecart saturés en fonction du rang dans la file	85
Figure 5.13: Ecart saturés en fonction de l'heure de pointe.....	86
Figure 5.14: Ecart saturés en fonction du nombre de voies de l'approche	87
Figure 5.15 : Méthode de détermination du temps perdu en début de vert (Sultana 1986)	89
Figure 5.16 : Ecart saturés moyens et temps perdu par carrefour	90
Figure 5.17: Répartition des débits de saturation sur l'île de Montréal.....	91
Figure 5.18: Répartition des retards au départ sur l'île de Montréal	92
Figure 5.19: Comparaison des écarts saturés moyens avec le temps perdu au départ.....	93
Figure 6.1: Carte des carrefours où les données ont été collectées.....	146
Figure 6.2: Feuille de calcul de la taille de l'échantillon et de la durée des mesures.....	160
Figure 6.3: Exemple d'une feuille de la base de données.....	162
Figure 6.4: Interface utilisateur pour la collecte de données	163
Figure 6.5 : Extrait de la base de données pour le carrefour Acadie/Chabanel	164

Liste des sigles et abréviations

ANOVA	Analysis of variance
CCG	Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections
HCM	Highway Capacity Manual
CITE	Canadian Institute of Transportation Engineers
Pcu/h	passenger car unit per hour
Pcphgpl	passenger car per hour green per lane
VBA	Visual Basic Application
TAG	Virage tournant à gauche

Liste des annexes

Annexe A : Carrefours étudiés.....	103
Annexe B: Programme de collecte de données.....	147
Annexe C : Calcul de l'échantillon.....	159
Annexe D : Structure de la base de données.....	161

Chapitre 1: Introduction

Le carrefour à feux est un des éléments les plus complexes du système de gestion de la circulation urbaine. Il doit remplir trois missions qui sont de permettre l'accessibilité au réseau à tous les usagers, conducteurs et piétons, en assurant une fluidité et une sécurité maximales. Ces missions engendrent plusieurs contraintes.

En effet, le carrefour à feux est à la fois un lieu critique au niveau de la sécurité qu'il doit offrir, et concentre cependant près de 20% des accidents survenant en milieu urbain; mais il est aussi le point central en matière de gestion du trafic et doit permettre l'écoulement des flux de véhicules et de piétons de manière à limiter la congestion et ainsi faciliter la circulation en ville. Un carrefour à feux doit de plus tenir compte de la variation du trafic selon les périodes les plus achalandées et apporter une solution adaptée en modifiant les temps de cycle et les phasages. En milieu fortement urbanisé, le feu de circulation est enfin une pièce d'un système de gestion du trafic plus large car il peut être coordonné avec d'autres feux de manière à créer un ensemble favorisant la fluidité de l'écoulement en réduisant le temps d'attente. Ce dernier est le principal indicateur permettant de quantifier le niveau de service offert à l'utilisateur.

Les contraintes liées à l'utilisation du carrefour à feux sont parfois contradictoires et doivent être équilibrées. Par exemple, augmenter l'accessibilité pour les piétons tout en garantissant leur sécurité grâce à des phases protégées revient à contraindre la fluidité de circulation pour les conducteurs.

On comprend donc l'intérêt d'avoir des modèles les plus raffinés et précis possibles afin de pouvoir réaliser l'équilibrage de ces contraintes, souvent poussées au maximum. Cette optimisation passe par l'analyse de la capacité, qui prend en compte les débits horaires, les débits de saturation, la distribution des mouvements de circulation, les conditions géométriques du carrefour ainsi que la composition du trafic.

Le débit de saturation est subséquentement considéré comme la pierre angulaire en ce qui concerne le calcul des feux de circulation, et plus cette donnée est précise et adaptée aux conditions locales de circulation, plus la gestion du trafic sera efficace.

1.1 Définition de la problématique et des objectifs

Le Highway Capacity Manual (TRB, 2000) ainsi que le Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections (CITE, 1995), ouvrages de référence en ce qui concerne l'analyse de la capacité des carrefours à feux, donnent tous deux des valeurs de débit de saturation idéaux, ainsi que des facteurs permettant d'ajuster ces débits idéaux pour déduire ceux propres à une situation définie en terme de géométrie, de conditions de trafic et d'environnement. Cependant, si ces valeurs peuvent servir de guide, elles ne remplacent pas une prise de débit locale, reflétant mieux les conditions de circulation ainsi que le comportement routier montréalais. Le HCM et le CCG recommandent d'ailleurs la prise de valeurs locales en premier lieu, et le recours aux valeurs par défaut dans le cas où aucune mesure n'est disponible.

D'autre part, l'avancée des équipements et des techniques automobiles conduit à doter le parc moyen de véhicules de plus de puissance, d'accélération et d'un freinage à la fois plus performant et plus sécuritaire. Les comportements routiers des usagers ont aussi probablement évolué depuis quelques années, avec la généralisation des téléphones portables et le recours à des manœuvres parfois dangereuses dans le but de gagner du temps. Il est donc probable que le débit de saturation évolue lui aussi, et le HCM a d'ailleurs révisé la valeur de 1800 unités de véhicule particulier par voie et par heure de feu vert (pcplphg) du HCM 1985 (TRB, 1985) pour la porter à 1900 pcplphg dans la décennie suivante.

Enfin, la spécificité de la nation québécoise pourrait induire une différence comportementale sur la route. La comparaison des valeurs de débits de saturation offrirait un éclairage sur cette hypothèse souvent évoquée, mais rarement fondée.

Si la base théorique reste la même, les méthodes proposées pour recueillir les données permettant d'obtenir le débit de saturation diffèrent d'un ouvrage à l'autre. De plus, les ressources employées sont parfois importantes (camion vidéo et équipe de techniciens,

boucles de détection dans la chaussée...), et les contraintes temporelles et financières doivent être prises en compte.

Le premier objectif du présent mémoire est donc de développer une méthodologie de cueillette des données adaptée à la fois aux besoins et aux ressources du projet.

Le second objectif est de conduire la campagne expérimentale permettant de constituer une base de données claire contenant les informations nécessaires à la détermination du débit de saturation pour Montréal.

Le troisième objectif est de fournir une évaluation du débit de saturation de base, avec un niveau de confiance et une précision déterminés. Une calibration des facteurs d'équivalence permettant de calculer le débit de saturation sous des conditions non idéales est aussi prévue. On conduira enfin diverses analyses pour mieux comprendre et pour tenter d'expliquer les données recueillies.

1.2 Contexte et démarche de la recherche

Les études sur la capacité des carrefours à feux sont nombreuses et les premières datent des années 1920. Depuis, plusieurs guides traitant l'analyse des carrefours à feux ont vu le jour, dont deux en Amérique du nord, soit le HCM américain et le CCG canadien. Le projet a été commandité par la ville de Montréal. En effet, l'applicabilité des valeurs par défaut des standards nord-américains au cas de Montréal faisait depuis longtemps l'objet de débats. Les valeurs obtenues dans cette recherche permettront de raffiner la modélisation des carrefours à feux dans le contexte de la mise en œuvre du plan de transport qui comporte désormais une nouvelle répartition des priorités en regard des différents modes de déplacement utilisant le réseau routier. Les contraintes liées aux différents modes exigent une modélisation raffinée afin d'obtenir la meilleure répartition de capacité.

Le présent projet de recherche s'inscrit également dans le contexte du renouveau du guide canadien de capacité, le CCG (CITE, 1995). Ainsi, le développement par le CITE d'une troisième version de ce guide est l'occasion d'incorporer des données relatives au Québec, absent jusque là pour ce qui a trait à l'analyse de la capacité des carrefours.

Le premier objectif, le développement d'une méthodologie adaptée au projet, nécessite plusieurs étapes préalables. En premier lieu une revue de littérature reprenant les notions fondamentales du débit de saturation, ainsi que l'origine des facteurs permettant d'ajuster le débit à différentes situations est présentée. On fera ensuite une comparaison entre les différentes méthodes de cueillette des données de saturation, déjà expérimentées ou non, dans l'optique de trouver le meilleur compromis entre simplicité d'application, coût, et précision. Une phase de test et de calibration de l'outil expérimental doit être conduite pour s'assurer de sa validité et de son ergonomie.

Le deuxième objectif de la campagne est la constitution d'une base de données. Les informations contenues dans cette base de données dépendront de la méthode d'évaluation du débit sélectionnée. Un plan de mesures doit alors être mis en place. Ce plan comporte la sélection des carrefours, la taille de l'échantillon de données nécessaire pour obtenir une précision fixée, ainsi qu'un planning prévisionnel de l'avancée de la collecte. Cette étape exige au préalable la définition des limites de l'étude. En effet, nous nous limiterons au territoire de l'île de Montréal, en essayant de répartir les points de mesure de la manière la plus homogène possible pour représenter au mieux les différents secteurs de la communauté urbaine tout en répondant aux exigences de géométrie et de trafic pour la sélection des approches.

La partie expérimentale comprenant entre autre la conception de l'outil de mesure ainsi que son test, effectuera un retour sur l'expérience avec les observations particulières et les difficultés rencontrées.

Enfin, la complétion de notre troisième objectif nous amènera à déterminer les valeurs de débit de saturation et à conduire plusieurs analyses sur la sensibilité de ces valeurs à l'égard de différents facteurs tels que les conditions atmosphériques. Le problème du temps perdu en début de phase verte ainsi que l'étude de l'impact de la situation géographique sur les débits de saturation sera aussi étudié.

En dernier lieu, nous reprendrons les principales conclusions des chapitres précédents et nous tenterons de formuler des recommandations issues de l'expérience acquise et en regard avec les recherches futures sur le sujet des débits de saturation.

1.3 Concepts de base du débit de saturation

En premier lieu il est important de savoir comment se déroule un cycle de feux.

Pour ce faire, la figure 1.1 montre la répartition théorique du débit véhiculaire à un carrefour saturé, c'est-à-dire pour lequel au moins un véhicule est obligé d'attendre plus d'un cycle pour franchir le carrefour.

Lorsque le feu est au rouge, une file d'attente se forme. Au passage du feu au vert, un certain délai est constaté avant que les premiers véhicules ne s'écoulent, le débit augmente alors jusqu'à une valeur maximale maintenue constante pendant l'écoulement de la file. Cette valeur plateau est appelée **débit de saturation**.

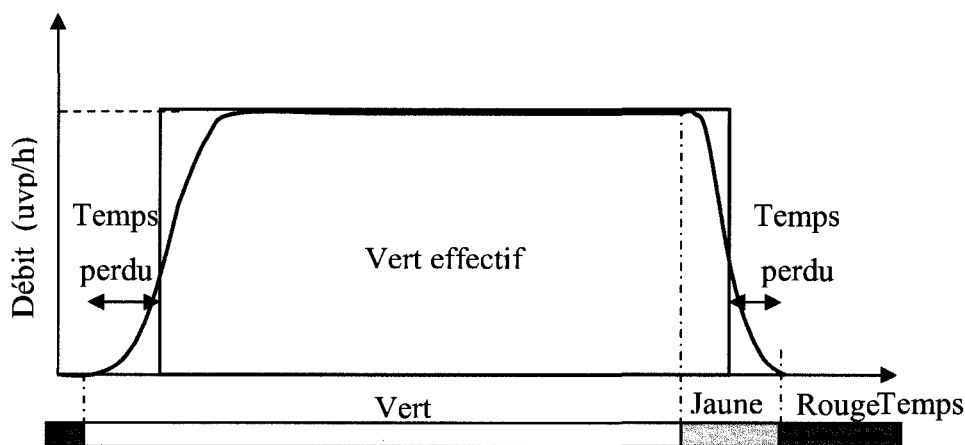


Figure 1.1: Modèle du débit de saturation

A l'instant où le jaune apparaît, le débit chute rapidement jusqu'à l'apparition du rouge. Le cycle théorique se partage donc en trois phases : une phase de temps perdu en début de cycle imputable au temps de réaction des premiers véhicules, une phase de temps perdu en fin de cycle suite à l'apparition du feu jaune, et enfin, une phase centrale de vert effectif. Ce dernier se calcule donc comme étant la somme du vert affiché et du jaune, moins le temps perdu au départ et en fin de cycle.

Pour mieux situer le sujet du présent mémoire, il convient de comprendre ce que l'on entend par capacité d'un carrefour. En effet, la capacité d'un carrefour à feux est définie comme le volume de véhicules pouvant traverser la ligne d'arrêt pendant une

période d'une heure. Cette capacité dépend à la fois de la géométrie du carrefour, de l'environnement et des conditions de circulation et d'exploitation. Cette capacité dépend en particulier de la proportion du cycle alloué au vert, et donc du débit de saturation. Voilà pourquoi on considère ce débit comme une donnée macroscopique essentielle pour l'étude de la capacité des carrefours.

Afin de clarifier les choses nous utiliserons dans cet ouvrage le terme d'écart véhiculaire pour parler du temps qui s'écoule entre le passage du pare choc avant d'un véhicule et le passage du pare choc avant du véhicule le suivant.

Le terme créneau est quand à lui utilisé pour parler du temps s'écoulant entre le passage du pare choc arrière d'un véhicule de tête, et le pare choc avant du véhicule suiveur.

Chapitre 2: Revue de littérature des facteurs affectant le débit de saturation

Le débit de saturation de base tel que défini dans le chapitre précédent est affecté par de nombreux facteurs, qui augmenteront ou diminueront sensiblement sa valeur. Le nombre et le type de ces ajustements varient selon les ouvrages. On peut néanmoins les classer en trois grandes catégories. En premier lieu, les caractéristiques géométriques du carrefour, ensuite les conditions de trafic et d'exploitation et enfin, les facteurs relatifs à l'environnement de l'intersection.

La première catégorie regroupe l'effet de la largeur de la voie, de la déclivité, du rayon de courbure, des espaces réservés au stationnement et l'activité qui en résulte, et enfin des arrêts d'autobus réservés.

La deuxième catégorie prend en compte la durée de la phase verte, les mouvements de virages à gauche, à droite, ainsi que le trafic piétonnier et de bicyclettes. Le type de véhicule ainsi que le comportement des conducteurs est aussi étudié.

La troisième catégorie comprend les facteurs relatifs aux conditions atmosphériques, au facteur de pointe, à la population de l'agglomération, à la localisation dans la zone urbaine et à l'éclairage du carrefour. Ce chapitre n'entend pas reprendre en détail et de manière exhaustive toutes les études faisant état de facteurs d'ajustements, étant donné que de nouveaux facteurs sont régulièrement proposés. Nous nous consacrerons d'avantage à mettre en valeur les principaux facteurs et les idées attachées à ceux-ci.

2.1 Géométrie du carrefour

Cette section concerne la géométrie du carrefour, qui est une caractéristique fixe dans le temps, contrairement à l'achalandage par exemple.

2.1.1. Largeur de voie

La largeur de la voie de circulation a une influence majeure sur le débit de saturation en altérant la perception du conducteur. Ainsi, plus une voie est large plus le conducteur qui l’empreinte va se sentir en sécurité et va avoir tendance à rouler vite.

Farouki et Nixon (1976) ont montré que la vitesse moyenne des véhicules en milieu urbain était une fonction croissante de la largeur totale de l’entrée. D’autre part, la qualité des limites de la route est aussi primordiale dans la perception de la largeur utilisable en sécurité par l’usager, et d’après Chandra et Kumar (1996) un accotement en mauvaise condition est un facteur réducteur pour la vitesse d’écoulement du trafic. Leong (1964) compare position et largeur de voie, il conclut que si la largeur est déterminante, la position de la voie ne l’est pas et que l’étude de capacité peut se faire indépendamment de ce facteur.

Kimber et Semmens (1982) ont par ailleurs cherché à expliciter l’interaction entre largeur de voie et largeur totale de la ligne d’arrêt. Les expériences réalisées (Figure 2.1) montrent que si le facteur déterminant est la largeur totale de l’approche, on constate des débits de saturation légèrement plus élevés pour les approches ayant des voies plus étroites, ce qui revient, pour une largeur imposée, à un plus grand nombre de voies. Ainsi, deux voies de 4 m de large autorisent un flux de 4100 uvp/h alors qu’avec une approche de 7,5 m composée de 3 voies de 2,5 m, le débit constaté était de 5500 uvp/h, soit une augmentation de 25% de la capacité. La courbe en pointillé est le débit tel que prévu par Webster (1966), en fonction de la largeur de la voie. Ce débit est inférieur pour une largeur donnée à ceux relevés par Kimber et Semmens (1982).

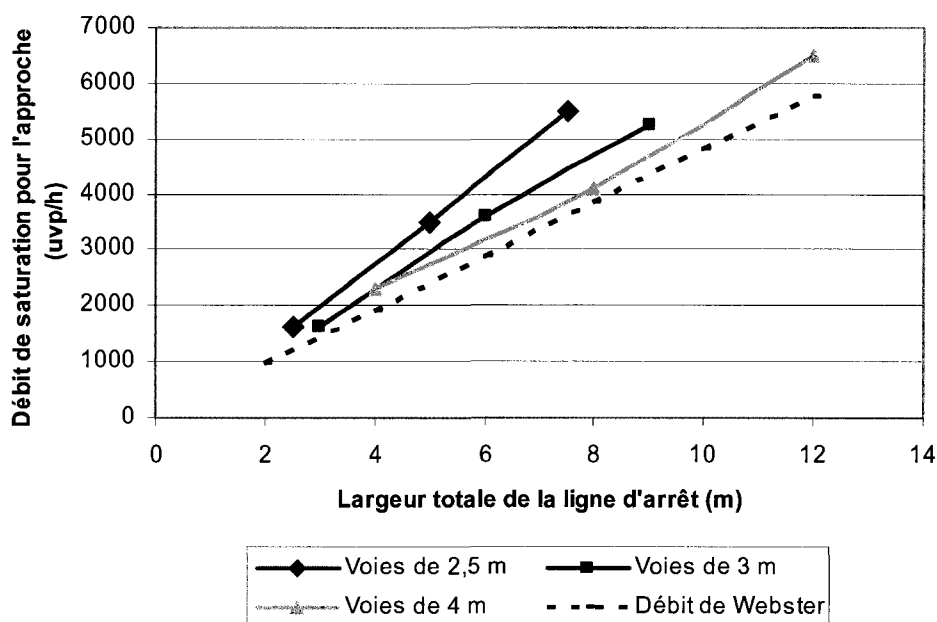


Figure 2.1: Débit de saturation en fonction de la largeur totale de la ligne d'arrêt et de la largeur de voie (Kimber et Semmens, 1982)

Messer et Fambro (1977) soulignent que l'effet réducteur des voies étroites est proportionnellement plus important que l'effet amplificateur des voies larges. A partir d'une certaine valeur, toute largeur supplémentaire n'est plus utilisée par le conducteur pour augmenter sa vitesse de manière significative.

Suivant les auteurs, les méthodes d'ajustement varient, et l'effet de la largeur des voies est donné soit comme un facteur multiplicatif (Figure 2.2) à appliquer au débit de saturation, soit sous la forme d'une équation donnant directement le débit de saturation en fonction de la largeur (Figure 2.3). Dans ce cas, il existe deux types d'équation. Les équations linéaires d'un côté (Branston, 1979, Le Coq, 1973 et Webster, 1966) et les équations du second degré (Kimber et Semmens, 1982 et Chandra et Kumar, 1996) de l'autre.

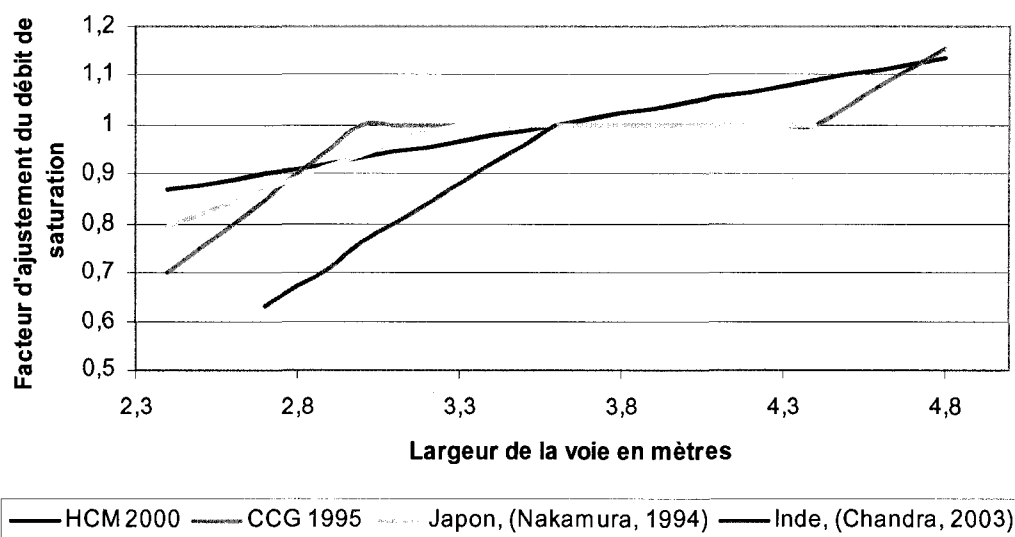


Figure 2.2: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la largeur de voie

Quelles que soient les valeurs ou les coefficients préconisés, les différentes études s'accordent pour dire que la largeur idéale de voie, c'est-à-dire celle qui ne nécessite pas d'ajustement, est de 3,6m (12 pieds).

D'autre part, on note que les résultats pour les valeurs moyennes de largeur de voie (plage s'étendant de 3,1 à 3,8 m) sont assez homogènes, alors qu'ils divergent davantage pour les largeurs moins communes.

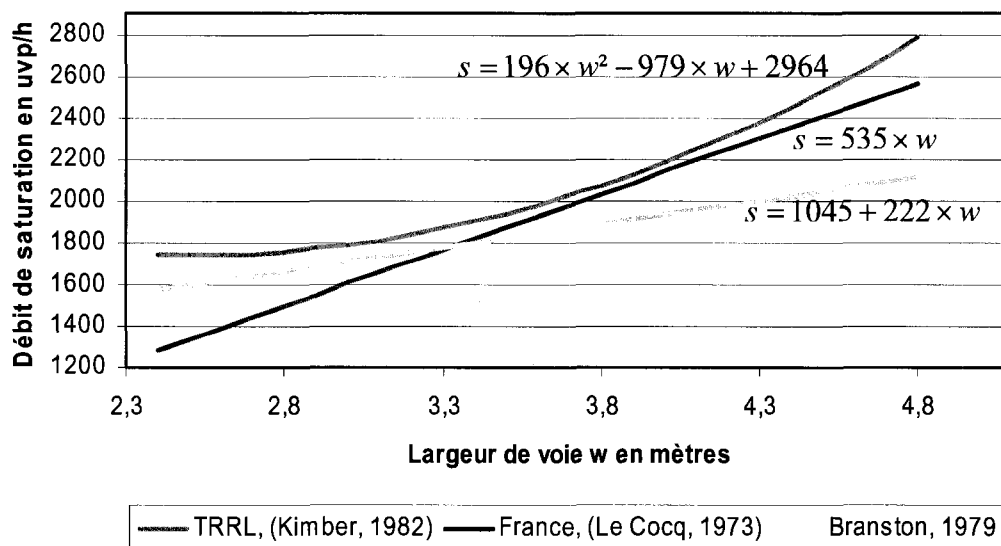


Figure 2.3: Débit de saturation exprimé en fonction de la largeur de voie

En conclusion, l'ajustement pour la largeur des voies est un facteur ayant un impact déterminant sur le débit de saturation; des valeurs locales devront être comparées aux standards proposés.

2.1.2. Déclivité

Le démarrage en côte ou en pente ne demande pas la même puissance au véhicule que le démarrage sur terrain plat. Ceci a pour effet d'augmenter ou de diminuer le débit de saturation advenant une intersection ayant une déclivité. La plupart des publications traitant l'effet de la déclivité s'accordent pour dire qu'une valeur positive (pente ascendante) a tendance à restreindre le débit de saturation tandis qu'une valeur négative (pente descendante) tend à augmenter ce même débit. Les facteurs proposés par différents auteurs pour fins de comparaison sont regroupés sur la figure 2.4.

Zegeer (1985) se détache de la tendance générale en prônant une réduction du débit de saturation en descente comme en montée. Il explique ses résultats expérimentaux par le fait que les conducteurs usent de davantage de prudence en descente qu'en terrain plat, réduisant ainsi leur vitesse.

Le CCG (Teply, 1995) propose une approche tenant compte du pourcentage de poids lourds dans les montées. Le facteur d'ajustement $F_g = 1 - (G + HV)$, avec G la déclivité en pourcentage, et HV le pourcentage de véhicules lourds, doit s'appliquer uniquement si la pente est « visible », c'est-à-dire si sa valeur absolue est supérieure à 2%. Il est par ailleurs recommandé de prendre $HV=0$ dans le cas des descentes car l'inertie supplémentaire subie en montée devient négligeable. Pour fins de comparaison, on a conservé cette valeur pour les déclivités positives sur la figure 2.4, hypothèse correspondant à un trafic sans véhicules lourds. D'autre part, même si leur impact n'est pas quantifié de manière précise, il est noté que les conditions hivernales et humides augmentent significativement l'effet des pentes.

Pour le HCM (TRB, 2000) et le Australian Road Capacity Guide (ARRB, 1968), chaque pourcentage de déclivité positive diminue de 0,5% le débit de véhicules au carrefour, de même chaque pourcentage de déclivité négative augmente le débit de 0,5%.

Webster et Cobbe (1966) et Le Coq (1973) suggèrent des facteurs de correction plus élevés, allant jusqu'à 3% de réduction ou d'augmentation par degré d'inclinaison.

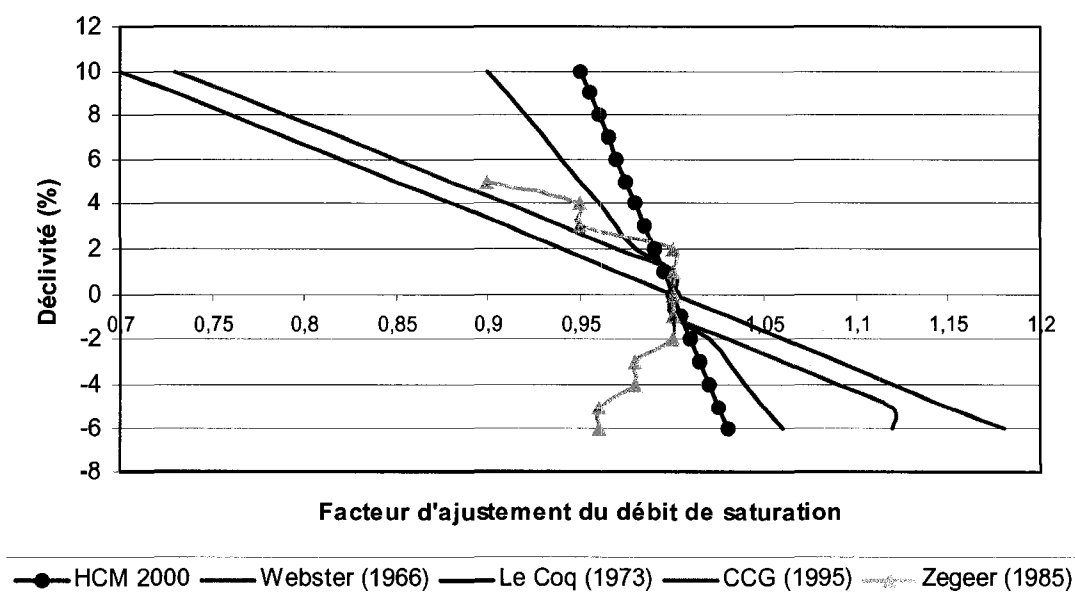


Figure 2.4: Facteurs d'ajustement du débit de saturation en fonction de la déclivité de l'approche

Au regard de la plage de valeurs proposées, la question des départs en côte semble loin d'être résolue; nous étudierons cette problématique pour Montréal.

2.1.3. Rayon de courbure

Le rayon de courbure d'un virage à une intersection oblige les usagers à effectuer une manœuvre de virage en plus de la manœuvre de démarrage, ce qui a tendance à réduire le débit de saturation de manière importante dans le cas de rayons faibles. La question de la courbure des virages est étroitement liée avec celles du trafic piétonnier et des manœuvres de virages, elle est néanmoins étudiée de manière isolée par plusieurs ouvrages.

Kimber et Semmens (1982) ont effectué une série d'essais sur le terrain au cours desquels ils ont testé la théorie établie par Webster (1966). Webster propose en effet une

formule du type $s = \frac{X}{1 + Y/r}$, avec r le rayon de courbure en mètres, $X = 1800$ uvp/h et Y

$= 1,52$ m. Si les valeurs expérimentales convergent vers la théorie dans le cas des virages à gauche, elles divergent sensiblement pour les virages à droite. Kimber attribue cet écart au fait que les conducteurs ne suivent pas la courbe médiane, ou même une courbe au rayon défini, mais empreintent plutôt des courbes composées, avec un rayon évoluant en permanence. La figure 2.5 compare plusieurs facteurs d'ajustements recueillis dans la littérature. On peut y voir qu'il n'y a pas vraiment de consensus sur l'effet du rayon de courbure. Le facteur 0,85 proposé par le HCM 2000 (TRB, 2000) ne tient en fait pas compte de la valeur du rayon puisqu'il s'applique à tous les virages de la même manière, il sous-estime donc l'effet réducteur des petits rayons, et inversement, surestime celui des grands rayons.

Le CCG (Teply, 1995) ainsi que Zegeer (1985) s'accordent pour dire que le facteur d'ajustement pour le rayon de courbure s'applique principalement dans le cas des virages à droite, les virages à gauche étant soumis à d'autres types de comportements routiers. Le CCG souligne en outre que l'impact négatif des véhicules lourds sur le débit de saturation est amplifié par les rayons étroits.

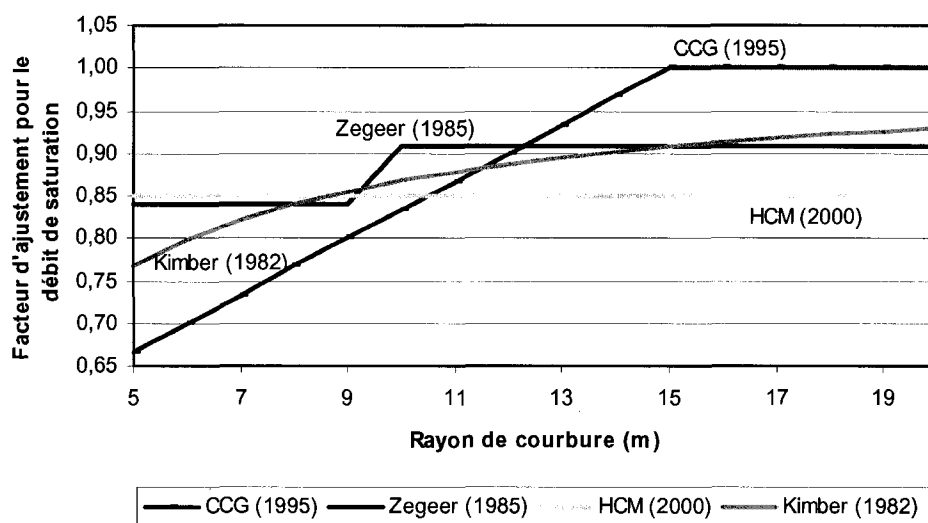


Figure 2.5: Facteur d'ajustement du débit de saturation en fonction du rayon de courbure de l'approche

En définitive, il y a peu de consensus sur les valeurs à adopter dans le cas des départs en virage, on écartera donc ce type d'intersection de notre étude.

2.1.4. Espace et activité de stationnement

Un espace dédié au stationnement le long des voies de circulation réduit non seulement la surface utilisable pour l'écoulement du trafic, mais génère de plus des manœuvres de stationnement entrant en conflit avec ce même trafic. Les véhicules stationnés créent aussi une zone de risque à cause des portes qui s'ouvrent, des piétons traversant qui peuvent être occultés. Selon le CCG (CITE, 1995), cet aspect tend à rendre les conducteurs plus prudents aux abords d'une voie de stationnement et ainsi restreint la vitesse moyenne et le débit de saturation. Si la plupart des auteurs s'accordent pour dire que l'effet du stationnement devient négligeable lorsque celui-ci s'effectue à plus de 75m de la ligne d'arrêt, il existe des divergences concernant les paramètres à prendre en compte pour ajuster le débit de saturation.

Ainsi, Webster et Cobbe (1966) proposent de calculer la largeur effective de la manière suivante : $W' = W - 5,5 + 0,9 * (z - 25) / g$, où W' est la largeur effective en pieds, W la

largeur de base en pieds, z la distance entre le premier véhicule stationné et la ligne d'arrêt en pieds et g la durée de la phase verte en secondes. Le débit de saturation est ensuite calculé grâce à une équation linéaire, $s = 160 * W$ uvp/h. Le Coq (1974) calcule la largeur utile en prenant en compte les manœuvres de stationnements plutôt que la durée de la phase verte, il utilise cependant les mêmes coefficients que Webster, à la conversion au système métrique près : $W' = W - 1,65 + 0,03 * (d - 7,5) - N / 60$, avec respectivement W' et W les largeurs effective et de base en mètres, d la distance entre la ligne d'arrêt et le premier véhicule stationné et N le nombre de manœuvres de stationnement par heure.

Le débit de saturation est ensuite calculé avec une équation linéaire d'après la largeur effective comme montré à la section 2.1.1 sur les largeurs de voies.

La Figure 2.6 montre les facteurs d'ajustement multiplicatifs basés sur les manœuvres de stationnement développés par Zegeer (1985) et le HCM (TRB, 2000). On y constate deux tendances, à savoir que le débit de saturation est une fonction décroissante du nombre de manœuvres de stationnements, mais aussi que l'influence réductrice du stationnement diminue avec l'ajout de voies à l'approche.

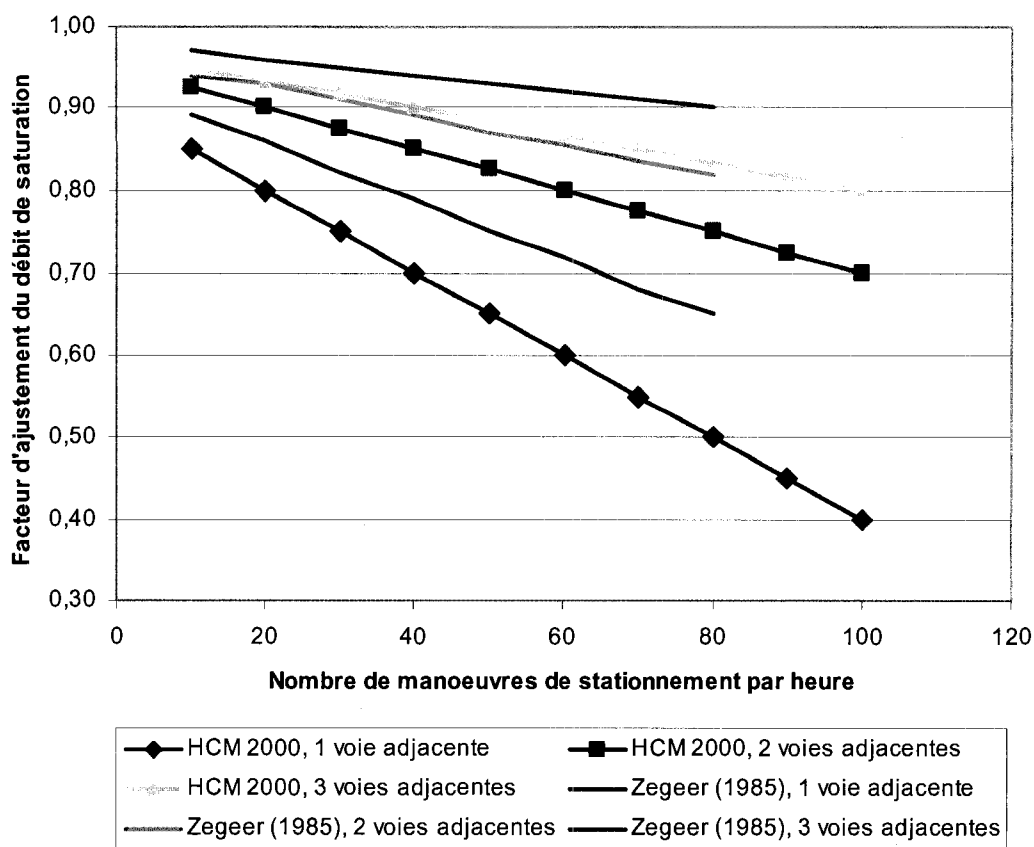


Figure 2.6: Facteur d'ajustement du débit de saturation en fonction du nombre de manoeuvres de stationnement et du nombre de voies du groupe de voies

Le CCG (CITE, 1995) propose un facteur unique d'ajustement identique à celui du HCM dans le cas d'une route à deux voies (une voie adjacente à la voie où le stationnement est autorisé). Le HCM et le CCG soulignent qu'une situation où aucune manœuvre de stationnement n'a lieu n'est pas équivalente à une situation où le stationnement est interdit. En effet, on appliquera un facteur réducteur pour un stationnement autorisé, et ce même si personne ne stationne.

En conclusion, l'influence des stationnements doit être prise en compte lors de la sélection des carrefours, on s'attachera donc à choisir des approches où le stationnement est interdit, afin de ne pas perturber nos mesures de débits idéaux.

2.1.5. Arrêts d'autobus

Les autobus s'arrêtant pour prendre ou laisser descendre des passagers bloquent non seulement la circulation des véhicules les suivant dans la voie pendant la durée d'arrêt, mais ils influencent aussi les voies adjacentes. En effet certains conducteurs vont décider de changer de voie, ce qui nécessite l'obtention d'un créneau disponible dans la voie cible. Les véhicules s'arrêtant pour offrir ce créneau vont retarder leur propre file, ces manœuvres engendrent donc une diminution du débit de saturation. Suivant le positionnement de l'arrêt en amont ou en aval de l'intersection, l'effet sur le débit n'est pas le même. Ainsi le CCG (CITE, 1995) utilise une procédure différente suivant les deux cas. Dans le cas d'un arrêt situé en amont du carrefour, le facteur suivant peut être calculé $F_{\text{transit}} = 1 - k \cdot B \cdot T / 3600$, avec T le temps moyen d'un arrêt d'autobus en secondes, B la fréquence des autobus pas heure et k le coefficient traduisant l'effet de la place de l'arrêt dans le cycle et se calculant comme suit : $k = \% \text{ du temps d'arrêt pris sur le vert} \cdot \text{durée du cycle} / \text{temps de vert effectif}$.

Ainsi, si la montée des passagers s'effectue pendant un feu rouge, la gêne causée par l'autobus sera minime, k étant nul. Par contre, si tout le temps de chargement est pris sur le vert, k sera maximal. Le temps moyen d'un arrêt d'autobus T comprend le temps de chargement (1,5 à 2 secondes par passagers) et le temps d'accélération et de décélération (environ 6 secondes).

Pour le cas des arrêts en aval de l'intersection, la démarche comprend cinq étapes et fait intervenir la longueur entre l'arrêt et le carrefour, le temps nécessaire à une manœuvre d'arrêt et de départ de bus, le nombre de bus par heure et le débit de saturation ajusté de tous les autres éventuels facteurs.

Zegeer (1985) et le HCM (TRB, 2000) offrent des facteurs d'ajustement qui sont uniquement fonction du nombre de manœuvres d'arrêt d'autobus et du nombre de voies de l'approche. On constate sur la Figure 2.7 que les facteurs proposés par Zegeer sont supérieurs à ceux adoptés par le HCM. Ceci est dû au fait que la durée moyenne d'obstruction de la voie par un autobus durant la phase verte est de 9,1 secondes pour Zegeer, alors qu'elle est sensiblement plus importante pour le HCM (14 secondes).

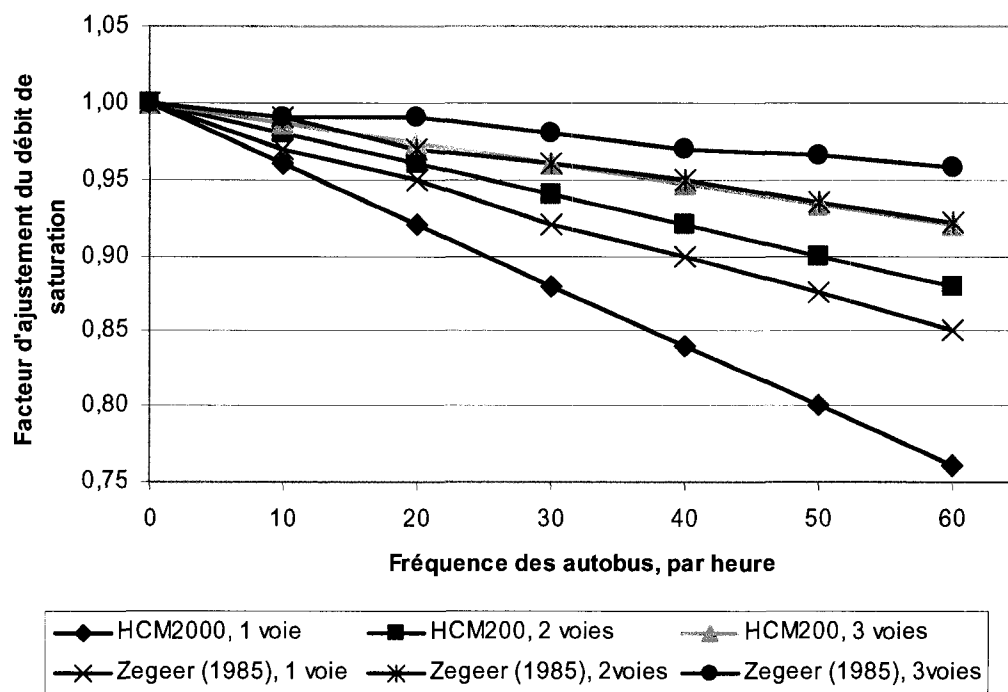


Figure 2.7: Facteurs d'ajustement pour les arrêts d'autobus

Au regard de l'influence que les bus peuvent avoir sur le débit de saturation, il sera important de bien écarter de notre étude tous les cycles comportant des arrêts de bus.

2.2 Trafic et exploitation

Ce sous-chapitre traite l'influence du comportement des usagers, conducteurs ou piétons, sur le débit de saturation, ainsi que de la stratégie d'exploitation du carrefour, c'est-à-dire le phasage et les mouvements de virage.

2.2.1. Durée de la phase verte

Au démarrage de la phase verte, un retard au départ des véhicules est souvent constaté. Ce retard est principalement attribuable au temps de réaction des conducteurs et contribue à réduire le débit de saturation. Suivant les auteurs, les 4 à 9 premiers véhicules doivent être retirés des relevés de saturation sur le terrain. Le CCG (CITE, 1995) applique un facteur de réduction du débit pour les cycles donc la durée est

inférieure à 20 secondes, ce qui équivaut à l'écoulement des premiers véhicules. D'autre part, le CCG mentionne que lorsque l'intervalle vert est supérieur à 50 secondes, et que le trafic s'écoule de manière saturé, on constate une perte d'attention chez certains usagers de ces longues queues, ce qui se traduit par un retard au démarrage derrière le véhicule précédent et donc une réduction du débit de saturation. En définitive la durée de la phase verte est importante car pour les durées non comprises dans l'intervalle de temps 20 secondes à 50 secondes, le débit mesuré est perturbé et tend à diminuer.

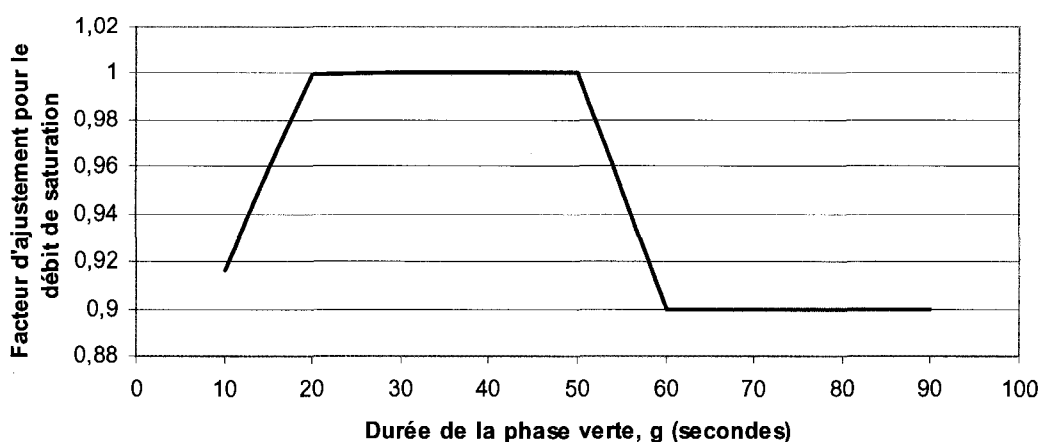


Figure 2.8: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la durée de la phase verte selon le CCG (CITE, 1995)

L'impact de la durée de la phase verte étant encore peu documenté, nos observations se feront sur des cycles dont la durée de vert est comprise entre 20 et 50 secondes, c'est-à-dire ceux qui ne nécessitent pas d'ajustements selon le CCG.

2.2.2. Mouvements de virage à droite

Les mouvements de virages à droite sont principalement contraints par les courants de piétons et dans une moindre mesure par le rayon de courbure de l'intersection. Ainsi, un fort courant piétonnier, de même qu'un rayon de courbure serré auront pour effet de diminuer le débit de saturation. L'étude des virages à droite est donc

fortement liée à celle des piétons, conduite à la section 2.2.4. Le HCM décompte trois cas d'ajustement (Figure 2.9).

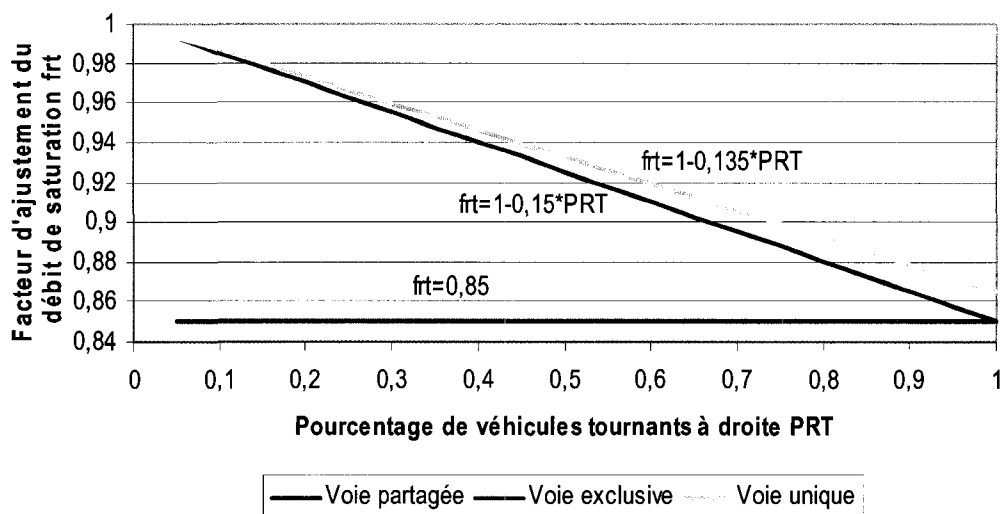


Figure 2.9: Ajustement pour les manoeuvres de virage à droite selon le HCM (TRB, 2000)

En premier lieu les voies exclusives, réservées aux virages à droite, pour lesquelles un facteur constant de 0,85 doit être appliqué.

Ensuite, les voies partagées avec d'autres mouvements et pour lesquelles il faut tenir compte de la proportion de véhicules tournants. On constate que lorsque tous les véhicules tournent, on converge vers la valeur de 0,85 déterminée pour une voie exclusive.

Enfin, dans le cas d'une voie unique servant à la fois plusieurs débits, on obtient des valeurs de débit légèrement supérieures à celles des approches avec plusieurs voies partagées, et ceci même dans le cas où la totalité des manoeuvres sont des virages.

Pour Webster (1966), l'influence des virages à droite peut être négligée lorsque le pourcentage de véhicules concernés est inférieur à 10%. Dans le cas contraire, une correction doit être appliquée en majorant de 25% l'unité de valeur équivalente d'un véhicule tournant par rapport à un véhicule continuant tout droit. Cette approche semble toutefois particulièrement restrictive comparée à celle du HCM.

La figure 2.10 effectue la comparaison des ajustements recommandés par le HCM (TRB, 2000), Zegeer (1986) et Kimber (1986) pour une approche partagée entre véhicules tournant à droite et véhicules continuant tout droit. Les équations de Zegeer et de Kimber tenant compte du rayon de courbure (section 2.1.3), on a choisi une valeur de 70 pieds pour laquelle l'effet de la courbure devient mineur par rapport à celui de la manœuvre de virage. On constate en premier lieu que lorsque aucun véhicule ne tourne, le facteur d'ajustement s'annule et prend la valeur un. De même, lorsque tous les véhicules tournent (pourcentage de véhicules tournants à droite $PRT=1$), on obtient les valeurs limites 0,85 pour le HCM, 0,91 pour Zegeer et 0,93 pour Kimber. La méthode utilisée par le HCM et Zegeer, moyenne pondérée des débits, donne un facteur linéaire alors que l'approche de Kimber, basée sur une moyenne pondérée des écarts, introduit une légère courbure (Bonneson, 2005). Ces différences sont cependant minimales et le paramètre explicatif déterminant demeure le rayon de courbure.

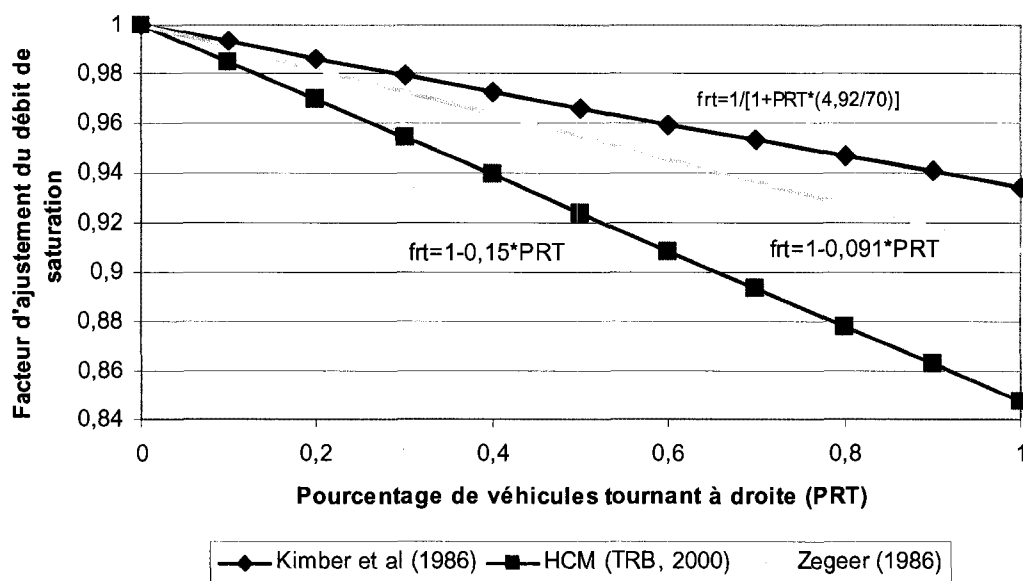


Figure 2.10: Comparaison des facteurs d'ajustement pour les virages à droite, avec un rayon de courbure de 70 pieds

2.2.3. Mouvements de virage à gauche

L'ajustement des mouvements de virage à gauche est principalement conditionné par le débit de véhicule opposé (Figure 2.11). Le caractère exclusif ou partagé des voies est aussi important, de même que le phasage de l'intersection, qui peut être protégé en bloquant les courants opposés, ou partagé, suivant les cas.

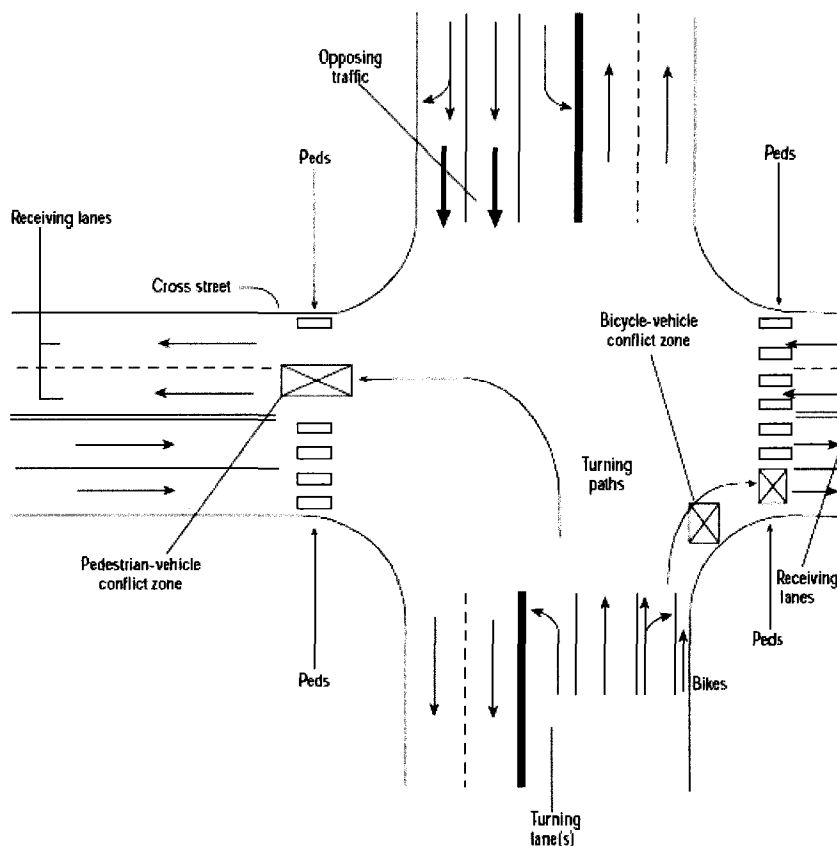


Figure 2.11: Le carrefour et les différents courants en jeu (HCM 2000)

Dans le cas d'une phase protégée, le HCM (TRB, 2000) et Zegeer (1985) proposent deux types d'ajustements. Le premier est celui valable pour les voies partagées pour lesquelles un certain pourcentage de véhicule tourne, tandis que le reste continue tout droit. Le facteur proposé est une fonction décroissante du pourcentage de véhicules effectuant un virage. Le minimum est obtenu lorsque 100% du trafic tourne à gauche. Le deuxième cas considéré est celui des voies exclusives, réservées aux virages à gauche.

Cette alternative revient au cas où tous les véhicules tournent pour une voie partagée. La figure 2.12 montre que le facteur du HCM 2000 est légèrement plus restrictif que celui de Zegeer (0,95 contre 0,97).

Le CCG (CITE, 1995) n'offre pas de facteur pour le cas des voies partagées, il suggère de prendre les mêmes valeurs de débit que pour les voies continuant tout droit, à moins qu'une observation locale ne donne des valeurs différentes. Pour le cas des voies exclusives, le CCG note que le débit de saturation est très variable, et qu'il est même parfois supérieur à celui des voies continuant tout droit. Ainsi, dans le cas d'une circulation sursaturée, avec la présence d'une file continue de véhicules tournants, un facteur $F_L=1,05$ peut être appliqué au débit de saturation. Cette propension à avoir des débits à gauche plus importants que les débits tout droit est appuyée par le fait que les phasages protégés sont souvent de courte durée, ce qui a tendance à augmenter le débit de saturation comme expliqué à la section 2.2.1 sur la durée des phases vertes.

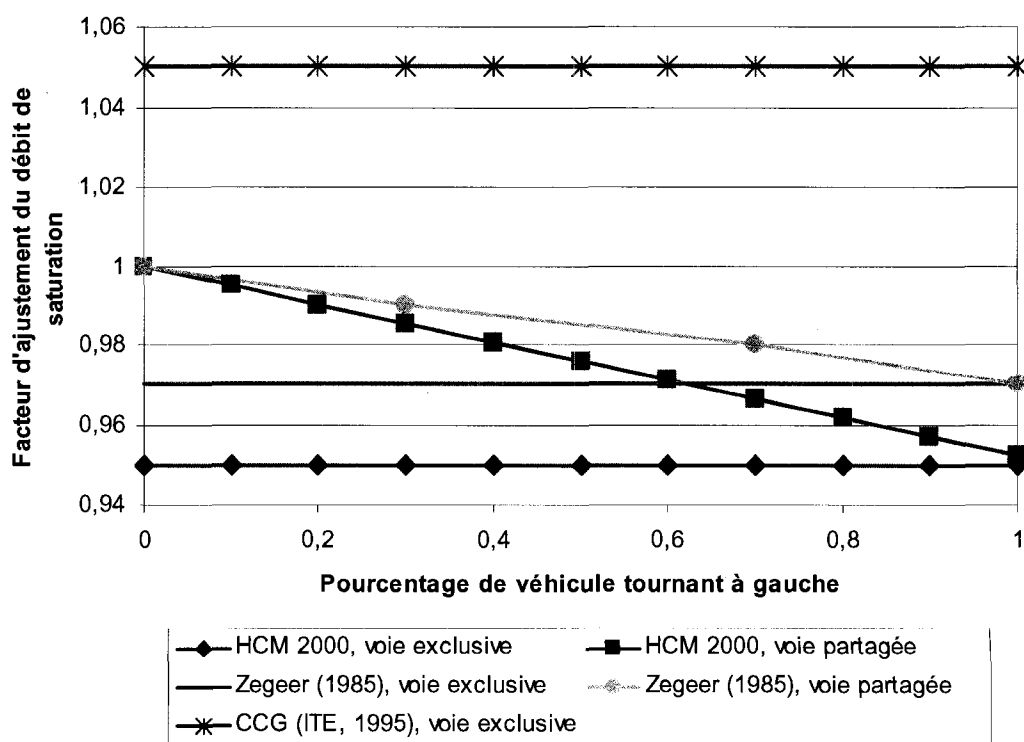


Figure 2.12: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour les virages à gauche en phase protégée

L'étude des virages à gauche pour des phases permissives, c'est-à-dire non protégées des débits opposés, se révèle être plus complexe.

Le CCG (CITE, 1995) développe deux méthodes selon la qualité exclusive ou partagée de l'approche. Chacune de ces procédures est basée sur le taux de débit opposé pendant le vert effectif. Ceci a pour but de ne prendre en compte que le débit réellement opposé aux virages à gauche pendant sur la période de temps où les flux sont en conflit. Le vert effectif est donc en substance le vert pour les débits opposés auquel on retire le temps s'écoulant avant le début des virages à gauche (dans le cas d'une phase avancée) ou après la fin de ceux-ci (dans le cas d'une phase retardée). Le tableau 2-1 détaille la procédure pour obtenir le débit de saturation SL ajusté pour le virage à gauche.

Tableau 2-1: Procédure pour ajuster le débit de saturation des virages à gauche des voies exclusives non protégées

1	$q'0 = q0 * C / ge$	$q'0$ =taux de débit opposé (uvp/h) $q0$ = débit opposé (uvp/h) C= durée du cycle (s) ge = vert effectif (s) pour le débit opposé								
2	$FL = 1,05 * \exp(-0,00121 * f * q'0) - 0,05$	f = fonction du nombre de voies opposées (tout droit et virage à droite partagé) <table><tr><td>Nombre de voies opposées</td><td>1</td><td>2</td><td>3</td></tr><tr><td>f</td><td>1</td><td>0,625</td><td>0,51</td></tr></table>	Nombre de voies opposées	1	2	3	f	1	0,625	0,51
Nombre de voies opposées	1	2	3							
f	1	0,625	0,51							
3	$SL = FL * ql$	ql = débit non ajusté tournant à droite (uvp/h)								

La figure 2.13 compare les différentes valeurs du facteur d'ajustement F_L en fonction du paramètre f , variant avec le nombre de voies opposées. On s'aperçoit que pour un même débit opposé, moins il y a de voies, plus l'impact restrictif sur le débit à gauche est important. Il est aussi à noter que le facteur F_L augmente de manière très sensible (90%) lors du passage d'une voie à deux, et que cette sensibilité diminue ensuite puisqu'il n'y a que 20% d'augmentation de F_L avec trois voies et seulement 11% avec l'ajout d'une quatrième voie.

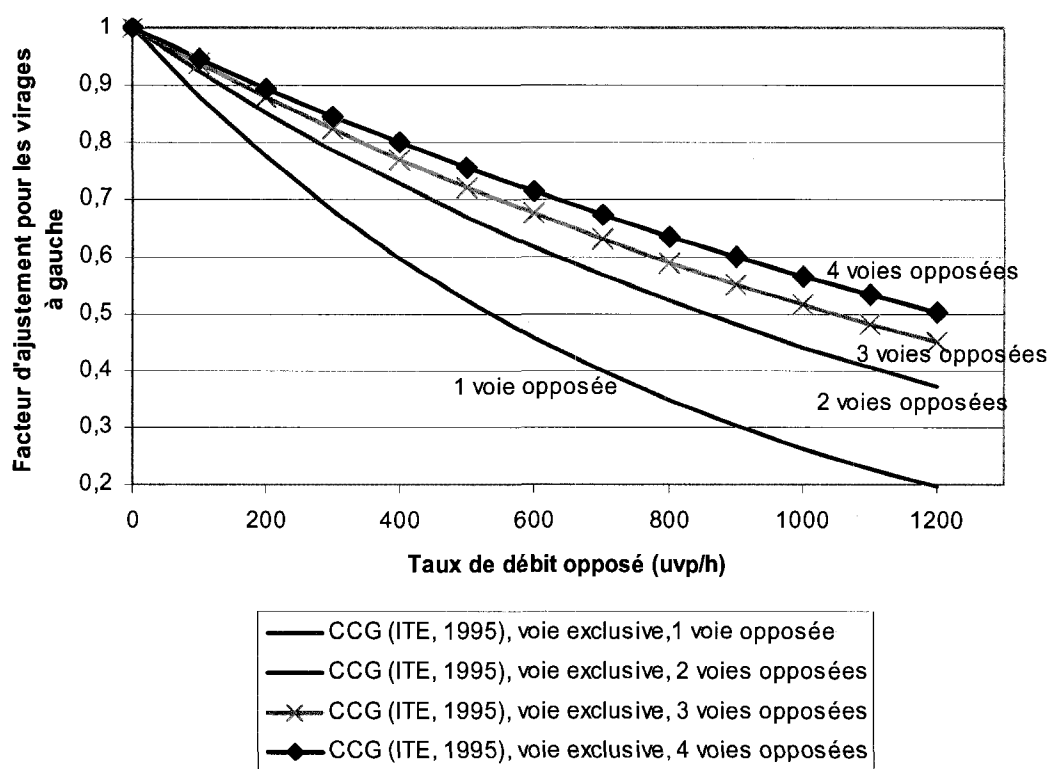


Figure 2.13: Facteur d'ajustement F_L pour les virages à gauche en phase non protégée dans une voie exclusive

Dans le cas des voies partagées, le CCG (CITE, 1995) recommande d'appliquer au débit qui tourne à gauche les ajustements décrits ci-dessus comme si la voie était exclusive, et d'appliquer au débit qui continue tout droit les ajustements usuels (largeur de voie,

penne, temps de la phase verte...) afin d'obtenir le débit de saturation S_T correspondant à ce mouvement, puis de procéder comme suit (Tableau 2-2).

Tableau 2-2: Procédure pour ajuster le débit de saturation des virages à gauche des voies partagées non protégées

1	$KL = ST / SL$	SL= débit de saturation ajusté pour les véhicules qui tournent à gauche (uvp/h) ST= débit de saturation ajusté pour les véhicules allant tout droit (uvp/h)
2	$q'T = KLqL + qT$	qL= débit non ajusté tournant à droite (uvp/h) qT= débit non ajusté continuant tout droit (uvp/h)
3	$FTL = (qL + qT) / q'T$	FTL = facteur d'ajustement pour les voies partagées à gauche et tout droit q'T= débit équivalent tout droit pour la voie partagée (uvp/h)

Les ajustements proposés par Zegeer (1985) dans le cas des phases de virages à gauche non protégés sont résumés sur la figure 2.14. Comme dans le cas des virages protégés, plus la proportion de véhicules tournants est grande plus le débit de saturation est restreint. On remarque cependant que cette tendance n'est pas linéaire, car le débit décroît plus rapidement dans le cas d'une voie exclusive que dans celui d'une voie partagée, face à des débits opposés croissants. Ainsi, dans le cas d'une voie exclusive (donc avec 100% de virages à gauche), un débit opposé de 1000 uvp/h engendrera une diminution de 60% du débit de saturation, alors que dans le cas d'une voie partagée avec 50% de virages à gauche, la diminution ne sera que 25%.

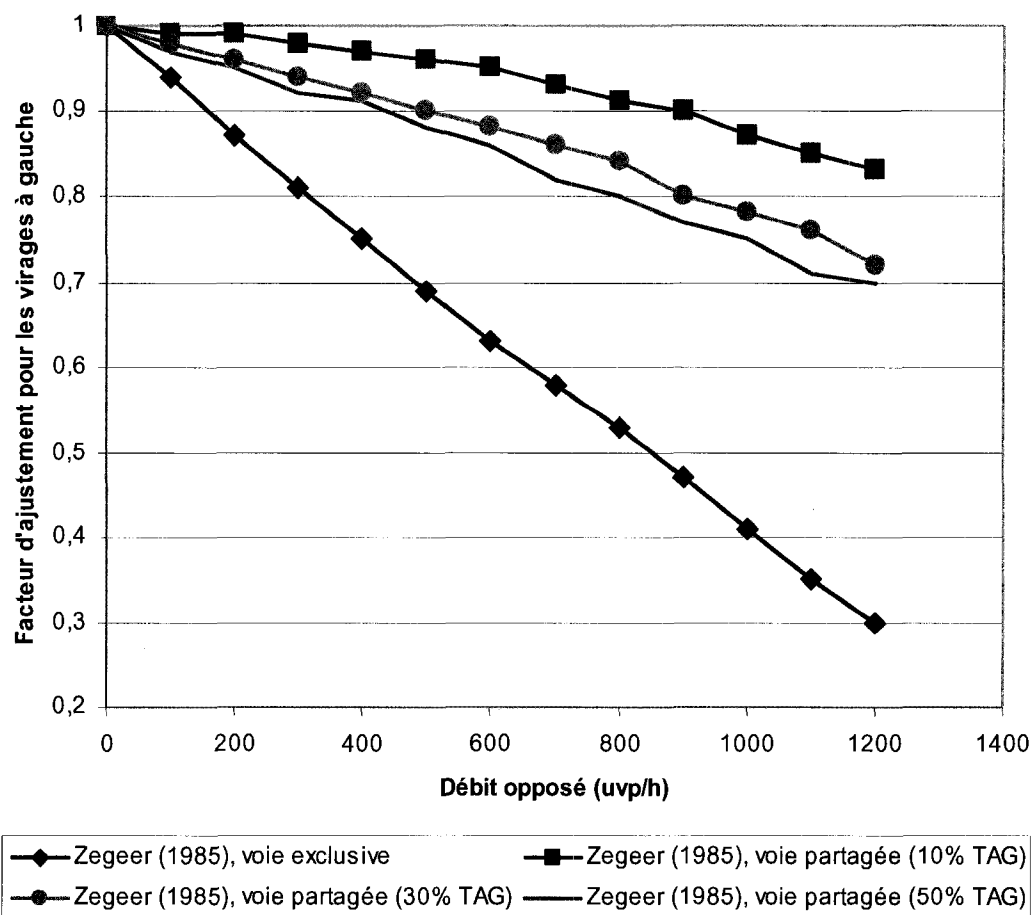


Figure 2.14: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour les virages à gauche en phase non protégée

2.2.4. Trafic piétonnier et bicyclettes

L'intensité du trafic piétonnier en piéton par heure est intimement lié à la localisation du carrefour, l'effet du piéton est donc déjà prise en compte par la plupart des études par des facteurs d'ajustements relatifs à la population de l'agglomération ou le type de zone urbaine.

Les courants piétonniers ont un impact réducteur sur le débit de saturation, principalement dans le cas des mouvements de virage à droite, étant donné que dans le cas d'une traversée à gauche, c'est le courant opposé qui est l'élément réducteur principal. Cependant, la traversée de piétons dans le cas de mouvements de virages à

gauche semble plus critique au niveau de la sécurité. En effet, si les mouvements de virage à gauche ne concernent qu'environ 20% des manœuvres selon Lord (1994), ils sont en revanche responsables de 31% des accidents de piétons selon Fruin (1973). Lorsque le feu passe au vert, les véhicules tournant à droite doivent traverser le flux de piétons pour qui le feu est aussi vert, comme montré sur la figure 2.15.

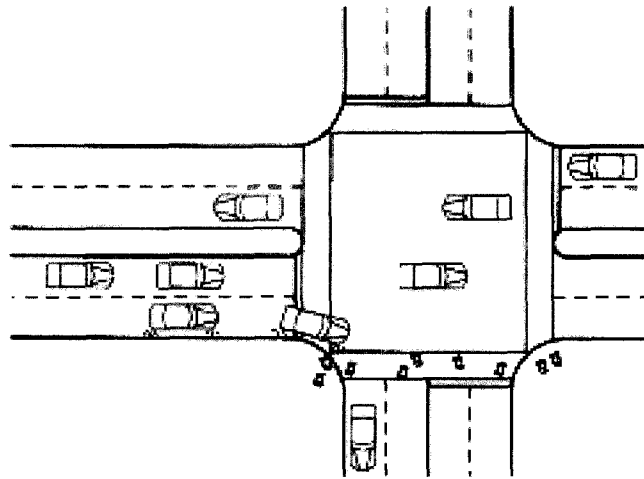


Figure 2.15: Zone de conflit entre courants de piétons et manœuvre de virage à droite (CCG, 1995)

Les différentes méthodes d'ajustement prennent en considération le type de voie (exclusive ou partagée), le type de phasage (protégé ou permissif), le débit de piétons en ped/h , et enfin la proportion de véhicules tournant à droite.

La figure 2.16 compare les méthodes HCM (TRB, 2000) et CCG (CITE, 1995).

Ces méthodes, bien que différentes, sont toutes deux basées non pas sur le volume horaire de piétons, mais sur une intensité qui ne prend en compte que les flux piétonniers réellement opposés aux véhicules tournant à droite. Cette intensité q' (ped/h) se calcule comme suit : $q' = q * C / g$, avec q le volume horaire constaté, C la durée du cycle, et g le vert effectif pendant lequel les piétons et les véhicules se partagent la chaussée (on retire le temps pendant lequel les piétons peuvent traverser alors que les voitures sont arrêtées).

A partir de cette intensité, le CCG utilise des modèles locaux ne tenant pas compte du pourcentage de véhicules tournant à droite, mais plus du comportement des conducteurs

par rapport aux piétons, de leur « degré de respect ». On constate par exemple que les habitants d'Edmonton laissent plus facilement la priorité aux piétons que ceux de Toronto, ce qui a pour effet de diminuer de manière plus importante le débit de saturation. De plus, les conducteurs ne réagissent pas de façon linéaire entre les villes, on voit ainsi qu'avec l'augmentation du volume de piéton, les conducteurs de Vancouver deviennent plus agressifs que leurs homologues d'Edmonton et de Toronto. Cela se traduit par une pente plus faible du facteur d'ajustement. Le CCG recommande par ailleurs d'établir des modèles locaux à chaque fois qu'il est possible de le faire.

Le HCM (TRB, 2000) utilise un facteur d'ajustement qui tient compte du débit piétonnier, du débit de bicycles, du pourcentage de véhicules tournants ainsi que du pourcentage de véhicules utilisant une phase protégée. Les différentes étapes dans le calcul de ce facteur sont reprises au tableau 6-2 de l'annexe D. Pour simplifier la comparaison, on a choisi de faire figurer le cas où il n'y a pas de cyclistes et pas de phase protégée pour les virages à gauche. On note cependant que le rapport de vert protégé sur le vert total semble être le principal paramètre explicatif des différences constatées entre les valeurs HCM et CCG puisqu'il revient à multiplier le facteur présenté par un nombre compris entre 0 et 1 (0 étant le cas où tous les virages sont protégés des piétons, et 1 le cas où tous les virages sont en conflits avec des piétons). La méthode australienne exposée dans le logiciel SIDRA (Akçelik, 1990) propose les mêmes valeurs que le HCM.

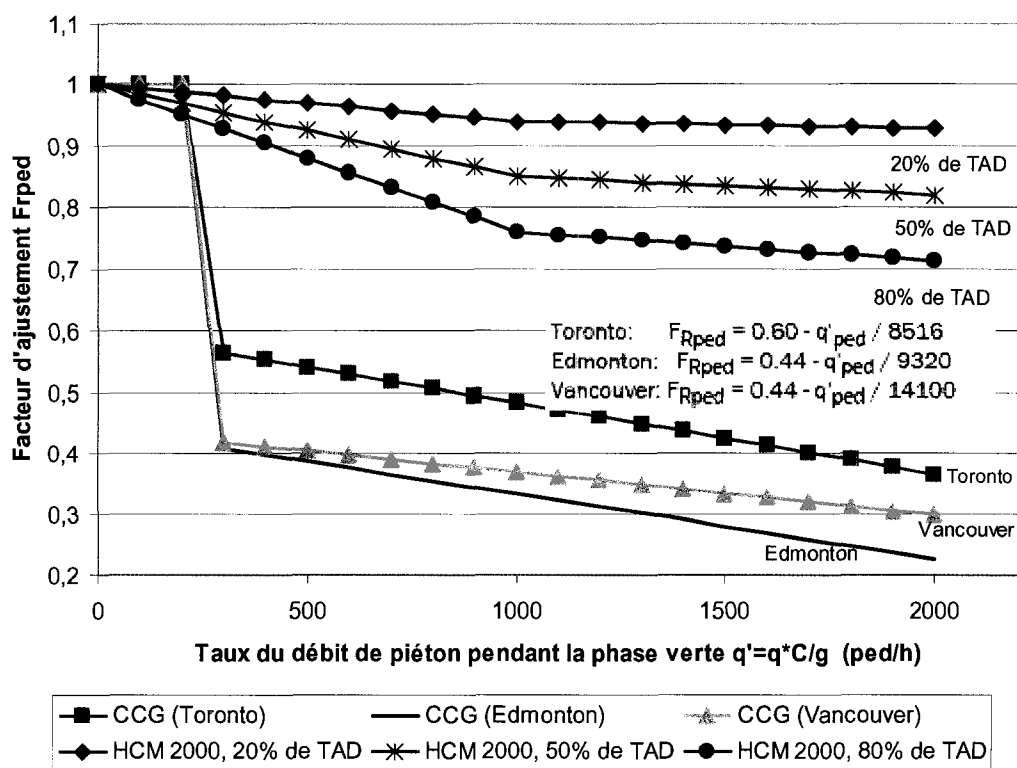


Figure 2.16: Facteur d'ajustement pour les débits piétonniers

Zegeer (1985) a évalué in situ la réduction du temps de vert utilisable par les usagers tournant à droite du fait des piétons, et a ainsi pu en déduire un facteur d'ajustement. Rouphail et Eads (1997) ont de leur part réalisé une évaluation de l'impédance des piétons sur le débit de saturation à droite à l'aide d'une simulation CORSIM.

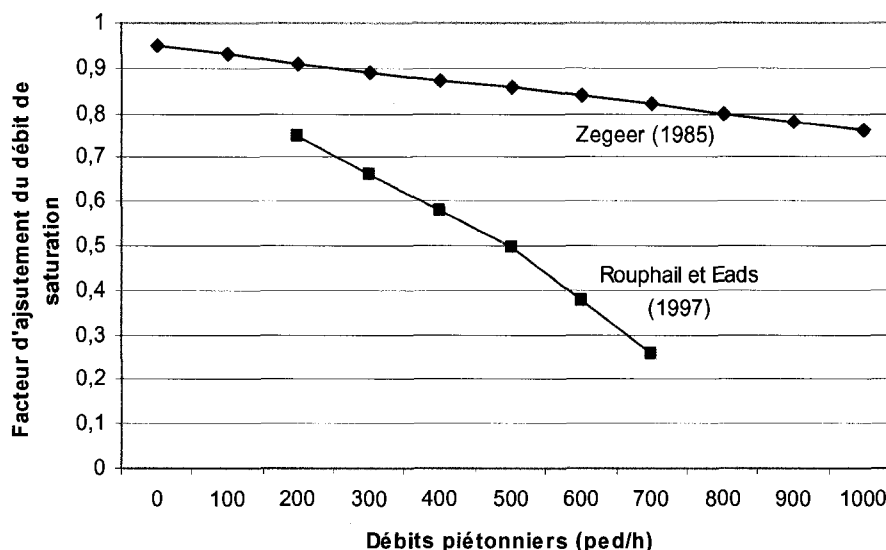


Figure 2.17: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour l'impédance des piétons sur les virages à droite

2.2.5. Type de véhicule et influence des évolutions technologiques sur la conduite

Les dimensions d'un véhicule et donc l'espace qu'il prend sur la chaussée ont une influence directe sur le créneau de temps qu'occupe ce véhicule. Le type de véhicule influence aussi la manière dont le conducteur se comporte. Ainsi, la position du chauffeur en hauteur par rapport au sol ainsi qu'en distance au pare choc change en fonction du modèle et du type de voiture. De même, le poids, le temps pour accélérer et le freinage sont aussi des paramètres ayant un impact sur le style de conduite. Plusieurs études ont cherché à expliciter ce lien. Herman et al. (1973) a procédé à des tests sur circuit dans le but de comparer des voitures urbaines de petite taille et des voitures de taille standard. Il a trouvé que la différence de puissance et l'accélération théoriques des véhicules standard n'étaient pas utilisées en pratique pour augmenter le débit au démarrage à un carrefour à feux. En revanche les pelotons formés de véhicules plus petits ont un débit de saturation plus important d'environ 10%. Pour Kimber et Semmens (1982), les facteurs limitant le débit de saturation sont déterminés par la

réponse du conducteur à une situation, et ne dépendent pas de la performance du véhicule à proprement parler. Cette affirmation est basée sur la comparaison entre les résultats de leur étude de 1982 sur l'impact de la largeur de la voie de circulation sur le débit de saturation, et ceux obtenus par Webster en 1957 pour le même type d'expérience avec des véhicules plus anciens.

Le débit de saturation s'exprime pour la plupart des études en unités de véhicules particuliers par heure de vert. Il faut alors appliquer un facteur d'ajustement aux véhicules qui ne sont pas dans cette catégorie, en multipliant l'écart temps ou le compte observé par l'équivalent en unités de véhicules particuliers.

Tableau 2-3: Equivalents de véhicules en unités de véhicules particuliers

Type de véhicule	CCG (1995)	Branston (1979)	Webster (1966)
Véhicule particulier	1	1	1
Véhicule commercial léger	1	-	1
Véhicule commercial moyen	1,5	1,35	1,75
Véhicule commercial lourd	1,5	1,68	1,75
Semi-remorque	2,5	-	-
Semi-remorque très chargé	3,5	-	-
Autobus	1,75	1,65	2,25
Motocyclette	0,5	0,15	0,33

Certaines études ne font en revanche pas de distinctions aussi précises, et proposent simplement un facteur d'ajustement tenant compte du pourcentage de véhicules lourds (Figure 2.18). On constate que le débit de saturation décroît lorsque le pourcentage de camion augmente.

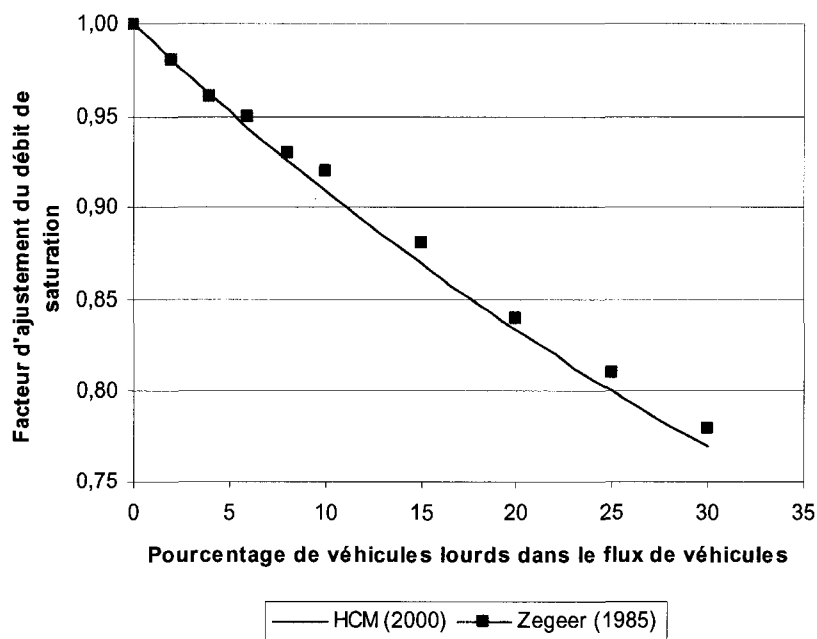


Figure 2.18: Facteurs d'ajustement du débit de saturation pour les véhicules lourds

Tsao et Chu (1995) considèrent cependant que l'application d'un facteur d'équivalence unique pour les véhicules lourds ne reflète pas la réalité. Ainsi, si l'on dispose généralement d'un facteur d'ajustement pour les véhicules lourds et d'un autre facteur d'ajustement pour les véhicules tournant à gauche, une telle vision des choses ne prend pas en compte une éventuelle différence de comportement entre un camion et une voiture lors du virage à gauche. L'établissement de facteurs « croisés » est donc proposée. Il est à noter que le facteur proposé pour les véhicules lourds tournant à gauche se confond avec les valeurs de Zegeer (1985).

Tsao et Chu (1995) ont aussi testé l'hypothèse selon laquelle l'écart occupé par un véhicule dépend du véhicule précédent. Pour ce faire, ils ont considéré quatre situations, et ont mesuré l'écart entre une voiture et le véhicule la précédant (Figure 2.19), puis entre un camion et le véhicule le précédant (Figure 2.20). La comparaison des valeurs sur un échantillon de quarante écarts par situation montre que l'influence du véhicule de tête est négligeable.

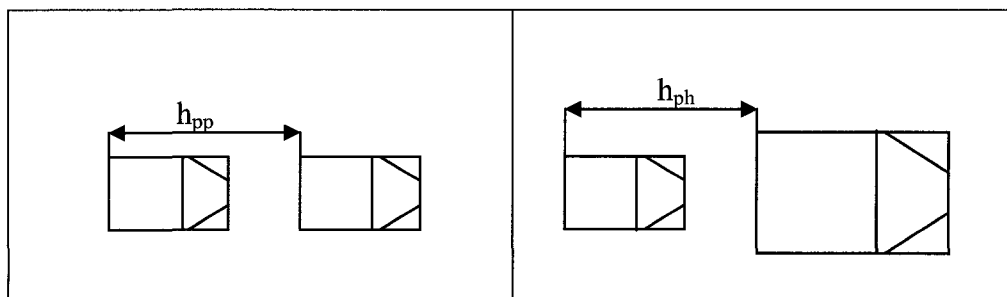


Figure 2.19: Ecart pour un véhicule particulier

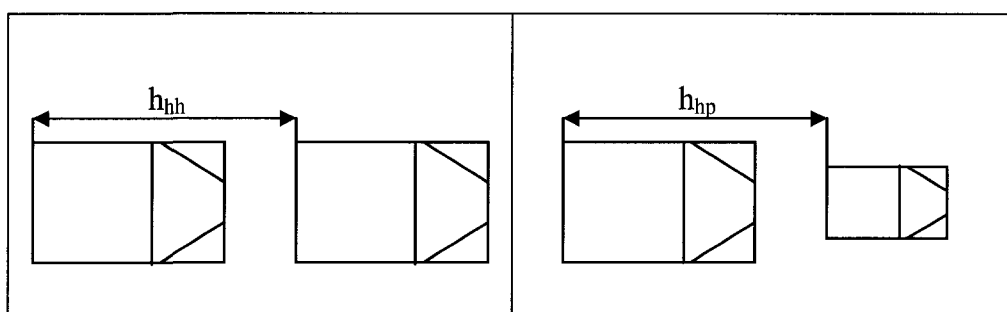


Figure 2.20 : Ecart pour un véhicule lourd

D'autres études montrent cependant que le type de véhicule prédécesseur a une influence. Ainsi, Steuart et Shin (1978) trouvent eux que les véhicules suivant de petits véhicules imposent un espace plus grand que la moyenne, et d'autre part que les petits véhicules suivent les autres véhicules de plus près que la moyenne.

Roes, Prassas et Mc Shane (2003) considèrent que les véhicules lourds ont une influence considérable sur le comportement des usagers suivants, par conséquent toute observation de débit de saturation de base doit s'arrêter au premier véhicule lourd du cycle étudié, ce qui veut dire que les véhicules arrivant après le premier poids lourd seront mis de côté.

Il existe aussi des nouveaux comportements de conduite induits par l'apparition et surtout l'utilisation massive de nouvelles technologies comme les ordinateurs GPS et les téléphones portables. En effet l'usage du cellulaire est de plus en plus répandue au volant. En France, le taux d'utilisateurs de téléphones au volant est passé de 11% en 2003 (IFOP, 2003), à 16% trois ans plus tard (IFOP, 2006). Aux Etats-Unis, un sondage réalisé par la firme Gallup (2000) montre que 23% des utilisateurs de téléphones

portables les utilisent aussi au volant. Or plusieurs études (Peters 2002, Moore 2001) montrent que la manière de conduire est influencée par les cellulaires. En effet ceux-ci augmentent l'agressivité du conducteur et l'aspect « compétitif » de la conduite dans des situations de trafic important. Les conducteurs sont plus impatients, acceptent des créneaux plus courts entre véhicules, ce qui peut avoir comme effet d'augmenter le débit de saturation. D'un autre côté, les observations sur le terrain effectuées pour la présente étude suggèrent que le téléphone portable agit aussi comme distraction au carrefour. Il contribue à ralentir le trafic étant donné que certains conducteurs occupés à parler ne remarquent pas que le feu est passé au vert et que la file a commencé à se dissiper, ils démarrent alors avec un temps de retard.

2.3 Environnement

2.3.1. Conditions climatiques

Les conditions atmosphériques ont un impact majeur sur le débit de saturation. Si les premières études (Normann, 1962 ; Leong, 1964 ; Branston, 1979) donnaient relativement peu d'informations hormis le fait que des conditions pluvieuses réduisaient le débit de saturation, les études plus récentes s'attachent à qualifier de manière plus précise l'impact de situations météorologiques variées.

La pluie, la neige et le vent affectent à la fois l'état de la route, les véhicules et les conducteurs. Le premier effet, physique, est la réduction du coefficient de frottement entre les pneumatiques et la chaussée. L'OCDE note ainsi dans un rapport de 1984 que les conducteurs laissent des écarts plus grands entre véhicules pour compenser la perte de visibilité et l'accroissement de la distance de freinage sécuritaire par temps humide.

Teply (1977, 1981) estime que les débits de saturation sont réduits de 5% à 20% en hiver par rapport à l'été. Sur chaussée humide et par pluie forte, les projections d'eau rendent la visibilité à faible distance quasi nulle, le débit tombe alors de 10%.

Martin, Perrin et Hansen (2000) ont conduit une étude en Utah (Figure 2.21). Ils trouvent que par conditions climatiques difficiles, le débit de saturation diminue à cause d'écarts de sécurité plus importants entre véhicules, de vitesses plus faibles et de taux d'accélération plus bas.

L'étude et la connaissance de l'impact des conditions climatiques concernent directement notre étude car Montréal est une zone sujette à des hivers rigoureux et des automnes pluvieux. Ainsi, nous porterons une attention particulière à la météo lors des mesures afin de documenter le mieux possible son impact sur le débit de saturation.

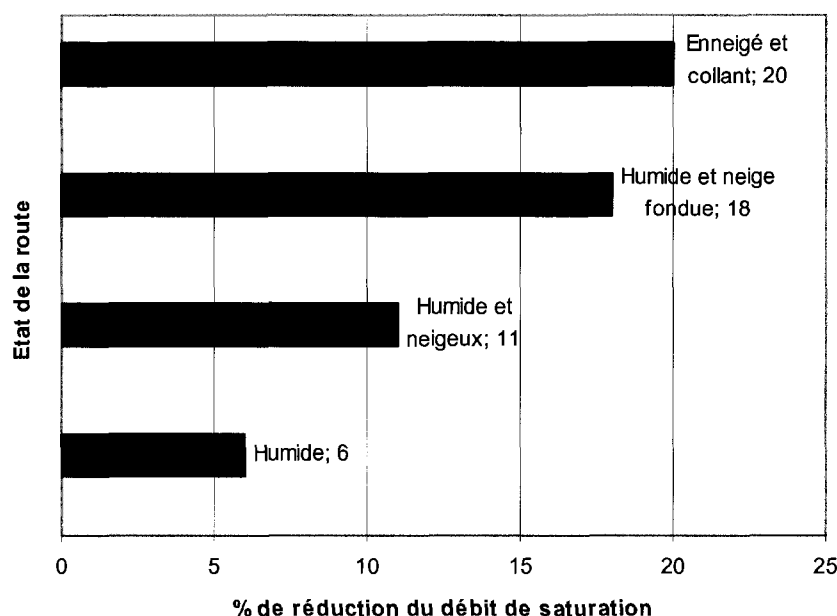


Figure 2.21: Impact des conditions climatiques sur le débit de saturation en Utah (Martin, 2000)

2.3.2. Effet des périodes de pointes

Les périodes de pointe du matin (entre 7h et 8h30) et du soir (entre 16h et 18h), et dans une moindre mesure la période entourant la mi-journée, sont les plages horaires les plus achalandées du réseau routier. Branston (1979) inclue dans son modèle de débit de saturation par régression linéaire basé sur la largeur de la voie un facteur fonction de la période de pointe. Ainsi, pour une voie standard de 3,6m de large, le débit hors pointe sont inférieurs de 9% à celui de pointe.

Dunlap (2005) a conduit une étude en Virginie (Etats-Unis) au cours de laquelle il a relevé des débits de saturation à plusieurs moments de la journée. La figure 2.22 montre que le débit hors pointe est plus faible que le débit de pointe.

Teply (1981) estime de plus que les débits de saturation de la période de pointe du matin sont légèrement supérieurs à ceux de la période de pointe du soir, plus étalée dans le temps.

Il sera intéressant de vérifier pour Montréal si l'on obtient des débits plus importants le matin que le soir. En revanche, en ce qui concerne l'étude du débit de saturation hors pointe, nous ne pourrions fournir des données pertinentes, car Montréal n'est pas soumise aux mêmes flux de véhicules que la Virginie, et qu'il est ainsi difficile d'observer suffisamment de files d'attente sursaturées pendant les heures creuses.

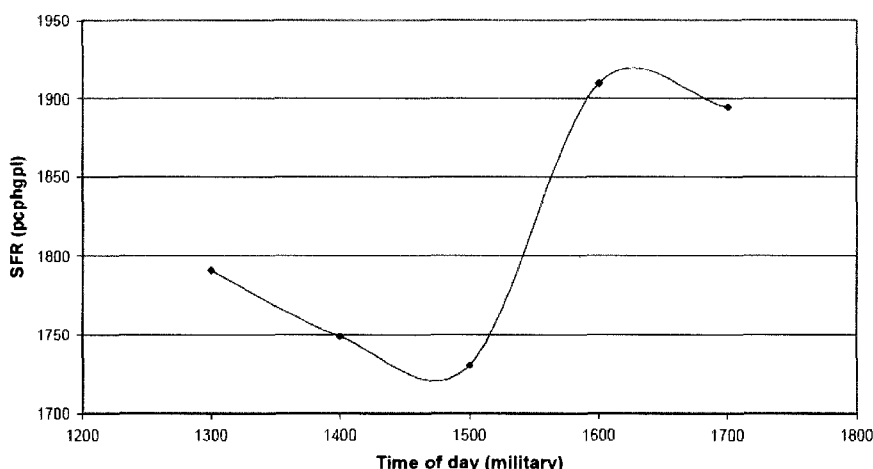


Figure 2.22: Variation du débit de saturation selon les périodes de pointes (Dunlap, 2005)

2.3.3. Population de l'agglomération

Plusieurs études ont été consacrées à l'influence de la taille de l'agglomération en population sur le débit de saturation (Zegeer, 1986 ; Agent et Crabtree, 1982).

Il ressort que plus une zone est peuplée, plus les débits constatés sont importants. Selon Bonneson (2005), cela traduit le fait que les conducteurs des grosses communautés

urbaines sont plus pressés et adoptent un style de conduite plus agressif que ceux des villes plus petites. Il est intéressant de noter que l'effet de la population est plus sensible pour les villes de moins de 200 000 personnes; au-delà, les comportements diffèrent peu. Bonneson (2005) recommande néanmoins l'utilisation d'un facteur d'ajustement pour la taille de l'agglomération dans le cas de villes moyennes, c'est-à-dire les villes de moins de 500 000 habitants. Nous considérons pour la suite de l'étude qu'un tel facteur ne s'applique pas à Montréal qui compte près de deux millions d'habitants.

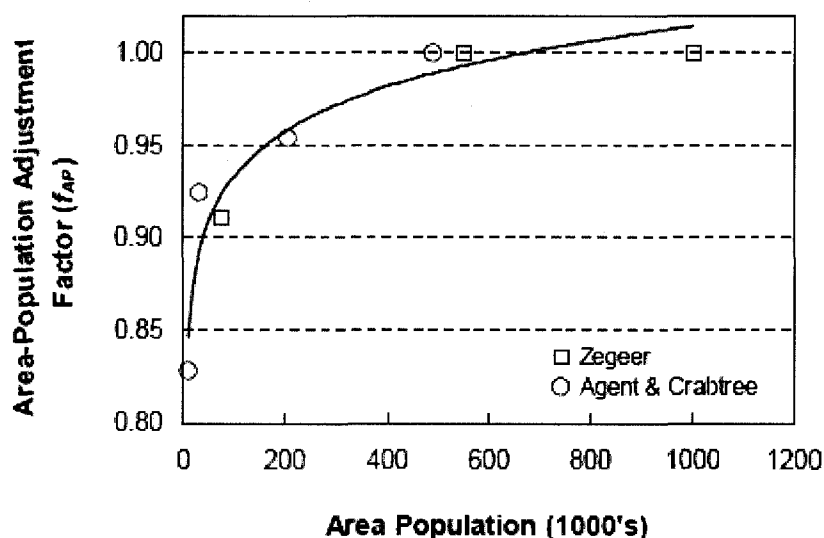


Figure 2.23: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour la taille de l'agglomération

2.3.4. Localisation dans la zone urbaine

En centre ville, le débit de saturation est contraint par la concentration de véhicules, de piétons, de réseaux de transports en commun (arrêts de bus et de taxis), de stationnements et de camions de livraison. De plus, le caractère local de circulation en centre ville génère plus de mouvement de virages.

La figure 2.24 compare les facteurs proposés par différents auteurs. Pour les raisons évoquées ci-dessus, le débit en centre ville est ajusté par un facteur réducteur. Les zones

résidentielles sont en revanche des zones où des débits plus importants peuvent être constatés selon Le et al (2000) et Zegeer (1986). Le CCG (CITE, 1995) ne fournit pas de facteurs d'ajustement, mais des valeurs recueillies dans plusieurs grandes villes canadiennes au centre ville (haute activité) et en banlieue (basse activité) tandis que le HCM considère 4 zones, centre ville (CBD), zone de bordure du centre (fringe area), zone d'activité périphérique (Outlying business district) et zone résidentielle. Cependant le HCM ne suggère qu'un facteur d'ajustement pour le centre ville, zone pour laquelle les bus et autres facteurs de réduction du débit de saturation sont les plus importants. Le HCM relève en outre l'existence d'une zone récréative pour laquelle le débit se rapproche des valeurs du centre ville.

A la lumière de ces informations, nous essayerons de déterminer si une telle répartition des débits en fonction des zones urbaines se retrouve pour Montréal au travers de mesures prises sur le terrain.

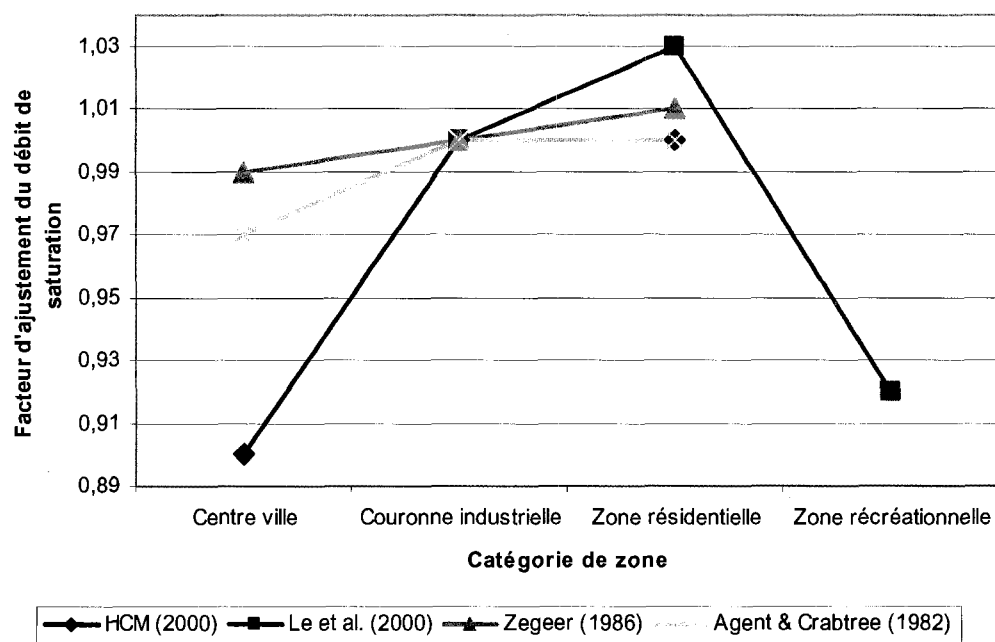


Figure 2.24: Facteur d'ajustement du débit de saturation pour le type de zone urbaine

2.3.5. Eclairage

En zone urbaine, la plupart des carrefours à feux sont éclairés, ce qui a tendance à limiter les différences entre comportements routiers diurnes et nocturnes. Pour Teply (1981), il n'existe d'ailleurs pas de différence notable entre les débits de saturation relevés de jour et ceux relevés de nuit dans un environnement urbain. D'un autre côté, Branston (1979) note que pour les quatre intersections qu'il a étudiées, l'obscurité s'accompagne d'une réduction du débit de saturation de l'ordre de 5%.

Dans le cadre de notre étude, nous établirons quelle hypothèse (approche Teply ou Branston) s'applique le mieux à Montréal.

2.4 Ajustement du débit de saturation de base et synthèse

Les facteurs présentés dans ce chapitre sont dans la plupart des cas dits multiplicatifs, c'est-à-dire qu'il faut multiplier le débit de saturation de base par ces facteurs pour obtenir le débit ajusté. Ainsi, le chapitre 16 du HCM (TRB, 2000) propose une formule permettant de calculer le débit de saturation pour une voie où un groupe de voies pour une approche donnée basée sur un débit de saturation de base de 1900 uvp/h/voie. Cette formule est du type $s = s_0 \times f_1 \times f_2 \times f_3 \dots$

Il existe cependant d'autres formules prédictives, pour lesquelles les mêmes facteurs étudiés peuvent être adaptés. Kimber et al (1986) suggère l'utilisation d'une formule additive, de la forme $s = s_0 + \Delta s_1 + \Delta s_2 + \Delta s_3 \dots$

Une troisième variante combinant facteurs additifs et multiplicatifs a été développée par Teply (1984). Les f_i et les Δs_i sont à chaque fois des fonctions des variables explicatives du débit de saturation.

Pour Tarko et Tracz (2000), la principale différence entre ces méthodes est la considération d'interactions d'ordre supérieur entre les variables explicatives. En effet, dans la forme multiplicative les variables s'affectent toutes de la même manière et un facteur modérateur pour le débit de saturation diminuera également l'effet de tous les facteurs sans distinction. De ce point de vue, la forme additive est plus souple car elle peut ne contenir que des facteurs prenant en compte des interactions d'ordre supérieur, déterminées au préalable et contenues dans le facteur additif, et laisser de côté les interactions moins pertinentes.

L'étude des facteurs d'ajustement nous a conduit à mieux comprendre les origines et les effets des paramètres explicatifs du débit de saturation, mais aussi à constater les différences qui subsistent entre les modèles développés. Dans ce contexte, un choix clair et objectif de facteurs de manière isolée les uns des autres semble compliqué. De plus, le

but premier de notre étude étant d'obtenir des valeurs de débits de saturation fiables, nous opterons pour l'approche de la cohérence dans le choix des facteurs tout au long de l'expérimentation, afin de ne pas commettre d'erreurs méthodologiques tant au niveau de la cueillette des données que de leur ajustement. Pour ce faire, nous utiliserons les facteurs et les méthodes d'ajustement développés par le HCM (TRB, 2000).

Chapitre 3: Méthodes de mesure et techniques d'acquisition

Maintenant que nous avons étudié les principaux facteurs ayant une influence sur le débit de saturation, nous devons nous pencher sur les méthodes de mesure, c'est-à-dire ce que nous devons mesurer et comment nous allons utiliser la données mesurée pour obtenir le débit de saturation. Ensuite nous passerons en revue les techniques d'acquisition, c'est-à-dire comment nous allons enregistrer les données.

Selon Tarko et Tracz (2000) les méthodes d'estimation du débit de saturation admettent une erreur standard d'environ 10% sur les valeurs proposées. De plus, ils notent que ces erreurs sont dues à deux types de problèmes : les erreurs d'ordre expérimental, lors des mesures, et les erreurs dans la modélisation du débit. Afin de mieux illustrer ces deux biais d'erreurs nous allons passer en revue les différentes méthodes de détermination du débit.

3.1 Revue des méthodes de mesure

Il existe principalement trois méthodes de mesure du débit de saturation, celle des écarts (Greenshields, 1947), qui est d'ailleurs retenue par le HCM et le CCG, celle des comptes (Webster, 1958) et enfin la troisième méthode dite de régression (Branston et Gipps, 1978).

3.1.1. Méthode des écarts

La méthode des écarts est basée sur l'estimation de l'écart temps moyen en secondes $\bar{h}$ occupé par un véhicule traversant la ligne d'arrêt d'un carrefour pendant la période de saturation. Les premiers véhicules ne sont pas pris en compte car leur inertie

au départ est plus importante. On calcule ensuite le débit de saturation horaire s comme le réciproque de cet écart : $s = \frac{3600}{h}$. Cette méthode donne des résultats désagrégés.

3.1.2. Méthodes des comptes

La méthode des comptes, aussi appelée « TRL method » consiste à séparer la période de vert du cycle en plusieurs intervalles de 6 secondes et à compter le nombre de véhicules s'écoulant lors de chaque intervalle pendant la période saturée. Le débit de saturation est obtenu en multipliant par 600 (on ramène ainsi le résultat sur une base horaire) la moyenne des véhicules s'écoulant par intervalle unitaire complet (le premier et le dernier intervalles sont exclus à cause du temps perdu). Cette méthode donne des résultats agrégés.

3.1.3. Méthode par régression

La méthode de régression développe une équation faisant intervenir le temps de vert saturé, le nombre de véhicules par catégorie et le temps perdu. Deux méthodes distinctes sont développées par Branston et Van Zuylen (1978), la méthode dite synchrone, et celle dite asynchrone. Le principe est de découper le temps de vert en trois périodes de compte : une première période commence dès le début du vert et se termine lorsque le débit atteint le plateau de saturation, la période médiane se termine alors que le débit est encore à son plein niveau, et enfin la troisième période prend fin avec l'apparition du jaune (les auteurs considèrent cependant que les véhicules s'écoulant après le jaune doivent être inclus dans la dernière période).

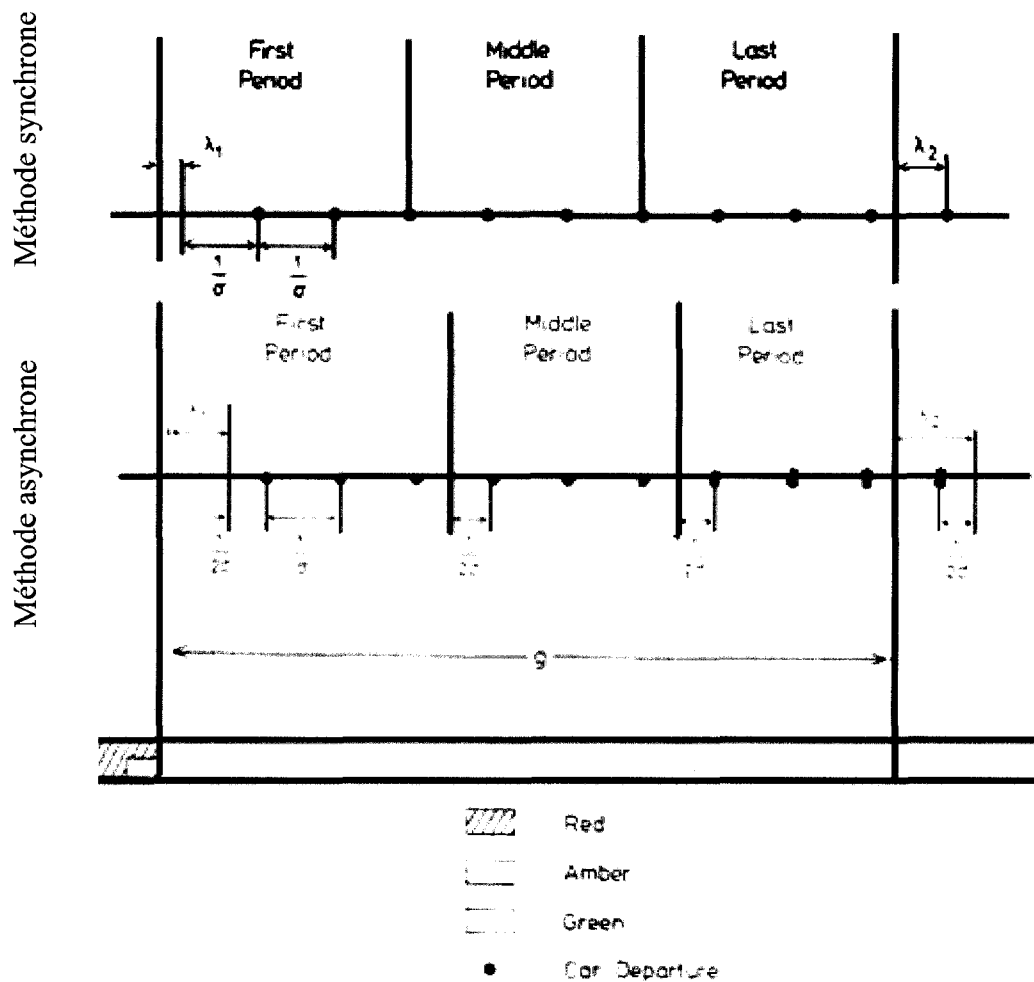


Figure 3.1: Méthodes de régression synchrone (en haut) et asynchrone (en bas) (Branston et Van Zuylen, 1978)

Branston montre que la régression d'un intervalle en temps de mesure se fait comme suit : $T = \lambda_1 \delta_1 - \lambda_2 \delta_2 + \varepsilon + \sum_i \eta_i \times n_i$, avec λ_1 et λ_2 les temps perdus respectivement au début et à la fin du cycle, ε l'erreur sur la mesure, δ_1 et δ_2 des constantes valant 1 respectivement si l'intervalle considéré est le premier puis le dernier, et 0 sinon. Enfin, n_i est le nombre de véhicules de la classe i tandis que η_i est l'écart moyen pour cette même classe i .

La principale différence entre les deux méthodes est que les temps perdus au départ et à la fin du cycle ne sont pas les mêmes. En effet, dans le cas de la méthode synchrone, le début et la fin de l'intervalle de compte médian coïncident avec le passage d'un véhicule, alors qu'avec la méthode asynchrone, le changement de période a lieu pendant un écart η_i .

Ce décalage, s'il n'affecte pas à proprement parlé la durée réelle du vert et du temps perdu, a une certaine influence sur le résultat. Ainsi Branston note que dans la méthode asynchrone, les temps perdus calculés au départ et à l'arrivée sont plus grands de $0,5 \cdot \sigma$, avec σ le débit de saturation en véhicules par seconde. De plus, les résultats de la méthode synchrone doivent être ajustés dans les cas extrêmes de répartition (beaucoup de véhicules dans le premier segment, et très peu de véhicules dans le segment final). Cette méthode, comme celle des comptes, donne des résultats agrégés. L'intérêt de ces méthodes réside dans le fait que les temps perdus au départ et à la fin de cycle, ainsi que le temps de vert effectif et les coefficients d'équivalence des véhicules sont tous des paramètres de régression, qui peuvent donc être déterminés de manière directe en plus du débit de saturation.

3.1.4. Sélection de la méthode

L'avantage de la méthode des écarts est que le risque d'erreur dans la collecte des données est réduit par rapport à la méthode des comptes et celle de régression, où l'erreur faite à l'acquisition est répartie de la même manière pour tous les véhicules. En effet la méthode des comptes consiste à relever le nombre de véhicules dans différents intervalles de vert saturés, pour ensuite obtenir le débit de saturation. On risque cependant de faire des erreurs en ne comptant pas les véhicules qui franchissent la ligne d'arrêt du carrefour au moment où l'on change de période de temps.

Par ailleurs, l'inconvénient de la méthode des écarts est que lorsque la circulation n'est pas établie en voie, mais plutôt répartie par groupes désordonnés, il devient difficile de mesurer l'écart entre deux véhicules (Hossain, 1999), alors que le compte du nombre de

véhicules total est lui plus aisé, car il ne nécessite pas de juger si un véhicule appartient ou non à une voie donnée. Néanmoins, ce type de configuration se retrouve plus souvent dans les villes des pays émergents, et ne s'applique donc pas à Montréal. En outre, étant donné que nous devons analyser nos données de manière statistique, il est appréciable de disposer d'informations totalement désagrégées afin de ne pas manquer certains phénomènes, et d'ensuite faire les groupements jugés pertinents. De ce point de vue, la méthode des écarts semble la plus adaptée. Enfin, elle est aussi très largement répandue (HCM, CCG) alors que les méthodes de régression, bien qu'abondamment citées, sont pour le moment davantage le fait d'études ciblées que de véritables campagnes de mesures. Leur utilisation demeure donc relativement marginale. Nous opterons donc pour la méthode des écarts.

3.2 Revue des techniques d'acquisition

3.2.1. Vidéo

Les techniques de collecte de données par vidéo sont largement utilisées par les études récentes (Perez-Cartagena et Tarko, 2005 ; Jenish et Gang-Len, 2005). Elles consistent à positionner des caméras de manière à capter les files de véhicules et les feux de circulation comme décrit ci-dessous.

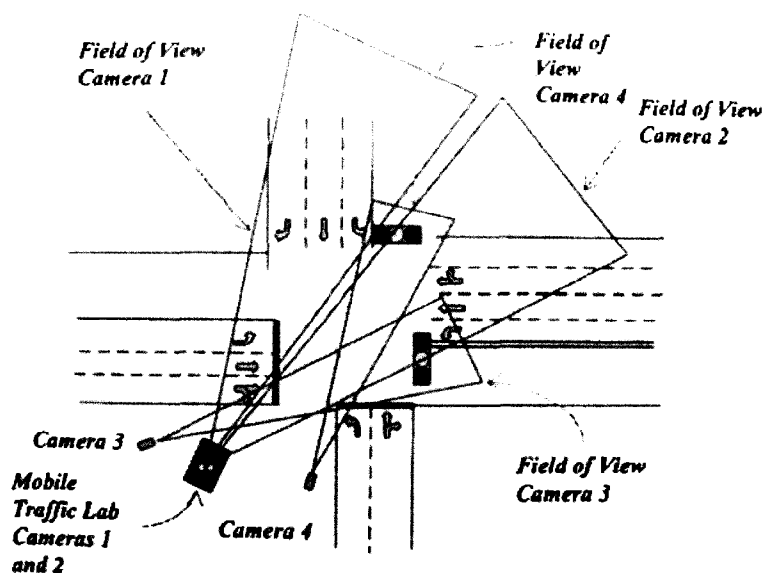


Figure 3.2: Positionnement des caméras pour la collecte de données (Perez-Cartagena et Tarko, 2005)

Les données sont par la suite transcrites dans une base de données en visionnant les bandes. La collecte par enregistrement vidéo réduit ainsi le risque d'erreur puisqu'elle permet la vérification des données en cas de doute. Elle se révèle tout de même laborieuse dans le cas d'une campagne à grande échelle car il faut retranscrire toutes les données. La nécessité d'avoir à disposition un matériel vidéo adéquat, de même que l'impact sur le débit de la vision des caméras par les conducteurs sont également deux aspects problématiques.

3.2.2. Audio

L'enregistrement des données par cassette audio est proposé par Teply (1981). Les observateurs décrivent de manière orale à l'aide d'un code mnémonique les événements à prendre en compte tels que les débuts de phase verte, le passage de véhicules par catégorie, la fin de saturation et la fin de vert. Les autres événements particuliers sont décrits de manière simple. Cette technique, si elle a l'avantage de ne demander qu'un seul opérateur muni d'un équipement très réduit, présente tout de même l'inconvénient majeur de devoir dépouiller les enregistrements par la suite.

3.2.3. Détection automatique

Les techniques de détection automatiques ont évolué ces dernières années. Ainsi, les enregistreurs à plume reliés à des tuyaux en caoutchouc laissent la place à des dispositifs plus modernes capables de détecter le type de véhicule et de stocker son temps de passage. Outre son coût important, cette technique reste lourde et peu flexible à mettre en place puisqu'elle nécessite une implantation dans la chaussée réalisée par une équipe de techniciens.

3.2.4. In situ papier

L'utilisation de feuilles d'enquête sur lesquelles un opérateur note les passages de véhicules est largement répandue; elle demeure à ce jour la méthode proposée par le HCM (TRB, 2000), le CCG (CITE, 1995) ainsi que le manuel Traffic Engineering de McShane (2004). Les entrées et le format de la feuille varient selon la méthode de compte choisie. Le format HCM est présenté ci-dessous.

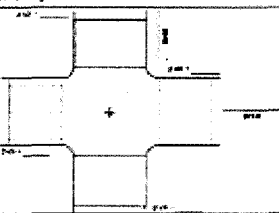
FIELD SATURATION FLOW RATE STUDY WORKSHEET																		
General Information							Site Information											
Analyst: _____							Intersection: _____											
Agency or Company: _____							Area Type: ☐ CBD ☐ Other											
Date Performed: _____							Jurisdiction: _____											
Analysis Time Period: _____							Analysis Year: _____											
Lane Movement Input																		
 Movements Allowed ☐ Through ☐ Right turn ☐ Left turn Identify all lane movements and the lane studied																		
Input Field Measurement																		
Veh. in queue	Cycle 1			Cycle 2			Cycle 3			Cycle 4			Cycle 5			Cycle 6		
	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T	Time	HV	T
1																		
2																		
3																		
4																		
5																		
6																		
7																		
8																		
9																		
10																		
11																		
12																		
13																		
14																		
15																		
16																		
17																		
18																		
19																		
20																		
End of saturation																		
End of green																		
No. veh. > 20																		
No. veh. on yellow																		
Glossary and Notes																		
HV = Heavy vehicles (vehicles with more than 4 tires on pavement) T = Turning vehicles (L = Left, R = Right) Pedestrians and buses that block vehicles should be noted with the time that they block traffic, for example, P12 = Pedestrian blocking traffic for 12 s B10 = Bus blocking traffic for 10 s																		

Figure 3.3: Feuille de collecte de données HCM2000

Le principal avantage de cette technique est qu'elle ne nécessite pas de dépouillement ni de mise en forme supplémentaire des données dans le cas où l'on ne souhaite pas manipuler les données pour les analyser mais que l'on désire juste obtenir le débit de saturation. Cette technique se révèle tout de même peu réaliste si l'on désire recueillir un grand nombre de données.

3.2.5. Ordinateur et programme informatique dédié

Wood (1986) teste l'utilisation d'un ordinateur portable dédié à la collecte de données pour le débit de saturation. Avec l'évolution de l'informatique portable, ce qui était encore un défi technique relativement à l'ergonomie, l'autonomie ou la puissance de calcul il y a quelques années est aujourd'hui une solution simple et opérationnelle. Si des ordinateurs complètement dédiés à la collecte des débits de saturation existent, ces solutions demeurent particulièrement onéreuses. On peut en revanche imaginer la solution consistant à écrire un programme informatique permettant de constituer une base de données utilisée par la suite pour déterminer le débit de saturation. La campagne de collecte se fait alors à l'aide de n'importe quel ordinateur portable équipé du logiciel élaboré précédemment. L'avantage de cette solution est qu'elle ne nécessite pas de transcription informatique des données ultérieure à la mesure sur le terrain. Elle permet aussi de procéder à des calculs en temps réel comme l'évaluation de l'écart véhiculaire moyen et de son écart type. Le recours à un assistant personnel de type PDA ou Pocket PC permettant de prendre des mesures de la manière la moins visible possible afin de ne pas influencer le comportement des conducteurs peut aussi être envisagé.

3.2.6. Sélection de la technique

Les techniques de collecte de données sur des feuilles en papier ou par enregistrement audio semblent aujourd'hui relativement désuètes, et leur traitement particulièrement long et donc coûteux. En ce qui concerne la prise automatique de données, la logistique entourant sa mise en place, ainsi que les tests nécessaires à la validation du procédé rendent la technique peu adaptée au projet. La collecte par enregistrement vidéo requiert un équipement vidéo coûteux et se révèle fastidieuse pour un échantillon important. Enfin, le traitement des données se faisant par ordinateur, l'utilisation d'un ordinateur portable permettrait de simplifier le processus de collecte en constituant une base de données directement sur le terrain. En ce qui concerne les assistants personnels, une recherche sur le marché de l'électronique ultra portable montre que la technologie permettant de créer des classeurs de type Excel[®] dotés de

macros n'existe pas encore, on aura donc recours à un ordinateur portable classique. En plus de son caractère novateur, cette solution se révèle être un bon compromis entre précision, opérationnalité et coût.

Chapitre 4: Expérimentation

4.1 Plan de l'expérience

L'établissement d'un plan d'expérience contenant les carrefours sélectionnés et périodes d'études est un préalable à toute mesure. Ce plan doit aussi contenir une évaluation de la taille de l'échantillon requis pour obtenir des résultats statistiquement significatifs.

4.1.1. Sélection des carrefours

Démarche

Avant d'entreprendre la campagne de collecte, il nous faut sélectionner les carrefours où nous allons prendre nos mesures. Les carrefours doivent en premier lieu répondre à l'exigence de débit minimal requis pour l'étude de la saturation, ainsi qu'à certaines conditions présentées ci-dessous. L'objectif de l'étude étant de déterminer les débits de saturation pour les véhicules traversant l'intersection, ainsi que les facteurs d'équivalence pour les mouvements à gauche (les mouvements à droite ne sont pas estimés car ils nécessitent la prise en compte des piétons, sujet complexe qui pourra faire l'objet d'une autre étude) et les véhicules lourds, on choisira les carrefours de manière à minimiser les facteurs externes à l'étude (ajustement pour l'effet des bus, interaction avec le flot opposé).

Subséquemment, on choisira de préférence des carrefours présentant un terre plein central séparant les courants opposés dans la direction étudiée de manière à isoler ces courants et ainsi s'assurer qu'ils n'interfèrent pas entre eux, ce qui pourrait fausser les mesures de débit de saturation.

Pour les carrefours où les mouvements de virage à gauche sont pris en compte, on sélectionnera des approches avec une phase protégée et une voie dédiée pour limiter le plus possible les interactions non quantifiables.

Par ailleurs, les conditions idéales des critères de sélection énoncées à la section suivante pour lesquelles nous déterminerons le débit de saturation de base étant de manière pratique quasiment impossibles à réunir sur une approche, nous étudierons chaque voie sélectionnée de manière désagrégée.

Enfin, en accord avec les objectifs de l'étude, un des axes de sélection est de répartir les carrefours sélectionnés préalablement de la façon la plus homogène possible sur le territoire de Montréal, de manière à pouvoir étudier par la suite la répartition géographique des débits de saturation et, éventuellement, déceler des différences liées à cette variable.

Critères de sélection

On tentera dans un premier temps de choisir des intersections ayant le moins de paramètres à calibrer pour obtenir le débit de saturation de base le plus proche possible de la réalité. Les conditions recensées pour un tel débit sont les suivantes :

- Voies de 12 pieds (3,66m)
- Pas de piéton
- Pas de manœuvre de stationnement (au moins pendant les heures de pointe)
- Pas de stationnement ou d'arrêt de bus à l'approche
- Conditions atmosphérique normales (pas de pluie ni de vent fort)
- Pas de travaux de construction à proximité
- Pas de pente (moins de 1% acceptable)
- Peu de véhicules lourds
- Ecoulement de la circulation libre (pas de goulot d'étranglement en aval)
- Nombre de véhicules en file d'attente au feu rouge important (10 par cycle en heure de pointe)
- La majorité des mouvements se font tout droit et les véhicules tournant à gauche n'influencent pas les véhicules traversant tout droit
- Approche à 3 voies

La campagne de sélection des carrefours s'est faite en deux temps. Premièrement, un positionnement des intersections potentiellement sélectionnables pour l'étude a été fait sur carte avec le concours des partenaires à la Ville de Montréal. La deuxième étape a été d'effectuer un repérage systématique sur le terrain, afin de vérifier les caractéristiques du carrefour, les particularités de son environnement ainsi que son accessibilité, mais aussi de déterminer si une observation à la fois sécuritaire et précise des files de véhicules pouvait être menée.

La liste complète des intersections sélectionnées figure en Annexe A.

4.1.2. Périodes d'étude

Afin d'observer le comportement normal des usagers de la route sur des parcours qu'ils connaissent comme celui du chemin jusqu'au lieu de travail, les données doivent être collectées pendant les périodes de sursaturation du matin ou du soir, et ce pendant des jours de semaine ouvrables. Bonneson (2005) préconise la prise de mesure pendant les jours de milieu de semaine (mardi, mercredi et jeudi), et selon 3 périodes allant du matin (7h à 9h), l'après-midi (11h30 à 13h30) et le soir (16h à 18h). Pour des questions de logistiques, la période du midi ne sera pas observée. En effet, le temps nécessaire pour se déplacer d'un carrefour à un autre, conjugué au temps de charge de la batterie de l'ordinateur portable rend à toutes fins pratiques l'observation de trois périodes par jour impossible.

4.1.3. Détermination du nombre de véhicules à retrancher pour le retard au départ

Les valeurs de la littérature oscillent sur cette question entre 3 et 9 véhicules. Ainsi, le guide canadien préconise entre 5 et 7 véhicules, le « Traffic Engineering » de McShane considère quand à lui que les quatre premiers véhicules doivent être mis de

côté. Jenish et Gang (2005) trouvent des véhicules retardés entre le 3^e et 7^e rang, mais proposent une méthode basée sur la comparaison de la différence entre les moyennes des écarts pour choisir une valeur locale. Ainsi $H(n)$ est la moyenne des écarts des n véhicules qui ont traversé la ligne d'arrêt jusqu'au dernier véhicule saturé. $H(n-1)$ est donc la moyenne des écarts pour les véhicules allant du rang 2 à n . La démarche réside dans la comparaison des moyennes glissantes $H(n)$ et $H(n-1)$: si $|H(n) - H(n-1)| < \Delta$ on considère que les deux moyennes sont égales. Dans ce cas on arrête le test car le premier véhicule n'est pas retardé significativement par rapport aux suivants. En revanche, si l'inéquation n'est pas vérifiée, le premier véhicule est retardé, on poursuit pour savoir combien le sont également. Ainsi, quand $H(n-k-1)$ devient égal à $H(n-k)$, on peut considérer que les k premiers véhicules peuvent être utilisés pour calculer le temps perdu au départ, et les $n-k$ suivants, pour déterminer le débit de saturation. L'utilisation d'un ordinateur portable pour la cueillette nous permettra d'expérimenter cette méthode pour sélectionner de manière adéquate le nombre de véhicules à prendre en compte pour le retard au départ.

4.1.4. Détermination de la taille de l'échantillon à recueillir

La taille de notre échantillon statistique dépend en premier lieu de la précision que l'on souhaite obtenir, et du pourcentage de confiance en cette valeur. Cet aspect est peu développé dans la littérature. Les analyses étant souvent effectuées sur des données préalablement disponibles, la question ne se pose pas.

Sultana (1986) estime qu'un échantillon est statistiquement valable si sa taille se situe entre 20 et 50 cycles de feu. Bonneson (2005) préconise un échantillon de 67 cycles, en faisant l'hypothèse de 4 observations de véhicules saturés par cycle, et avec une erreur de 0,06 sec/véh. Dans ces conditions cela revient à observer 268 véhicules saturés.

Branston et Gipps (1981) ont étudié la question dans le cas de la méthode de collection par compte, ils utilisent la formule suivante: $n = [(1,96 * \beta / \delta)^2] / t$, où t est la durée de la période de compte médiane (20 secondes dans le cas présenté), $\beta = 2100$

pcu/h pour une voie dans une approche à plusieurs voies et δ est la précision en pcu/h. Avec une précision de 125 pcu/h, cette méthode recommande l'observation de 55 cycles. Etant donné que la méthode préconisée par cette étude est celle des écarts, la démarche statistique de Bonneson semble être la plus pertinente. Cependant, les hypothèses de cette méthode (nombre de véhicules saturés par cycle, erreur admissible) doivent être adaptées de manière locale.

Une campagne pilote a été conduite dans le but de valider à la fois l'outil de mesure développé ainsi que les hypothèses concernant la taille de l'échantillon. Les premiers cycles étudiés (carrefours Papineau/Emile Journault et l'Acadie/Jarry) nous donnent un écart type de 0,6 seconde par véhicule, ce qui est concordant avec la valeur de 0,5 secondes par véhicule évoquée par Bonneson (2005). Nous souhaitons obtenir le meilleur compromis entre la précision de notre écart véhiculaire moyen, et le nombre de mesures à effectuer pour obtenir cette précision. Ainsi, pour produire des valeurs avec une erreur admissible sur l'écart véhiculaire moyen de 0,07 seconde jugée acceptable, nous devons donc observer au moins 282 véhicules saturés par intersection. Pour un débit de saturation projeté compris entre 1800 et 2000 uvp/h, cela revient à offrir une précision de ± 75 uvp/h.

En comptant une moyenne de 4 véhicules saturés par cycle observé, cela revient à enregistrer 70 cycles par carrefour. L'écart type sur lequel se base le calcul de l'échantillon a par la suite été vérifié sur l'ensemble des mesures. Les calculs relatifs à la détermination de l'échantillon sont développés en annexe C.

4.2 Equipement

L'équipement utilisé est un ordinateur portable disposant d'un processeur Pentium® M cadencé à 1,4 GHz, disposant de 512 Mo de mémoire vive RAM. La batterie lithium-ion nous autorise une autonomie approximative de 3 heures.

4.3 Design du programme informatique

4.3.1. Cahier des charges de l'outil chronométrique

Nous souhaitons créer un programme nous permettant de constituer une large base de données. L'autre point important est la volonté de disposer de données les plus désagrégées possibles, c'est-à-dire relatives à chaque véhicule et non pas valables pour un groupe de véhicules. Par exemple nous voulons disposer de l'écart pour chaque véhicule, au lieu d'un écart moyen pour une file de véhicules. En effet, Bonneson (2005) se base sur une équation traduisant la capacité totale du cycle pour montrer que la compilation du débit de saturation à partir des écarts véhiculaires moyens par cycle (méthode agrégée) engendre une surestimation d'environ 50 uvp/h. Il recommande donc de calculer le débit pour un carrefour en utilisant une moyenne de tous les écarts observés, quel que soit le cycle.

En outre, nous souhaitons automatiser certaines tâches comme le compte des cycles, le calcul de la moyenne et de l'écart type, ainsi que l'implantation du test permettant de choisir le nombre de véhicules de tête à retrancher selon la méthode de Jenish et Gang (section 4.1.3). Enfin notre base de données doit pouvoir être importée dans un logiciel d'analyse statistique et être traitée dans un tableur.

La solution s'imposant est la constitution de notre base de données directement dans Excel à l'aide du langage Visual Basic®.

4.3.2. Principe et fonctionnement

Le principe est de créer une interface visuelle où l'utilisateur pourra démarrer un chronomètre, signaler le début de chaque cycle, et au franchissement d'un véhicule, enregistrer son temps de passage ainsi que sa classe et son rang.

De manière pratique, la fonction chronomètre utilise les « timers » de VB. Les « timers » suivent les pulsations de l'horloge interne de l'ordinateur pour décompter le temps. Une fois le principe de notre chronomètre opérationnel, nous avons créé une interface visuelle VB, constituée de boutons de commande ainsi que de cellules affichant le chronomètre. Cette interface est appelée par un bouton de commande s'affichant à l'ouverture du classeur Excel. On a préféré faire appel à une interface complète plutôt que des touches de raccourcis pour des questions de simplicité et de compatibilité entre claviers français, canadiens et américains.

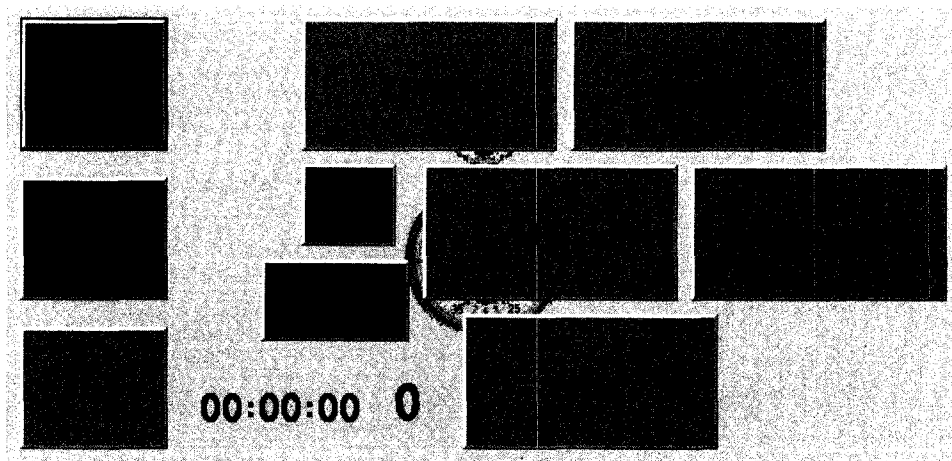


Figure 4.1: Interface visuelle du chronomètre (version finale)

On retrouve sur l'interface les commandes de base du chronomètre telles que départ, arrêt et remise à zéro, ainsi que les contrôles relatifs au signalement du début d'un cycle, et du franchissement de la ligne d'arrêt par catégorie de véhicules.

Le calcul des écarts véhiculaires se fait à partir des temps de passages. Lorsqu'un franchissement est constaté, le programme enregistre la valeur temps contenue dans la cellule du chronomètre. Au passage suivant, on obtient une seconde valeur temps. Excel

traduit ces valeurs en variables continues et de ce fait comparables. On peut donc séparer d'un côté les secondes, de l'autre les centièmes, et les ajouter en multipliant la somme obtenue par une constante égale à 84600 pour obtenir un résultat en secondes.

Le numéro de cycle est une variable augmentant d'une unité à chaque fois que l'on presse la commande de début du vert. Le rang du véhicule, c'est-à-dire son ordre de passage, est implémenté à l'aide d'un compteur se remettant à zéro à chaque début de cycle. Un compteur du nombre total de véhicule est aussi codé. Chaque touche correspondant à un type de véhicule, une pression a pour effet d'ajouter une ligne à la base de données avec les informations calculées précédemment ainsi que la classe du véhicule.

A partir des écarts, le programme calcule simultanément la moyenne glissante et l'écart type, et les ajoute sur la même ligne. C'est aussi à ce stade que nous codons le test permettant de connaître le nombre de véhicules soustrait au départ (section 4.1.3). Pour ce faire, les moyennes commençant successivement aux rangs 1 jusqu'à 7 sont compilées. A la fin du cycle, les écarts entre celles-ci sont établis et comparés à la valeur Δ retenue pour considérer qu'elles sont égales. Cette valeur Δ doit être calibrée sur le terrain avec comme premier critère la cohérence des résultats. En effet, nous attendons un nombre de véhicules retardés au départ compris entre 3 et 7 pour chaque cycle, et nous déduisons le Δ le plus approprié à partir de ce critère. Il faut donc faire un compromis entre un Δ trop petit et donc trop sélectif, qui aboutirait à n'avoir aucun véhicule retardé, et un Δ trop grand qui aboutirait à ne pas faire de distinction et à avoir tous les véhicules notés comme retardés. Après plusieurs tests, il apparaît que la valeur Δ la plus appropriée, c'est-à-dire ni trop petite ni trop grande est 0,02 secondes.

Par la suite, on déduit des inégalités de comparaison vérifiées quels écarts véhiculaires sont considérés comme retardés au départ et on les affiche dans une nouvelle colonne.

Notre base de données contient également la température, la météo, la localisation exacte de l'approche et les caractéristiques de la voie étudiée (largeur, pente, nombre de voies de l'approche).

Nous avons expliqué dans cette section le fonctionnement du programme, le code complet est toutefois consultable en annexe B. La souplesse et la relative facilité d'apprentissage du langage VB nous ont permis de réaliser les objectifs fixés dans le cahier des charges. Une fois notre outil créé, une campagne de tests doit d'abord valider son fonctionnement.

4.3.3. Tests, calibration et ergonomie

Une première série de test a eu pour objectif de vérifier le décompte du temps de l'outil VB. Pour ce faire, nous avons lancé un chronomètre numérique acheté dans le commerce et précis au centième de seconde en même temps que le chronomètre informatique pendant des durées variant de quelques minutes à une heure. Ces tests ont été répétés sous différentes conditions de chargement de la batterie, et sous différents états d'occupation du processeur en faisant fonctionner d'autres programmes en même temps qu'Excel. Il ressort trois enseignements de ces tests.

En premier lieu, ni une batterie faible, ni un processeur occupé par d'autres tâches n'altèrent le décompte du chronomètre. On considère bien sûr que les programmes s'exécutant en fond ne bloquent jamais l'ordinateur, et que la puissance de calcul requise pour ces tâches n'occupe pas la majorité de l'unité centrale.

Le deuxième point est l'existence d'une erreur non linéaire qui retarde le chronomètre par à-coups. Ce problème a été résolu en désactivant la sauvegarde automatique d'Excel, qui prenait en moyenne deux secondes à chaque exécution.

Le dernier résultat est la constatation d'un glissement linéaire du compteur dans le temps. Cette erreur n'a pas pu être corrigée directement, mais une solution permettant d'obtenir des écarts exacts a été trouvée. Ainsi, après une évaluation précise du retard pris par seconde, un facteur multiplicatif a été ajouté dans la boucle de calcul des écarts (section 4.3.2). Cette calibration a permis de ramener le glissement à 0,6 millièmes de seconde par seconde, niveau que nous jugeons négligeable.

Une seconde série de tests des outils de collecte des données a eu lieu sur le terrain lors de la campagne pilote (section 4.1.4). Les deux aspects améliorés suite à cette étude ont été l'ergonomie de l'interface et l'implantation d'une fonction d'annulation du cycle.

Ainsi, un espacement trop important entre les commandes complique l'acquisition de données et introduit des erreurs. Un regroupement et un réagencement selon l'occurrence d'utilisation ont donc été fait.

Ensuite, si l'observateur fait une erreur, ou si une anomalie intervient au cours d'un cycle (véhicules bloqués, saturation insuffisante), il est utile de pouvoir supprimer directement ce cycle de la base de données ce qui évite d'alourdir la charge de travail au moment du traitement des données, et permet aussi d'éviter le risque que des mesures erronées n'entrent dans le calcul du débit de saturation.

D'autre part, la première version de l'interface comprenait quatre types de véhicules, et comptait camions et semi-remorques dans la même classe. Un bouton dédié aux semi-remorques a été ajouté étant donné la différence significative dans leur comportement et leur influence sur le débit. Enfin, la fonction de compte de la longueur de la file (boutons verts sur la figure 4.2) au début du cycle a été supprimée, n'étant pas réalisable par un seul observateur. Cette fonction devait permettre d'étudier l'impact de la notion de pression véhiculaire développée par Bonneson (2005) sur le débit de saturation.

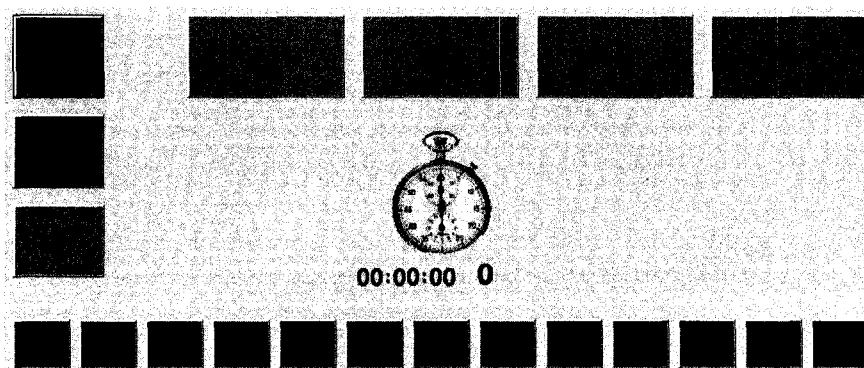


Figure 4.2: Concept d'interface avant amélioration

4.4 Commentaires

4.4.1. Choix du lieu d'observation

L'expérimentation sur le terrain a fait ressortir plusieurs problématiques. En premier lieu, il est important d'assurer la sécurité de l'observateur, les terres plein centraux et autres endroits où les courants véhiculaires passent à moins de deux mètres sont à proscrire.

Ensuite, l'observation requiert de se placer dans un axe permettant de voir le changement de feu de notre carrefour car on ne peut pas se contenter des feux opposés, certains phasages étant décalés. On doit aussi être assez près de la ligne d'arrêt pour noter les franchissements, sans toutefois être trop visible, car cela perturbe considérablement les mesures. En effet si la majorité des conducteurs ralentissent pour regarder en direction de l'observateur, il est courant que certains s'arrêtent pour demander si une expérience est en cours. Dans ce cas, non seulement l'observation devient difficile, mais en plus on risque de créer une saturation supplémentaire, et dans le pire des cas, un accident.

Au regard de toutes ces considérations, il est recommandé d'utiliser le plus possible les infrastructures existantes telles que les bancs publics, les abris bus ainsi que les marches d'escaliers de bâtiments. En effet, les conducteurs sont habitués à voir des gens dans ces endroits, ils prêtent donc moins attention aux personnes qui s'y trouvent. La figure 4.3 ci-dessous illustre cette stratégie d'observation, l'abri utilisé y est entouré.



Figure 4.3: Observation au carrefour Papineau /Emile Journault

Dans les cas où aucune infrastructure de type banc ou abri n'était disponible, ou dans le cas où ces infrastructures ne permettaient pas d'observer de manière adéquate le trafic, un fauteuil pliable de camping placé à l'écart de la chaussée a été utilisé.

4.4.2. Remarques particulières

Les principales difficultés rencontrées ont été des questions d'accessibilité. En effet, la présente étude a été conduite en se déplaçant en transport en commun. Les zones périphériques du centre ville de l'île de Montréal étant relativement peu desservies en transport en commun, les marges de temps à prendre pour pouvoir observer les périodes de pointe et les itinéraires adaptés pour se rendre sur les lieux d'observation ont donc occupé une grande place dans la planification.

Les conditions les plus froides enregistrées pendant la campagne de mesure principale étaient de -6°C , ce qui a eu pour effet une réduction de plus de 50% de l'autonomie de

l'ordinateur portable utilisé. La durée des observations a du être réduite les jours où la température était inférieure à 5°C.

Chapitre 5: Analyse des données recueillies

5.1 Caractérisation statistique des écarts

La première étape de l'analyse est de savoir quelle distribution représente le mieux les écarts véhiculaires collectés. Nous avons pour ce faire transformé notre base de données pour pouvoir l'ouvrir avec le logiciel Statistica®. Pour chaque distribution, l'ensemble des véhicules a été testé en premier lieu, incluant donc les poids lourds et les véhicules retardés au départ. Puis, le même test a de nouveau été pratiqué, mais uniquement sur les véhicules particuliers saturés afin d'avoir la distribution correspondant le mieux possible au débit de saturation.

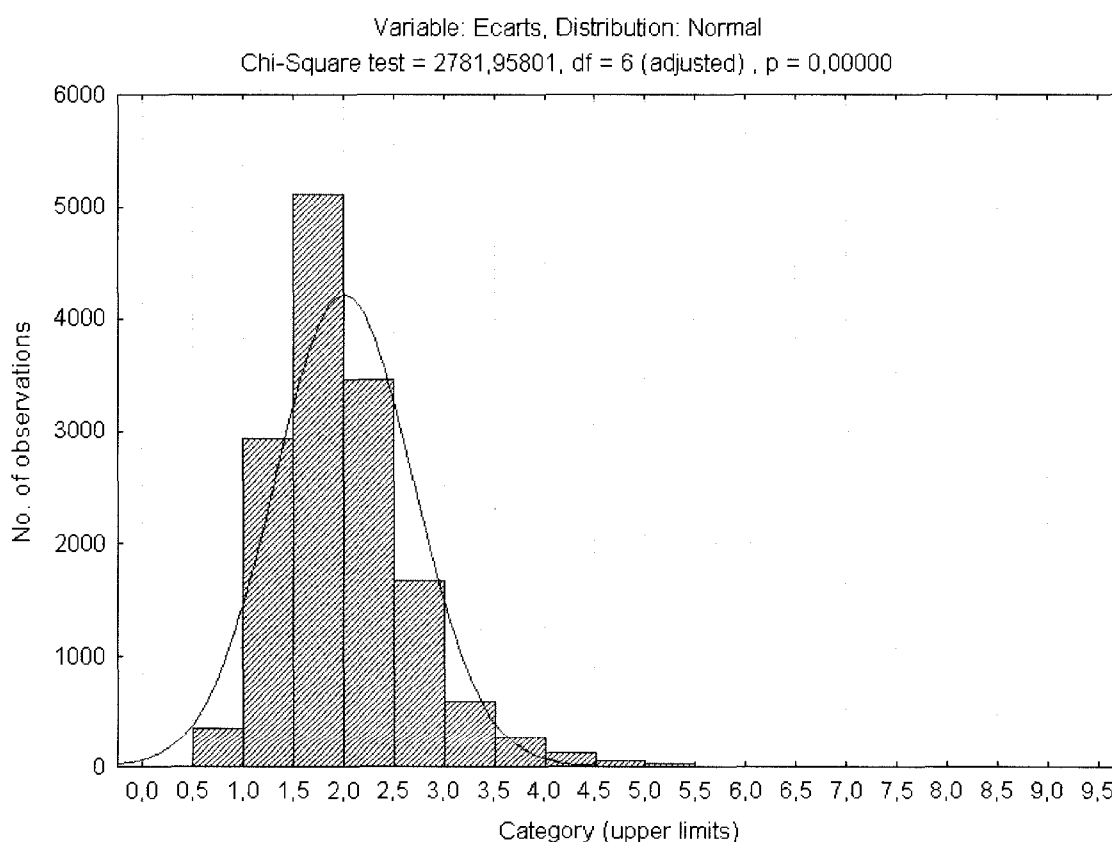


Figure 5.1: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution normale

La première distribution testée ci-dessus est la distribution normale. C'est celle qui est utilisée entre autre par Bonneson (2005) pour déterminer la taille de l'échantillon à sélectionner, méthode que nous avons également utilisée. Si la distribution des écarts semble ne pas être exactement une normale, on peut néanmoins considérer que l'hypothèse de normalité n'est pas aberrante et ne remet pas en cause notre échantillon. Cependant, les valeurs obtenues pour le test du Chi-deux sont très largement au dessus des valeurs tabulées (avec 6 degrés de liberté la distance chi deux maximale est 12,6). Ceci vient du fait que nous disposons d'un très grand nombre de valeurs, et que pour un échantillon empirique de grande taille, il est difficile de suivre de manière formelle une distribution théorique.

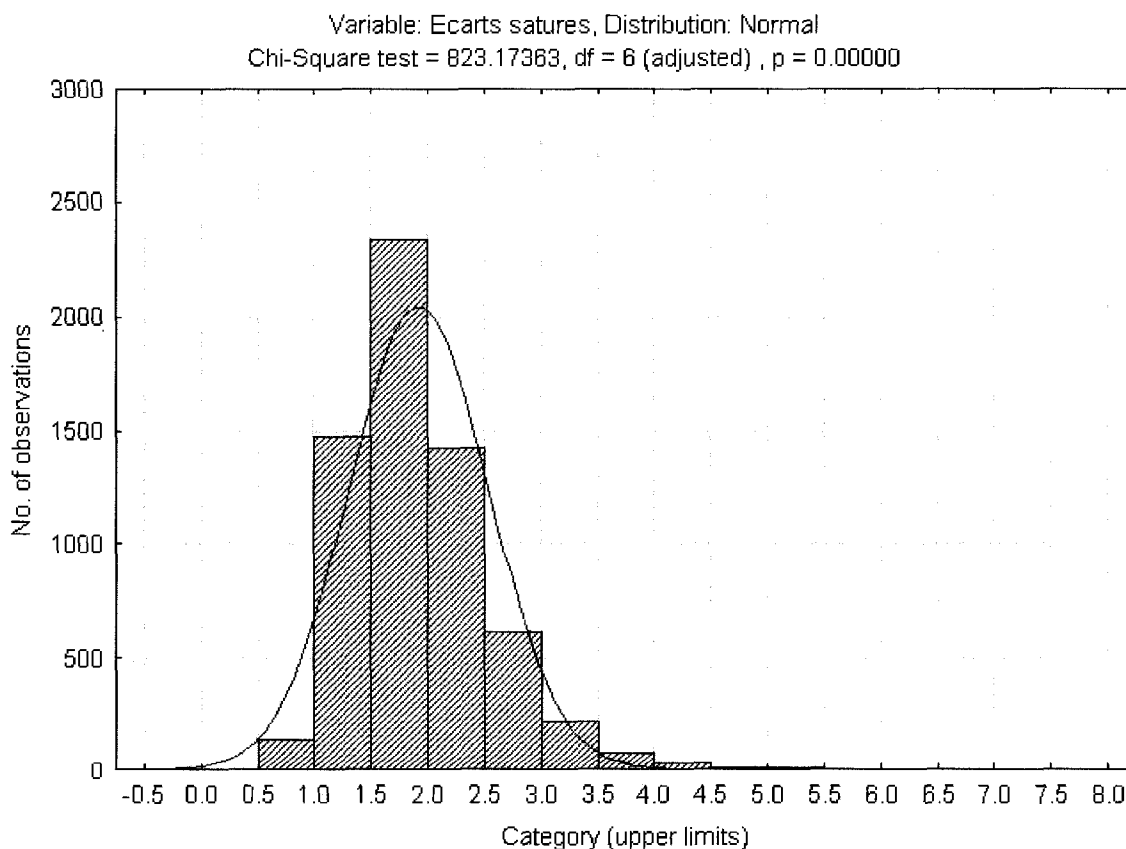


Figure 5.2: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution normale

Si l'on applique maintenant cette même distribution sur les véhicules particuliers saturés, on constate d'abord que les écarts supérieurs à 4 secondes sont marginaux, et aussi que l'on a un plus grand équilibre autour de la classe centrale 1,5 à 2 secondes. On a ainsi à peu près le même nombre de voitures dans la classe 1 à 1,5 secondes que dans la classe 2 à 2,5 secondes. La valeur du Chi-deux chute à 823, ce qui veut dire que la distribution ne contenant que des véhicules particuliers est plus proche d'une normale que celle contenant tous les véhicules.

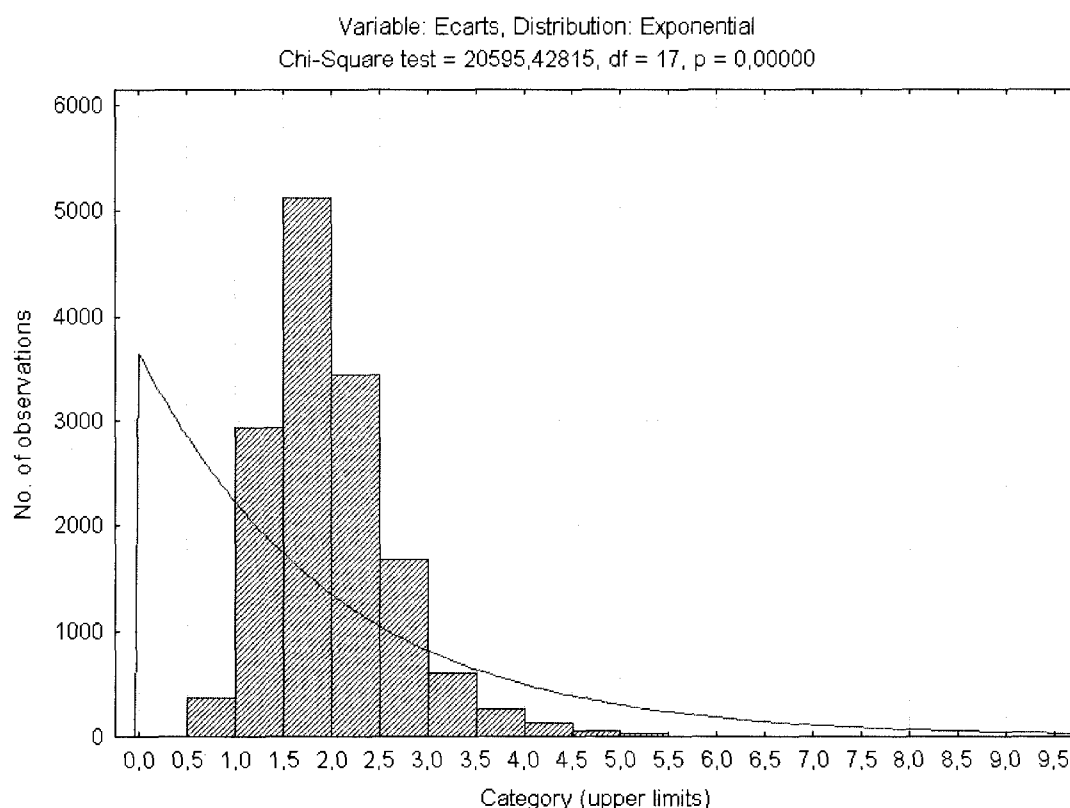


Figure 5.3: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution négative exponentielle

La distribution négative exponentielle est parfois utilisée pour tester des populations de véhicules arrivant de manière aléatoire. Elle donne de bons résultats pour les faibles débits, ce qui ne correspond pas à notre débit de saturation. La valeur extrêmement haute du Chi-deux en atteste.

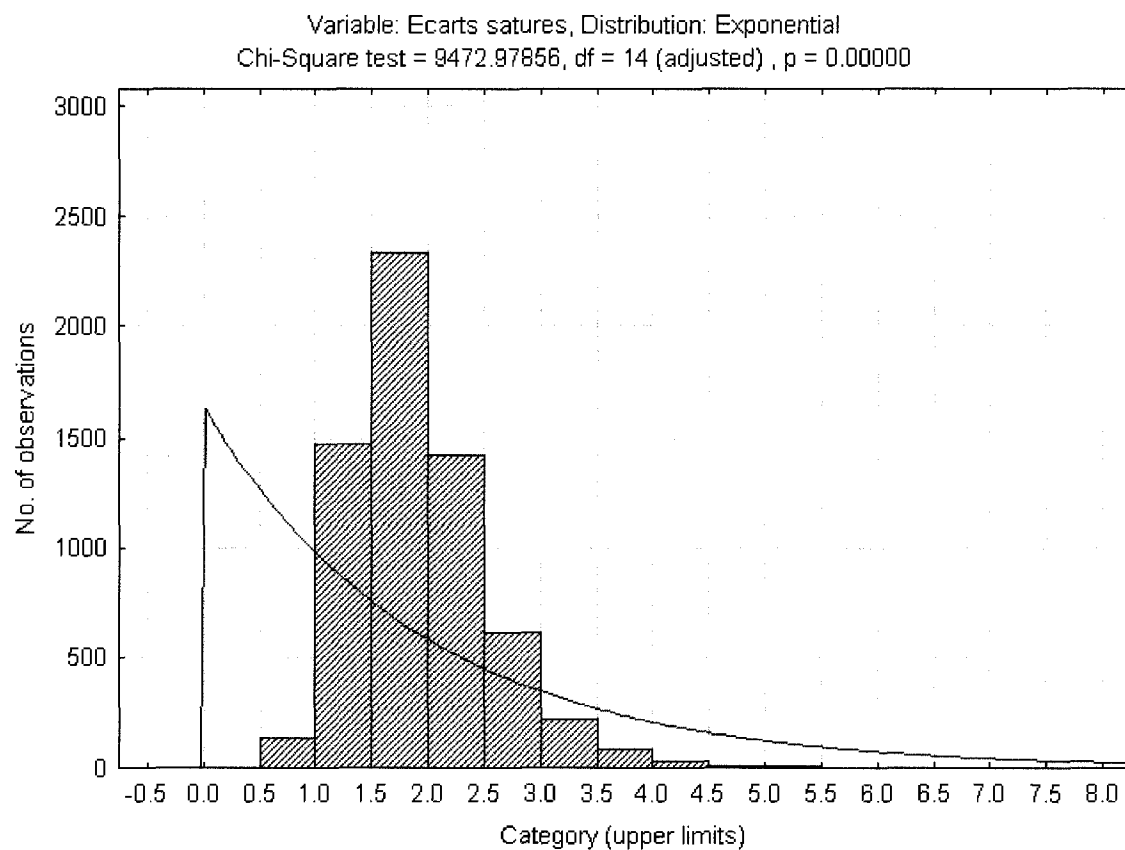


Figure 5.4: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution négative exponentielle

Si l'on constate une forte réduction de la valeur du chi-deux pour l'échantillon ne contenant que des voitures, la distribution négative exponentielle reste cependant éloignée de notre échantillon.

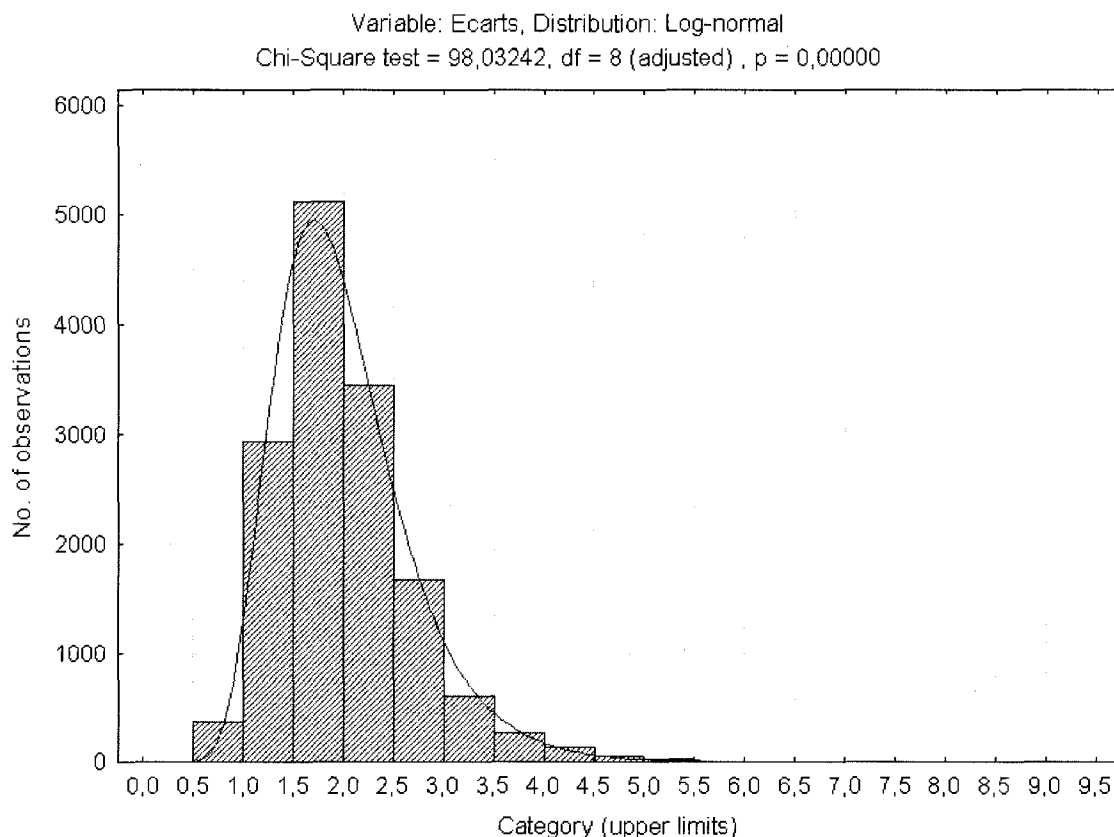


Figure 5.5: Comparaison de la distribution des écarts véhiculaires (s) avec une distribution log-normale

La distribution log-normale présente l'avantage de prendre en compte le fait que notre distribution empirique n'est pas centrée. Ainsi, au regard des distributions testées, nos écarts véhiculaires semblent suivre une distribution log-normale. Ceci s'explique par le fait que nous avons un nombre non négligeable d'écarts véhiculaires de taille importante, c'est-à-dire supérieur à 3,5 secondes, ce qui a tendance à décaler notre distribution vers la droite.

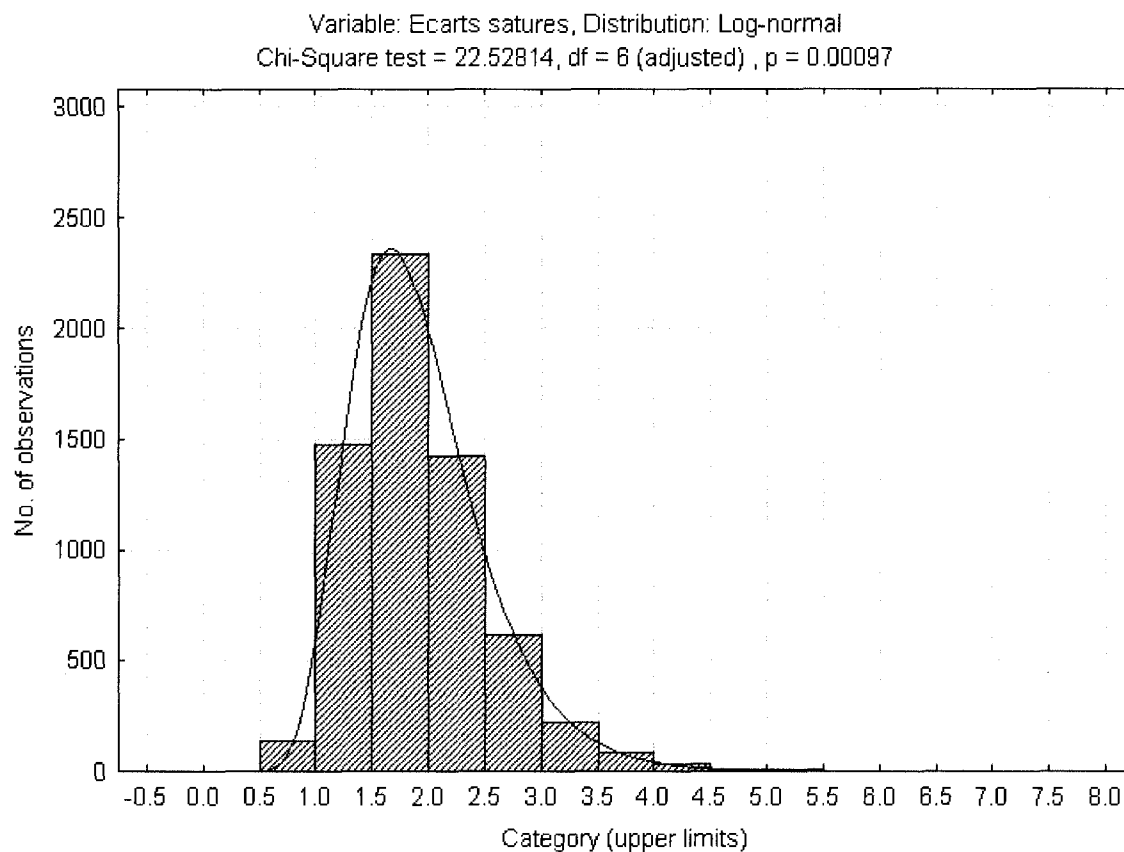


Figure 5.6: Comparaison des écarts de véhicules particuliers saturés (s) avec une distribution log-normale

La distribution log-normale semble s'ajuster de manière quasi parfaite à l'échantillon de voitures. Le chi-deux tombe d'ailleurs à 22,5 pour cette distribution, ce qui est du même ordre de grandeur que les valeurs tabulées.

A la lumière des tests de distribution effectués, la loi log-normale est celle qui représente le mieux les échantillons de véhicules particuliers saturés.

5.2 Débit de saturation de base

Le débit de saturation de base a été compilé à l'aide des écarts saturés exploitables. Pour ce faire on a retiré les écarts des premiers véhicules, retardés au départ, ainsi que de tous ceux suivant un poids lourd (section 2.2.5). De plus, les écarts enregistrés pendant des cycles perturbés par une anomalie (véhicule à l'arrêt pendant plus de 5 secondes, piéton traversant la route, bus dans la voie adjacente...) ont également été supprimés.

Sur un total estimé de 20 000 écarts véhiculaires mesurés au court de la campagne in situ, 14 657 sont conservés dans la base de données après les suppressions effectuées directement sur le terrain (cycles annulés à cause d'irrégularités majeures ou d'erreurs de mesure). 7 154 ont finalement été utilisés pour compiler les valeurs du débit de saturation du tableau 5-2, après un retrait des écarts des véhicules retardés au départ ou suivant un poids lourd.

Les valeurs de base ont été obtenues en ajustant les débits pour la largeur des voies et la pente selon la procédure HCM présentée dans la revue de littérature. Pour ce faire nous avons divisé le débit mesuré directement par les facteurs d'ajustement pour la pente et la largeur de voie comme illustré au tableau 5-1 pour le carrefour Bourassa et Papineau.

Tableau 5-1: Ajustement du débit de saturation

Bourassa Papineau

Débit mesuré	Largeur de la voie w (m)	Pente g (%)	Fw (HCM)	Fg (HCM)	Débit de base HCM
2086	3,3	-0,4	0,966	1,002	2154
			$1-(w-3,6)/9$	$1-g/200$	$2086/(Fw \cdot Fg)$

Tableau 5-2: Débit de saturation de base par intersections

Intersection	Taille de l'échantillon saturé	Ecart moyen en secondes	Ecart type de l'écart moyen	Débit de saturation de base (uvp/h)
St Jean/Pierrefonds	353	1,85	0,6	1949
Des Sources/Ross	281	1,91	0,55	1883
Des Sources/Brunswick	278	1,87	0,55	1923
Cote Vertu/Marcel Laurin	461	1,84	0,6	1957
Acadie/Bourassa	234	1,84	0,6	1960
Bourassa/Papineau	202	1,67	0,5	2154
Crémazie/Lajeunesse	378	1,89	0,6	1906
Papineau/Emile Journault	280	1,83	0,6	1969
St Michel/Jarry	398	1,90	0,6	1898
St Michel/Jean Talon	243	1,97	0,65	1831
Bourassa/Bombardier	311	1,78	0,65	2018
St Joseph/Papineau	237	1,85	0,5	1944
Sherbrooke/Pie IX	451	1,85	0,6	1947
Sherbrooke/Assomption	442	1,82	0,7	1977
Ville-marie/De Lorimier	425	1,82	0,6	1975
Notre Dame/Frontenac	399	1,95	0,75	1846
Sherbrooke/Honoré Beaugrand	100	1,91	0,5	1883
Acadie/Jarry	345	1,82	0,6	1979
Acadie/Chabanel	519	1,97	0,7	1826

On remarque l'existence d'une dispersion relativement importante autour de la moyenne des écarts. Cette dispersion est cependant cohérente entre les carrefours et semble inhérente à l'acquisition d'écarts véhiculaires.

Pour mieux figurer cette tendance à la dispersion, le tableau 5-3 ci-dessous montre les écarts de véhicules particuliers saturés relevés au carrefour Des Sources / Ross.

Tableau 5-3: Ecart de véhicules particuliers saturés relevés au carrefour Des Sources / Ross

Cycles	Rang																
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
1	3,28	2,17	2,68	1,07	2,23	2,06	1,22	3,02	2,7								
2	1,28	0,84	1,99	1,7	2,44	1,63	1,74	2,96	1,95	1,1	2,57	1,18	1,8				
3	1,7	2,12	1,59	1,92	1,92	2,56	3,08	2,33	2,62								
4	2,57	2,85	2,23	2,13	1,76	2,73	1,37	2,16	2,64	3,1	1,38	1,79					
5	1,42	3,07	2,21	1,9	1,52	3,13	2,64	1,23	1,92								
6	1,2	2,3	1,69	2,31	2,31	2,26	1,72	1,93	1,92	2,55	1,27	1,77	1,69	2,35	0,92	2,2	1,99
7	1,53	2,69	2,6	1,87	1,6	1,72	1,62	1	2,53	1,25	2,42	1,63	1,56	1,58			
8	1,72	3,29	2,02	2,76	1,48	1,35	2,26	2,74	2,54	1,01	2,18	2,29	1,82	1,35	2,34		
9	1,31	2,02	2,43	1,53	1,42	1,88	1,14	1,23	3,07	1,21	2,02	1,59					
10	1,22	2,21	2,58	2,28	1,95	2,65	1,91	1,91	2,97	2,29	1,61	2,84	1,49	1,25	2,18		
11	1,35	2,36	1,32	2,66	2,6	1,64	1,54	1,63	1,76	2,93	1,22	2,52	1,56	1,89	0,93	1,32	
12	1,54	2,6	1,78	1,68	1,48	2,7	1,61	1,67	1,13	3,49	1,06	2,36	1,89	2	1,3		
13	1,48	2,77	2,69	1,84	1,47	1,64	1,46	2,84	1,59	1,03	2						
14	0,95	0,71	3,94	2,57	2,6	2,32	1,52	1,9	1,85	2,49							
15	0,65	2,17	1,67	2,16	1,88	1,52	2,32	1,6	2,71	2,85	1,1						
16	0,54	0,66	3,1	1,65	2,58	1,75	1,62	1,52	1,27								
17	1,02	2,07	3,13	2,81	0,93	1,11	1,88	2,62	2,41	1	1,1	1,58	1,42	2,02	1,54		
18	1,19	2	2,91	1,75	1,2	1,6	1,97	1,64	1,45	2							
19	0,78	3,17	1,67	1,87	1,68	2,1	2,62	1,54	2,05	1,8	1,69	2,49					
20	1,84	2,32	1,66	1,29	2,14	1,64	1,99	2,01	2,96	1,07							
21	1,11	1,71	2,91	1,66	1,81	2,08	1,7	1,87	1,82	1,29	3,22	1,1	1,68	1,03	2,3		
22	1,04	2,32	2,46	2,2	1,56	2,17	1,68	1,93	1,72	1,68	2,59	1,9	1,95				
23	2,07	2,41	1,69	2,43	2,1	2,51	1,23	2,96	1,58	1,28	2,55	1,75	2,45	1,4	1,91	2,1	1,91
24	2,04	3,87	1,5	2,42	1,61	1,84	2,24	1,41	1,17	1,4	1,72	1,7	1,41	1,91	1,26		
25	1,79	2,54	1,69	2,38	1,91	1,76	1,46	1,27	1,19	1,66	2,29						
26	1,98	2,75	2,14	2,41	2,58	1,75	1,75	2,52	2,31	1,31	1,79	1,67	1,23	2,49	1,87	0,98	1,67
27	1,54	2,09	3,27	1,9	1,27	3,33	1,62	1,35									
28	1,21	1,23	1,41	2,19	2,6	1,6	2,44	2,13	1,68	1,13	2,06						
29	1,27	0,99	2,43	1,79	2,11	2,36	0,92	2,37									
30	2,05	3,11	2,07	3,14	1,7	2,13	1,48	2,24	1,26	1,73	1,75	2,35					
31	0,98	2,16	2,15	1,84	1,97	2,94	1,78	1,86	1,69	1,49	1,63	1,8	1,89	2,01	1,21	1,18	
32	1,5	2,27	2,62	1,96	1,71	1,92	1,43	1,61	2,95								
33	1,9	3,67	2,46	2,53	1,09	2,41	3,21	2,76	1,28	1,78							

Afin de comparer nos valeurs avec celles des autres principales villes canadiennes, nous les avons converties à l'aide de la formule donnée par le CCG (1995) : $S_{CCG} = S_{HCM} / 1,05$. Toujours dans l'optique de pouvoir comparer les valeurs obtenues avec celles du guide canadien, les débits ont ensuite été agrégés en deux groupes, faible activité et haute activité, constitués de manière à réduire l'écart type avec la moyenne de chaque groupe et ainsi obtenir des valeurs plus homogènes. L'intensité piétonnière, la fréquence des bus et des camions de livraison rencontrés lors des mesures sur le terrain a également été prise en compte de façon qualitative pour déterminer quels carrefours étaient soumis à une haute activité, ou une faible activité (Tableau 5-4).

Tableau 5-4: Débit de saturation en uvp/h (valeur CCG)

	Débit de saturation (uvp/h)	Ecart-Type	Nombre d'intersections
Basse activité	1868	68	14
Haute activité	1784	34	5
Total	1845	71	19

Au regard de la figure 5.7, il apparaît que le débit de saturation relevé à Montréal, bien que cohérent avec celui de l'ensemble des autres villes, se situe dans la fourchette supérieure. L'hypothèse selon laquelle les conducteurs québécois seraient plus dynamiques au volant semble donc toujours viable si on suppose que le facteur de conversion HCM-CCG reflète bien la différence entre les 2 méthodes.

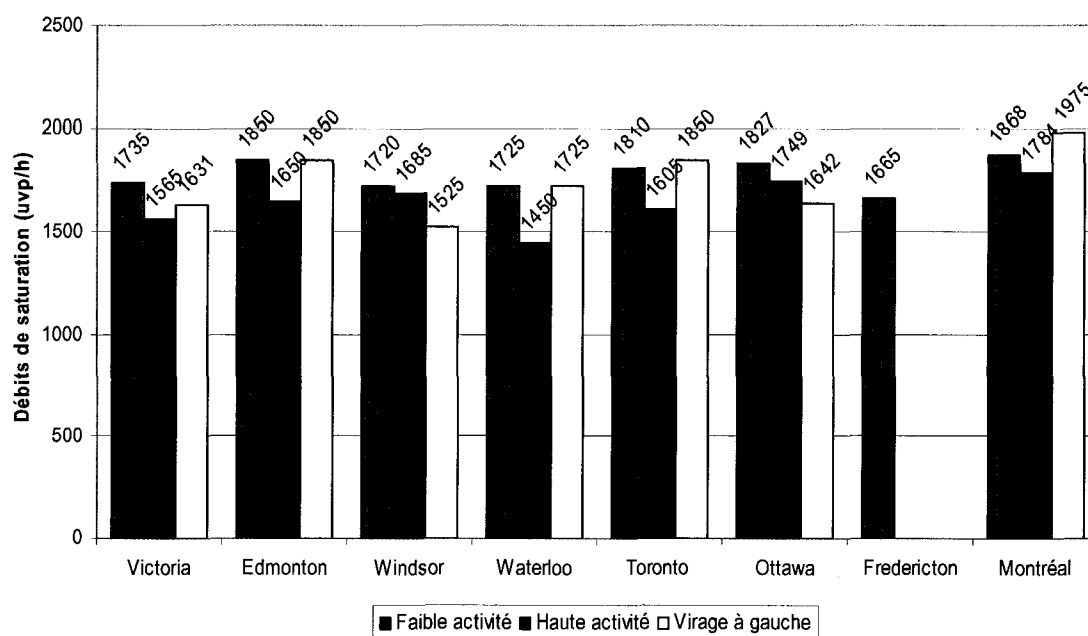


Figure 5.7: Comparaison des débits de saturation de plusieurs grandes villes canadiennes (CITE)

On sait cependant que les valeurs de débit de saturation augmentent avec le temps, le HCM est ainsi passé de 1800 uvp/h à 1900 uvp/h en 1997, et notre étude étant la dernière en date, il est possible que les résultats obtenus soient naturellement plus haut que la moyenne si la tendance haussière se maintient. Dans ce cas, et compte tenu de la fourchette de précision de ± 75 uvp/h, il est risqué de statuer sur le comportement routier des québécois avec les données de cette étude.

En ce qui concerne les virages à gauche, la valeur est élevée si l'on se fie aux études du HCM (2000) ou de Zegeer (1985), évoquées dans la revue de littérature à la section 2.2.3, et qui préconisent l'utilisation d'un débit à gauche restreint d'environ 5% par rapport au débit tout droit. Cependant, la valeur de 1979 uvp/h est consistante avec la théorie du CCG qui recommande de prendre un débit supérieur de 5% à celui tout droit dans le cas d'une voie exclusive pour virage à gauche où l'écoulement est sursaturé. Il a ainsi été observé que les usagers tournant à gauche essayaient de se dégager au plus vite de l'intersection en acceptant des écarts entre véhicules légèrement réduits, et ceci pour compenser la faible durée des phases protégées pour virages à gauche, comme à l'intersection 32^e rue et Provost par exemple.

5.3 Comparaison des écarts véhiculaires saturés par facteurs d'influences

Afin de vérifier l'impact de différents facteurs sur notre échantillon, nous avons mené plusieurs analyses de la variance (ANOVA). Cette technique compare la variabilité à l'intérieur d'un échantillon à la variabilité entre plusieurs échantillons, en utilisant un intervalle de confiance de 95%. Nous pourrions ainsi déterminer s'il y a une différence statistique significative ($p < 0,05$) entre plusieurs facteurs d'entrée.

5.3.1. Comparaison des écarts saturés selon le type de véhicule

Comme étudié dans la revue de littérature, le type de véhicule a une influence déterminante sur les écarts saturés. La figure 5.8 montre les écarts saturés moyens par types de véhicules. On s'aperçoit que la hiérarchie est respectée, à savoir que si l'on prend une voiture particulière pour unité, un camion, un autobus et un semi-remorque occuperont un écart temps plus important alors qu'une moto nécessitera un écart plus réduit.

Tableau 5-5: Ecart saturés selon le type de véhicule

Véhicules	Ecart moyen (s)	Ecart-type
Voiture	2,0	0,0
Camion	2,9	0,1
Moto	1,5	0,2
Autobus	2,5	0,2
Semi-remorque	4,2	0,1

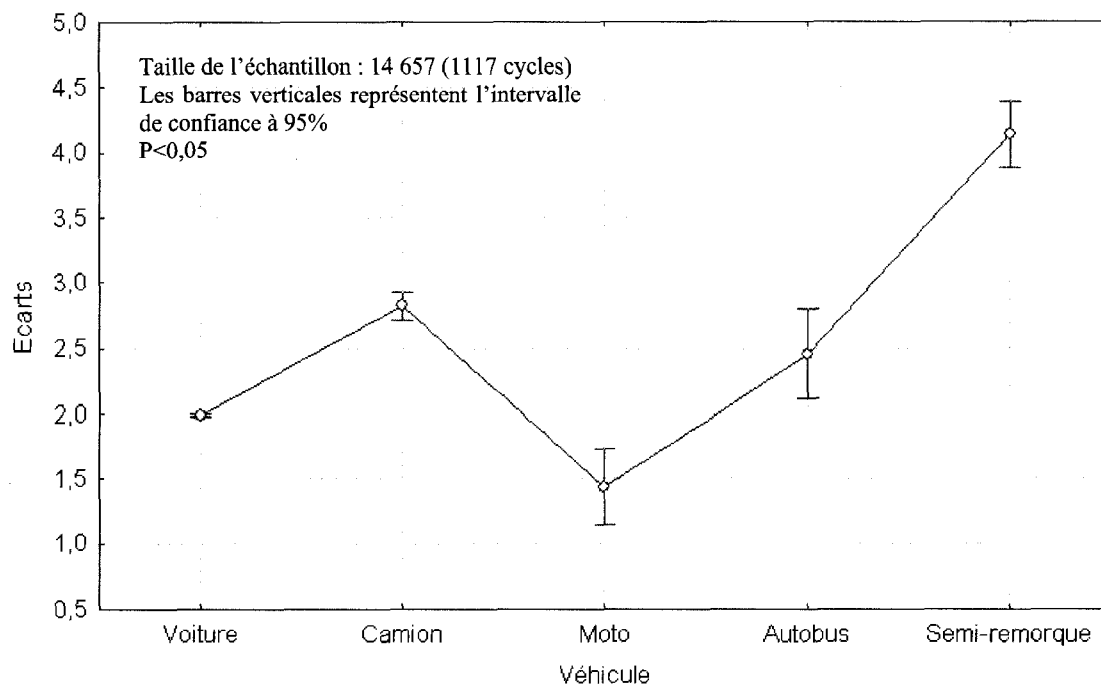


Figure 5.8: Ecarts saturés par type de véhicule

Le tableau 5-6 compare les valeurs équivalentes en unités de véhicules particuliers pour les principales classes de véhicules, d'une part compilées avec les résultats de cette étude et d'autres part celles proposées par le CCG (CITE, 1995). Dans les deux cas les valeurs sont obtenues en effectuant le rapport de l'écart moyen pour un type de véhicule par l'écart moyen des voitures. Les valeurs les plus utilisées, celles s'appliquant aux camions, sont relativement semblables, avec un delta de 5%. En revanche, on constate des différences conséquentes pour les motocyclettes (+ 50%), pour les autobus (-30%), et dans une moindre mesure pour les semi-remorques (-16%). Ces différences peuvent être attribuées au fait qu'on a relativement peu de mesures pour ces types de véhicules. On constate d'ailleurs sur la figure 5.8 que les écarts types sont plus grands pour les motos, autobus et semi-remorque. Le HCM (TRB, 2000) ne fait quant à lui pas de distinction entre les différentes classes de véhicules lourds. En conséquence, ses valeurs sont assez éloignées et difficilement comparables.

Tableau 5-6: Comparaison des facteurs d'équivalences pour différents types de véhicules

	Camion	Moto	Autobus	Semi-remorque
Présente étude	1,43	0,75	1,25	2,1
CCG (1995)	1,5	0,5	1,75	2,5
HCM (2000)	2	-	2	2

5.3.2. Comparaison des écarts saturés selon la déclivité

On observe en premier lieu que l'on obtient, en concordance avec la littérature, une réduction des écarts dans les descentes et une augmentation de ceux-ci dans les montées.

Ainsi, on constate une réduction du débit de 2% par pourcentage d'inclinaison positif. Cette valeur est cependant éloignée des 0,5% proposés par le HCM et le CCG, mais elle est concordante avec celle de Zegeer (1985) et de Le Coq (1973) rappelée à la section 2.1.2.

De plus, on remarque que les écarts tendent vers une limite en descente, équivalent à une réduction de 7,5% de la valeur pour une pente nulle. Ce phénomène de palier peut s'expliquer par le fait que les conducteurs profitent de la pente pour augmenter leur vitesse d'écoulement jusqu'à un certain seuil, au-delà duquel la prudence impose de ne pas augmenter la vitesse.

Tableau 5-7: Ecart saturés selon la déclivité

Pente (%)	Ecart moyen (s)	Ecart-type
-5	1,87	0,02
-4	1,88	0,04
-2	1,87	0,03
0	2,02	0,01
3	2,14	0,03

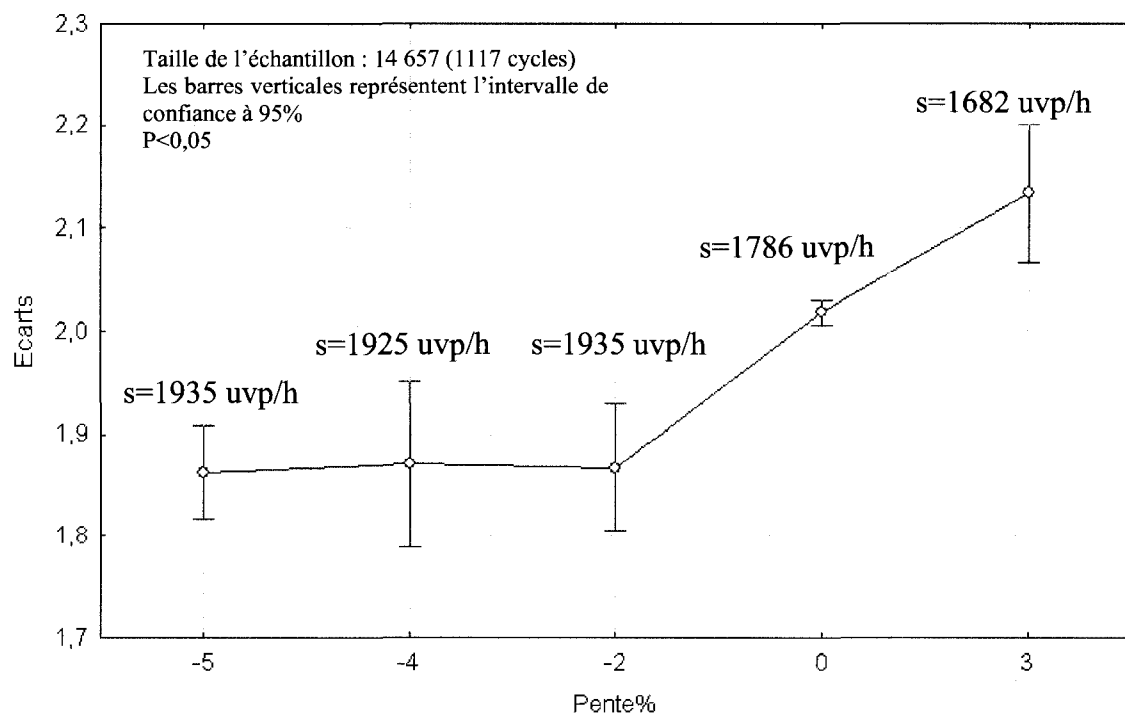


Figure 5.9: Ecart saturés en fonction de la déclivité

5.3.3. Comparaison des écarts saturés selon les conditions météorologiques

La Figure 5.10 permet de comparer les écarts recueillis en fonction des conditions météorologiques. Les principaux enseignements de cette analyse sont que les situations défavorables au débit de saturation sont en premier lieu la pluie, suivie par le soleil, et enfin dans une moindre mesure la brume. En effet le soleil peut avoir un effet aussi réducteur que la pluie dans certains cas, car il peut éblouir les conducteurs et engendrer un retard dans la réaction.

En outre, aux intersections éclairées, il n'y a pas de changement de comportement lors de la tombée de la nuit.

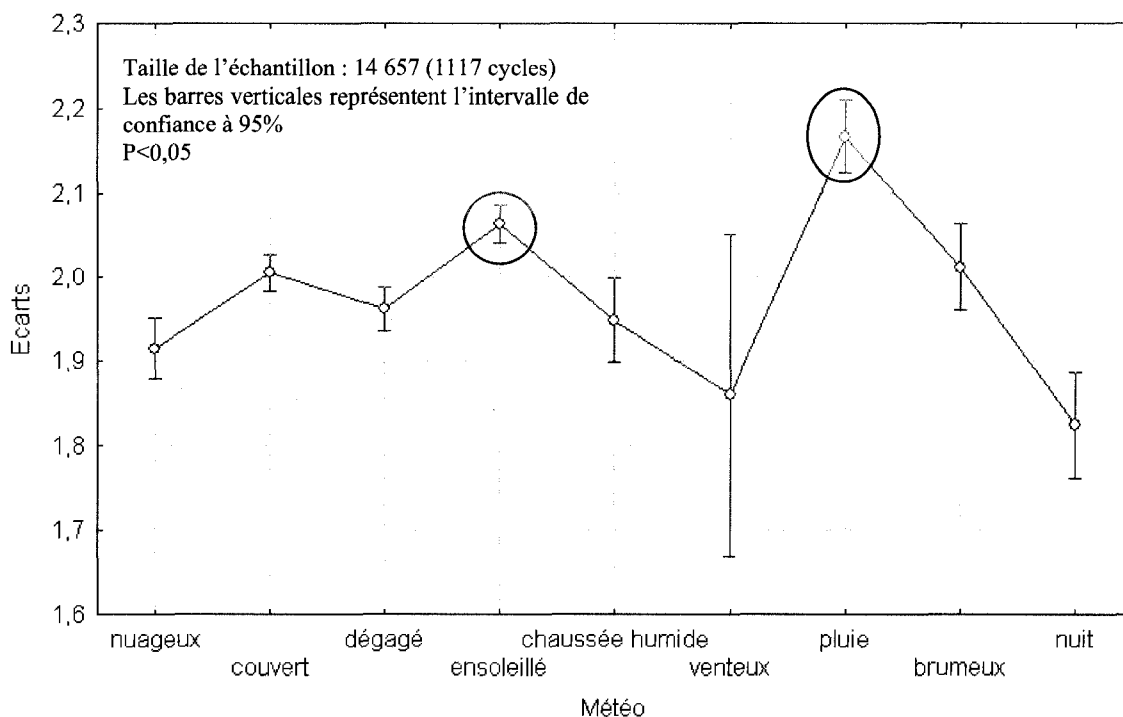


Figure 5.10: Ecart saturés en fonction des conditions météorologiques

Afin de déterminer de manière plus précise l'influence de la pluie sur les écarts saturés, nous avons procédé à trois séries de mesures en temps de pluie puis en temps dégagé sur les mêmes carrefours. Nous en avons déduit des facteurs F_p , rapports entre les débits constatés par temps de pluie et par temps sec, attestant de la constriction du débit de saturation (Tableau 5-8). Même si l'on ne saurait proposer une valeur qui ne soit pas trop entachée d'erreur, on peut conclure que la pluie a un impact négatif pouvant restreindre le débit jusqu'à plus de 10%.

Tableau 5-8: Facteurs d'ajustements pour la pluie

Carrefours	F_p
St Michel/Jean Talon	0,99
Sherbrooke/Honoré Beaugrand	0,97
Acadie/Jarry	0,88

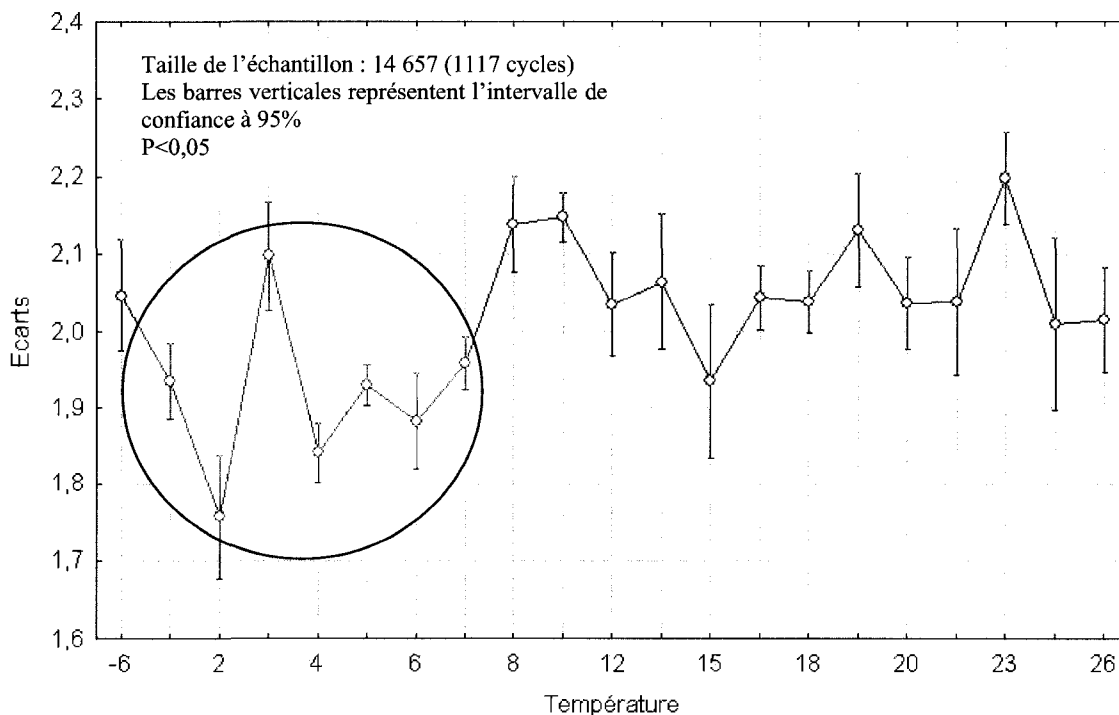


Figure 5.11: Ecart saturés en fonction de la température (°C)

La figure 5.11 montre qu'il est difficile de tirer une tendance claire de l'influence de la température sur le comportement routier. Nos valeurs semblent indiquer que des températures inférieures à 7°C entraînent une réduction des écarts saturés, et inversement, qu'au dessus de 7°C, les écarts tendent à augmenter.

5.3.4. Comparaison des écarts saturés selon le rang du véhicule

Le test permettant de déterminer le nombre de véhicules retardés au départ (section 4.1.3), et implémenté dans notre programme de prise de mesures n'a pas apporté les réponses souhaitées. En effet le test est basé sur l'hypothèse que les premiers écarts sont plus grands que les suivant, or il apparaît qu'en réalité, le premier véhicule, et dans certains cas, les deux premiers, sont plus rapides que le reste de la file. Dans ces conditions, le test renvoie un nombre d'écarts retardés nul dans la plupart des cas.

Cependant, en analysant les données graphiquement, on constate que les 4 premiers rangs sont perturbés. On a donc choisi, en concordance avec le HCM 2000 (TRB, 2000), de ne prendre en compte que les véhicules de rang 5 et plus pour le débit de saturation. La figure 5.12 montre d'autre part que l'on maintient un plateau de saturation d'une grande constance jusqu'au véhicules de rang 10, après quoi on enregistre une légère augmentation du débit.

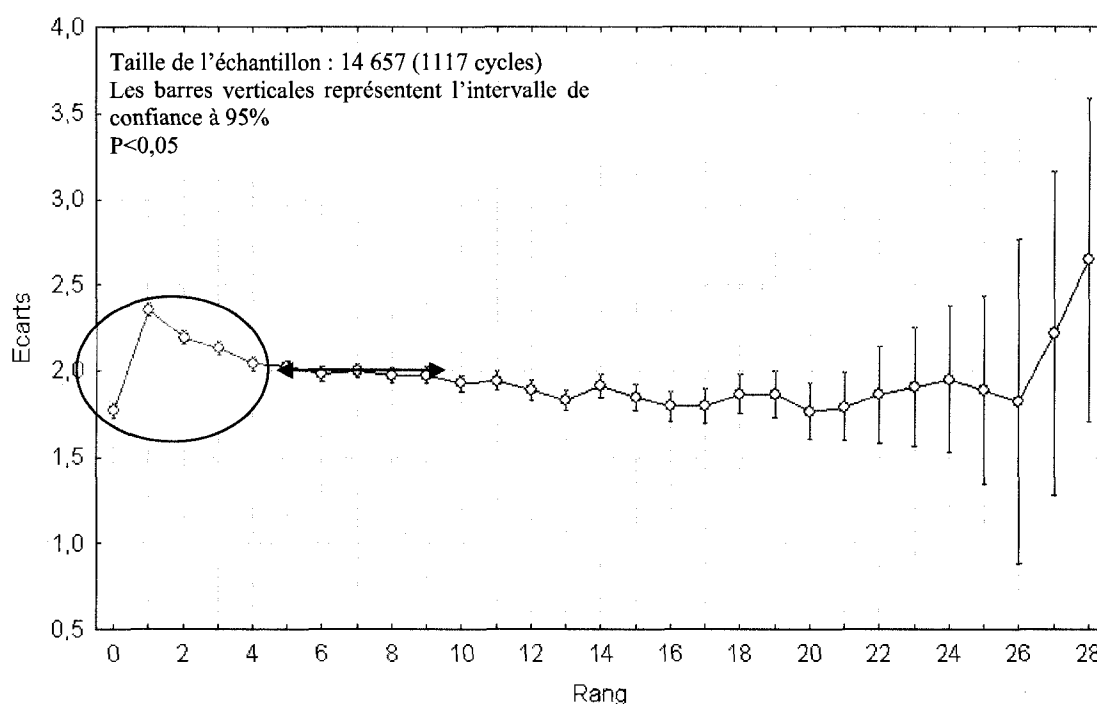


Figure 5.12: Ecart saturés en fonction du rang dans la file

5.3.5. Comparaison des écarts saturés selon la période de la journée

La figure 5.13 compare les écarts relevés lors de la période de pointe du matin et celle du soir. Les écarts véhiculaires du matin sont en moyenne près de 2% plus longs que ceux du soir, et les intervalles de confiance à 95% ne se chevauchent pas.

Dès lors, on peut faire l'hypothèse que les conducteurs ne sont pas pressés d'aller au travail le matin, ou qu'ils sont moins dynamiques à cause de la fatigue. En revanche, l'après midi, les conducteurs sont plus éveillés, et ils désirent effectuer leur trajet le plus rapidement possible.

Tableau 5-9: Ecartés saturés selon l'heure de pointe

Pointe	Ecart moyen (s)	Ecart-type
Matin	2,018	0,009
Soir	1,986	0,008

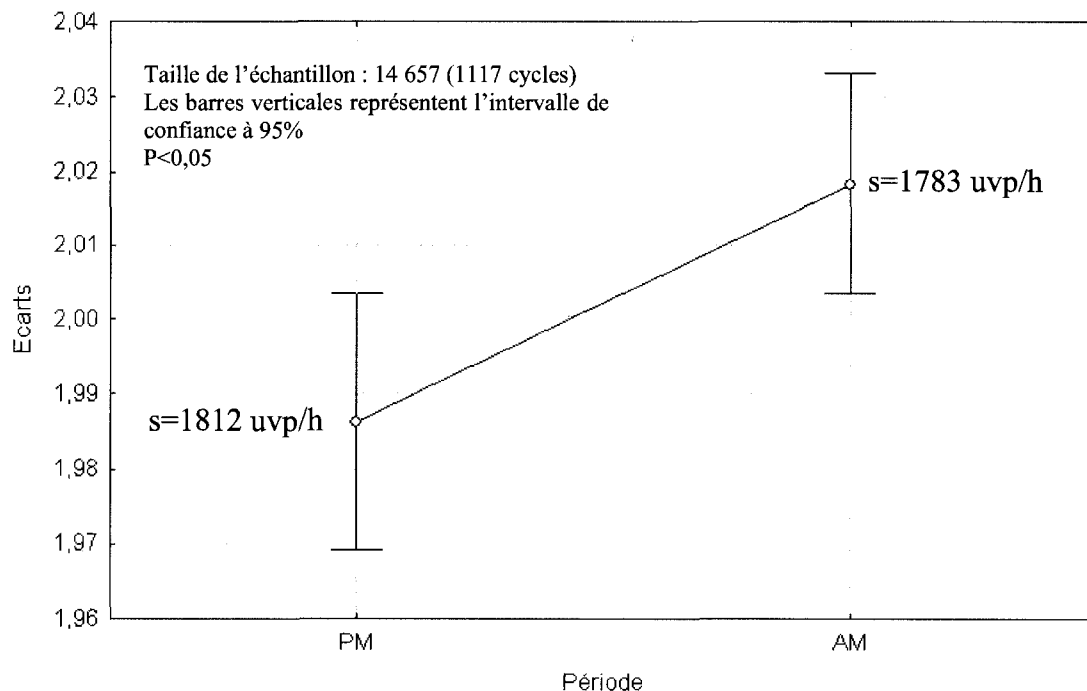


Figure 5.13: Ecartés saturés en fonction de l'heure de pointe

5.3.6. Comparaison des écarts selon le nombre de voies

La figure 5.14 compare les écarts véhiculaires saturés avec le nombre de voies de l'approche. Une étude similaire de Bonneson (2005) indique que le débit de saturation est une fonction croissante du nombre de voies de l'approche considérée.

On retrouve la même tendance dans notre échantillon, mis à part les approches à voie unique.

Tableau 5-10: Ecarts saturés en fonction du nombre de voies de l'approche

Nombre de voie de l'approche	Ecart moyen (s)	Ecart-type
1	1,86	0,03
2	2,03	0,01
3	2,00	0,01
4	1,94	0,03

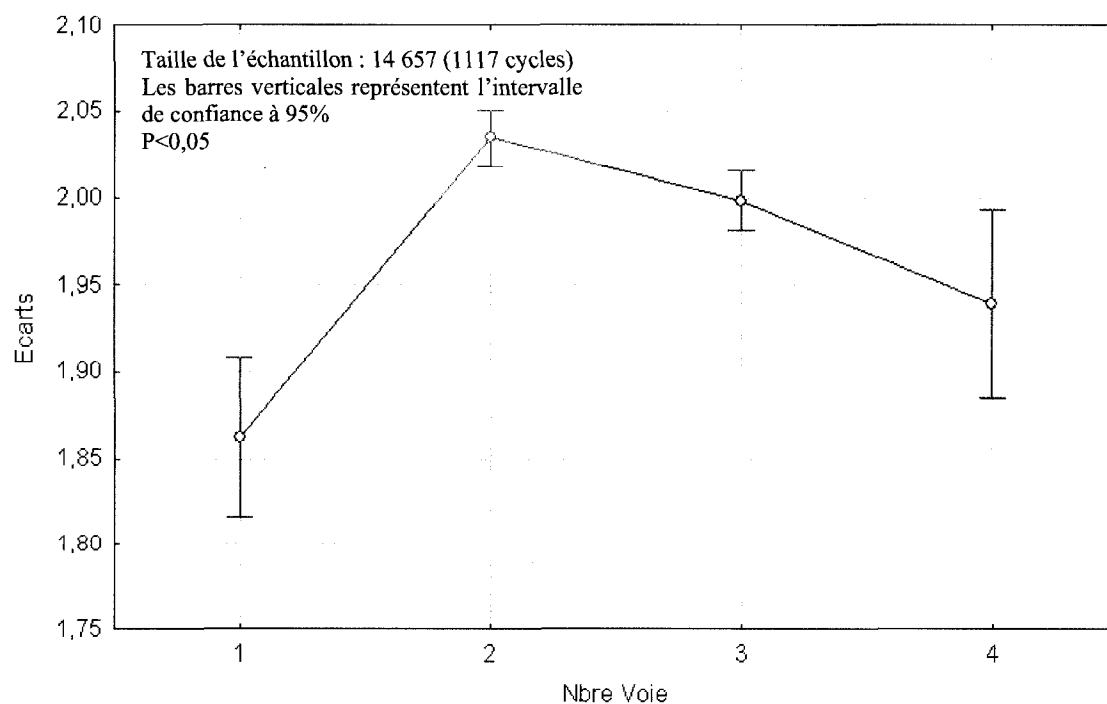


Figure 5.14: Ecarts saturés en fonction du nombre de voies de l'approche

5.4 Temps perdu au début du vert

Nous avons vu dans la section d'introduction au concepts de base du débit de saturation que lors d'un cycle de feu, au moment du passage au vert, il existe un temps perdu au départ avant que le débit n'atteigne le plateau de saturation. Ce temps perdu est attribuable au temps de réaction des premiers conducteurs de la file suite au changement des feux. Nous allons dans la présente section déterminer ce retard pour les carrefours étudiés à la section 5.2.

L'étude de référence sur la question des temps perdus au départ est celle de Greenshields (1947), qui au travers de son modèle pour déterminer le temps de vert, a estimé le retard pris par les premiers véhicules. Il observe ainsi que les écarts des 5 premiers véhicules décroissent successivement avant de se stabiliser à partir du 6ième véhicule. Il traduit ce phénomène par l'équation $g = 3,7 + 2,1 * n$ avec $n > 5$ véhicules.

Cette formulation revient à évaluer la somme du temps perdu pour les 5 premiers véhicules à 3,7 secondes. Dans une étude similaire, Zegeer (1985) évalue ce même temps perdu à 1,31 secondes par cycle.

Pour compiler le temps perdu, on a fait la moyenne des écarts pour chaque rang, puis on somme les 5 premiers écarts moyens. On a ainsi le temps de passage moyen du 5^e véhicule pour chaque carrefour. On soustrait à cette valeur T_5 une valeur de 4 fois l'écart moyen de saturation. Le résultat est ainsi uniquement imputable au temps de réaction t_i (Figure 5.15).

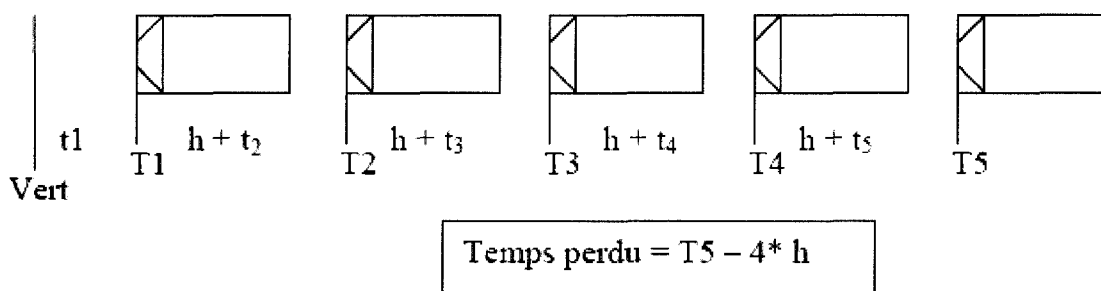


Figure 5.15 : Méthode de détermination du temps perdu en début de vert (Sultana 1986)

Le tableau 5-11 présente les temps perdus compilés à nos intersections. Les valeurs s'étendent de 1,56 à 3,51 secondes, pour une valeur moyenne de 2,59 s et un écart-type de 0,53 s. Sultana (1986) a obtenu une valeur moyenne de 2,88 s avec un écart type légèrement plus grand de 0,63.

Tableau 5-11: Valeurs moyennes de temps perdus en début de phase verte

Carrefour	Ecart moyen (s)	Temps perdu (s)
St Jean/Pierrefonds	1,85	2,91
Des Sources/Ross	1,91	2,37
Des Sources/Brunswick	1,87	2,75
Cote Vertu/Marcel Laurin	1,84	2,82
Acadie/Bourassa	1,84	1,89
Bourassa/Papineau	1,67	2,53
Crémazie/Lajeunesse	1,89	2,34
Papineau/Emile Journault	1,83	1,56
St Michel/Jarry	1,90	2,06
St Michel/Jean Talon	1,97	2,78
Bourassa/Bombardier	1,78	2,06
St Joseph/Papineau	1,85	2,38
Sherbrooke/Pie IX	1,85	2,41
Sherbrooke/Assomption	1,82	2,44
Ville-marie/De Lorimier	1,82	2,99
Notre Dame/Frontenac	1,95	2,46
Sherbrooke/Honoré Beaugrand	1,91	3,47
Acadie/Jarry	1,82	3,51
Acadie/Chabanel	1,97	3,44
Moyenne	1,86	2,59
Ecart-type	0,07	0,53

La figure 5.16 ci-dessous montre que le temps perdu est une donnée extrêmement variable comparée aux écarts véhiculaires saturés. De ce fait, même si nos valeurs se situent entre celle de Zegeer et celle Greenshields, il est difficile de tirer des enseignements d'une valeur moyenne, alors que la question des temps perdus au départ semble principalement locale.

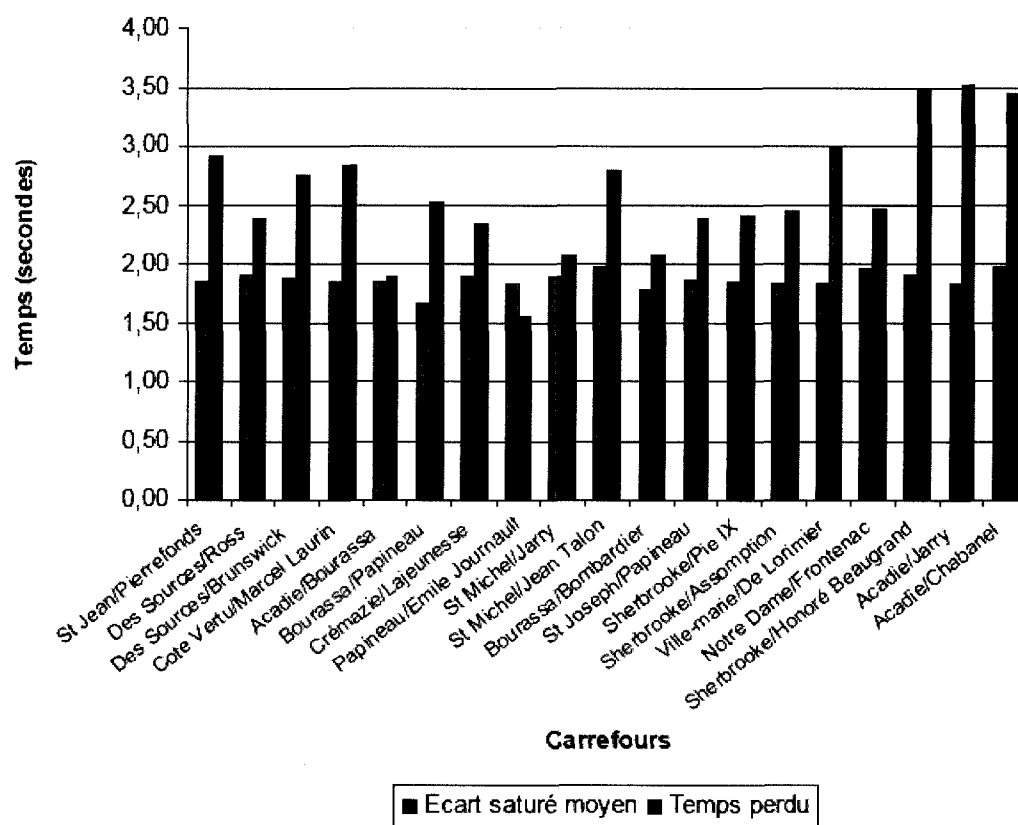


Figure 5.16 : Ecarts saturés moyens et temps perdu par carrefour

5.5 Répartition spatiale des écarts

Nous avons vu dans la revue de littérature que les débits évoluaient en fonction du type de zone urbaine dans laquelle on les mesurait. Afin de déterminer si de telles zones peuvent être délimitées à partir de nos débits, nous avons fait figurer sur une carte de Montréal nos points de mesure à l'aide du logiciel VIPER.

Nous avons attribué des points rouges aux débits importants, relevés à des carrefours à haute activité, et des carrés verts pour les débits plus faibles, relevés à des carrefours à basse activité.

Le fait saillant qui ressort de cette représentation est que nos mesures ne nous permettent pas de déterminer des zones d'activités précises. Nous ne disposons pas d'assez de mesures, principalement au centre ville ainsi que dans l'est et l'ouest de l'île pour formuler des hypothèses quand aux potentielles différences entre ces zones au niveau des débits de saturation. On remarque cependant que les débits plus bas sont situés le long de l'autoroute 20 dans la majorité des cas.

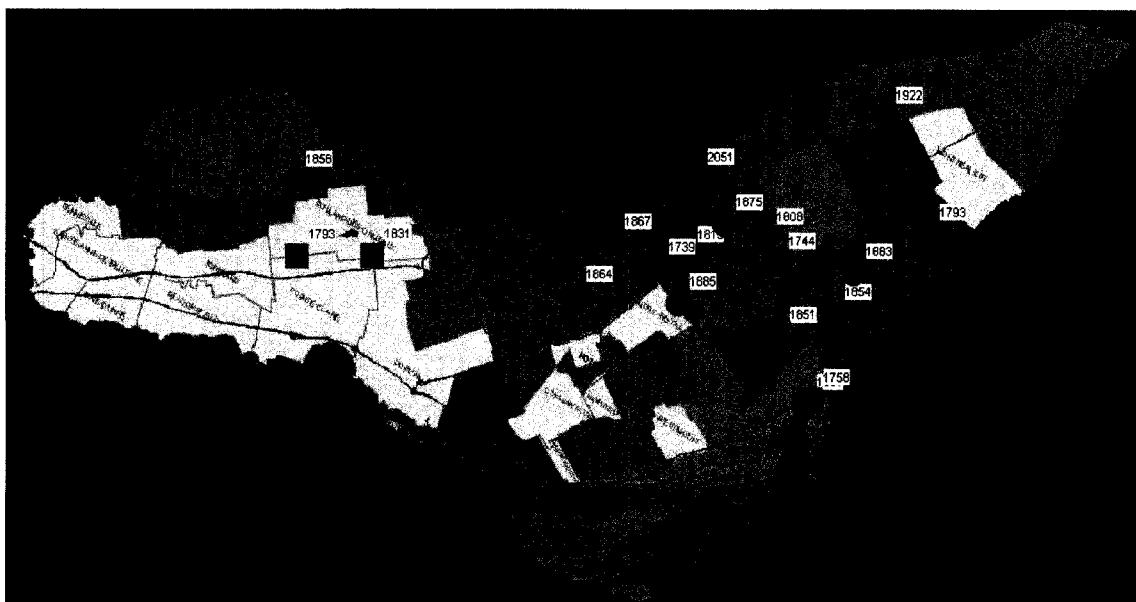


Figure 5.17: Répartition des débits de saturation sur l'île de Montréal

Etudions maintenant la répartition des retards au départ. La figure 5.18 ci-dessous montre cette répartition, avec un carré rouge pour les retards supérieurs à la moyenne de 2,59 secondes, et un triangle vert pour les retards plus faibles. On voit qu'il existe une relation avec les débits de saturation alors que les plus importants se situent le long de l'autoroute 20.

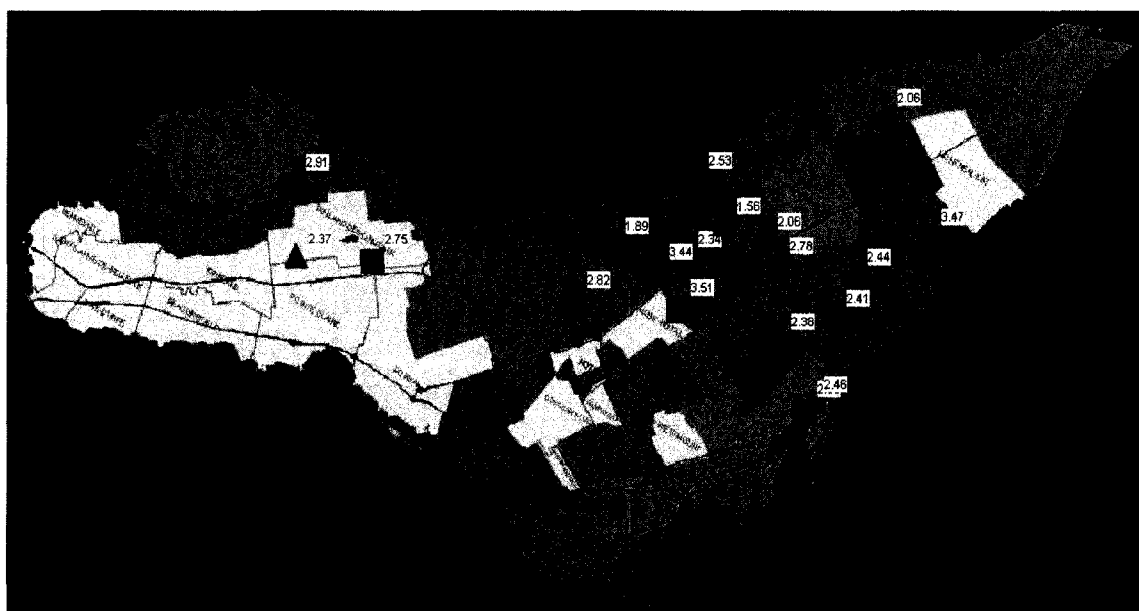
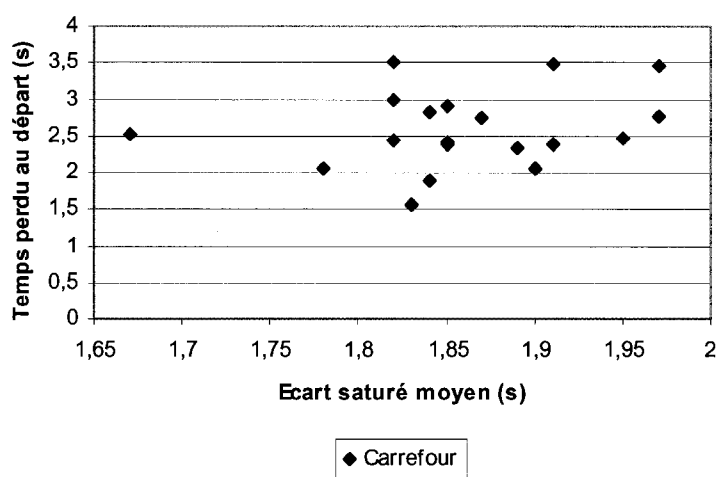


Figure 5.18: Répartition des retards au départ sur l'île de Montréal

Afin de confirmer l'hypothèse selon laquelle les débits les plus faibles sont ceux pour lesquels le retard au départ est le plus important et inversement, nous avons fait figurer sur le tableau 5-12 ci-dessous les écarts les plus faibles en vert, correspondant aux débits les plus grands, et à côté, les retards les plus faibles en vert également. On constate que dans près de 65% des cas, si un carrefour appartient au groupe ayant un temps perdu au départ supérieur à la moyenne, alors son débit de saturation sera inférieur à la moyenne.

Tableau 5-12: Comparaison des écarts moyens avec le temps perdu

Carrefour	Ecart moyen (s)	Temps perdu (s)
St Jean/Pierrefonds		2,91
Des Sources/Ross	1,91	
Des Sources/Brunswick	1,87	2,75
Cote Vertu/Marcel Laurin		2,82
Acadie/Bourassa		
Bourassa/Papineau		
Crémazie/Lajeunesse	1,89	
Papineau/Emile Journault		
St Michel/Jarry	1,9	
St Michel/Jean Talon	1,97	2,78
Bourassa/Bombardier		
St Joseph/Papineau		
Sherbrooke/Pie IX		
Sherbrooke/Assomption		
Ville-marie/De Lorimier		2,99
Notre Dame/Frontenac	1,95	
Sherbrooke/Honoré Beaugrand	1,91	3,47
Acadie/Jarry		3,51
Acadie/Chabanel	1,97	3,44

**Figure 5.19: Comparaison des écarts saturés moyens avec le temps perdu au départ**

Chapitre 6: Conclusion et recommandations

Le premier objectif de notre étude était de mettre au point une méthodologie de cueillette des données répondant à plusieurs critères, tels que la simplicité d'utilisation, le coût, et la justesse. Une méthode de collecte informatisée via la création d'une base de donnée en temps réel sur un ordinateur portable a été développée à cette fin. L'interface Excel est de plus facilement modifiable au travers du code VB.

Le second objectif a été d'expérimenter cette méthodologie en mettant sur pied une campagne de mesure sur l'île de Montréal. Nous avons pour ce faire établi un plan de mesure comprenant les carrefours sélectionnés selon des critères déterminés à l'aide de la revue de littérature. La détermination de l'échantillon nécessaire pour l'obtention de données statistiquement pertinentes a conduit à retenir la valeur de 282 véhicules saturés, soit environ 70 cycles de vert, pour obtenir une précision de ± 75 uvp/h.

Le troisième objectif était d'analyser les données collectées afin de déterminer le débit de saturation de base. Nous avons utilisé la méthode HCM (TRB, 2000) pour ajuster le débit de saturation aux conditions de bases. Afin de pouvoir comparer le débit avec ceux d'autres grandes villes canadiennes, nous avons converti notre valeur selon les normes CCG (CITE, 1995). Le débit de saturation de base ainsi obtenu de 1845 uvp/h, avec un écart-type de 71 uvp/h, place Montréal au premier rang des villes canadiennes, tout en restant une valeur cohérente.

En outre, des valeurs en haute et en basse activité (respectivement 1868 et 1784 uvp/h) ont été établies afin de pouvoir comparer Montréal avec les autres villes canadiennes ayant eu recours à la même classification. Ces groupes ont été constitués de manière à réduire l'écart type entre les valeurs du groupe et la moyenne, et en tenant compte de

manière qualitative de l'environnement de l'intersection (intensité piétonnière, manœuvre de stationnement etc.)

Nous avons également proposé une valeur pour le débit de saturation à gauche de 1979 uvp/h, là aussi légèrement supérieure à la moyenne des villes canadiennes. Outre la détermination de valeurs de saturation, notre troisième objectif était de montrer nos données de manière à mieux les comprendre. Nous avons réalisé cet objectif en utilisant la méthode d'analyse de la variance (ANOVA). Les faits saillants de cette analyse ont été comparés aux résultats de la revue de littérature.

Nous nous sommes aussi penché sur la question du temps perdu au début du vert, obtenant une valeur de 2,59 secondes perdues par cycle à cause du temps de réaction des premiers conducteurs.

Enfin, nous avons observé la répartition spatiale de nos débits de saturation. Celle-ci n'a pas permis de déterminer un schéma d'activité urbaine avec une délimitation de zones en fonction des débits de saturation. Il apparaît cependant que la majorité des valeurs les plus faibles se regroupent le long de l'autoroute transcanadienne. De nouvelles campagnes de mesures avec un nombre de carrefours étudiés plus important pourraient permettre de tirer des conclusions plus précises au regard de la répartition spatiale des débits de saturation sur l'île de Montréal

Pour déterminer le débit de saturation de base, nous avons ajusté les valeurs recueillies sur le terrain avec les facteurs qualifiant la largeur de la voie ainsi que la pente, qui sont les facteurs ayant l'impact le plus important, et le plus facilement quantifiable. Il a cependant été constaté que le principal facteur explicatif du débit était la largeur de voie. Soulignons que sur ce point la méthode du CCG n'a pas de facteur d'ajustement s'appliquant aux largeurs de voies comprises entre 3 m et 4,4 m, qui sont pourtant les plus communes. Il serait intéressant de raffiner le facteur d'ajustement afin que celui-ci puisse être utilisé pour toutes les voies.

Si la méthodologie de collecte de données par ordinateur portable nous a non seulement permis de remplir nos objectifs, elle a de plus montré la pertinence de l'approche employée. La prochaine étape serait d'incorporer directement dans le logiciel de collecte les outils de traitement fournissant les différentes valeurs calculées au chapitre 8. En effet, la manipulation de nombreuses données s'est parfois révélée fastidieuse car la mise en forme choisie pour la base de données ne permet pas le traitement direct des écarts véhiculaires. La création d'une fonction automatisant le travail de compilation du débit de saturation serait ainsi une amélioration substantielle pour l'utilisateur.

Bibliographie

AKÇELİK, R. (1989). On the estimation of lane flows for intersection analysis. Australian Road Research 19 (1), pp. 51-57.

AKÇELİK, R. and CHUNG, E. (1994). *Calibration of the bunched exponential distribution of arrival headways*. Road and Transport Research 3 (1), pp 42-59.

ALLSOP, R.E. (1967). SIGCAP: *A Computer Program for Assessing the Traffic Capacity of Signal-Controlled Road Junctions*. Traffic Engineering & Control, Vol. 17, No.8/9, August/September 1976, pp.338-341.

AGENT, K.R. and CRABTREE, J.D. (1982). *Analysis of saturation flow at signalized intersections*. Research report UKTRP-82-8. Kentucky Department of Transportation, Frankfort, Kentucky.

BANG, K.L. (1978). *Swedish Capacity Manual Part 3: Capacity of Signalized Intersections*. Transportation Research Board, Research Record 667, p11-28.

BONNISON, P.E.; NEVERS, B.; ZEGEER, J.; NGUYEN, T.; FONG, T. (2005). *Guidelines for Quantifying the Influence of Area Type and Other Factors on Saturation Flow Rate*. Texas Transportation Institute, 88p.

BRANSTON, D.; GIPPS, P. (1981). Some experiences with multiple regression method estimating parameters at the traffic departure. Transportation Research, Part A, 16 A, pp.445-458.

BRANSTON, D.; VAN ZUYLEN, H. (1978). The estimation of saturation flow, effective green time and passenger car equivalents at traffic signals by multiple linear regression. Transportation research, 12 (1), pp.47-53.

BRANSTON, D. (1979). *Some Factors affecting the Capacity of Signalized Intersections*. Traffic Engineering & Control, August/September 1979, pp.390-396.

BUNGUM, J.T.; DAY, C. and HENRY, L.J. (2005). *The association of distraction and caution displayed by pedestrians at a lighted crosswalk*. Journal of Community Health, Vol. 30, No.4, August 2005, p269-279.

CHANDRA, S., and KUMAR, P. (1996). Effect of shoulder condition on highway capacity. Proc., Int. Seminar on Civil Engineering Practices in Twenty First Century, Roorkee, India, 512–519.

FRUIN, J.J. (1973). *Pedestrian Accident Characteristics in One-Way Grid*. Highway Research Record 436, Transportation Research Board, Washington, D.C, pp.1-7.

GETAO, C.D. (1980). *Lane Choice at Signalized Intersections*. Traffic Engineering & Control, Vol. 21, No.5, May 1980, p267-269.

HELM, B. (1962). *Saturation Flow of Traffic at Light Controlled Intersections*. Traffic Engineering, Vol. 132, No.5, February 1962, p22-27.

HERMAN, R. (1973). *An Experiment on Car Size Effects in Traffic*. Traffic Engineering & Control, Vol. 15, No., June 1973, p90-93, 99.

HEYDECKER, B.G. (1983). *Vehicles, PCUs and TCUs in Traffic Signal Calculations*. Traffic Engineering & Control, Vol. 24, No.3, March 1983, p111-114.

CITE, (1995). *Canadian Capacity Guide for Signalized Intersections Second Edition*. Institute of Transportation Engineers District 7-Canada, 86p.

JONES, E. R., GOOLSBY, M. E. and BREWER, K. A. (1970). The Environmental Influence of Rain on Freeway Capacity. Hwy. Res. Rec. 321, p74-82.

JENISH, J.; GANG-LEN, C. (2005). Saturation Flow Rates and Maximum Critical Lane Volumes for Planning Applications in Maryland. Journal of Transportation Engineering, Dec. 2005, pp. 946-952.

KIMBER, R.M.; SEMMENS, M.C. (1982). *An Experiment to Investigate Saturation Flows at Traffic Signal Junctions*. Traffic Engineering & Control, Vol. 23, No.3, March 1982, p110-114, 117.

KIMBER, R.M.; MCDONALD, M.; HOUNSELL, N.B. (1995). *Passenger car units in saturation flows: concepts, definition, derivation*. Transportation Research, Part B, 1B, pp.39-61.

KIMBER, R.M.; MCDONALD, M.; HOUNSELL, N.B.(1986). *The Prediction of Saturation Flows for Road Junction Controlled by Traffic Signals*. TRRL research report 67. Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, UK.

KUNZMAN, W. (1978). *Another Look at Signalized Intersection Capacity*. CITE Journal, Vol. 48, No.8, August 1978, p12-15.

LI, H. and PREVEDOUROS, P. D. (2002). Detailed Observations of Saturation Headways and Start-up Lost Times. Trans. Res. Rec. 1802, p44-53.

LIU, B.S.; LEE Y.H.(2005). *Effetcs of car-phone use and aggressive disposition during critical driving maneuvers*. Transportation Research Part F: Traffic Psychology and Behaviour, Vol. 8, No.4-5,2005, p369-382.

MAY, A.D.(1990). *Traffic flow fundamentals*. Prentice Hall, pp.77-82.

MCMAHON, J.W.; KRANE, J.P.; FEDERICO, A.P. (1997). *Saturation Flow Rates by Facility Type*. Institute of Transportation Engineers. CITE Journal, Jan.1997, pp.46-50.

MOORE, R.L.; MOORE, S.G. (2001). *The impact of cell phones on driver safety*. Professional Safety, No.46, June 2001, p30- 32.

NAKAMURA, M. (1994). Research and application of highway capacity in Japan. Proc., 2nd Int. Symposium on Highway Capacity, Sydney, Australia, 104–111

PEREZ-CARTAGENA, R.I. ; TARKO, A.P. (2005). *Calibration of Capacity Parameters for Signalized Intersections in Indiana*. Journal of Transportation Engineering, Dec. 2005, pp. 904-911.

PERRIN, H. J., MARTIN, P. T. and HANSEN, B.G. (2001). Modifying Signal Timing During Inclement Weather. Trans. Res. Rec. 1748, p66-71.

PETERS, G.; PETERS, B. (2002). *The distracted driver*. Professional Safety, No.47, March 2002, p34- 40.

PRASSAS, E., and ROESS, R. (1993). *The left turn adjustment factor for permitted turns from shared lane groups: Another look*. Transp. Res. Rec. 1398, Transportation Research Board, Washington, D.C.

RAHMAN, M.; NUR-UD-DEEN, A.; HASSAN, T. 2005. *Comparison of saturation flow rate at signalized intersections in Yokohama and Dhaka*. Proceedings of the Eastern Asia Society for Transportation Studies, Vol. 5, pp. 959-966.

RAY, JC. (1965). *Two Lane Left Turns at Signalized Intersections*. Traffic Engineering, Vol. 35, No.7, April 1965, p17-19, 58.

ROESS, R.P.; PRASSAS, E.S.; MCSHANE, W.R. (2004). *Traffic Engineering Third Edition*. Prentice Hall, 816p.

SULTANA, S.(1986). Méthodologie de cueillette et d'analyse de données pour la détermination du débit de saturation. Maîtrise de Génie Civil, École Polytechnique de Montréal, 279p

TARKO, A.P.; TRACZ, M. (2000). *Uncertainty in Saturation Flow Predictions*. Transportation Research Circular E-108: 4th International Symposium on Highway Capacity, pp. 310-321.

TRB, Transportation Research Board (2000). *Highway Capacity Manual 2000*. Washington, D.C., Chapter 16, 179p.

TRB, Transportation Research Board (1985). *Highway Capacity Manual 1985*. Washington, D.C.

TRB (1980). *Critical Movement Analysis*. Transportation Research Circular, No.212, January 1980, p5-36.

TSAO, S.; CHU, S. (1995). *Adjustment Factors for Heavy Vehicules at Signalized Intersections*. Journal of Transportation Engineering, Vol.121, No 2, Mar. /Apr. 1995, pp. 150-157.

TURNER, J.; HARAHAHAP, G. (1993). *Simplified saturation flow data collection methods*. Transportation Research Laboratory, CODATU VI Conference on the Development and Planning of Urban Transport, Tunis, February 1993, 12p.

WEBSTER, F.V. and COBBE, B.M. (1966). *Traffic Signals*. Ministry of Transport, Road Research Technical No.56. Her Majesty's Stationery Office (HMSO), London, England.

WILDERMUTH, B.R. (1962). *Average Vehicle Headways at Signalized Intersections*. Traffic Engineering, Vol. 33, No.11, November 1962, p14-16.

WOOD, K. (1986). *Measuring Saturation Flow at Traffic Signals Using a Handheld Microcomputer*. Traffic Engineering & Control, Vol. 27, No.4, April 1986, p174-175.

YU, J.C. (1962). *Effect of Parking Maneuver on Intersection Capacity*. Traffic Engineering, Vol. 44, No.2, November 1973, p44-49.

ZEGEER, J.D. (1985). Field validation of intersection saturation flow rates and adjustment factors. Presented at the TRB 65th Annual Meeting, Session number 47, Washington D.C. TRB, 29pp.

ZEGEER, J.D. (1986). Field validation of intersection capacity factors. Transportation Research Records 1091. TRB, p67-77.

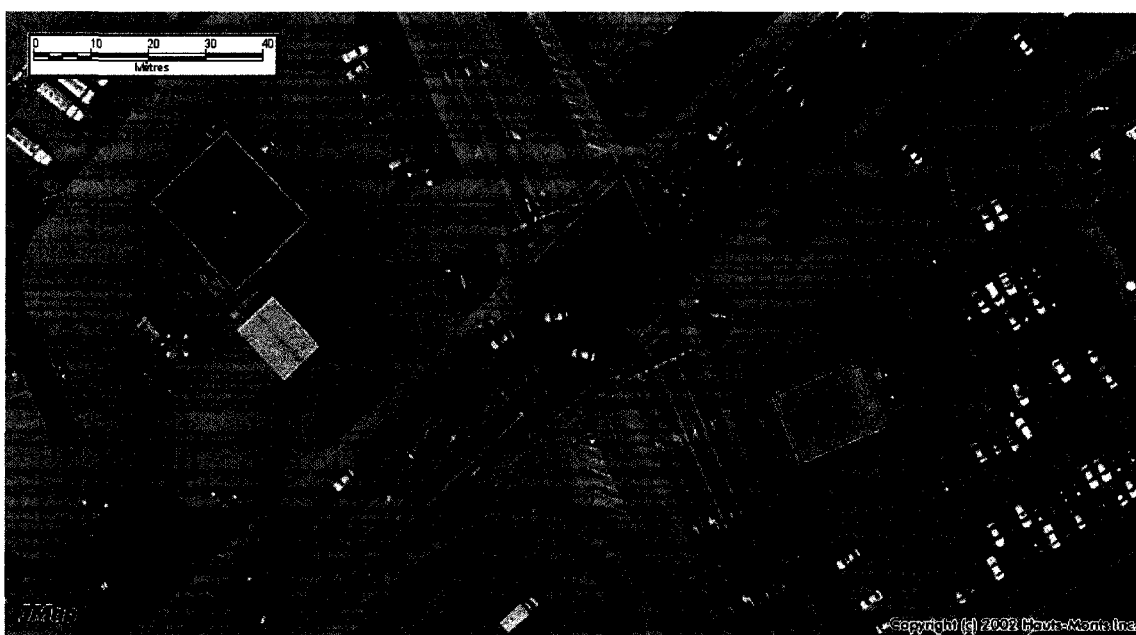
ZHANG, L. and PREDEVOUROS, P.D. (2005). Motorist Perceptions on the Impact of Rainy Conditions on Driver Behaviour and Accident Risk. Paper 05-0239. 2005 Annual Meeting of the TRB.

Annexes

Annexe A : Carrefours étudiés

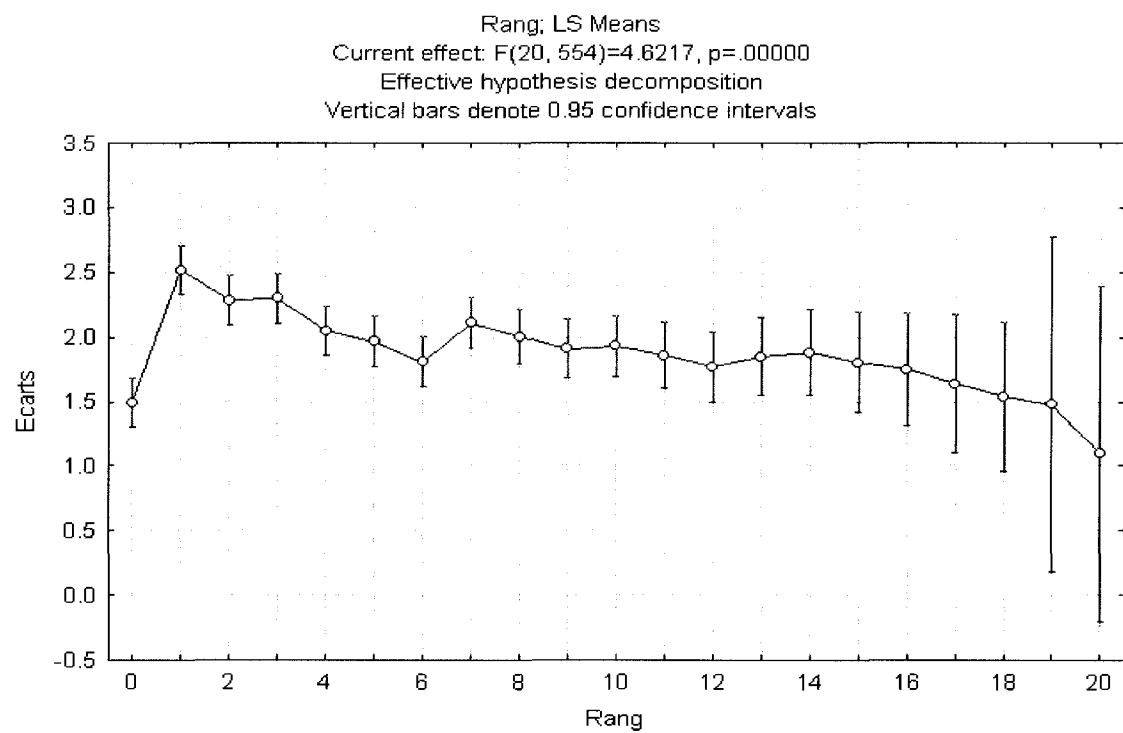
Toutes les photos des carrefours ont été prises à 200 m d'altitude à l'aide du navigateur urbain de la Ville de Montréal disponible à l'adresse suivante www.navurb.com. Les flèches noires signalent les voies observées. Un calendrier des mesures de même qu'un tracé des écarts moyens selon le rang dans la file sont présentés pour chaque carrefour.

Saint Jean / Pierrefonds, direction sud



Calendrier de mesures

Date	27/09/2006	25/10/2006
Heure	15h50	15h50
Température (°C)	20	7
Météo	nuageux	couvert

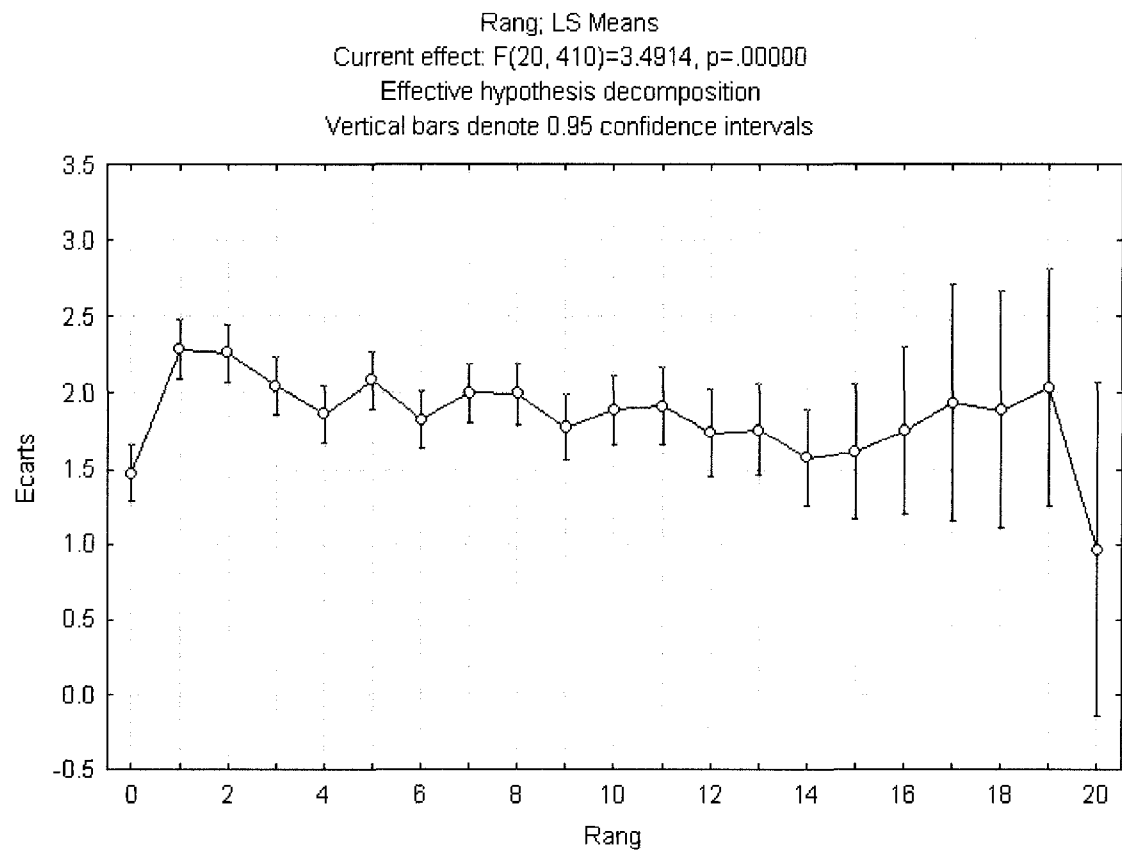


Des Sources / Ross, direction nord

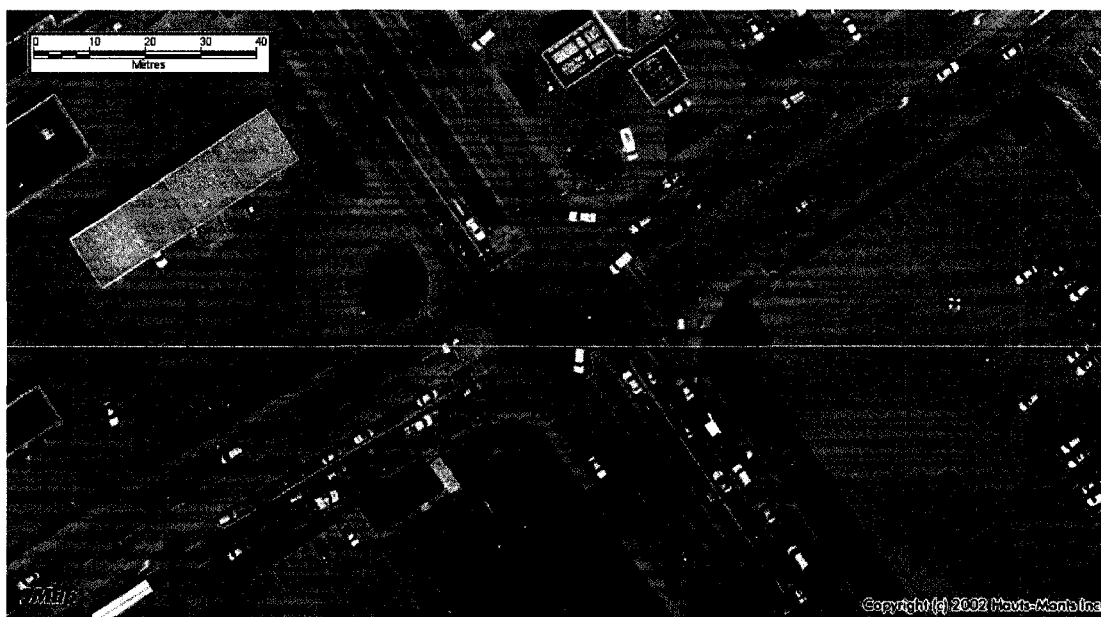


Calendrier des mesures :

Date	02/10/2006	25/10/2006	26/10/2006
Heure	17h	17h	16h45
Température (°C)	20	5	7
Météo	ensoleillé	ensoleillé	nuages

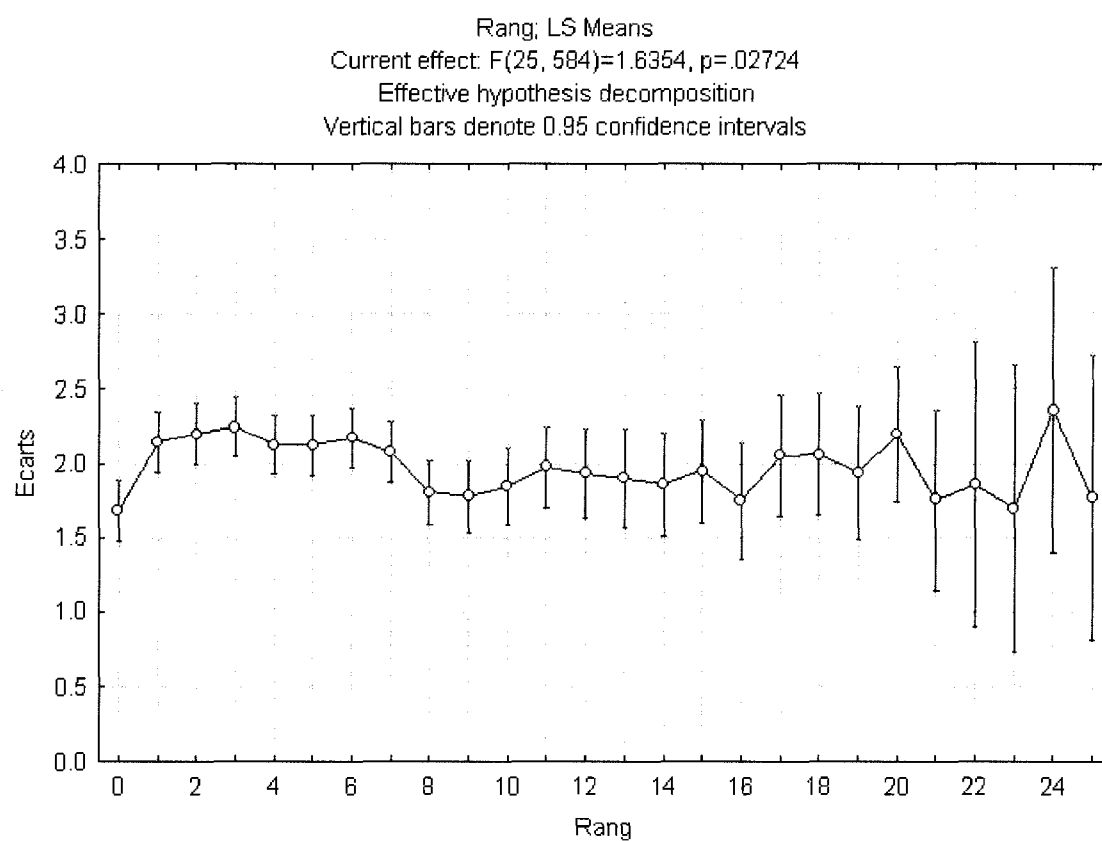


Des Sources / Brunswick, direction nord

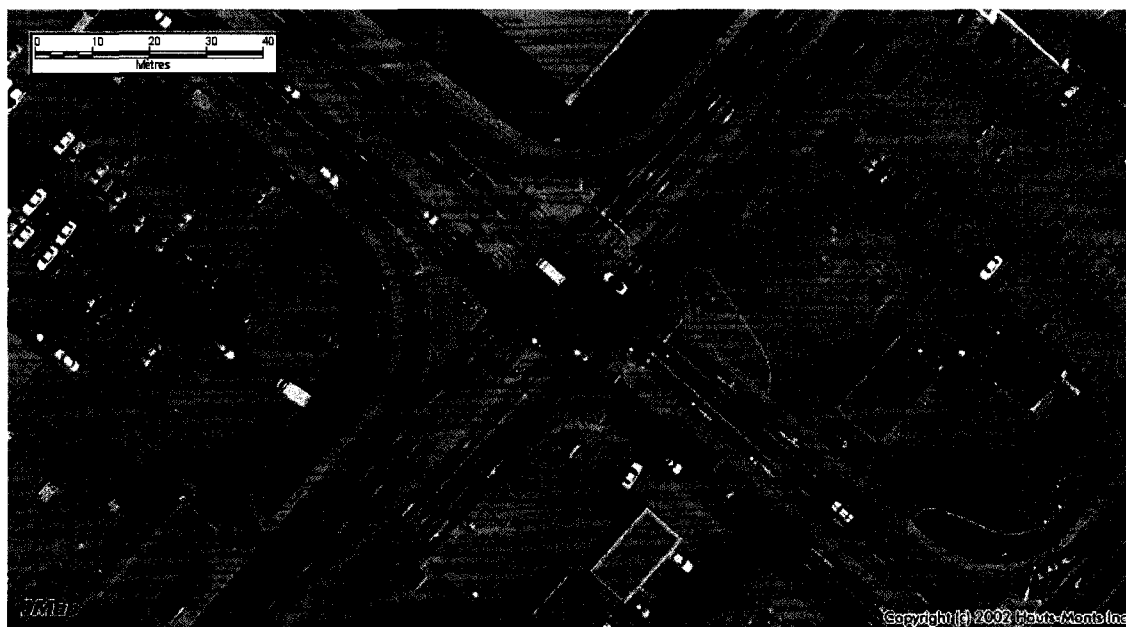


Calendrier des mesures :

Date	17/11/2006	20/11/2006	22/11/2006
Heure	9h	7h30	7h
Température (°C)	13	-2	-6
Météo	couvert	ensoleillé	ensoleillé

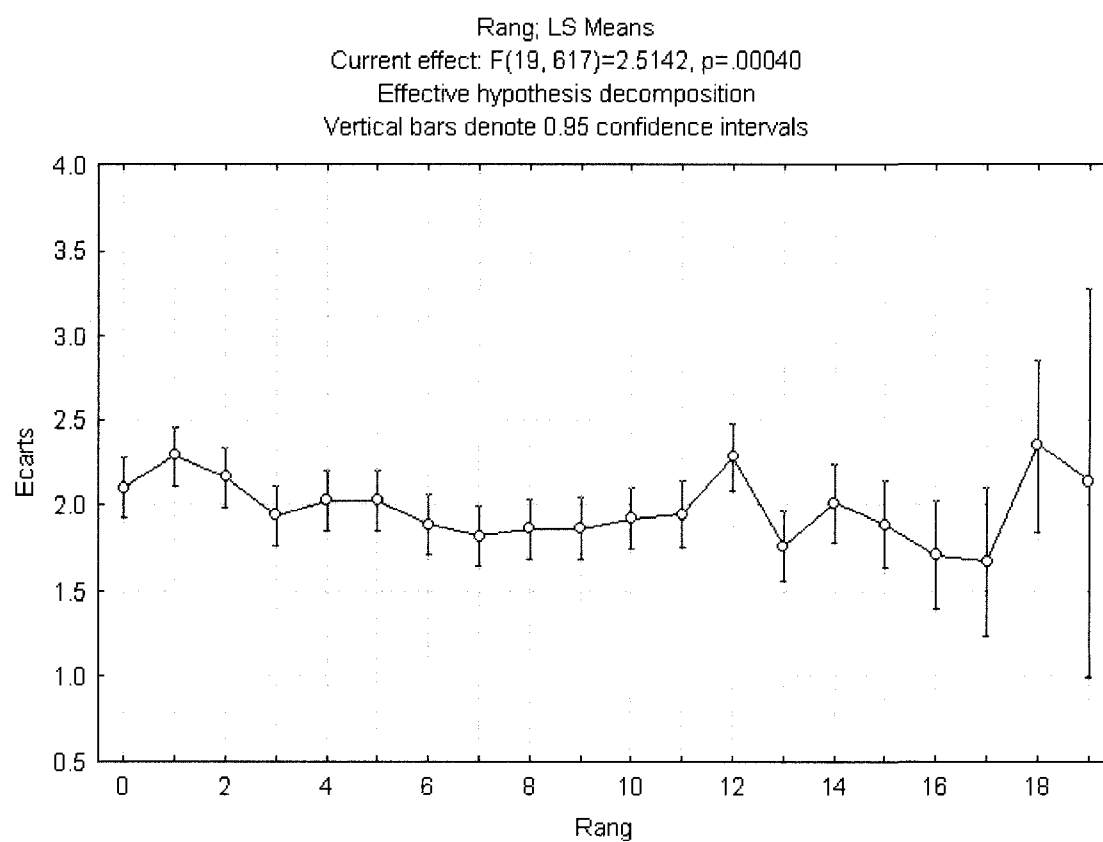


Cote Vertu / Marcel Laurin, direction nord



Calendrier de mesures

Date	21/09/2006	21/10/2006	22/10/2006
Heure	7h25	16h40	8h35
Température (°C)	7	18	8
Météo	ensoleillé	couvert	ensoleillé

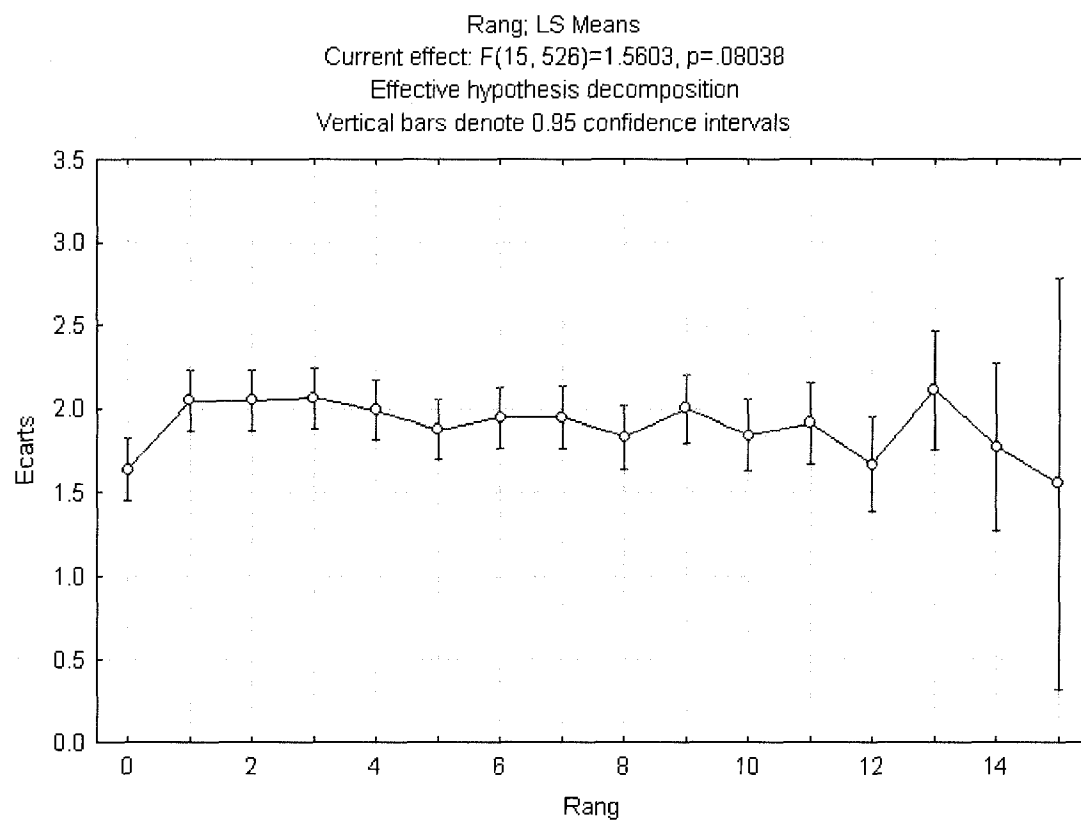


Henri-Bourassa / l'acadie, direction ouest



Calendrier de mesures

Date	10/11/2006	13/11/2006	15/11/2006	15/11/2007
Heure	7h30	7h20	7h30	16h
Température (°C)	5	5	5	10
Météo	ensoleillé	couvert	chaussée humide	couvert

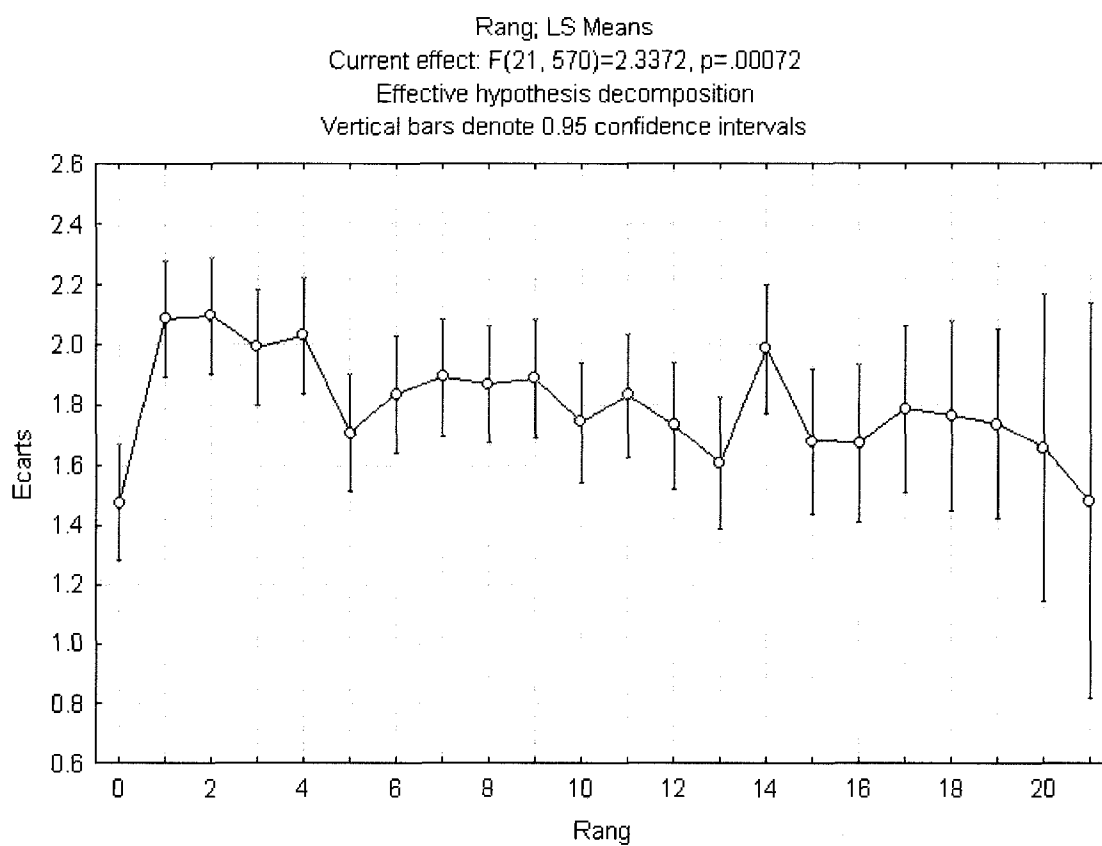


Henri-Bourassa / Papineau, direction ouest



Calendrier des mesures :

Date	07/11/2006	09/11/2006
Heure	7h30	7h20
Température (°C)	2	5
Météo	nuages	chaussée humide

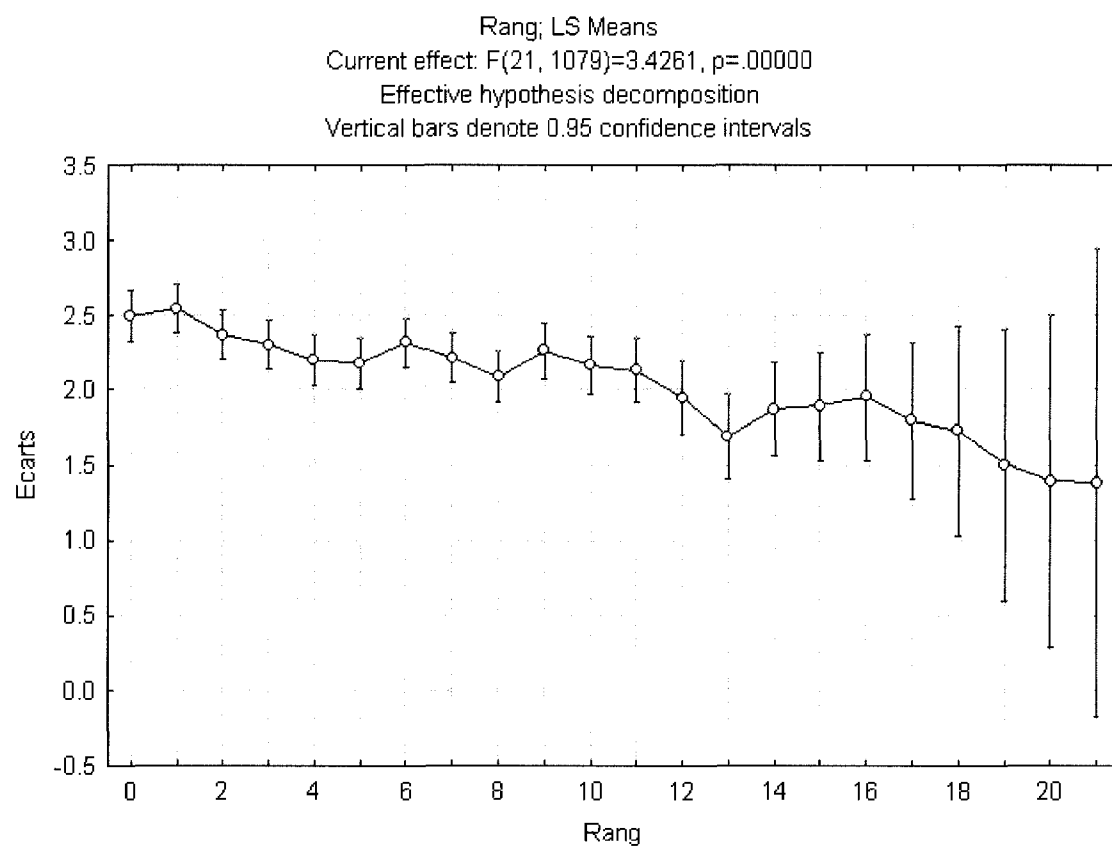


L'Acadie / Chabanel, direction sud



Calendrier des mesures :

Date	07/09/2006	08/09/2006	11/09/2006	12/09/2006
Heure	7h45	7h45	17h25	7h50
Température (°C)	10	10	20	8
Météo	ensoleillé	ensoleillé	ensoleillé	ensoleillé

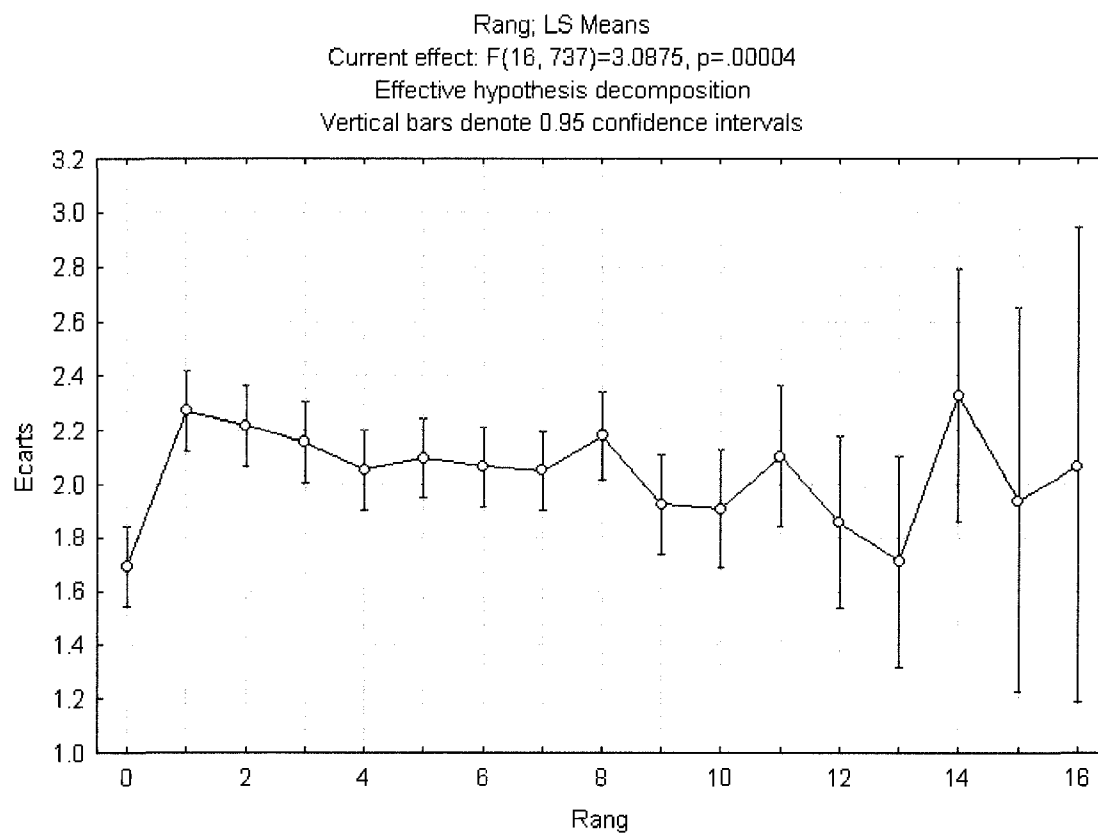


Crémazie / Lajeunesse, direction nord



Calendrier des mesures :

Date	12/09/2006	18/09/2006	22/09/2006
Heure	16h15	17h10	16h15
Température (°C)	22	25	16
Météo	ensoleillé	ensoleillé	couvert

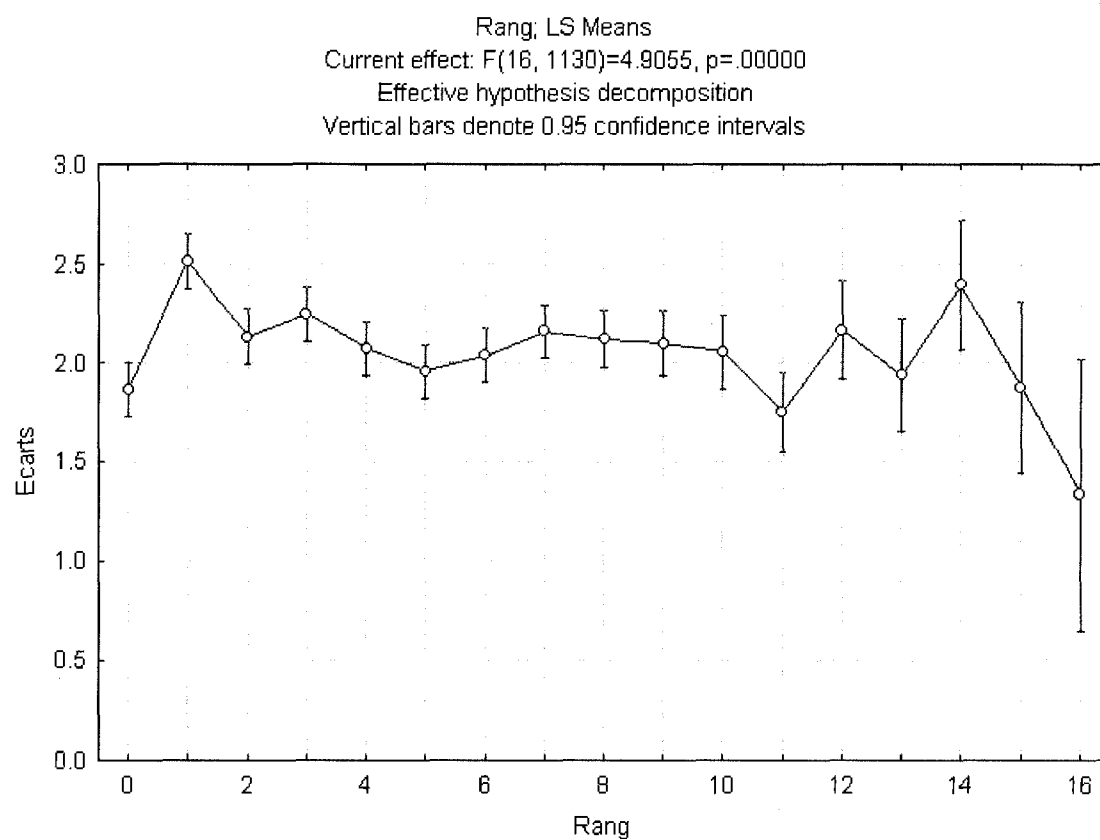


L'Acadie / Jarry, direction nord



Calendrier des mesures :

Date	02/08/2006	03/08/2006	28/08/2006
Heure	17h	16h	7h30
Température (°C)	23	26	16
Météo	pluie	ensoleillé	brumeux

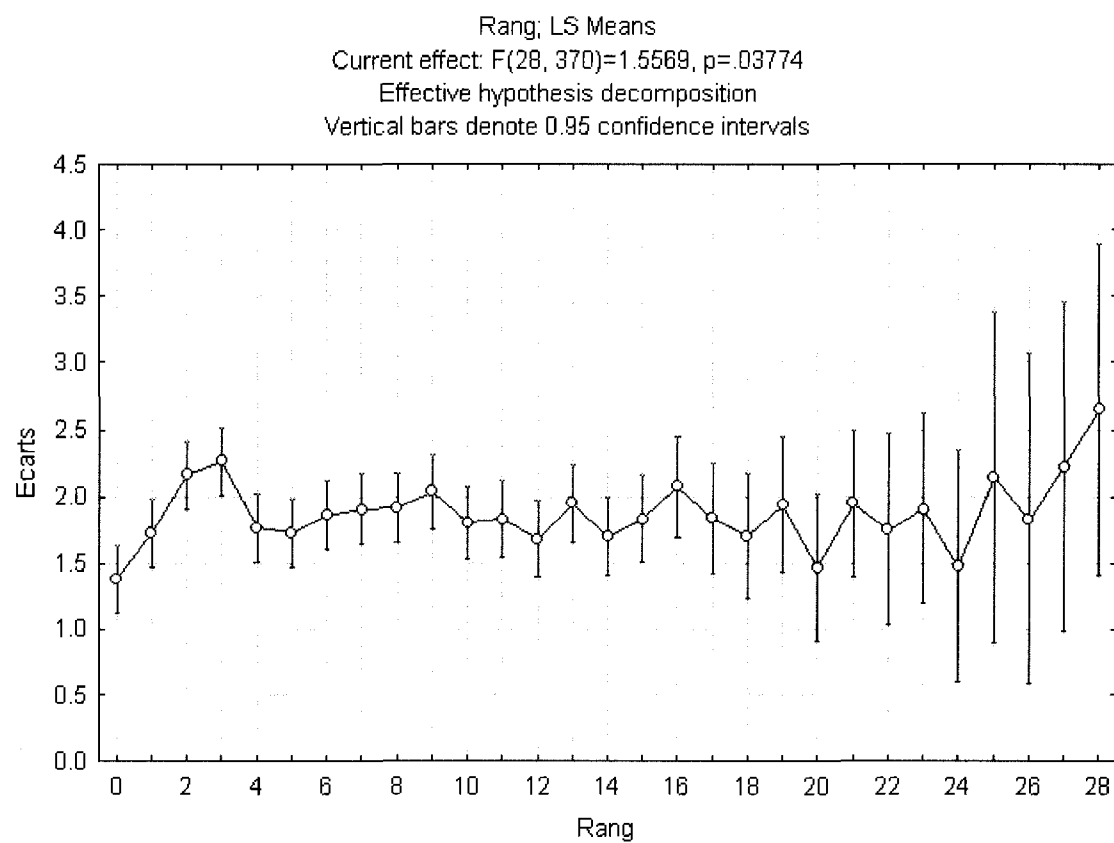


Papineau / Emile Journault, direction : sud



Calendrier des mesures :

Date	16/10/2006	06/11/2006
Heure	17h30	7h30
Température (°C)	15	4
Météo	ensoleillé	couvert

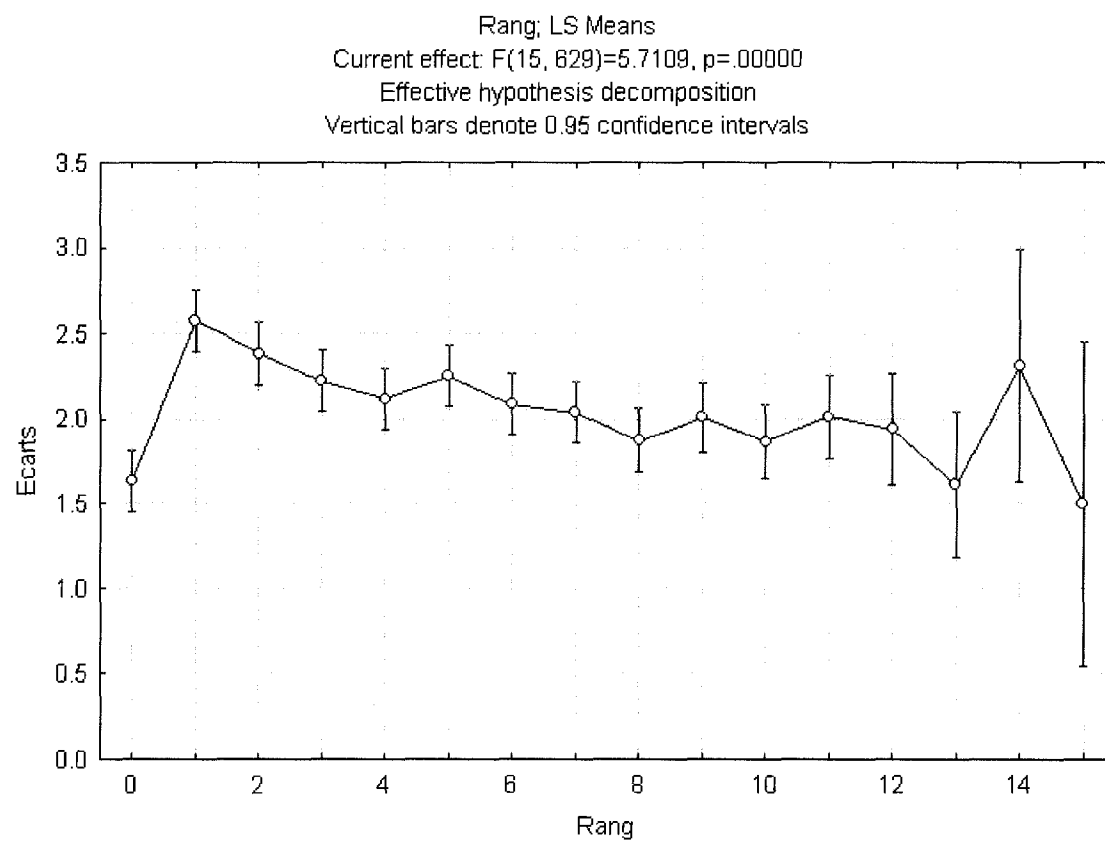


St Michel / Jean Talon, direction : nord



Calendrier des mesures :

Date	03/10/2006	04/10/2006	05/10/2006
Heure	7h	8h	17h
Température (°C)	10	10	11
Météo	pluie	brume	couvert

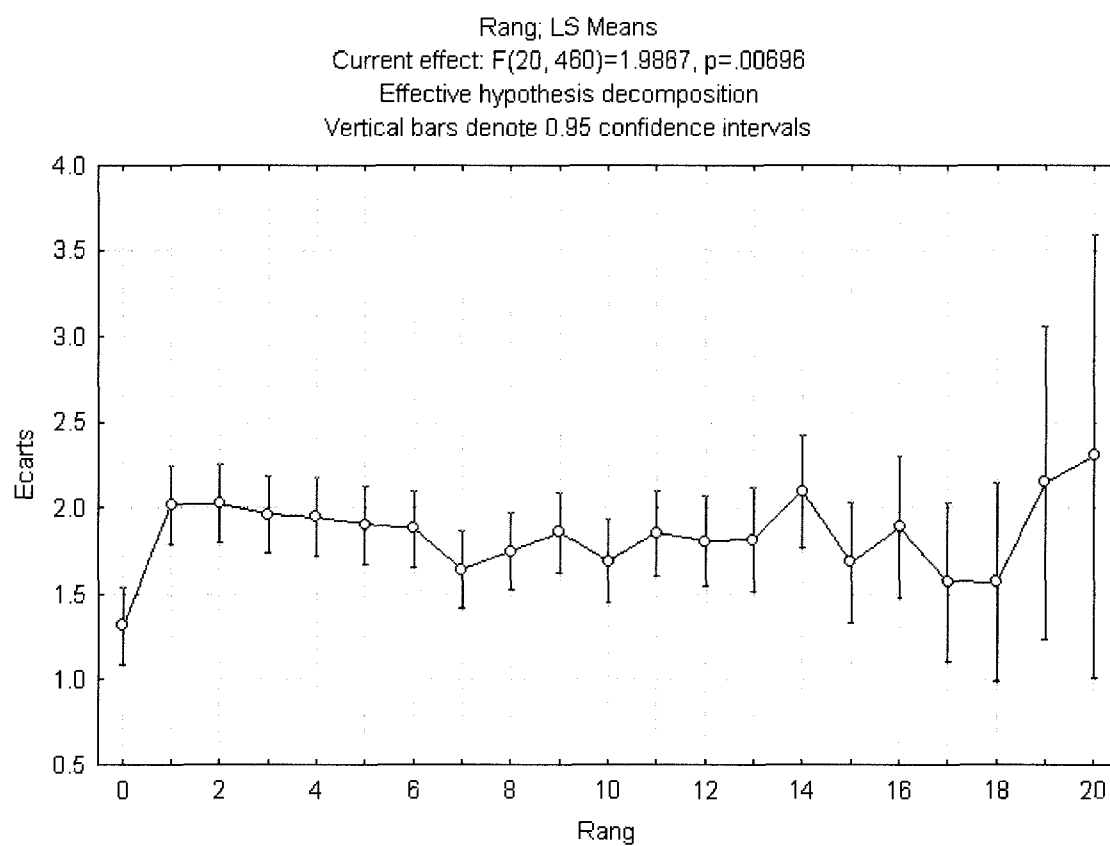


Bourrassa / Bombardier, direction nord

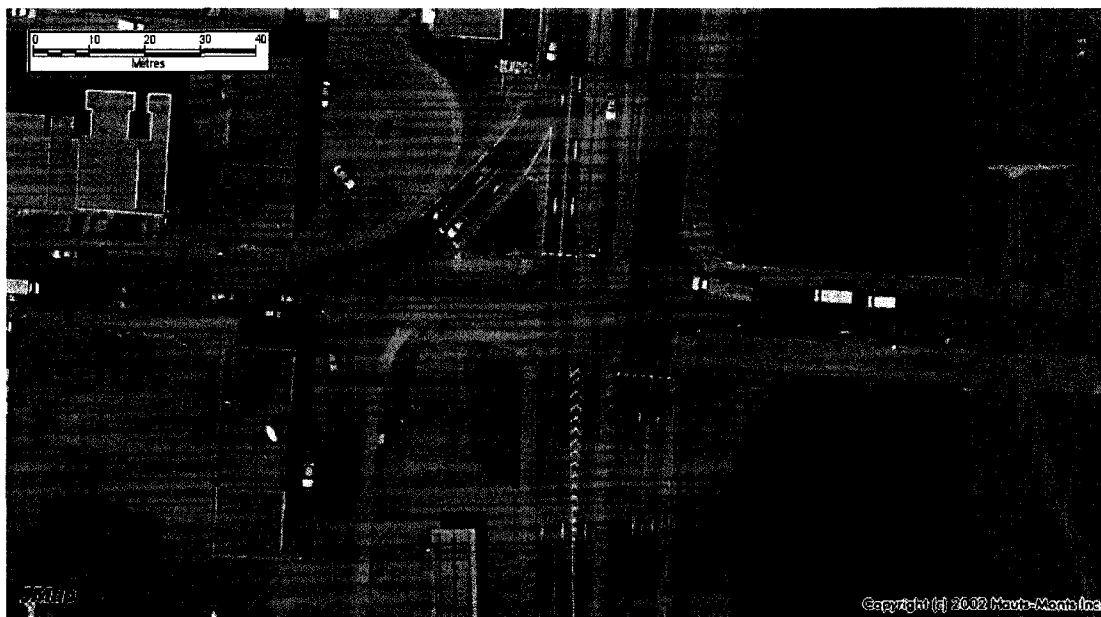


Calendrier des mesures :

Date	30/10/2006
Heure	16h30
Température (°C)	4
Météo	dégagé

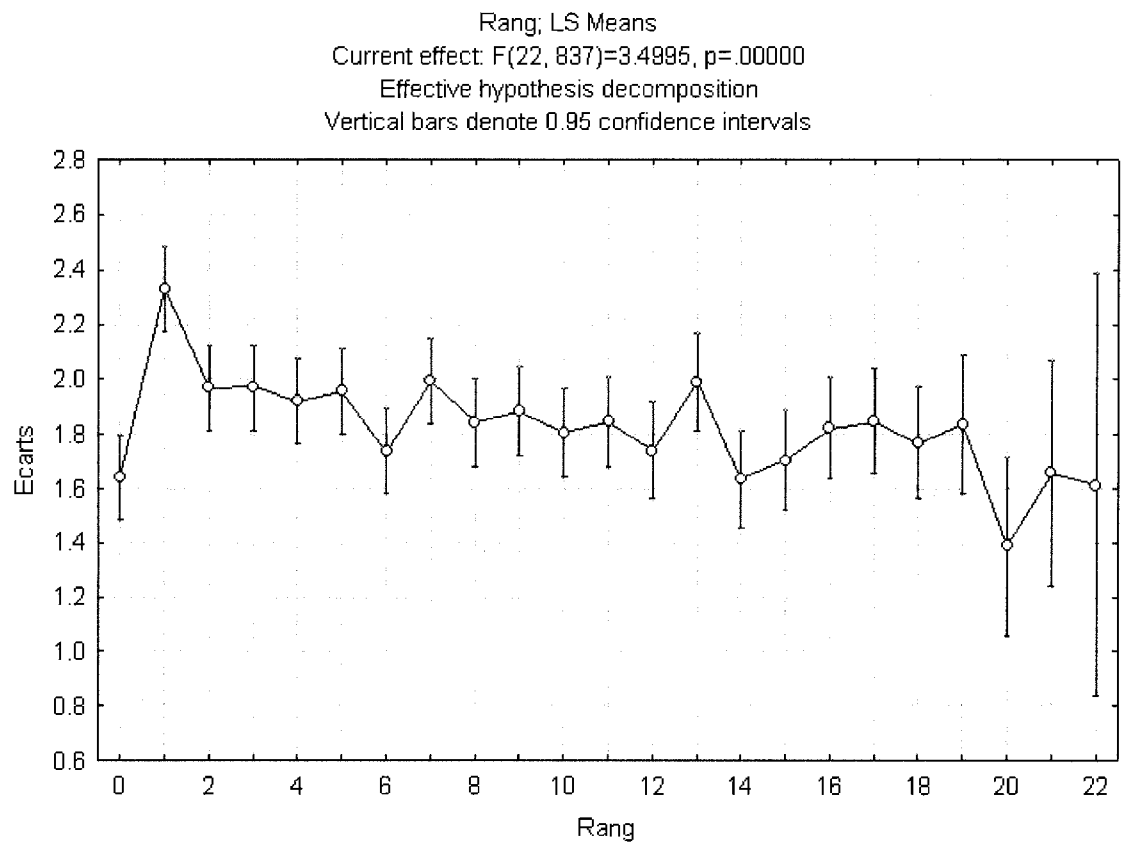


Eglise / Véréndrye, direction sud



Calendrier des mesures :

Date	27/10/2006	06/11/2006
Heure	17h30	17h00
Température (°C)	6	4
Météo	ensoleillé	ensoleillé

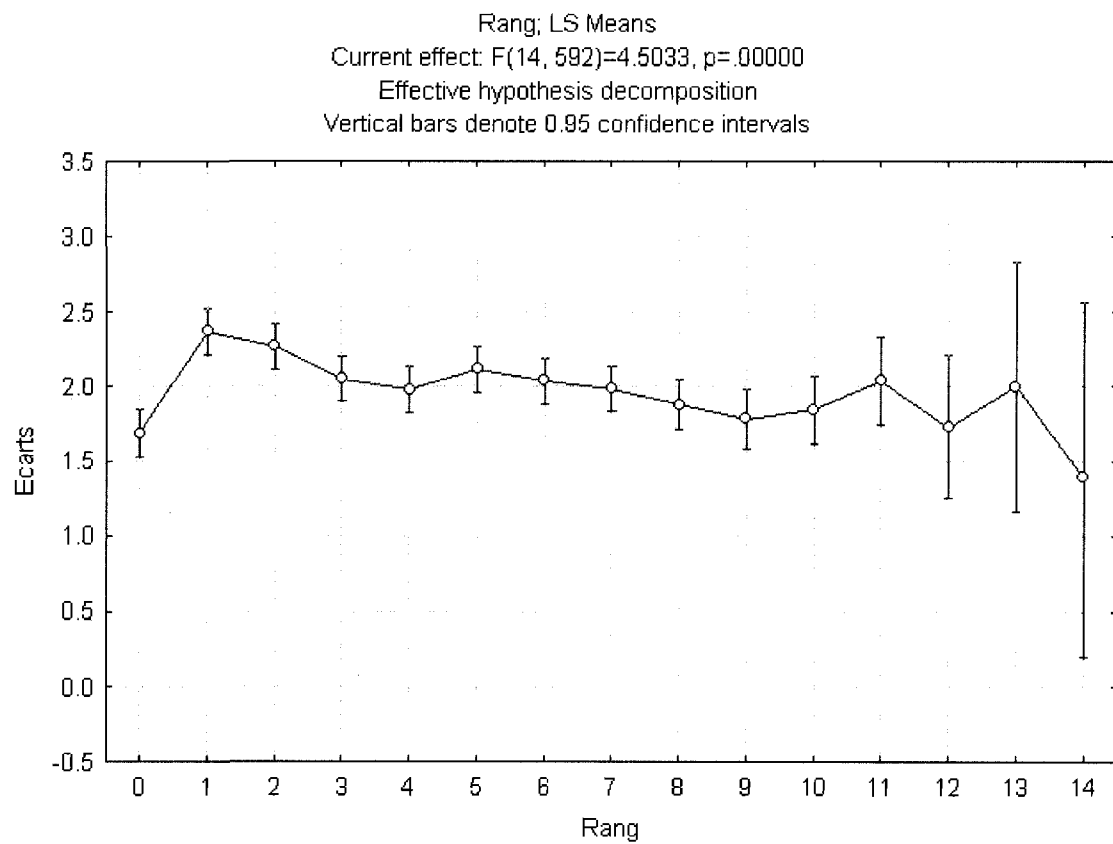


St Joseph / Papineau, direction est

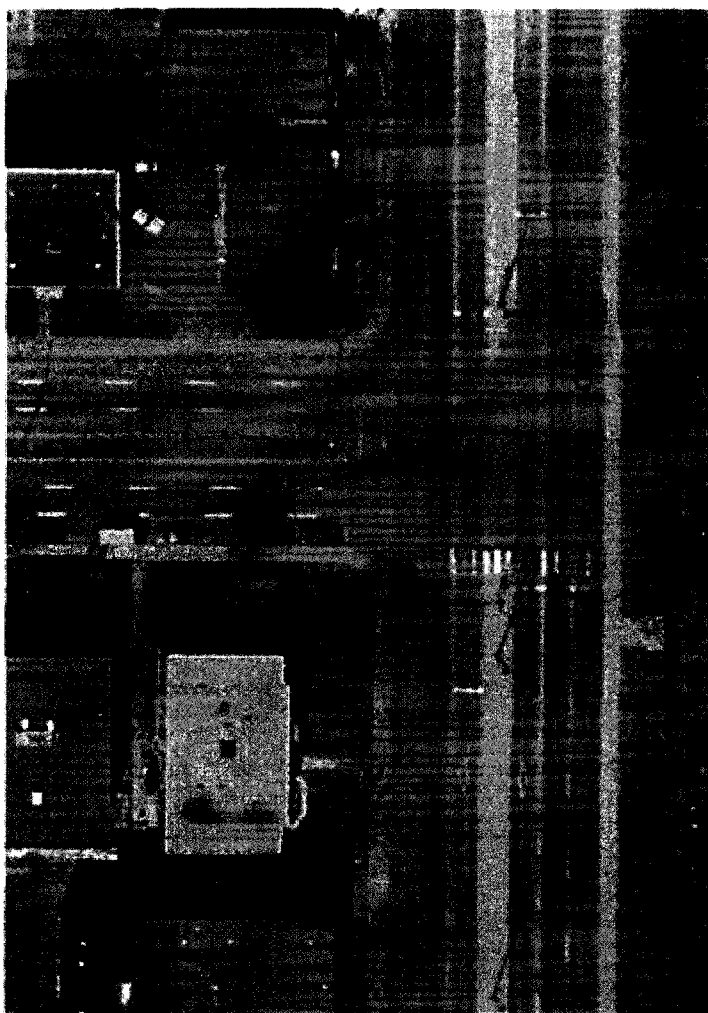


Calendrier des mesures :

Date	16/10/2006	18/10/2006
Heure	7h30	16h25
Température (°C)	5	12
Météo	ensoleillé	couvert



Pie IX / St Joseph, direction nord



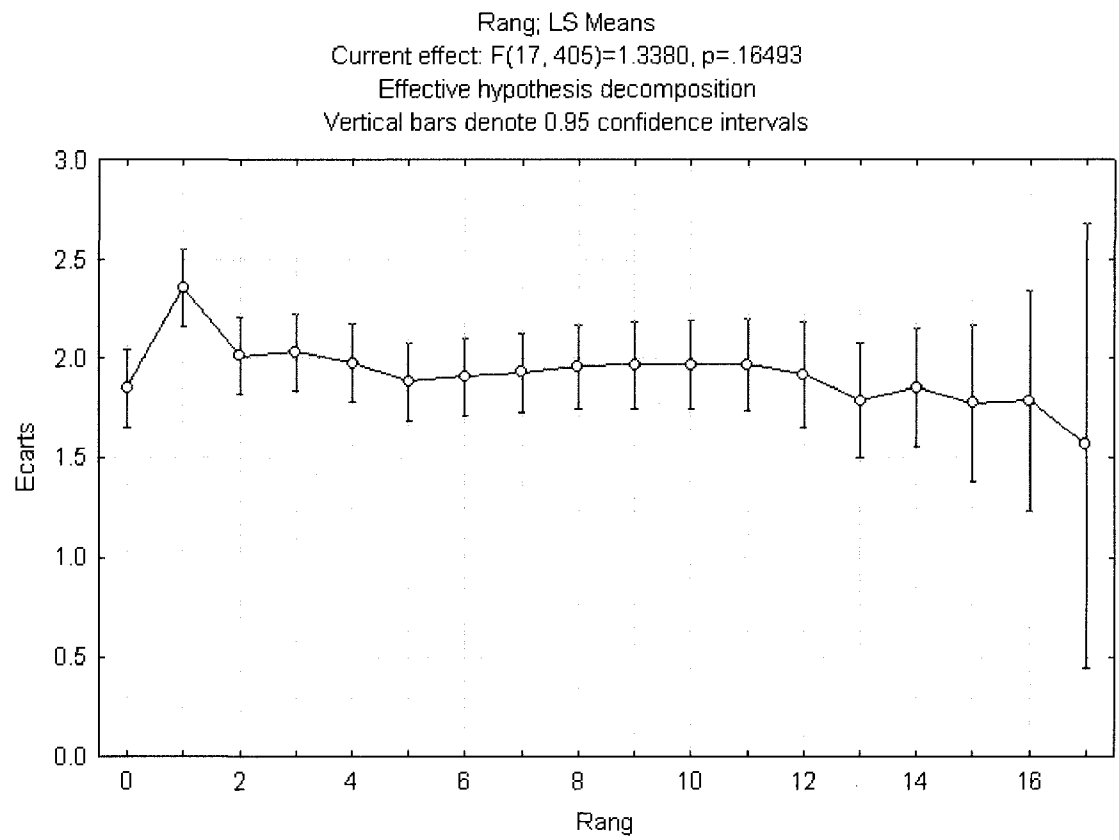
Malgré un premier repérage positif, cette intersection a été abandonnée car le nombre de cycles adéquatement saturés par heure y est trop faible pour les besoins d'une étude de saturation.

Pie IX / Sherbrooke, direction ouest



Calendrier des mesures :

Date	05/10/2006	10/10/2006
Heure	7h30	7h00
Température (°C)	5	4
Météo	ensoleillé	ensoleillé

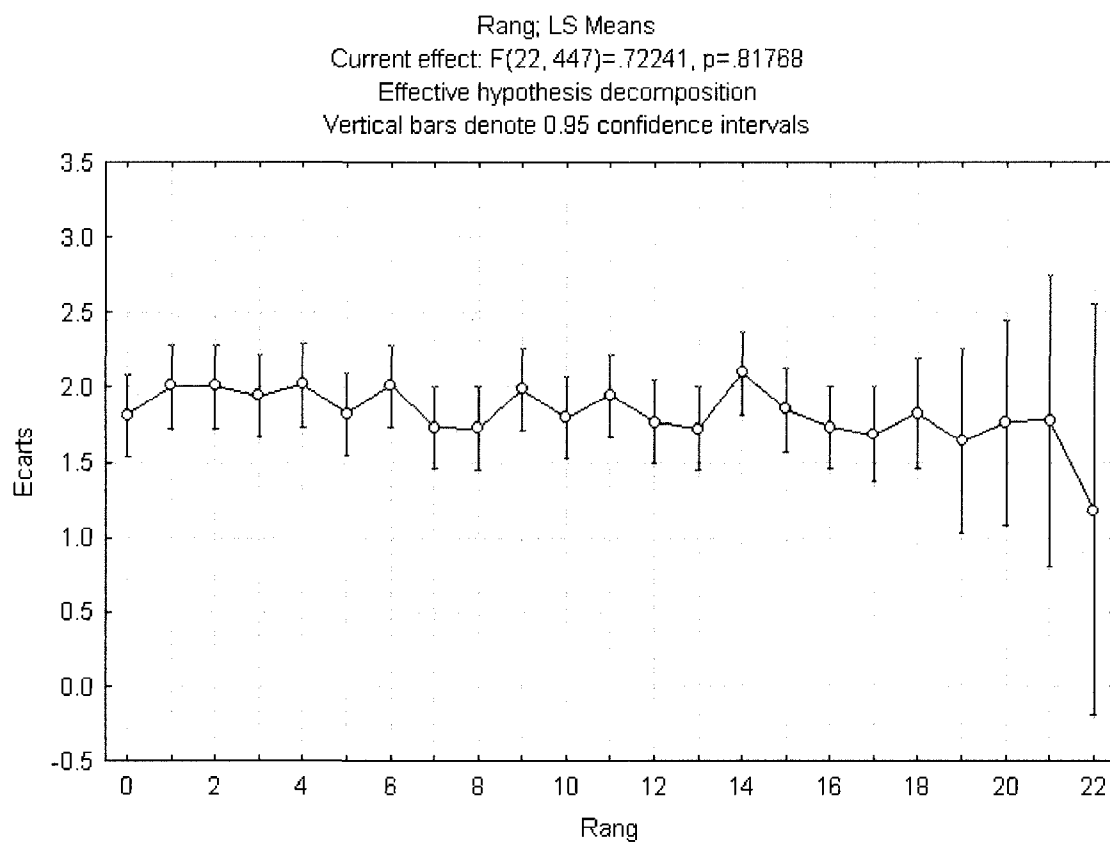


Sherbrooke / l'Assomption, direction ouest



Calendrier des mesures :

Date	26/10/2006
Heure	7h30
Température (°C)	5
Météo	couvert

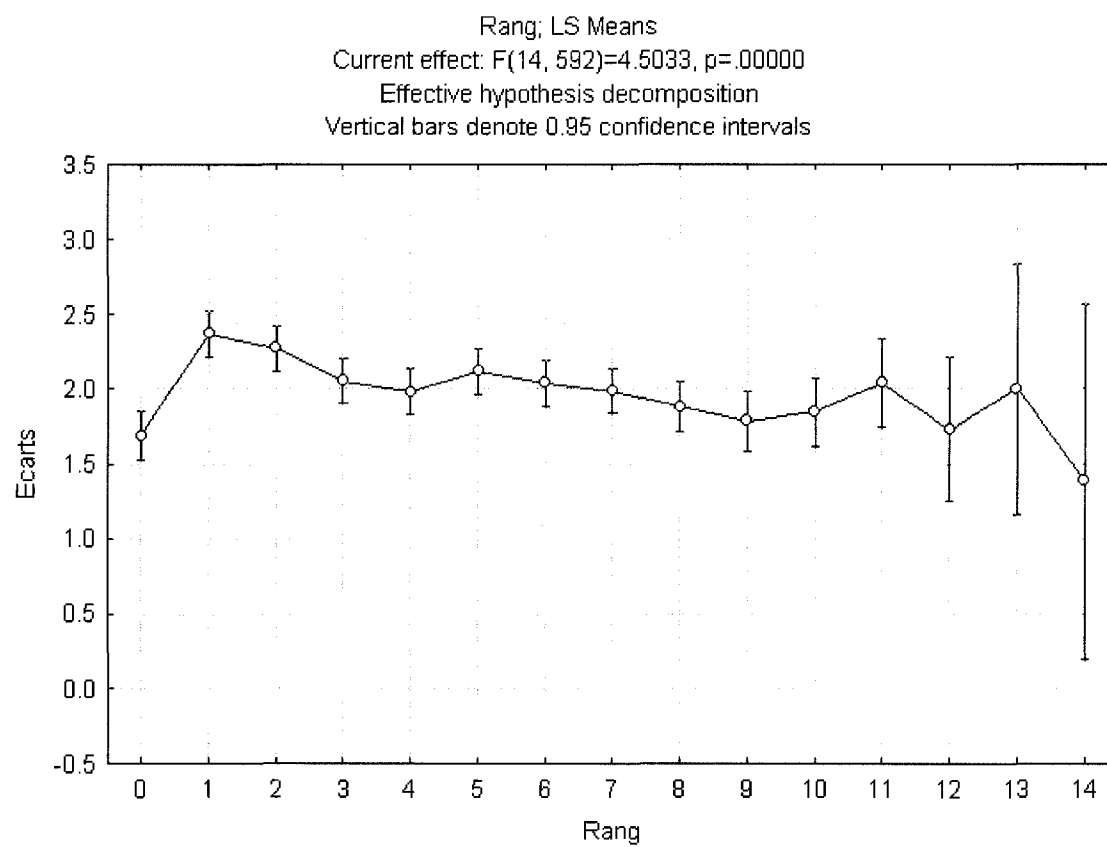


St Joseph / Papineau, direction est

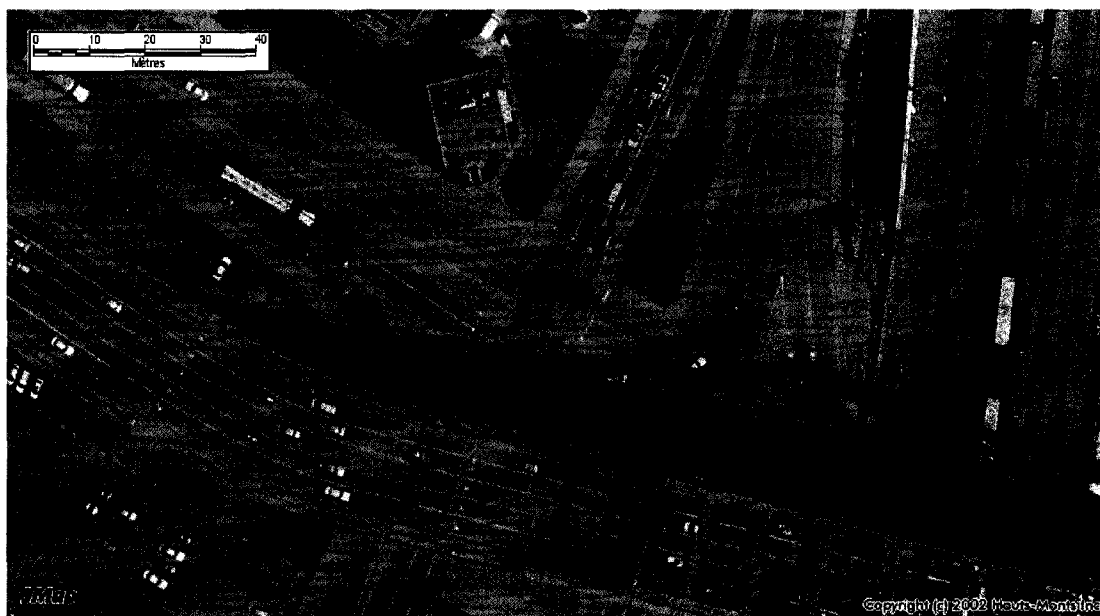


Calendrier des mesures :

Date	16/10/2006	18/10/2006
Heure	7h30	16h25
Température (°C)	5	12
Météo	ensoleillé	couvert

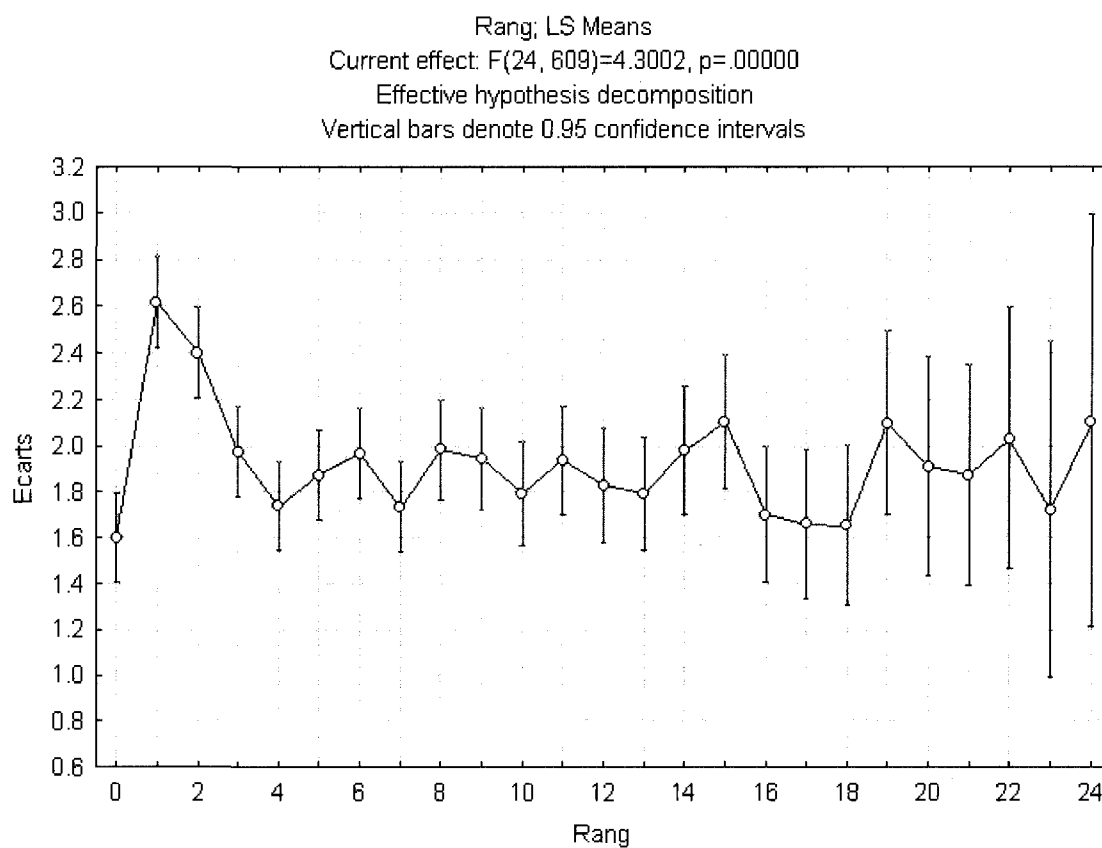


Ville Marie / De Lorimier, direction nord

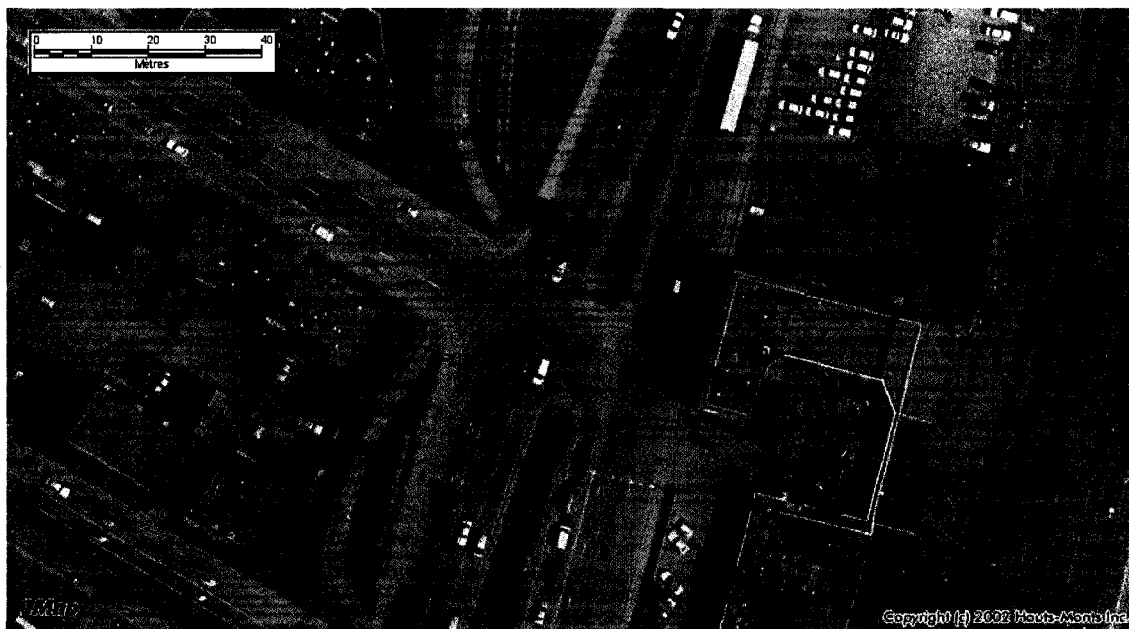


Calendrier des mesures :

Date	25/09/2006	28/09/2006
Heure	16h45	7h50
Température (°C)	18	15
Météo	nuageux	ensoleillé

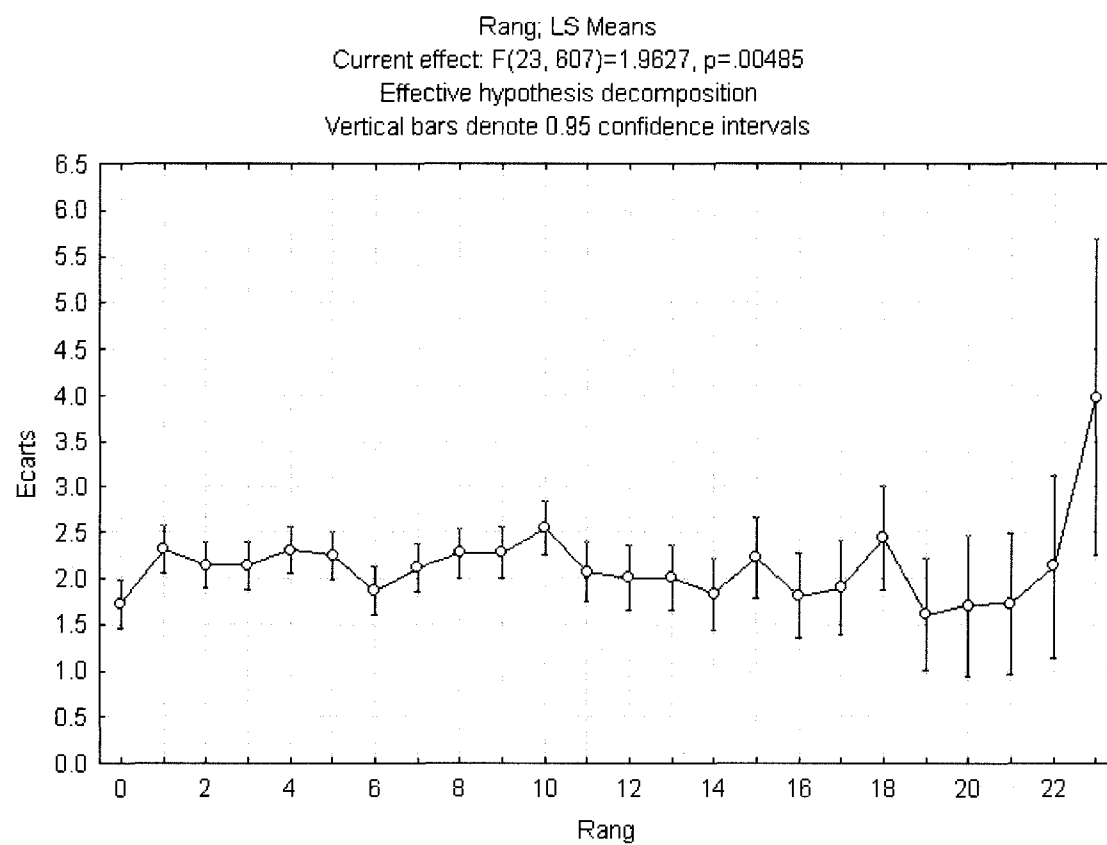


Notre Dame / Frontenac, direction sud

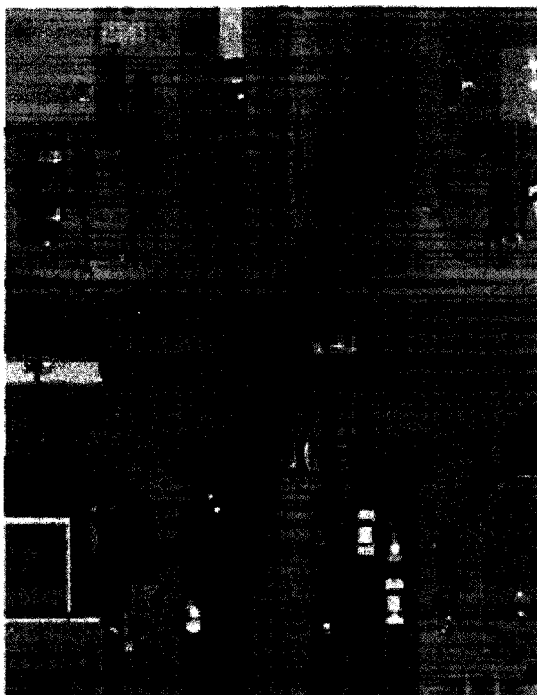


Calendrier des mesures :

Date	20/10/2006	24/10/2006
Heure	8h	7h
Température (°C)	7	3
Météo	nuageux	ensoleillé

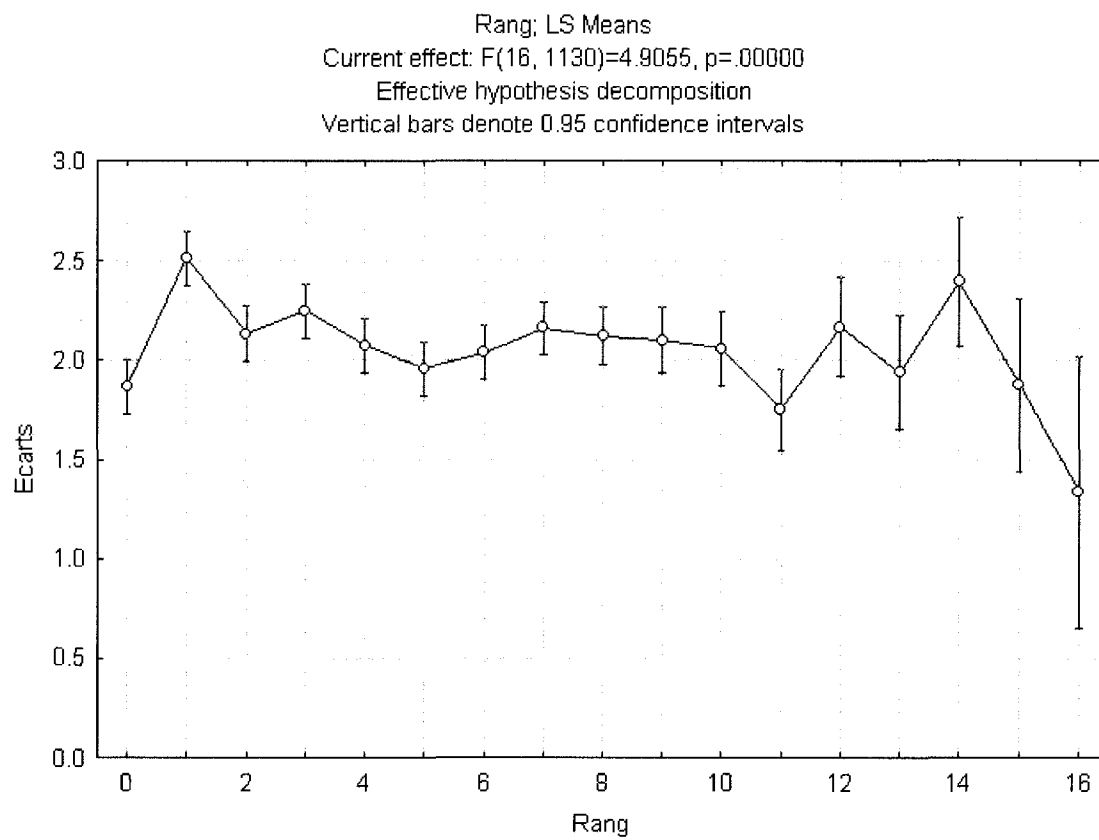


St Michel / Jarry, direction nord

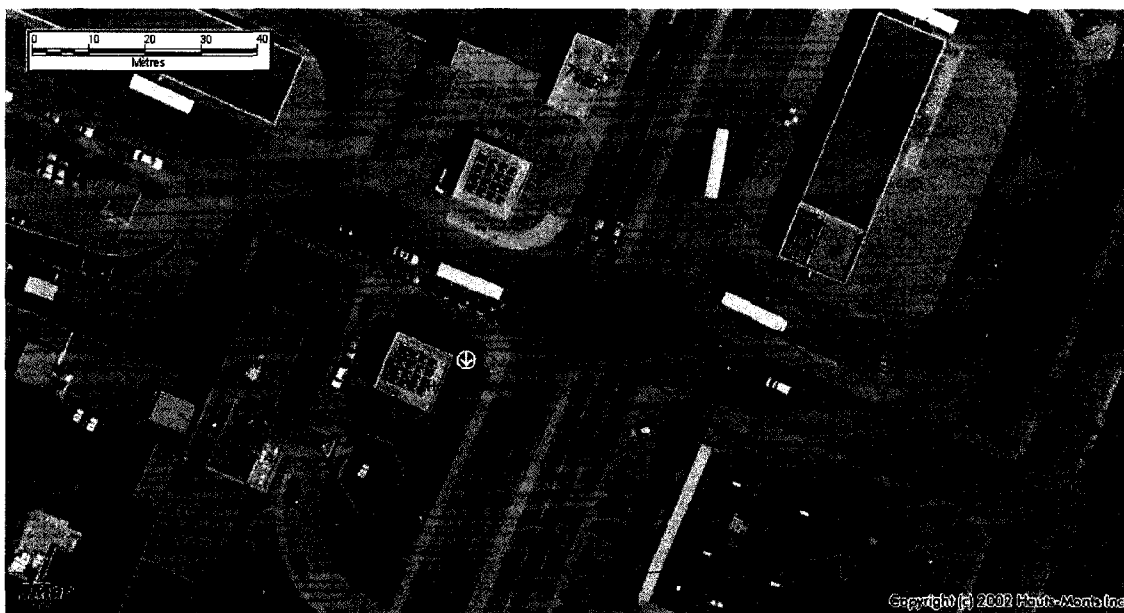


Calendrier des mesures :

Date	01/11/2006	02/11/2006
Heure	7h	7h40
Température (°C)	4	4
Météo	ensoleillé	ensoleillé

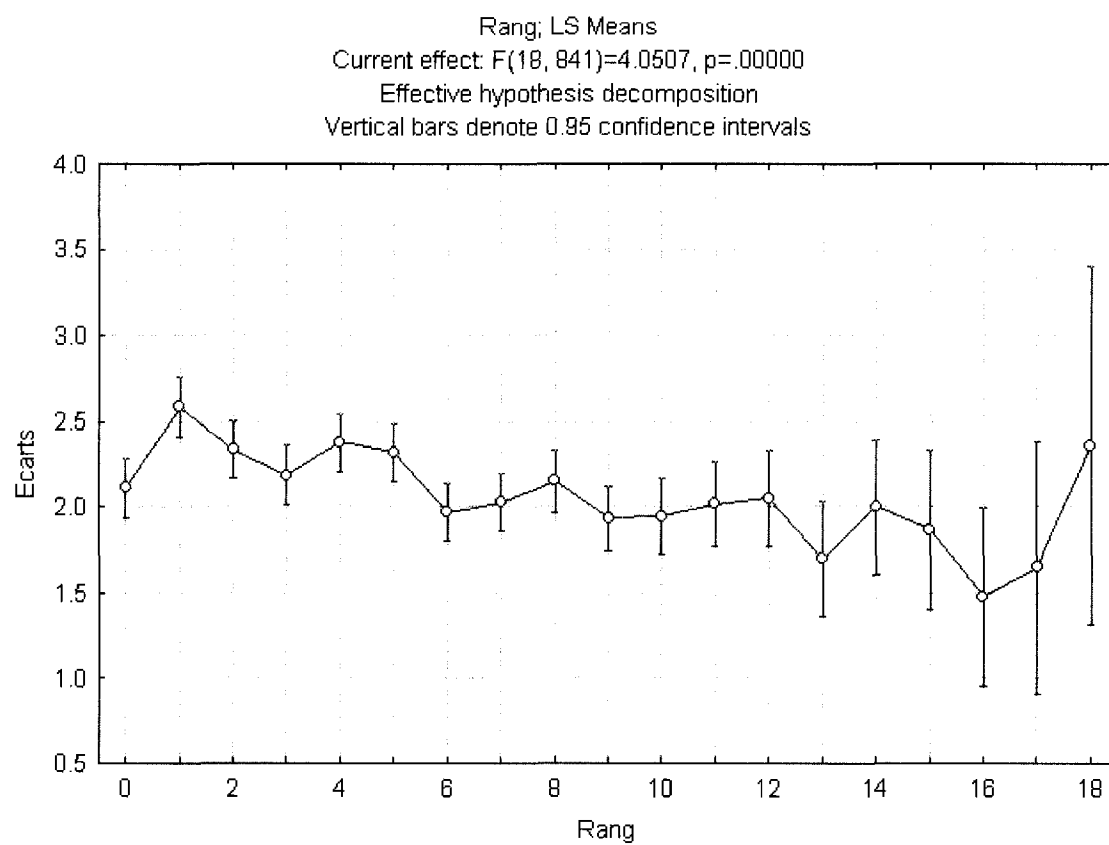


Sherbrooke / Honoré Beaugrand, direction sud



Calendrier des mesures :

Date	03/10/2006	04/10/2006	05/10/2006
Heure	7h	8h	17h
Température (°C)	10	10	11
Météo	pluie	brume	couvert



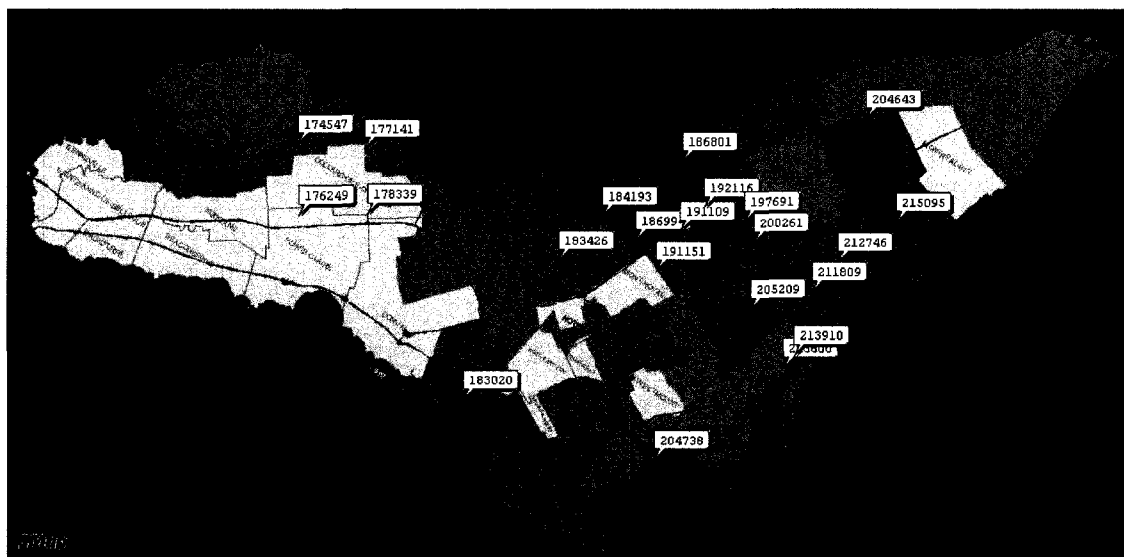


Figure 6.1: Carte des carrefours où les données ont été collectées

Tableau 6-1: Codes de correspondance Navurb pour les carrefours

ID navurb	carrefour	largeur voie
176249	St Jean/Brunswick	3,6
204738	Eglise/Vérendrye	3,5
183020	32e/Provost	3,2
174547	St Jean/Pierrefonds	3,2
177141	Des Sources/Ross	3,7
178339	Des Sources/Brunswick	3,4
183426	Cote Vertu/Marcel Laurin	3,2
184193	Acadie/Bourassa	3,1
186801	Bourassa/Papineau	3,3
191109	Crémazie/Lajeunesse	3,1
192116	Papineau/Emile Journault	3,5
197691	St Michel/Jarry	3,1
200261	St Michel/Jean Talon	3,5
204643	Bourassa/Bombardier	3,5
205209	St Joseph/Papineau	3
211809	Sherbrooke/Pie IX	3,3
212746	Sherbrooke/Assomption	3,5
213600	Ville-marie/De Lorimier	3,6
213910	Notre Dame/Frontenac	3,2
215095	Sherbrooke/Honoré Beaugrand	3,3
191151	Acadie/Jarry	3,4
186994	Acadie/Chabanel	3,2

Annexe B: Programme de collecte de données

Fonction chronomètre

Affichage de l'interface au démarrage

(ByVal hWnd As Long, ByVal nIDEvent As Long) As Long

Dim TimerID As Long

Sub TestChrono()

 UserForm1.Show

End Sub

Arrêt du chronomètre

Sub TimerOff()

 KillTimer 0, TimerID

End Sub

Remise à 0 du chronomètre

Sub TimerOn(Interval As Long)

 TimerID = SetTimer(0, 0, Interval, AddressOf Chrono)

End Sub

Fonction décompte du temps et affichage sur l'interface

Sub Chrono()

Dim h, DS

 DS = CByte(UserForm1.Label2.Caption) + 1

 UserForm1.Label2.Caption = CStr(DS)

 If (DS Mod 100) = 0 Then

 h = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption) + TimeSerial(0, 0, 1)

 UserForm1.Label1.Caption = Format(h, "hh:mm:ss")

 UserForm1.Label2.Caption = "00"

 End If

End Sub

Déclaration des variables

```
Dim EnMarche As Boolean
```

```
Dim a As Long
```

```
Dim b As Long
```

```
Dim c As Long
```

```
Dim d As Long
```

```
Dim e As Long
```

```
Dim i As Long
```

```
Dim f As Long
```

```
Dim g As Long
```

```
Dim h As Long
```

Remise à 0 du chronomètre depuis l'interface

```
Private Sub CommandButton1_Click()
```

```
    If EnMarche = False Then
```

```
        TimerOn 10
```

```
        EnMarche = True
```

```
    End If
```

```
    a = 1
```

```
    b = 0
```

```
    c = 0
```

```
    d = 0
```

```
    e = 0
```

```
    f = 0
```

```
    h = 0
```

```
End Sub
```

Démarrage du chronomètre

```
Private Sub CommandButton2_Click()
```

```
    EnMarche = False
```

```
    TimerOff
```

```
End Sub
```

Fonction décompte des semi-remorque

```
Private Sub CommandButton21_Click()
```

```
    a = a + 1
```

```
    g = g + 1
```

```
    h = h + 1
```

```
Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Semi-remorque"
```

Capture du temps depuis l'interface

```
Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)
```

```
Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption
```

Incrémentation du compte total de véhicules

```
Worksheets("Données").Cells(a, 5) = a - 1 - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
```

```
Worksheets("Données").Cells(a, 6) = g
```

Incrémentation du numéro de cycle

```
Worksheets("Données").Cells(a, 7) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
```

Incrémentation du rang du véhicule

```
Worksheets("Données").Cells(a, 8) = h
```

Calcul de l'écart entre deux véhicules

```
If a > 2 Then
```

```
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9) = 86400 * 1.0033 *  
(Worksheets("Données").Cells(a, 2) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 2)) +  
(Worksheets("Données").Cells(a, 3) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 3)) / 100
```

```
Else
```

```
End If
```

Calcul des moyennes glissantes H(n)

```

For i = 2 To 9
  If h > i Then
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = ((h - i) *
Worksheets("Données").Cells(a - 2, 8 + i) + Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)) / (h
+ 1 - i)
  Else
    If h = i Then
      Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)
    Else
      End If
    End If
  End If
Next i
End Sub

```

Remise à 0 effacement des données de la feuille

```

Private Sub CommandButton3_Click()
  EnMarche = False
  TimerOff
  Label1.Caption = "00:00:00"
  Label2.Caption = "00"
  TimerOff
  Worksheets("Données").Range("B2:S2000").Clear
End Sub

```

On recommence ensuite les memes operations pour les
autres types de véhicules

```

Private Sub CommandButton4_Click()
  a = a + 1
  b = b + 1
  h = h + 1
  Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Voiture"

```

```

Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)
Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption
Worksheets("Données").Cells(a, 5) = a - 1 - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 6) = b
Worksheets("Données").Cells(a, 7) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 8) = h

```

```

If a > 2 Then

```

```

    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9) = 86400 * 1.0033 *
    (Worksheets("Données").Cells(a, 2) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 2)) +
    (Worksheets("Données").Cells(a, 3) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 3)) / 100

```

```

    Else

```

```

    End If

```

```

For i = 2 To 9

```

```

    If h > i Then

```

```

        Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = ((h - i) *
        Worksheets("Données").Cells(a - 2, 8 + i) + Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)) / (h
        + 1 - i)

```

```

    Else

```

```

        If h = i Then

```

```

            Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)

```

```

        Else

```

```

        End If

```

```

    End If

```

```

    Next i

```

```

End Sub

```

```

Private Sub CommandButton5_Click()

```

a = a + 1

c = c + 1

h = h + 1

Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Camion"

Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)

Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption

Worksheets("Données").Cells(a, 5) = a - 1 - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)

Worksheets("Données").Cells(a, 6) = b

Worksheets("Données").Cells(a, 7) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)

Worksheets("Données").Cells(a, 8) = h

If a > 2 Then

Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9) = 86400 * 1.0033 *
 (Worksheets("Données").Cells(a, 2) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 2)) +
 (Worksheets("Données").Cells(a, 3) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 3)) / 100

Else

End If

For i = 2 To 9

If h > i Then

Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = ((h - i) *
 Worksheets("Données").Cells(a - 2, 8 + i) + Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)) / (h
 + 1 - i)

Else

If h = i Then

Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)

Else

End If

```

End If
Next i
End Sub

```

```

Private Sub CommandButton6_Click()
a = a + 1
d = d + 1
h = h + 1
Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Autobus"
Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)
Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption
Worksheets("Données").Cells(a, 5) = a - 1 - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 6) = b
Worksheets("Données").Cells(a, 7) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 8) = h

```

```

If a > 2 Then
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9) = 86400 * 1.0033 *
(Worksheets("Données").Cells(a, 2) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 2)) +
(Worksheets("Données").Cells(a, 3) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 3)) / 100
Else
End If

```

```

For i = 2 To 9
If h > i Then
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = ((h - i) *
Worksheets("Données").Cells(a - 2, 8 + i) + Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)) / (h
+ 1 - i)

```

```

Else
    If h = i Then
        Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)
    Else
        End If
    End If
End If
Next i
End Sub

Private Sub CommandButton20_Click()
a = a + 1
e = e + 1
h = h + 1
Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Moto"
Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)
Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption
Worksheets("Données").Cells(a, 5) = a - 1 - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 6) = b
Worksheets("Données").Cells(a, 7) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 7)
Worksheets("Données").Cells(a, 8) = h

If a > 2 Then
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9) = 86400 * 1.0033 *
    (Worksheets("Données").Cells(a, 2) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 2)) +
    (Worksheets("Données").Cells(a, 3) - Worksheets("Données").Cells(a - 1, 3)) / 100
Else
    End If

For i = 2 To 9
    If h > i Then

```

```
Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = ((h - i) *
Worksheets("Données").Cells(a - 2, 8 + i) + Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)) / (h
+ 1 - i)
```

```
Else
```

```
  If h = i Then
```

```
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 8 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 1, 9)
```

```
  Else
```

```
    End If
```

```
End If
```

```
Next i
```

```
End Sub
```

Fonction annonçant le début du cycle

```
Private Sub CommandButton7_Click()
```

```
  a = a + 1
```

```
  f = f + 1
```

```
  Dim z As Boolean
```

```
  z = False
```

```
  Worksheets("Données").Cells(a, 4) = "Vert"
```

```
  Worksheets("Données").Cells(a, 2) = TimeValue(UserForm1.Label1.Caption)
```

```
  Worksheets("Données").Cells(a, 3) = UserForm1.Label2.Caption
```

```
  Worksheets("Données").Cells(a, 7) = f
```

```
  Worksheets("Données").Cells(a, 18).Clear
```

Test de détermination du nombre de véhicules retardés

```

If a > 4 Then
  For i = 0 To 6
    Worksheets("Données").Cells(a - 1, 10 + i) = Worksheets("Données").Cells(a - 2, 10
+ i) - Worksheets("Données").Cells(a - 2, 11 + i)
  Next i
End If
If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 10) < 0.01 And z = False Then
  z = True
End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 11) < 0.01 And z = False Then
  Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)
  z = True
End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 12) < 0.01 And z = False Then
  Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)
  Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h,
9)
  z = True
End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 13) < 0.01 And z = False Then
  Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)
  Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h,
9)
  Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h,
9)

```

z = True

End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 14) < 0.01 And z = False Then

Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)

Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h,
9)

Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h,
9)

Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h,
9)

z = True

End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 15) < 0.01 And z = False Then

Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)

Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h,
9)

Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h,
9)

Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h,
9)

Worksheets("Données").Cells(a + 4 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 4 - h,
9)

z = True

End If

If Worksheets("Données").Cells(a - 1, 16) < 0.01 And z = False Then

Worksheets("Données").Cells(a - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a - h, 9)

```

Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 1 - h,
9)
Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 2 - h,
9)
Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 3 - h,
9)
Worksheets("Données").Cells(a + 4 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 4 - h,
9)
Worksheets("Données").Cells(a + 5 - h, 18) = Worksheets("Données").Cells(a + 5 - h,
9)
z = True
End If
h = 0
End Sub

```

Effacement du dernier véhicule

```

Private Sub CommandButton10_Click()
a = a - h - 1
h = 0
f = f - 1
End Sub

```

```

Private Sub UserForm_Initialize()
EnMarche = False
End Sub

```

```

Private Sub UserForm_Terminate()
TimerOff
Unload Me
End

```

Sub

Annexe C : Calcul de l'échantillon

σ est l'écart-type de l'écart saturé moyen

a est le nombre moyen d'écarts saturés observés par cycle

L'écart-type est celui mesuré sur le terrain

$$\sigma = \left(\frac{\text{écart-type}}{\sqrt{a}} \right)$$

$$\sigma = \left(\frac{0,6}{\sqrt{4}} \right)$$

On détermine maintenant le nombre de cycles à observer.

N est le nombre total de cycles

e est la précision sur la moyenne des écarts

1,96 est la variable standard normale

$$N = \left(\frac{1,96 \times \sigma}{e} \right)^2$$

$$N = \left(\frac{1,96 \times 0,6}{0,07} \right)^2$$

$$N = 70$$

70 cycles reviennent à observer 282 véhicules avec au mois 4 véhicules saturés par cycle.

La figure ci-dessous montre la durée de l'étude prévue pour une mesure en fonction de la longueur des cycles. Les valeurs retenues pour la précision offerte sont un consensus entre durée de l'étude et qualité des données de saturation.

	A	B	C	D	E
1	Variable standard normale				
2	1,96				
3	précision de l'écart moyen				
4	0,07				
5	Ecart-type de l'écart de saturation moyen				
6	0,5				
7	Racine du nombre de véhicules considérés pour les écarts moyens				
8	2				
9					
10					
11					
12	N= 49,00		n= 196,00		
13					
14					
15					
16	Durée du cycle (s)	Durée d'étude (h)	minutes		
17	90	1,23	73,5		
18	100	1,36	81,7		
19	110	1,50	89,8		
20	120	1,63	98,0		
21	130	1,77	106,2		
22	140	1,91	114,3		
23	150	2,04	122,5		
24	160	2,18	130,7		
25	170	2,31	138,8		
26	180	2,45	147,0		
27					

Figure 6.2: Feuille de calcul de la taille de l'échantillon et de la durée des mesures

Annexe D : Structure de la base de données

La structure de la base de données a été développée de manière à pouvoir accéder de manière simple et claire aux informations relevées sur le terrain. Elle se présente sous la forme d'un classeur Excel, pour lequel chaque feuille de calcul correspond à un carrefour, identifié dans l'onglet par le code du navigateur urbain pour l'intersection considérée. Les informations renseignées sur chaque ligne, correspondant à une mesure, sont de plusieurs types, et sont réparties sur les colonnes.

En premier lieu on trouve les informations concernant l'environnement de mesure, avec les noms des deux rues formant l'intersection étudiée, la largeur, la pente, le mouvement, la direction et le numéro en partant du trottoir de la voie observée, ainsi que la date, l'heure, la température et la météo pour chaque observation.

En deuxième lieu on peut trouver l'écart véhiculaire mesuré et les informations directement liées à celui-ci, comme le type de véhicule, le compte total de véhicules, le rang de l'écart, le compte du cycle et les moyennes glissantes des écarts. De ces moyennes glissantes sont déduits le nombre d'écarts retardés au départ comme décrit à la section 4.1.3.

La figure 6.3 ci-dessous présente un exemple de la structure de la base de données pour le carrefour l'Acadie et Chabanel.

La figure 6.5 ci-dessous montre un détail de l'exemple présenté plus haut afin de mieux illustrer la collecte de données et son analyse.

Au démarrage d'un cycle de feu, le passage au vert est renseigné en initialisant le chronomètre avec la touche « vert » prévue à cet effet. Ensuite, au passage de chaque véhicule, et par pression de la touche véhicule appropriée, une ligne s'ajoute à la base de données. La remise à zéro pour le rang du véhicule et l'implémentation du nombre de cycle se fait automatiquement à l'initialisation du cycle suivant. Dans le cas d'une erreur de l'opérateur ou de toute circonstance faussant les mesures, la touche annulation permet d'effacer toutes lignes enregistrées depuis le début du dernier vert. Il suffit alors de recommencer les mesures en sélectionnant la touche « vert » au cycle suivant pour pouvoir continuer l'expérimentation.

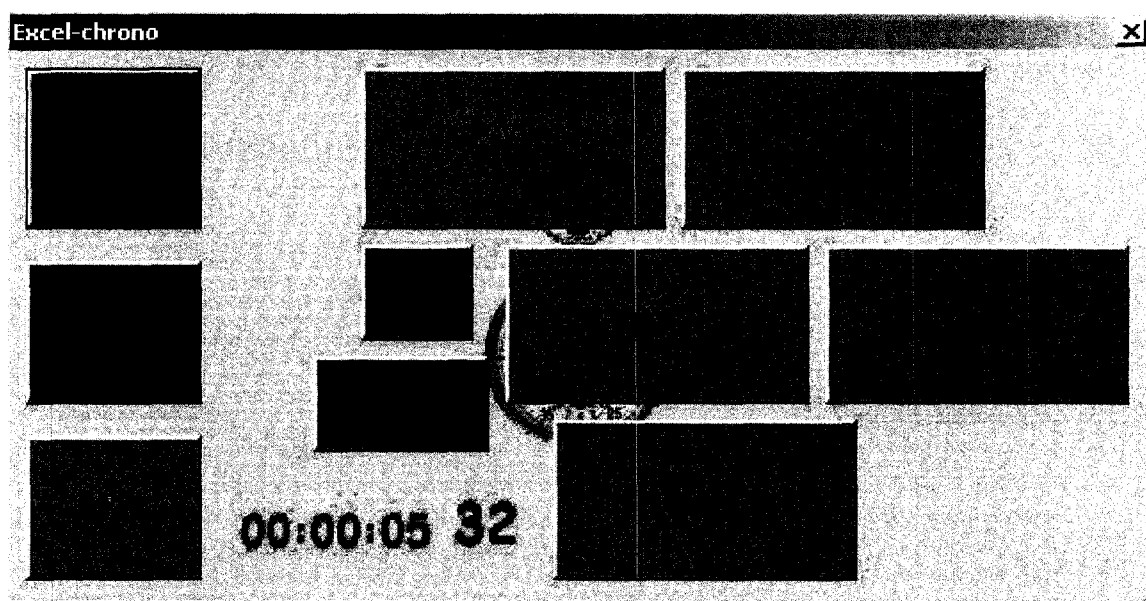


Figure 6.4: Interface utilisateur pour la collecte de données

La compilation des écarts saturés, valeur de base utilisée pour la présente étude, s'est faite par carrefour, en collant à la suite dans une colonne séparée les écarts de rang quatre et plus. On a de plus pris soin d'exclure les écarts des véhicules suivant un camion, ainsi que l'écart du véhicule précédant ce même camion.

Tableau 6-2: Table de calcul du facteur d'ajustement pour les piétons et les bicyclettes pour les virages à gauche

SUPPLEMENTAL WORKSHEET FOR PEDESTRIAN-BICYCLE EFFECTS ON PERMITTED LEFT TURNS AND RIGHT TURNS				
General Information				
Project Description _____				
Permitted Left Turns				
	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				
Conflicting pedestrian volume, ³ v_{ped} (p/h)				
$v_{ped} = v_{ped}(C/g_p)$				
$OCC_{ped} = v_{ped}/2000$ if ($v_{ped} \leq 1000$) or $OCC_{ped} = 0.4 + v_{ped}/10,000$ if ($1000 < v_{ped} \leq 5000$)				
Opposing queue clearing green, ^{4a} g_q (s)				
Effective pedestrian green consumed by opposing vehicle queue, g_q/g_p ; if $g_q \geq g_p$ then $f_{pb} = 1.0$				
$OCC_{pedu} = OCC_{ped} [1 - 0.5(g_q/g_p)]$				
Opposing flow rate, ⁴ v_o (veh/h)				
$OCC_o = OCC_{pedu} [e^{-(v_o/1600)}]$				
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}				
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				
$A_{pbt} = 1 - OCC_o$ if $N_{rec} = N_{turn}$ $A_{pbt} = 1 - 0.6(OCC_o)$ if $N_{rec} > N_{turn}$				
Proportion of left turns, ⁵ P_{LT}				
Proportion of left turns using protected phase, ⁶ P_{LTA}				
$f_{pb} = 1.0 - P_{LT}(1 - A_{pbt})(1 - P_{LTA})$				
Permitted Right Turns				
	EB	WB	NB	SB
Effective pedestrian green time, ^{1,2} g_p (s)				
Conflicting pedestrian volume, ³ v_{ped} (p/h)				
Conflicting bicycle volume, ^{1,7} v_{bic} (bicycles/h)				
$v_{ped} = v_{ped}(C/g_p)$				
$OCC_{ped} = v_{ped}/2000$ if ($v_{ped} \leq 1000$), or $OCC_{ped} = 0.4 + v_{ped}/10,000$ if ($1000 < v_{ped} \leq 5000$)				
Effective green, ¹ g (s)				
$v_{bic} = v_{bic}(C/g)$				
$OCC_{bic} = 0.02 + v_{bic}/2700$				
$OCC_o = OCC_{ped} + OCC_{bic} - (OCC_{ped})(OCC_{bic})$				
Number of cross-street receiving lanes, ¹ N_{rec}				
Number of turning lanes, ¹ N_{turn}				
$A_{pbt} = 1 - OCC_o$ if $N_{rec} = N_{turn}$ $A_{pbt} = 1 - 0.6(OCC_o)$ if $N_{rec} > N_{turn}$				
Proportion of right turns, ⁵ P_{RT}				
Proportion of right turns using protected phase, ⁶ P_{RTA}				
$f_{pb} = 1.0 - P_{RT}(1 - A_{pbt})(1 - P_{RTA})$				
Notes				
1. Refer to Input Worksheet. 2. If intersection signal timing is given, use W_{eff} + Raising Don't Walk (use $G + Y$ if no pedestrian signals). If signal timing must be estimated, use (Green Time - Lost Time per Phase) from Queue Estimation Control Delay and LOS Worksheet. 3. Refer to supplemental worksheets for left turns. 4. If unopposed left turn, then $g_q = 0$, $v_o = 0$, and $OCC_o = OCC_{pedu} = OCC_{ped}$. 5. Refer to Volume Adjustment and Saturation Flow Rate Worksheet. 6. Ideally determined from field data; alternatively, assume it equal to (1 - permitted phase f_{pT})/0.95. 7. If $v_{bic} = 0$ then $OCC_{bic} = 0$, and $OCC_o = OCC_{ped}$. 8. P_{RTA} is the proportion of protected green over the total green, $g_{ped}/(g_{ped} + g_{p+T})$. If only permitted right-turn phase exists, then $P_{RTA} = 0$.				