# Pratiques innovantes d'exploitation des réseaux routiers en lien avec une mobilité durable : une nouvelle approche de l'évaluation

Judith Princeton

▶ **To cite this version:**

Judith Princeton. Pratiques innovantes d'exploitation des réseaux routiers en lien avec une mobilité durable : une nouvelle approche de l'évaluation. Economies et finances. Université Paris-Est, 2011. Français. NNT : 2011PEST1152 . tel-00703206

**HAL Id: tel-00703206**

**https://theses.hal.science/tel-00703206**

Submitted on 1 Jun 2012

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

# Thèse de doctorat
# de l'Université Paris-Est

***Ecole Doctorale: «Ville, Transports et Territoires»***

**Discipline: Transport**

**Judith F. PRINCETON**

PRATIQUES INNOVANTES D'EXPLOITATION DES RESEAUX ROUTIERS
EN LIEN AVEC LA MOBILITE DURABLE

Une Nouvelle Approche de l'Evaluation

***Thèse dirigée par Simon COHEN***

Soutenue le 9 novembre 2011

**Jury :**

| | | |
|---|---|---|
| M. Jean-Pierre ORFEUIL | Professeur, Université Paris XII | Président |
| M. Eric CORNELIS | Professeur, FUNDP de Namur, Belgique | Rapporteur |
| M. Saïd MAMMAR | Professeur, Université d'Evry | Rapporteur |
| M. Simon COHEN | Professeur, Ecole des Ponts ParisTech | Directeur de thèse |
| M. Jean LATERRASSE | Professeur, Université de Marne-La-Vallée | Examinateur |
| M. Gérard LOUAH | Chargé de Mission, CETE de l'Ouest | Examinateur |

# PRATIQUES INNOVANTES D'EXPLOITATION DES RESEAUX ROUTIERS EN LIEN AVEC LA MOBILITE DURABLE

## Une Nouvelle Approche de l'Evaluation

Thèse de Doctorat préparée à:

L'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et du Risque (IFSTTAR)

*Génie des Réseaux de Transport Terrestres et Informatique Avancée (GRETTIA)*
2, rue de la Butte verte
93166 Noisy-le-Grand
FRANCE

# Résumé

La gestion du trafic sur les réseaux routiers se heurte aux nouveaux enjeux du développement durable. L'objectif n'est plus seulement de proposer aux usagers des temps de pacours raisonnables. Il faut aussi limiter la consommation énergétique et les émissions des gaz à effet de serre et des polluants qui y sont associées, afin de garantir une meilleure qualité de vie pour les générations actuelle et futures. Les exigences en matière de sécurité routière sont également renforcées et visent à éliminer le nombre de tués sur les routes. Les exploitants ont donc recours à diverses stratégies, souvent innovantes, pour au moins approcher la situation idéale. Néanmoins, si les décideurs disposent d'une plus grande capacité à mettre en œuvre leurs programmes dans le domaine, ils ont également l'obligation d'en évaluer les performances à divers stades.

Cette thèse analyse les nouvelles stratégies de gestion des réseaux autoroutiers en identifiant leurs domaines d'application ainsi que leurs impacts potentiels et réels. Les limites des méthodes existantes d'évaluation a priori et/ou a posteriori sont mises en évidence et une nouvelle approche est proposée. Celle-ci associe les trois principaux critères déterminant une mobilité durable à un seul concept: le niveau de service, largement employé par les exploitants de réseaux. La méthodologie a fait l'objet d'une validation sur différentes opérations. Par ailleurs, se basant sur les résultats obtenus sur un ensemble d'opérations d'affectation variable des voies au niveau européen, la thèse propose un outil d'aide au choix d'une stratégie d'exploitation d'un réseau en fonction de la configuration de l'infrastructure et du niveau de congestion. Cet outil se présente sous la forme d'un catalogue de cas-types applicable au réseau d'Ile-de-France.

La nouvelle approche d'évaluation proposée dans cette thèse présente l'intérêt de pouvoir facilement s'intégrer aux outils de simulation du trafic. Les impacts d'une opération d'exploitation routière sur la congestion, la sécurité et l'environnement peuvent ainsi être fournis par ces simulateurs dans le cadre de l'évaluation a priori. L'intégration est également possible au niveau des systèmes des centres de gestion du trafic, pour l'évaluation a posteriori. Par ailleurs, la thèse identifie des pistes potentielles pour des investigations futures. Tout d'abord, la gravité des accidents pourrait être prise en compte dans l'approche d'évaluation proposée, qui considère pour l'instant tous les accidents corporels confondus en raison du manque de données. De même, seules quatre stratégies d'affectation variable des voies sont proposées dans le catalogue de cas-types. Celui-ci pourrait donc être étendu à l'ensemble des opérations d'exploitation en suivant la même méthodologie décrite dans la thèse.



# Mots-clés:

*Congestion, Environnement, Evaluation a priori, Evaluation a posteriori, Exploitation routière, Mobilité durable, Niveau de service, Réseaux autoroutiers, Sécurité routière, Simulation dynamique du trafic.*

# INNOVATIVE STRATEGIES FOR ROAD NETWORK MANAGEMENT AND SUSTAINABLE MOBILITY

## A New Evaluation Approach

Doctoral thesis prepared at:
The French Institute for Transport, Development and Networks (IFSTTAR)
*Land Transport Networks Engineering and Advanced Informatics (GRETTIA)*
2, rue de la Butte verte
93166 Noisy-le-Grand
FRANCE

# Abstract

Traffic management is facing the new issues of the sustainable development concept. The objective is not only to guarantee acceptable travel times over the networks anymore. Energy consumption as well as associated greenhouse gaz and pollutant emissions must be reduced for a better quality of life for current and future generations. Standards in road safety have also been reinforced and aim at cutting off the number of accident fatalities. Thus, traffic operators use the most innovating strategies. Nevertheless, if decision-makers have greater possibilities to implement their programmes, they also are committed to assess their performance at different stages.

This doctoral thesis analyses the new strategies in motorway networks management by identifying their respective domains of application as well as their potential and real impacts. Limitations of existing a priori and a posteriori evaluation methods are highlighted and a new approach is proposed. It associates the three main criteria of sustainable mobility to one concept: the level of service, which is widely used by network operators. The methodology is validated on several operations. Besides, based on results obtained from the various lane management operations implemented all across Europe, the thesis proposes a tool to help in choosing the appropriate strategy according to the motorway layout and congestion level. The tool is presented in the form of a catalog of typical cases for the Ile-de-France motorway network.

The new evaluation approach proposed in this thesis may be easily integrated in the available traffic simulation tools. Hence, the impacts of a traffic management operation on congestion, safety and the environment may be obtained as output from those simulators in the framewok of an a priori evaluation. This integration is also possible in the traffic management center systems, for a posteriori evaluations. Besides, the thesis identifies potential subjects for future research. Firstly, accident severity could be considered in the proposed evaluation approach, which takes into account all injury accidents at once by now, due to a lack of data. Likewise, only four manged lane strategies are included in the catalog, which could be extended to all the existing traffic management operations through the same methodology described in the thseis.



# Keywords:

*A posteriori Evaluation, A priori Evaluation, Congestion, Dynamic Trafic Simulation., Environment, Level of Service, Motorway Networks, Road Safety, Sustainable Mobility, Traffic Management.*

# Remerciements

Je tiens à adresser mes remerciements à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce travail de thèse.

Tout d'abord je veux remercier Monsieur Simon Cohen, le directeur de la thèse, pour sa grande disponibilité et ses conseils pour l'aboutissement de ce travail.

Je tiens également à remercier Messieurs Saïd Mammar et Eric Cornélis pour avoir bien voulu rapporter la thèse.

Merci également aux membres du Jury, Messieurs Gérard Louah, Jean Laterrasse et Jean-Pierre Orfeuil pour le temps consacré à l'analyse de la thèse.

Je souhaite remercier tout le personnel du GRETTIA pour leur accueil, leur soutien au cours d'une période particulièrement difficile de mon séjour et leur grande disponibilité. En particulier, je pense à Moustapha pour toute l'aide technique aux doctorants. Merci également à Nadir, Xavier et Habib pour les échanges que nous avons eus. Un merci très spécial à Régine, Sophie, Maurice, Neïla et Ruth pour leurs conseils éclairés. Je remercie également Joelle et Nathalie pour toute leur aide en ce qui concerne mes démarches administratives.

Enfin je remercie tous mes ex-collègues doctorants du GRETTIA, en particulier Krystyna et Duy-Hung : merci pour nos discussions et vos conseils.

# *TABLE DES MATIERES*

**Liste des Figures** vi

**Liste des Illustrations et Photos** vii

**Liste des Tableaux** viii

**Introduction générale** 1

*Partie I. L'exploitation routière et les enjeux de la mobilité durable* 5

**Chapitre 1. Panorama des opérations actuelles d'exploitation des réseaux** 7

**Introduction** 7

**1.1 L'affectation variable des voies** 8

1.1.1 Variantes 8

1.1.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques 13

1.1.3 Algorithmes de fonctionnement 17

**1.2 Les mesures de régulation** 18

1.2.1 Variantes 18

1.2.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques 19

1.2.3 Algorithmes de fonctionnement 20

**1.3 Les opérations ciblées** 22

1.3.1 Variantes 22

1.3.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques 24

1.3.3 Algorithmes de fonctionnement 25

**Considérations générales sur les opérations d'exploitation** 27

**Chapitre 2. La Simulation du trafic dans les opérations d'affectation variable des voies** 29

**Introduction** 29

**2.1 Différentes approches de simulation** 31

2.1.1 Approche microscopique 31

2.1.2 Approche mésoscopique 34

2.1.3 Approche macroscopique 34

**2.2 Modélisation macroscopique des opérations d'affectation variable des voies** 40

2.2.1 Ouverture d'une voie dédiée isolée 40

2.2.2 Les voies dédiées ouvertes 42

**2.3 Outils actuels de simulation macroscopique** 43

2.3.1 Panoplie des outils existants 43

2.3.2 Les données 45

2.3.3 Processus de calibrage et de validation 48

**Considérations générales sur la simulation des opérations d'affectation des voies** 50

**Chapitre 3. Méthodes existantes d'évaluation des opérations d'affectation variable des voies 51**

**Introduction 51**

**3.1 Evaluation des impacts sur la congestion 53**
3.1.1 Indicateurs de mesure de la congestion 53
3.1.2 Impacts des opérations d'affectation variable des voies sur la congestion 56
3.1.3 Faiblesse des approches existantes 58

**3.2 Evaluation des impacts sur la sécurité 60**
3.2.1 Conditions de circulation et sécurité routière 60
3.2.2 Impact des opérations d'affectation variable des voies sur la sécurité 61
3.2.3 Faiblesse des approches existantes 63

**3.3 Evaluation des impacts sur l'environnement 64**
3.3.1 Modèles d'émissions 64
3.3.2 Impacts des opérations d'affectation variable des voies sur l'environnement 66
3.3.3 Faiblesse des approches existantes 67

**Considérations générales sur les méthodes existantes d'évaluation des opérations d'affectation des voies 69**

*Partie II. Nouvelle méthode d'évaluation des opérations d'exploitation routière: 71*

*Une Approche par niveau de service 71*

**Méthodologie Générale 73**

**Description de l'indicateur "Niveau de service" 73**

**Principe de la nouvelle approche d'évaluation 74**

**Données et Outils utilisés 77**

**Chapitre 4. L'évaluation des impacts sur la congestion 83**

**Introduction 83**

**4.1 Quelques observations sur les indicateurs globaux des réseaux 85**
4.1.1 Diagramme Fondamental Généralisé 85
4.1.2 Montée et dissipation de la congestion 87
4.1.3 Fonction de capacité 89

**4.2 Application à l'évaluation des opérations d'exploitation routière 93**
4.2.1 Cas d'une voie banalisée supplémentaire 93
4.2.2 Ajout d'une voie dédiée 95
4.2.3 Conversion d'une voie existante en voie dédiée 96

**4.3 Etude de cas sur des autoroutes françaises 96**
4.3.1 Conversion d'une voie existante en voie dédiée sur l'A1 97
4.3.2 Création d'une voie dédiée nouvelle sur l'A10 101

**Considérations générales sur la méthode proposée pour l'évaluation des impacts sur la congestion 107**

**Chapitre 5. L'évaluation des impacts sur la sécurité 109**

**Introduction 109**

**5.1 Méthodologie 110**

5.1.1 Principe 110

5.1.2 Estimation du taux d'accidents 110

5.1.3 Traitement et qualification des données 111

**5.2 Résultats empiriques 116**

5.2.1 Taux d'accidents moyen annuel 116

5.2.2 Types d'accidents et niveau de service 117

5.2.3 Validation de la méthode 118

**5.3 Application à l'évaluation a priori d'une opération d'exploitation routière 120**

5.3.1 Caractérisation du niveau de sécurité à la situation de référence 120

5.3.2 Prévision du niveau de sécurité à la situation projet 121

**Considérations Générales sur la méthode proposée pour l'évaluation des impacts sur la sécurité 123**

**Chapitre 6. L'évaluation des impacts sur l'environnement 125**

**Introduction 125**

**6.1 Effet de l'agrégation spatiotemporelle des données sur les estimations 125**

6.1.1 Agrégation par niveau de service local 125

6.1.2 Agrégation par tranches de vitesse moyenne 126

6.1.3 Agrégation par niveau de service généralisé 128

**6.2 Etude de cas sur des autoroutes françaises 129**

6.2.1 Conversion d'une voie existante en voie dédiée sur l'A1 129

6.2.2 Création d'une voie dédiée nouvelle sur l'A10 130

**6.3 Prise en compte de l'occupation de l'espace 131**

6.3.1 Pollution atmosphérique 131

6.3.2 Emissions sonores 132

**Considérations générales sur les impacts des opérations d'exploitation sur l'environnement 134**

**Le niveau de service cible pour une exploitation efficace 135**

**Objectif "Fluidité" 135**

**Objectif "Sécurité" 137**

**Objectif "Environnement" 138**

*Partie III. Outil d'aide au choix d'une opération d'affectation variable des voies 141*

**Chapitre 7. Méthodologie d'élaboration du catalogue 143**

**Introduction 143**

**7.1 Classes d'infrastructures 144**
7.1.1 Inventaire des autoroutes du réseau d'Ile-de-France 144
7.1.2 Caractérisation des goulots d'étranglement 145
**7.2 Classes de congestion 145**
7.2.1 Profil de débits sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France 145
7.2.2 Caractérisation de la congestion 147
**7.3 Simulation des variantes d'affectation variable des voies 154**
7.3.1 Hypothèses de simulation 154
7.3.2 Principe de simulation 155
**Considérations Générales sur la méthodologie 156**
**Chapitre 8. Catalogue de cas-types 157**
**Introduction 157**
**8.1 Résultats de la simulation 157**
8.1.1 Infrastructures de classe $A_2G_j$ 157
8.1.2 Infrastructures de classe $A_3G_j$ 158
8.1.3 Infrastructures de classe $A_4G_j$ 159
8.1.4 Infrastructures de classe $A_5G_j$ 160
**8.2 Catalogue de cas-types 161**
8.2.1 Présentation des fiches 161
8.2.2 Interprétation des fiches 172
**8.3 Note sur l'utilisation du catalogue 173**
**Chapitre 9. Exemples d'application du catalogue au réseau autoroutier d'Ile-de-France 175**
**Introduction 175**
**9.1 Le tronc commun A4-A86 176**
9.1.1 Caractérisation de la situation initiale 176
9.1.2 Solutions envisageables et évaluation a posteriori 178
**9.2 L'autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau 179**
9.2.1 Caractérisation de la situation initiale 179
9.2.2 Solutions envisageables 180
**9.3 Clin d'œil à la méthode développée au Chapitre 4 180**
9.3.1 Autoroute A1 181
9.3.2 Autoroute A10 181
**Conclusion générale 183**
**Annexes 187**
**Annexe 1. Diagrammes fondamentaux des sections de l'autoroute A1 188**
**Annexe 2. Cartographies des encombrements sur l'autoroute A1 191**
**Références Bibliographiques 197**

## Liste des Figures

Figure 1 Diagramme fondamental en débit q(k) et en vitesse v(k) ..... 36
Figure 2 Discrétisation d'une section en cellules ..... 37
Figure 3 Schéma de discrétisation de Godunov ..... 38
Figure 4 Fonctionnement d'une voie dédiée séparée ..... 40
Figure 5 Fonctionnement d'une voie dédiée ouverte ..... 42
Figure 6 Modélisation des régimes d'écoulement sur voie dédiées ouvertes et voies banalisées adjacentes ..... 43
Figure 7 Calcul des HKM de bouchon à partir de la cartographie ..... 54
Figure 8 Variation de l'indicateur QV en fonction du débit ..... 56
Figure 9 Effet de l'ouverture d'une voie auxiliaire sur la capacité ..... 56
Figure 10 Seuils de discrimination des niveaux de service sur le diagramme fondamental ..... 73
Figure 11 Calcul des indicateurs globaux à partir des données de débits et de vitesses sur l'axe principal ..... 84
Figure 12 Calcul des indicateurs globaux à partir des données de débits et de vitesses sur les rampes ..... 85
Figure 13 Diagramme Fondamental Généralisé de deux autoroutes périurbaines françaises A1 and A3) ..... 86
Figure 14 Véhicules en congestion sur l'autoroute A1 pour deux jours différents ..... 87
Figure 15 Evolution du temps de parcours en fonction du volume global et du volume en congestion (A1) ..... 90
Figure 16 Fonction de capacité des autoroutes A1 et A3 ..... 91
Figure 17 Evolution de TP et VH sur l'A1: comparaison des données réelles aux résultats ..... 92
Figure 18 Effet de la création d'une voie auxiliaire au niveau du goulot de l'A1 ..... 94
Figure 19 Comparaison des Dk obtenues à partir des débits aux rampes d'une part, ..... 95
Figure 20 Prévision des temps de parcours avec l'ouverture de la voie dédiée aux taxis ..... 98
Figure 21 Temps de parcours réels sur l'A1 avec l'ouverture de la voie dédiée aux taxis ..... 99
Figure 22 Diagramme Fondamental Généralisé de deux autoroutes périurbaines françaises A1 and A3) ..... 100
Figure 23 Evolution observée des VKM et des TP sur l'A1 ..... 101
Figure 24 Cartographie de la vitesse moyenne sur l'A10 (75ème quantile des observations) ..... 102
Figure 25 TP et VH à la situation de référence sur l'A10 ..... 103
Figure 26 Niveau de service généralisé sur l'A10 à la situation de référence ..... 104
Figure 27 Niveau de service généralisé sur l'A10 à la situation projet ..... 104
Figure 28 Temps de parcours des bus sur l'A10 à la situation projet ..... 105
Figure 29 Cartographie des vitesses sur l'A1 ..... 113
Figure 30 Validation des taux d'accidents sur les données du soir ..... 119
Figure 31 Effet de l'agrégation de la vitesse moyenne sur le calcul de la consommation ..... 127
Figure 32 Effet de l'agrégation de la vitesse moyenne sur le calcul des émissions de CO2 ..... 128
Figure 33 Consommation de carburant et émissions de polluants sur l'A1 en 2008 ..... 129
Figure 34 Consommation de carburant et émissions de CO2 et polluants sur l'A1 en 2009 ..... 130
Figure 35 Impact de la voie dédiée aux bus sur l'environnement (A10) ..... 131
Figure 36 Relation entre le niveau de service et le niveau sonore sur autoroute ..... 133
Figure 37 Débits par voie mesurés sur réseau autoroutier d'Ile-de-France ..... 146
Figure 38 Classement du profil de la demande en régions ..... 147
Figure 39 Parallélisme des profils dans les régions respectives ..... 150
Figure 40 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_4$ ..... 150
Figure 41 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_3$ ..... 151
Figure 42 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_2$ ..... 152
Figure 43 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_1$ ..... 154
Figure 44 Cartographie de congestion sur l'A4 à l'amont du tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire ..... 176
Figure 45 Cartographie de congestion sur l'A86 à l'amont du tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire ..... 177
Figure 46 Diagramme fondamental sur tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire ..... 177
Figure 47 Cartographie de congestion sur l'A4 à l'amont du tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire ..... 178
Figure 48 Cartographie de congestion sur l'A86 à l'amont du tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire ..... 178
Figure 49 Diagramme fondamental sur tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire ..... 179
Figure 50 Comparaison entre le profil type de demande sur une infrastructure de classe A2G1 ..... 181
Figure 51 Comparaison entre le profil type de demande sur une infrastructure de classe A2G1 ..... 182

## Liste des Illustrations et Photos

Illustration 1 Exemple(s) de voies supplémentaires de pointe ..... 8
Illustration 2 Exemple(s) de voies supplémentaires de surcapacité ..... 9
Illustration 3 Exemple(s) de voies à marquage dynamique ..... 10
Illustration 4 Exemple(s) de voies dédiées ..... 11
Illustration 5 Exemple(s) de voies réversibles ..... 12
Illustration 6 Eléments du profil en travers d'une chaussée autoroutière ..... 13
Illustration 7 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (a) ..... 14
Illustration 8 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (b) ..... 15
Illustration 9 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (c) ..... 15
Illustration 10 Signalisation horizontale et verticale pour l'affectation variable des voies (a) ..... 16
Illustration 11 Signalisation horizontale et verticale pour l'affectation variable des voies (b) ..... 16
Illustration 12 Exemple (s) de régulation d'accès ..... 18
Illustration 13 Exemple (s) de régulation des vitesses ..... 19
Illustration 14 Exemple (s) d'application de l'interdiction de dépasser ..... 23
Illustration 15 Exemple (s) de reroutage dynamique du trafic ..... 24
Illustration 16 Autoroute A1 entre Roissy et Paris ..... 77
Illustration 17 Autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau ..... 78
Illustration 18 Voie dédiée aux taxis sur l'autoroute A1 ..... 97
Illustration 19 Tronc commun A4-A86 en Ile-de-France ..... 176

## Liste des Tableaux

Tableau 1 Niveaux de mise en œuvre des mesures d'interdiction de dépasser....25
Tableau 2 Seuils d'activation des mesures d'interdiction de dépasser....26
Tableau 3 Modèles de simulation macroscopique commercialisés adaptés aux réseaux de voies rapides....44
Tableau 4 Capacité des différentes sections de l'A1....86
Tableau 5 Paramètres de la fonction de capacité des autoroutes A1 et A3....91
Tableau 6 Impact de la voie dédiée aux taxis sur la capacité (A1)....100
Tableau 7 Capacité des différentes sections de l'A10....103
Tableau 8 Répartition temporelle des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations....113
Tableau 9 Répartition spatiale des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations....114
Tableau 10 Répartition temporelle des accidents en fonction des niveaux de service....115
Tableau 11 Répartition spatiale des accidents en fonction des niveaux de service....116
Tableau 12 Taux moyen annuel d'accidents par heure et kilomètre de niveau de service....117
Tableau 13 Taux moyen annuel d'accidents par heure et kilomètre de niveau de service....118
Tableau 14 Répartition temporelle des NSC sur le tronc commun A4-A86....119
Tableau 15 Répartition de la durée totale des NSC sur les voies banalisées de l'A1....121
Tableau 16 Répartition de la durée totale des NSC sur les voies banalisées de l'A1....122
Tableau 17 Consommation et émissions de CO2 par NSC pour une journée à faible congestion....126
Tableau 18 Consommation et émissions de CO2 par NSC pour une journée à forte congestion....126
Tableau 19 Calcul des émissions à partir de données agrégées....128
Tableau 20 Effet de l'augmentation de la capacité sur la fluidité du trafic....135
Tableau 21 Effet de l'augmentation de la capacité sur le taux d'accidents....137
Tableau 22 Effet de l'augmentation de la capacité sur la gravité des accidents....137
Tableau 23 Effet de l'augmentation de la capacité sur la consommation et les émissions de GES....138
Tableau 24 Effet de l'augmentation de capacité sur la pollution atmosphérique et le bruit....139
Tableau 25 Caractéristiques des tronçons utilisés pour l'élaboration du catalogue de cas-types....144
Tableau 26 Modélisation des différents types de goulots d'étranglement (classe d'infrastructure)....145
Tableau 27 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_2G_1$....157
Tableau 28 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_3G_1$....158
Tableau 29 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_3G_2$....159
Tableau 30 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_1$....159
Tableau 31 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_2$....159
Tableau 32 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_3$....160
Tableau 33 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_1$....160
Tableau 34 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_2$....160
Tableau 35 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_3$....161
Tableau 36 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_4$....161

# Introduction générale

Les réseaux autoroutiers sont destinés à assurer une plus grande mobilité des populations par la rapidité des déplacements et le niveau de confort et de sécurité offert. Leurs gestionnaires doivent de ce fait mettre en place des dispositifs d'exploitation permettant de garantir ces caractéristiques en tous temps en dépit de la constante hausse de la demande de déplacements motorisés, de situations exceptionnelles liées au mode de vie des collectivités et de conditions météorologiques parfois sévères. Dans ce cadre l'exploitation routière semble constituer le bras du concept nouveau de mobilité durable très largement répandu à l'heure actuelle, c'est-à-dire une plus grande mobilité au moindre coût pour les générations présente et futures. En effet, il devient impossible d'augmenter l'offre d'infrastructures proportionnellement à la demande par de nouvelles constructions, en raison des coûts énormes associés que les budgets ne permettent plus de supporter. D'ailleurs, la configuration des grandes villes est telle qu'il est de plus en plus difficile d'agrandir l'assiette des routes en service, sauf à opter pour des solutions, aériennes ou souterraines, extrêmement onéreuses. Et enfin, les contraintes environnementales imposent d'accorder une attention de plus en plus grande à la qualité de vie actuelle et future des individus. Or l'on sait que les constructions nouvelles ont cette caractéristique de consommer non seulement de l'argent et de l'espace, mais d'engendrer des nuisances dans les territoires traversés.

L'une des deux facettes de l'exploitation des réseaux consiste donc en des interventions sur l'existant afin d'augmenter l'offre de l'espace de circulation disponible. C'est ainsi que certaines parties de la route autrefois réservées à un usage précis sont maintenant ouvertes à la circulation des véhicules, de façon permanente, temporaire et régulière, ou tout simplement exceptionnelle. L'autre facette de l'exploitation consiste à moduler la demande à travers le réseau. Il s'agit dans ce cas de réguler le trafic au moyen de dispositions visant à influencer les comportements et habitudes des conducteurs, à différencier les catégories de véhicules ou encore à contrôler leur accès au réseau ou à un point particulier de celui-ci. C'est ainsi que certains usagers seront limités à certaines parties de la chaussée voire à des itinéraires spécifiques du réseau, tandis que d'autres seront invités à réduire leur vitesse de circulation ou à s'abstenir de toute manœuvre de dépassement. De même dans ce cas, le niveau et la composition de la demande pouvant varier en fonction de l'heure, du jour et même du mois, l'application de ces mesures est devenue de plus en plus dynamique.

Le choix de l'exploitant de réseaux parmi toutes les variantes d'opérations existantes ou à créer, ainsi que les combinaisons possibles, doit reposer sur une analyse comparative objective des résultats respectifs. Néanmoins, ces opérations ne pouvant pas toutes être testées en vraie grandeur pour des raisons évidentes, l'exploitant a recours à toutes sortes de techniques de prévision informelles ou extrapolatives, afin de disposer de cette base de comparaison. Les outils de

simulation dynamique du trafic sont une aide à la décision venant utilement compléter la palette d'outils à leur disposition [33].
*« La démarche d'évaluation [procède] d'une réflexion d'ensemble partant d'un diagnostic caractérisé par des indicateurs, allant à la détermination d'une stratégie caractérisée par des objectifs quantifiés ce qui permet de déterminer les avantages de l'opération pour les usagers et la collectivité pour une dépense déterminée. L'évaluation a priori qui en résulte peut être confrontée, une fois l'opération terminée, au bilan a posteriori construit à partir des résultats effectifs de l'opération »* [57].

Quelque soit le stade auquel l'évaluation d'une opération d'exploitation est réalisée, elle peut porter sur quatre aspects différents. Il y a tout d'abord l'évaluation technique qui intéresse principalement l'exploitant. Elle rend compte du fonctionnement des composants du système et des dispositifs mis en place à cet effet. Il s'agira par exemple de la fiabilité des informations fournies aux usagers. L'évaluation de l'acceptabilité est une démarche qui s'inscrit dans la volonté des décideurs d'être à l'écoute des bénéficiaires des projets afin d'améliorer leur satisfaction. Par ailleurs, elle peut permettre d'expliquer certains phénomènes observés ayant une influence sur l'efficacité de l'opération, et fournir également des éléments justificatifs pour de futures décisions. L'évaluation des impacts est certainement la plus répandue, car elle intéresse à la fois les décideurs, les exploitants et les usagers. Cette évaluation est réalisée soit au moyen de données collectées sur le terrain de façon manuelle ou automatique, soit à partir de résultats de modèles de calculs ou de simulation numérique.

L'évaluation des impacts semble constituer le pivot central des trois catégories susmentionnées. Néanmoins, bien que celles-ci aient des objets et des objectifs différents, elles restent intimement liées. En effet, pour reprendre l'exemple précédent, une défaillance des matériels utilisés, peut entraîner la transmission d'informations erronées aux usagers. Ces derniers s'en rendront compte assez rapidement et respecteront moins bien les consignes. Le résultat pouvant être un impact nul voire négatif de l'opération, influençant l'évaluation socio-économique dont le but est de comparer les coûts engendrés par la mise en œuvre et le fonctionnement de l'opération aux bénéfices qui en découlent.

Cette thèse s'intéresse aux opérations d'exploitation des réseaux visant à moduler l'offre d'infrastructure en fonction des conditions de circulation. Elles sont regroupées sous l'appellation "Affectation variable des voies". De nombreuses variantes sont expérimentées, avec des objectifs divers, en Amérique du Nord et en Europe principalement où elles continuent de susciter l'intérêt de décideurs et exploitants. Néanmoins, les résultats obtenus jusqu'ici bien qu'encourageants restent dispersés, suscitant un certain nombre d'interrogations:

- L'évaluation a posteriori des impacts d'une opération d'exploitation consiste à comparer des données collectées après la mise en œuvre à celles collectées à une période antérieure à celle-ci. Cependant, si les volumes de déplacements ont changé entretemps, ces dernières ne

peuvent plus servir de référence. Comment dans ce cas définir la nouvelle situation de référence et déterminer l'impact réel de l'opération?

- Existe-t-il des conditions de circulation optimales permettant de maximiser les avantages offerts par les opérations d'affectation variable des voies?

- Quels sont les domaines d'application des différentes variantes de l'affectation variable des voies?

La thèse vise trois objectifs, abordés chacun dans l'une des trois parties du document:

- Faire le point complet sur les expérimentations européennes d'affectation variable des voies, en vue de dégager les caractéristiques de mise en œuvre, les contraintes et impacts réels mesurés.

- Elaborer une approche globale permettant d'harmoniser l'évaluation, a priori et a posteriori, des différents impacts de ces opérations autour d'un indicateur unique adapté à la fois aux simulateurs de trafic et aux systèmes des centres de gestion du trafic.

- Utiliser les résultats obtenus pour proposer un outil d'aide au choix des variantes d'affectation variable. Cet outil se présentera sous la forme de fiches de cas-types en fonction de la configuration des infrastructures et du niveau de congestion auquel elles font face.

La première partie du document comporte trois chapitres:

Le premier chapitre fait le tour des différentes opérations exploitation des réseaux routiers.

Le Chapitre 2 présente la façon dont l'affectation variable des voies est traitée par les outils de simulation macroscopique du trafic.

Le Chapitre 3 fournit les résultats de différentes études d'évaluation réalisées a posteriori et a priori sur les opérations d'affectation variable des voies.

La deuxième partie est consacrée à la nouvelle approche d'évaluation proposée.

Le Chapitre 4 définit une méthode permettant d'adresser les difficultés rencontrées dans l'évaluation a posteriori en cas d'une croissance ou d'une baisse dans les déplacements à l'échelle régionale par exemple.

Le Chapitre 5 traite l'évaluation des impacts de l'exploitation routière sur la sécurité.

Le Chapitre 6 aborde de façon succincte l'évaluation des impacts environnementaux.

La dernière partie du document présente un outil d'aide au choix parmi différentes stratégies d'affectation variable des voies.

Le Chapitre 7 décrit la méthodologie employée pour l'élaboration de l'outil présenté sous la forme d'un catalogue de cas-types au Chapitre 8.

Le dernier Chapitre du document propose deux exemples d'application du catalogue dans la pré-évaluation des variantes de l'affectation variable des voies.

Cette thèse a donné lieu à des communications dans des conférences, des publications et autres contributions:

J. PRINCETON, S. COHEN, Traffic Management Evaluation Based on Link Performance Measures. Accepté pour presentation au *TRB 91th Annual Meeting, January 2012, Washington DC, USA.*

J. PRINCETON, S. COHEN, Impact of a dedicated lane on the capacity and the level of service of an urban motorway. 6th International Symposium on Highway Capacity and Quality of Service, *June 2011, Stockholm, Sweden. Procedia Social and Behavioral Science, Volume 16, 2011, pp. 196-206.*

J. PRINCETON, The Impact of Traffic Management Operations on Motorway Congestion. A level of service based approach. *ECTRI, Young Researchers Seminar, June 2011, Copenhagen, Denmark.*
*Prix reçu: Best Oral and Written Presentation.*

J. PRINCETON, S. COHEN, A priori Assessment of Safety Impacts of Traffic Management Operations. A level of service based Approach. *TRB 90th Annual Meeting, January 2011, Washington DC, USA. Transportation Research Record, N° 2213, pp. 13-19.*
*Prix reçu: Best Paper Award (ANB10 Safety Management Committee).*

J. PRINCETON, S. COHEN, Simulation, Implementation and Evaluation of a Dedicated lane on an Urban Motorway. *12th World Conference on Transportation Research, Juillet 2010, Lisbonne, Portugal.*

J. PRINCETON, La simulation dynamique dans l'évaluation des opérations de gestion dynamique des voies. *Séminaire SPI-STIC, mai 2010, Lille, France, Actes N°129/INRETS, 7p.*
*Prix reçu: Meilleure présentation.*

J. PRINCETON, S. COHEN, Simulation of a dedicated lane on an urban motorway. *2nd NEARCTIS Workshop, November 2009, London, UK. Poster.*

Contribution au Déliverable D7 du Réseau d'Excellence Européen NEARCTIS sur la gestion coopérative du trafic, juillet 2009.

# Partie I. L'exploitation routière et les enjeux de la mobilité durable

# Chapitre 1. Panorama des opérations actuelles d'exploitation des réseaux

## Introduction

En Europe, la gestion dynamique du trafic se veut tournée vers l'usager par le recours systématique à l'information en temps réel et le développement de stratégies innovantes. C'est ainsi que l'Allemagne vise une large couverture de son réseau par des services normalisés d'information aux usagers dans le cadre de son programme de gestion de la mobilité. Aux Pays-Bas l'objectif de l'Administration est d'assurer la fiabilité des temps de parcours avec des valeurs en congestion ne dépassant pas le double de celles en fluidité [1]. En France, les Plans de Déplacements Urbains (PDU) obligatoires pour les agglomérations de plus de 100.000 habitants définissent le cadre dans lequel doit s'inscrire tout projet lié aux transports. En dépit des différences au niveau des normes de construction des infrastructures, des codes de circulation et des choix d'aménagement, l'enjeu est le même dans tous les pays. Aussi la tendance de nos jours est-elle au partage des retours d'expérience entre les administrations routières et donc à la transposition d'un pays à l'autre. Ce chapitre répertorie les trois grandes familles d'opérations d'exploitation routière que sont l'affectation variable des voies, les mesures de régulation et les opérations que nous qualifierons de ciblées. Pour chacune d'elles sont présentées les différentes variantes expérimentées, les caractéristiques techniques ainsi que les algorithmes de fonctionnement. Le chapitre conclut par quelques considérations générales relatives à ces opérations, notamment en ce qui concerne certains aspects méthodologiques adressés dans le cadre de ce travail.

## 1.1 L’affectation variable des voies

### 1.1.1 Variantes

Le concept d'affectation variable des voies désigne l’ensemble des opérations d’exploitation permettant d’optimiser la capacité des infrastructures routières existantes par l’utilisation de dispositifs flexibles en faisant varier le flux de véhicules par la sélection du nombre de voies ou du type de véhicules autorisés [2]. Dans un cas on parlera de voies supplémentaires et dans l’autre il sera question de voies dédiées. Néanmoins, ces deux approches ne sont pas exclusives l’une de l’autre dans la mesure où l’on peut créer une voie supplémentaire pour une catégorie donnée de véhicules. A l’heure actuelle on distingue deux types de voies supplémentaires en fonction de leur mode de création, et deux types de voies dédiées en fonction des conditions d’accès imposées aux véhicules.

#### *a) Les voies supplémentaires de pointe*

Encore appelées voies auxiliaires, elles résultent de l’ouverture de la Bande d’Arrêt d’Urgence (BAU) à la circulation, telle que illustrée ci-dessous. Durant les périodes de forte congestion sur voies rapides, il n’est pas rare de constater l’utilisation de cet espace à l’approche des sorties. Il est difficile de remonter avec précision aux premières autorisations d’y circuler en Europe. Néanmoins, dès 1995 en France des réflexions étaient menées sur les aménagements susceptibles d’améliorer la capacité des voies rapides urbaines existantes, et en particulier sur la possible utilisation de la BAU [3]. En 1996, l’Allemagne ouvrait une voie auxiliaire permanente sur la BAU de l’autoroute A6 reliant Sarrebruck à Nuremberg [4]. La première expérimentation française suivra en l’année 2000 sur le tronc commun aux autoroutes A3 et A86, un goulot d’étranglement d’environ 650 mètres de longueur.

Source : [5]
Illustration 1 Exemple(s) de voies supplémentaires de pointe

### *b) Les voies supplémentaires de surcapacité*

Il s'agit d'une autre variante d'affectation variable des voies rencontrée principalement aux Pays-Bas. Ces voies de surcapacité résultent de la réduction de la largeur de toutes les voies – y compris de la bande dérasée de gauche (BDG) – la BAU conservant son statut. Cette modification du profil en travers permet la création, à gauche, d'une voie permanente utilisable uniquement aux heures de pointe. La photo ci-dessous illustre ce type d'opération où l'on remarque la quasi inexistence de la BDD dans la direction avec trois voies de circulation. En revanche dans l'autre direction pour laquelle le trafic est fluide les véhicules circulent sur deux voies et la BDG est d'une largeur plus importante.

Source: [6]
Illustration 2 Exemple(s) de voies supplémentaires de surcapacité

La création des voies supplémentaires de surcapacité ne nécessite pas les interventions structurelles parfois requises pour les voies auxiliaires. Cependant, compte tenu de la réduction de la largeur des voies, l'opération peut s'accompagner de restrictions sur la vitesse limite et le gabarit des véhicules autorisés. De même, en ce qui a trait aux caractéristiques fonctionnelles, les contraintes sont moins fortes pour la gestion des incidents puisque la BAU conserve son statut initial. Néanmoins, le suivi en temps réel du trafic et l'information aux usagers restent indispensables pour l'activation et la désactivation.

### *c) Les voies à marquage dynamique*

Le marquage dynamique des chaussées est un concept apparu aux Pays-Bas vers la fin des années 90. L'idée était de créer des infrastructures à la demande en fonction des conditions de trafic. Le principe consiste à mettre en place un double marquage au sol, l'un traditionnel et l'autre établi au moyen de plots lumineux. Le dispositif s'adapte donc bien au fonctionnement des voies supplémentaires décrites précédemment. Il s'applique également aux zones de forts entrecroisements pour limiter les risques d'accidents, ou encore pour accompagner l'activation d'une voie auxiliaire au voisinage d'une rampe comme illustrée ci-dessous sur l'A50 aux Pays-Bas.

Quelque soit le type d'application, le fonctionnement du marquage dynamique fait appel à la télématique, comme c'est d'ailleurs le cas pour toutes les nouvelles stratégies d'exploitation des réseaux routiers. Le principe reste le même lorsqu'il s'agit de traitement de la congestion : le processus est déclenché à partir de seuils prédéfinis pour certains paramètres du trafic. L'ouverture et la fermeture des voies s'accompagnent de l'information des usagers au moyen de panneaux à messages variables et d'un allumage séquentiel logique des lignes.

Source: [7]

Source: [5]

Illustration 3 Exemple(s) de voies à marquage dynamique

Les projets pilotes ainsi que les études réalisées ont permis de définir certaines exigences techniques relatives aux systèmes eux-mêmes. Celles-ci portent tout d'abord sur la visibilité des plots en tous temps pour éviter les confusions avec le marquage classique tout en en gardant les mêmes dimensions. Par ailleurs les plots ne doivent pas affecter le niveau de sécurité ou de confort des usagers, tout en présentant des caractéristiques mécaniques suffisantes pour résister au trafic poids lourds notamment [8].

### *d) Les voies dédiées aux véhicules à occupation multiple*

Si le but principal des voies supplémentaires est de d'augmenter l'offre d'infrastructure pour mieux satisfaire la demande de déplacement, la création de voies dédiées aux véhicules à occupation multiple vise le double objectif de permettre une plus grande mobilité des personnes tout en réduisant la consommation d'énergie et les effets négatifs associés. C'est dans ce contexte que s'inscrivent les politiques publiques actuelles qui encouragent la promotion des transports collectifs et une utilisation rationnelle de la voiture particulière par l'augmentation du taux d'occupation. Avec le concept de voies dédiées, c'est également une autre approche de la capacité de l'infrastructure qui est prise en compte : le nombre maximal de personnes transportées pendant une période donnée. Très répandues en Amérique du Nord (USA, Canada), ces voies sont généralement destinées aux déplacements pendulaires entre les centres-villes et les banlieues. En Europe, plusieurs pays ont mis en place cette pratique.

Source: [9] Source: [Conseil Général de l'Isère, CG38]

Illustration 4 Exemple(s) de voies dédiées

Les voies dédiées aux véhicules à occupation multiple (VOM) peuvent résulter de la conversion d'une voie banalisée existante (comme c'est le cas à Leeds), de l'ouverture d'une voie auxiliaire (comme la Voie Spécialisée Partagée sur l'A48 à Grenoble), ou encore d'un aménagement du terre-plein central (à l'exemple de la N-IV à Madrid). Elles sont activées en permanence ou uniquement aux heures de pointe et leur accès est réservé aux véhicules remplissant des conditions précises relatives au taux d'occupation : certaines voies admettent les véhicules avec 2 occupants ou plus, d'autres 3 ou plus, d'autres encore sont dédiées spécialement aux autobus. La décision de créer une voie dédiée découle d'une démarche globale faisant intervenir différents acteurs et nécessitant une étude détaillée visant à appréhender l'opportunité de la stratégie. En effet, les avantages prévus peuvent permettre un plus grand développement du covoiturage. Néanmoins, il est indispensable que le trafic initial soit constitué d'une proportion de VOM suffisante pour que l'opération soit jugée viable, mais assez faible pour que les conditions de circulation sur la voie soient toujours meilleures que celles sur les voies banalisées adjacentes.

Compte tenu des restrictions d'accès aux voies dédiées, leur mise en œuvre et leur gestion mobilise des ressources plus importantes. Tout d'abord il convient de les signaler par un dispositif spécial : sur autoroute il s'agit généralement de barrières physiques fixes ou amovibles accompagnées d'un marquage au sol approprié. Dans les photos ci-dessus par exemple, on remarque la coloration spéciale du revêtement de la VSP de Grenoble, ou encore l'inscription du taux d'occupation minimal sur la chaussée de l'A647 à Leeds ainsi que la délimitation des voies.

### *e) Les voies dédiées aux véhicules à occupation multiple et à péage*

Plusieurs raisons peuvent justifier l'imposition d'un péage sur une voie dédiée aux véhicules à occupation multiple. Tout d'abord le volume de véhicules sur une voie dédiée unique aux heures de pointe peut-être tel que les conditions de circulation ne soient pas très différentes de celles sur les autres voies banalisées, sans pour autant justifier l'aménagement d'une voie dédiée additionnelle. Le péage rendrait celle-ci rentable tout en permettant de fluidifier le trafic sur les voies banalisées.

Une deuxième application du péage sur les voies dédiées est possible lorsque celles-ci sont peu fréquentées aux périodes de pointe notamment. Afin d'éviter le « Syndrome de la voie vide », il est possible d'accorder l'accès aux véhicules qui ne remplissent pas la condition relative au taux d'occupation, mais qui sont prêts à payer pour le service. Cette pratique de gestion des voies, mise en œuvre aux Etats-Unis, vise une meilleure utilisation de la capacité disponible en acceptant les usagers pouvant et voulant payer. Par ailleurs, une modulation du tarif en fonction des conditions de circulation permet également d'étaler le trafic sur la journée, améliorant ainsi l'écoulement aux heures de pointe. Des dispositifs électroniques sont installés pour faciliter les paiements [10].

Les voies dédiées aux VOM et à péage font l'objet des mêmes mesures de contrôle que les voies dédiées sans péage, en ce qui concerne les échanges avec les voies banalisées qui leur sont adjacentes. Des caméras y sont ainsi installées afin de détecter les éventuels contrevenants.

### *f) Les voies réversibles*

Il s'agit de voies pouvant être affectées au trafic dans un sens ou dans l'autre en fonction des besoins. Elles sont généralement employées en raison de contraintes physiques empêchant tout autre type d'aménagement. A l'échelle européenne, deux cas de voies réversibles sont répertoriés en Espagne : les voies VOM à Madrid sur la N-VI, celles sur le « Puente del Quinto Centenario » à Séville et celle sur le « Puente Carranza » à Cadix. En France, une voie réversible a été mise en service au cours de l'été 2010 sur le Pont de Saint-Nazaire dans le département de la Loire-Atlantique.

Source: [Pont Saint-Nazaire, France]

Source: [A7, France]

Illustration 5 Exemple(s) de voies réversibles

Du point de vue opérationnel, l'affectation de la voie dans un sens ou dans l'autre est fonction de la demande de trafic. A Séville et à Cadix, celle-ci est évaluée visuellement à partir d'images vidéo et non au moyen de données recueillies de boucles de comptage. La durée d'activation de la voie peut être très courte en sorte que plus de 40 changements de sens par jour peuvent être effectués.

### 1.1.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques

#### *a) Largeur des voies supplémentaires*

Les variantes de l'affectation variable des voies entraînant la création de voies supplémentaires peuvent nécessiter des interventions préalables aux niveaux géométrique et structurel. En effet comme son nom l'indique, la bande d'arrêt d'urgence (BAU) permet l'arrêt d'urgence hors chaussée, la récupération d'un véhicule déviant de sa trajectoire, l'évitement d'un obstacle sur la chaussée et l'intervention des services de secours, d'entretien et d'exploitation [21]. Sa dimension ainsi que celle des autres éléments constitutifs du profil en travers type des Voies Rapides Urbaines de type A (VRU A) telles que définies dans l'Instruction Technique sur les Conditions d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines, l'ICTAVRU, sont données ci-dessous [22]. Ces valeurs concernent la France et peuvent donc varier pour les autres pays.

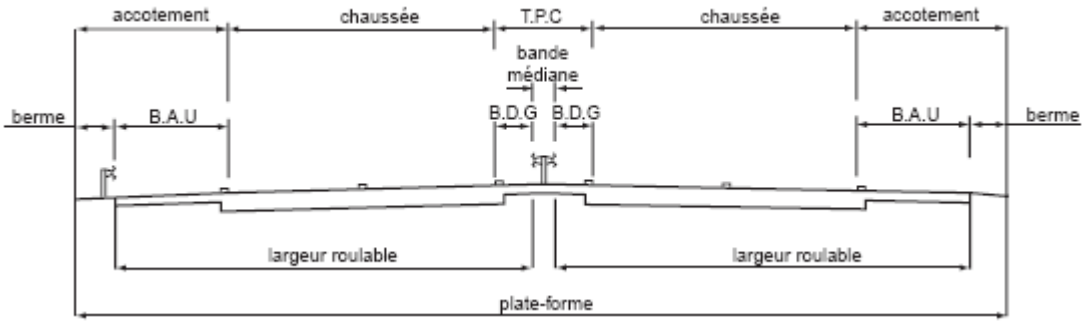



Illustration 6 Eléments du profil en travers d'une chaussée autoroutière

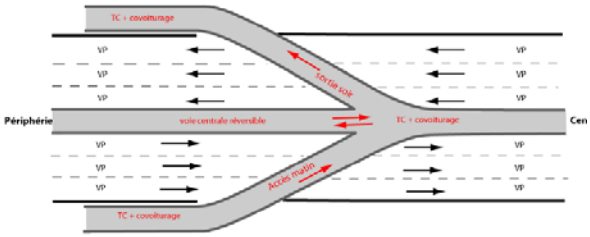
| Largeur (m) | **Berme** | **BAU** | **Chaussée** | **BDG** | **BM** |
|---|---|---|---|---|---|
| Normale | - | 2.50 | 3.50 | 1.00-1.10 | - |
| Minimale | 0.75 | 2.25 | 3.00 | 0.50 | 0.60 |

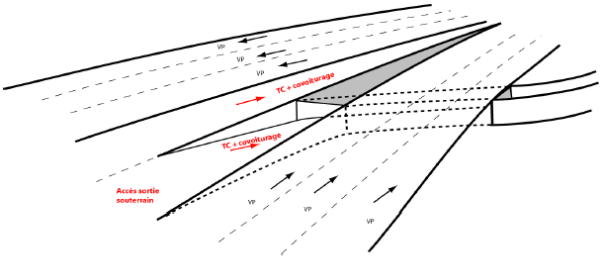
La largeur de la BAU peut atteindre 3.00 m uniquement sur les infrastructures pour lesquelles la probabilité de congestion est faible. Ceci n'est pas souvent le cas sur les autoroutes périurbaines françaises et explique que des ajustements de la largeur des autres éléments du profil en travers furent nécessaires pour les deux opérations d'ouverture de voies auxiliaires réalisées à date dans la région Ile-de-France, sur les troncs communs A3-A86 et A4-A86. Dans ce dernier cas par exemple, la largeur initiale de la BAU variait de 1.00 à 2.00 m, tandis que celle de la BDG était comprise entre 0.30 et 1.15 m. Les quatre voies de circulation faisaient entre 3.00 et 3.50 m chacune. Après aménagement, sans modification de l'assiette de l'infrastructure, ces voies sont passées à des largeurs comprises entre 3.00 et 3.20, tandis que la BAU est passée à 3.00 en voie auxiliaire. Les bandes dérasées de gauche et de droite ont été réduites à 0.40-0.50 m. Sur la M42 également, au Royaume-Uni, la largeur des voies a été réduite pour permettre la circulation normale du trafic sur la BAU [23, 24].

Par ailleurs, compte tenu de son rôle une BAU est appelée à supporter au cours de sa durée de vie un trafic nettement inférieur à celui de la chaussée. Des considérations économiques conduisent donc souvent à la dimensionner en fonction des sollicitations auxquelles elle sera soumise. Son ouverture à la circulation peut donc requérir des interventions au niveau du corps de chaussée pour éviter des dégradations dues à des discontinuités structurelles ou une portance inadaptée. D'une manière générale l'ampleur des travaux réalisés dépend des caractéristiques existantes de l'infrastructure définies dans les études techniques préalables à la construction.

### *b) Aménagement des accès et sorties des voies dédiées*

Les voies dédiées séparées physiquement sont généralement situées à gauche de la chaussée. Leurs accès et sorties font l'objet d'un traitement particulier pour des raisons de sécurité, de fluidité du trafic et de contrôle. Il peut être question de solutions aériennes ou souterraines dépendant des objectifs de l'opération, de l'espace physique et des ressources disponibles. Il est recommandé de prévoir des accès directs dès que le débit sur la voie dédiée dépasse 275 véh/h [25]. Autant que possible les mêmes règles géométriques sont appliquées pour les accès et les sorties d'autoroutes. Dans le cas de la N-IV à Madrid, 3 rampes d'accès et de sorties sont aménagées sur l'infrastructure réversible de 16 km de long.

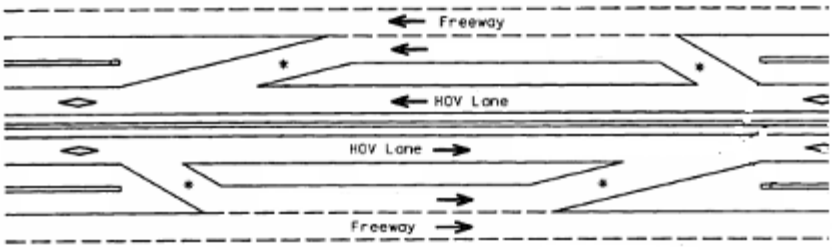



Solution aérienne Source: [25] Solution souterraine Source: [25]

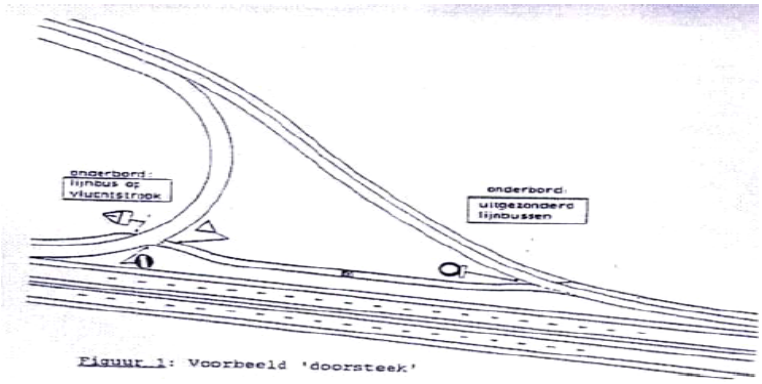
Illustration 7 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (a)

L'environnement de l'autoroute ne permet pas toujours de construire des ouvrages aériens ou souterrains dans des conditions raisonnables. Dans ce cas, l'entrée et la sortie des voies réservées protégées se font à niveau au moyen de rampes. Ces aménagements particuliers, comme montré ci-dessous, permettent de créer des biseaux pour les échanges avec les voies normales de l'infrastructure [26]. Les solutions doivent permettre à l'usager de disposer d'une distance suffisante pour rejoindre la voie dédiée ou la voie de décélération en toute sécurité.




Source: [26]
Illustration 8 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (b)

La création de voie dédiée à droite, plus spécifiquement sur la BAU, est une pratique qui tend à se multiplier en Europe. Néanmoins, des risques de conflits se posent au niveau des rampes entre les véhicules prioritaires et ceux qui souhaitent atteindre une sortie ou les voies banalisées. Les Néerlandais ont élaboré des règles précises relatives à la circulation des véhicules de transports collectifs sur la BAU et disposent de résultats assez probants en matière de sécurité et de compréhension pour l'ensemble des usagers. Au niveau des bretelles d'accès et de sortie ou des échangeurs, les véhicules circulant sur la voie dédiée empruntent une collectrice suivant le schéma ci-après afin de ne pas gêner les manœuvres des autres conducteurs.




Source: [27]

Illustration 9 Exemple(s) d'aménagement des points d'échanges des voies dédiées (c)

### *c) Signalisation*

La réussite des opérations d'exploitation passe par la compréhension, l'acceptabilité et le respect des mesures par les usagers de la route. Celles-ci doivent donc être fiables et cohérentes. Le caractère intermittent des voies supplémentaires de pointe implique la nécessité d'utiliser des outils d'information dynamique. En matière de signalisation verticale, l'utilisation de panneaux à

messages variables (PMV) et de signaux d'affectation de voies (SAV) permet d'avertir l'usager de l'ouverture et de la fermeture de la BAU et, le cas échéant, de la vitesse maximale autorisée. En France, en plus de signaux d'affectation des voies, des glissières mobiles de sécurité (GMA) sont installées sur le flanc droit de la voie de pointe. Lors de la fermeture, elles sont déployées pour constituer un biseau de rabattement occupant la presque totalité de la voie. Dans de nombreux cas enfin, le revêtement de la voie supplémentaire de pointe fait l'objet d'un traitement spécial afin de bien marquer son caractère particulier. En effet l'usage d'un enrobé coloré avec une texture plus grossière contribue à attirer l'attention des conducteurs.

Source: [DIRIF]

Illustration 10 Signalisation horizontale et verticale pour l'affectation variable des voies (a)

D'une manière générale, la création d'une voie réversible résulte de la réduction de la largeur de toutes les autres voies de circulation existantes. Une zone d'approche à chacune des extrémités permet la transition entre les deux configurations. Des panneaux à messages variables implantés à une distance suffisante à l'amont informent les usagers du statut de la voie. En cas d'ouverture dans le sens opposé, des flèches de rabattement servent à canaliser le trafic sur la (les) voie(s) de droite.

Source: [Capture d'écran tv.loire-atlantique.fr]

Illustration 11 Signalisation horizontale et verticale pour l'affectation variable des voies (b)

Par ailleurs, un traitement spécial sert à délimiter la voie réversible. Il peut s'agir d'un marquage dynamique à l'aide de plots lumineux, comme c'est le cas en Espagne. De façon additionnelle, la coloration de l'enrobé peut également être envisagée, comme à Saint-Nazaire. Comme montré sur les deux photos ci-dessus, le changement de sens de circulation sur la voie se fait de façon progressive.

### 1.1.3 Algorithmes de fonctionnement

Le principal objectif des opérations d'affectation variable des voies est le traitement de la congestion. Des données relatives aux conditions de trafic sont donc collectées et analysées. Deux options sont possibles : une activation à heure fixe ou une activation en fonction du niveau de trafic. Le premier cas s'applique à la congestion récurrente dont l'étendue est bien appréhendée à partir du traitement des données de trafic recueillies sur une longue période. Le second en revanche présente l'avantage de s'adapter également à la congestion non récurrente. Aux Pays-Bas, la définition des heures de pointe dépend du niveau de trafic, ce qui conduit à des sections où la BAU est ouverte jusqu'à 10 heures par jour. Il en est de même en France où les conditions d'ouverture et de fermeture de la voie de pointe sont fonction des vitesses ou taux d'occupation mesurés. L'ouverture des voies est contrôlée au moyen d'algorithmes. La voie auxiliaire du tronc commun A4-A86 à l'Est de Paris est ouverte dès que le taux d'occupation atteint 20% à l'amont et refermée lorsqu'il redescend en dessous de 15%. Cependant, en pratique ce critère empirique est complété par une validation d'un opérateur.

Lorsque la stratégie est couplée à la régulation des vitesses, celle-ci est d'abord activée pour deux raisons. Il peut s'agir d'une question de sécurité. Par exemple en Allemagne la limitation de vitesse est pratiquement inexistante sur autoroute en situation normale. La consigne est de 100 km/h lorsque seuls des refuges sont disposés le long de l'autoroute pour les cas d'urgence et passe à 120 km/h lorsqu'il existe une voie de secours [4]. C'est également dans cette optique de garantir un certain niveau de sécurité sur le tronc commun A4-A86 que la limite réglementaire est passée à 90 km/h. La deuxième raison pouvant expliquer l'application de restrictions sur la vitesse est de tirer profit de l'amélioration de l'écoulement du trafic résultant de l'harmonisation des vitesses. C'est ainsi que sur la M42, la consigne descend parfois en dessous de 80 km/h. Par ailleurs, des limitations de la vitesse peuvent également être appliquées aux voies dédiées prises sur la BAU. Aux Pays-Bas, la vitesse maximale est de 40 à 50 km/h en fonction de la largeur de la voie, sans dépasser de plus de 20 km/h celle des voies tous usages adjacentes. Ce même principe est prôné en France par le Conseil Général des Ponts et Chaussées.

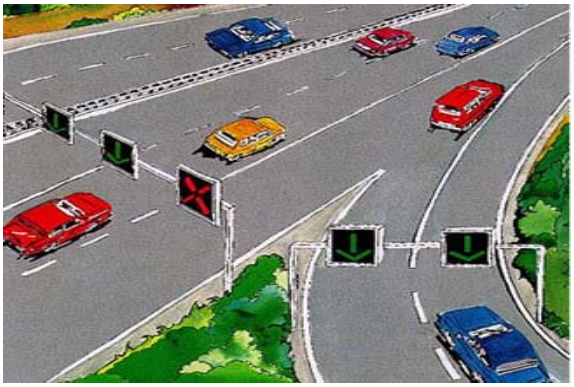
## 1.2 Les mesures de régulation

### 1.2.1 Variantes

Les mesures de régulation visent à contrôler le rythme auquel les véhicules accèdent à une infrastructure ou à un point particulier de celle-ci, en fonction de ce qui peut être raisonnablement écoulé. Dans le premier cas on réalise la régulation des accès tandis que dans le second cas où les véhicules ont déjà accédé à l'infrastructure on emploie la régulation dynamique des vitesses.

#### *a) La régulation d'accès*

Cette opération permet d'améliorer les conditions de trafic sur des voies principales en utilisant les bretelles d'accès comme zone de stockage temporaire mais sans détériorer les conditions de circulation sur le réseau secondaire [11]. Au niveau d'une bretelle, le volume de véhicules autorisés à accéder à la voie principale dépendra essentiellement de la capacité de celle-ci à l'aval et du volume de véhicules déjà présents à l'amont. La régulation peut être appliquée à un accès en particulier ; on parle alors de régulation locale par opposition à la régulation synchronisée ou coordonnée qui concerne plusieurs accès. Elle se fait par feux fixes ou de façon adaptative à partir de données en temps réels. Les véhicules sont injectés dans le flot principal par pelotons ou suivant la technique dite « goutte-à-goutte » pour laquelle un seul véhicule à la fois passe durant le cycle de feux.



Source: [11] Source: [1]

Illustration 12 Exemple (s) de régulation d'accès

Lorsqu'à l'aval d'un échangeur le nombre de voies à est inférieur au nombre de voies à l'amont, l'aménagement physique classique approprié consiste soit à supprimer l'une des voies de droite ou de fusionner deux voies intérieures. Dans les deux cas, il s'agit de solutions statiques. En Allemagne et aux Pays-Bas, la stratégie utilisée est la priorisation dynamique des axes. Cette opération associe la régulation d'accès à l'affectation variable de voies, et permet ainsi de ne pas pénaliser systématiquement un flux en particulier. A partir des données de trafic, la voie commune

est ouverte aux flux provenant de l'axe le plus chargé au moyen de signaux d'affectation de voies (SAV) ou d'un véhicule avec une flèche de rabattement.

#### *b) La régulation dynamique des vitesses*

A l'approche de la saturation, les observations montrent que l'écoulement du trafic devient instable [12]. Une dispersion élevée des vitesses sur une même voie et entre des voies adjacentes entraîne une multiplication des manœuvres de déboîtement. La régulation dynamique des vitesses fait partie de ces stratégies visant à susciter un changement de comportement de la part des conducteurs sous certaines conditions de trafic. Elle consiste à modifier dynamiquement les consignes de vitesses, conseillées ou obligatoires en un point donné ou sur une section du réseau, afin de modifier la distribution des vitesses pratiquées et plus précisément de la rendre plus homogène et d'améliorer ainsi, en théorie, la sécurité et la fluidité [13].

Source: [A1, Suisse] Source: [A7, France]

Illustration 13 Exemple (s) de régulation des vitesses

L'intérêt de la régulation des vitesses vient de ce qu'elle tient compte de ce caractère dynamique des conditions de circulation. Une diminution de la vitesse limite, lorsque la circulation devient dense à l'aval, entraîne une homogénéisation des vitesses sur une même voie réduisant ainsi les risques de collisions. Elle contribue en outre à ralentir le flux sur la voie la plus rapide, diminuant ainsi l'intérêt pour les changements de voies qui sont potentiellement dangereux [14]. L'enjeu de sécurité associée à une telle démarche est donc important.

### 1.2.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques

#### *a) Distance d'accélération sur rampes d'accès*

Le principe même de la régulation d'accès impose que avant d'entrer sur l'autoroute les véhicules passent généralement par une phase d'arrêt. Compte tenu des vitesses de circulation sur autoroute,

il est indispensable que ces véhicules disposent d'une distance d'accélération suffisante leur permettant de s'insérer en toute sécurité dans le flot principal. Cette distance d'accélération $D_a$ [m] est donnée par la formule suivante [11]:

$$D_a = \frac{V_{arrivée}^2 - V_{départ}^2}{2\alpha}$$

Dans laquelle :

$V_{arrivée}^2$ : Vitesse [m/s] des véhicules dans le flot principal sur la voie de droite à hauteur de la rampe d'accès à la pointe E=1.0m;

$V_{départ}^2$ : Vitesse [m/s] à la sortie du rayon de courbure de la rampe et début de l'accélération (nulle dans le cas d'un feu au rouge) des véhicules ;

$\alpha$ : Accélération des véhicules [m/s$^2$].

### 1.2.3 Algorithmes de fonctionnement

#### *a) Algorithmes à seuils de vitesse*

Dans le cas de la régulation dynamique des vitesses, des liens télématiques permettent la transmission des données recueillies par les capteurs vers des postes de traitement où le calcul des vitesses limites se fait au moyen d'algorithmes plus ou moins complexes impliquant la détection d'incidents, l'hétérogénéité de circulation sur l'ensemble des voies et enfin les conditions météorologiques.

La plupart des systèmes en place fonctionnent à partir d'algorithmes à seuils dont les paramètres de contrôle peuvent être le débit, la vitesse, le taux d'occupation… Les valeurs sont directement issues ou calculées à partir des données recueillies des stations de mesures. Le principe consiste à activer la régulation dès que ces paramètres atteignent un seuil prédéfini. La limitation de vitesse est réduite à l'amont du point de mesure. L'encadré suivant illustre le principe de l'algorithme utilisé sur le tronçon de l'autoroute A6 au sud de Paris (dans le sens Paris-Province) en 1977. D'une façon générale les données macroscopiques du trafic sont les plus utilisées. Néanmoins compte tenu du fait que l'automobiliste règle sa conduite en fonction du véhicule qui le précède, comme l'indique un rapport du CERTU [27], une régulation fondée sur la notion d'espacements inter-véhiculaires pourrait se révéler beaucoup plus efficace.

Un système expérimental utilisant un algorithme basé sur la logique floue a été initié aux Etats-Unis en 1999. La logique floue détermine le degré d'appartenance d'une variable à une certaine modalité. Le principe du système de régulation est de déterminer la limite de vitesse appropriée à partir d'une gamme des valeurs relatives à l'état de la couche de surface, la vitesse moyenne du

vent, la vitesse des rafales de vent, la visibilité, l'intensité de la précipitation… Cette stratégie n'est qu'au stade de simulation et de la recherche.

Encadré 1. Algorithme utilisé sur l'autoroute A6 en 1977

L'algorithme est exécuté toutes les minutes et utilise les données de vitesse sur les voies rapide et lente fournies par les deux (2) radars placés sur chaque portique au droit des voies extrêmes respectivement. Une vitesse $V_\alpha$ est calculée telle que :

$$V_\alpha = V_{moy} + \delta$$

Avec $V_{moy}$, la moyenne arithmétique des vitesses sur les deux voies extrêmes et lissées exponentiellement pour atténuer les variations parasites aléatoires. Et $\delta$ compris entre 10 et 15 km/h d'après les mesures réalisées sur le site. Ainsi, pour ce qui concerne la vitesse maximale $VM$ :

- En circulation fluide, l'affichage est la valeur la plus proche de $V_\alpha$
- En congestion un échelonnement de la vitesse, permettant de ralentir progressivement jusqu'au point congestionné, est effectué lorsque $V_{moy}$ chute en dessous de 55 km/h ou si l'écart entre les moyennes de deux (2) portiques successifs est supérieur à 30 km/h.

La vitesse recommandée est donnée par la formule : $VR = VM - 10$, tandis que la fourchette de vitesse est donnée par : $FV = (VM - 20, VM)$

### *b) Asservissement linéaire d'entrée sur autoroute (ALINEA)*

Le principe de la régulation d'accès consiste à maintenir un trafic fluide à l'aval d'une zone de convergence sur autoroute, tout en empêchant les remontées de queues sur le réseau de surface. La régulation locale d'accès se fait soit à partir d'une stratégie demande-capacité standard, d'une stratégie taux d'occupation ou de la stratégie ALINEA (Asservissement LINéaire d'Entrée sur Autoroute). Ce dernier repose sur un algorithme tendant à se généraliser en Europe. Sa formulation est la suivante :

$$r_t = r_{t-1} + \phi(TO_{seuil} - TO_t)$$

Dans laquelle :

$r_t$ désigne le débit d'entrée [véh/h] de l'accès calculé au pas de temps t ;

$r_{t-1}$, le débit d'entrée [véh/h] de l'accès au pas de temps précédent ;

$TO_t$, le taux d'occupation mesuré à l'aval de la zone de convergence au pas de temps t ;

$TO_{seuil}$, le taux d'occupation optimal à atteindre à l'aval de la zone de convergence, généralement pris égal au taux critique ;

$\phi$, un paramètre de régulation dont la valeur conseillée par l'IFSTTAR est de 6300 vph, soit 70 véhicules pour un cycle d'une durée de 40 secondes.

Cet algorithme permet d'ajuster le débit d'entrée en fonction des conditions réelles de circulation. Ainsi, si à un pas de temps donné le taux d'occupation est supérieur au taux optimal suite à l'entrée d'un certain volume de véhicules en provenance de l'accès, ce volume est diminué au pas de temps suivant pour permettre d'atteindre cette valeur optimale. Afin d'éviter les remontées de queues sur le réseau de surface, la stratégie est désactivée dès qu'une certaine longueur de bouchon est détectée sur la rampe [28]. Dans le cas de la rocade de Bordeaux par exemple, la régulation est activée quand le taux d'occupation (TO) sur la rocade, en aval de l'échangeur, dépasse 15 % pendant 6 périodes consécutives de 1 minute. Inversement elle est désactivée après 3 périodes consécutives de 1 minute pendant lesquelles la valeur du TO a été strictement inférieure à 14 %. Une fois le débit d'entrée connu, il est possible de calculer le cycle de feux correspondant à une régulation par peloton ou de type « goutte-à-goutte », à partir de la formule suivante:

$$D_{vert} = \frac{r}{r_{sat}}$$

Dans laquelle:
$D_{vert}$ désigne la durée de vert, [s/cycle];
r désigne le débit de la rampe [véh/cycle];
$r_{sat}$ est le débit de saturation de la rampe, [véh/s]

## 1.3 Les opérations ciblées

### 1.3.1 Variantes

#### *a) Les interdictions de dépassement pour poids lourds*

Les Poids Lourds (PL) circulent généralement à des vitesses plus faibles que les véhicules légers à cause des réducteurs de vitesse ou de la pente de la route. Les manœuvres de dépassement d'un PL par un autre peuvent occasionner des pertes de temps pour les autres usagers, en plus de la perception d'un risque d'accident plus élevé. Pour pallier ce problème, plusieurs pays ont mis en œuvre les mesures d'interdiction de dépassement pour PL. On recense en France plusieurs sites sur lesquels l'interdiction de dépasser est expérimentée et évaluée : l'autoroute A4 entre Brumath et Reichstett ; la RN83 ; la route Poitiers/ Bayonne ; l'A16 près de Dunkerque et l'A7 depuis 2007 ; une section de 20km de l'A25 entre Bailleul et Englos depuis janvier 2010 [15, 16]. Au niveau européen, les Pays-Bas figurent parmi les pionniers dans l'application des mesures d'interdiction de dépasser pour les poids lourds, en raison probablement du nombre de poids lourds à traverser ce territoire. Ainsi, plus de 1000 km de routes et d'autoroutes en sont l'objet depuis 2003. De même l'Allemagne, le Danemark et le Royaume-Uni envisagent d'étendre ce type d'opération sur une plus grande partie de leur réseau.

L'interdiction est appliquée sur les chaussées à deux voies au moins et peut être permanente, auquel cas elle est indiquée au moyen de panneaux de signalisation fixe. Lorsqu'elle ne concerne que des périodes précises de la journée ou des conditions de circulation, l'interdiction est signalée à l'aide des panneaux dynamiques.

Source: [Italie]

Source: [A7, France]

Illustration 14 Exemple (s) d'application de l'interdiction de dépasser

### *b) Le reroutage dynamique du trafic*

Comme on peut le constater à partir de toutes les variantes de gestion dynamique du trafic présentées jusqu'ici, l'information à l'usager représente l'épine dorsale de l'exploitation des réseaux autoroutiers. Elle permet d'indiquer les changements des limitations de vitesses, signale l'ouverture ou la fermeture des voies supplémentaires et l'entrée en vigueur d'une mesure d'interdiction de dépasser. Elle renseigne également sur l'état du trafic à l'aval. En cas de bouchons par exemple, ce dernier service permet à l'usager de s'orienter sur des itinéraires alternatifs pour atteindre sa destination. Le reroutage dynamique du trafic consiste à le diriger vers les itinéraires capables de recevoir du trafic supplémentaire. Néanmoins, il est généralement admis que l'intérêt réel du reroutage dynamique du trafic se révèle dans les cas de congestion non-récurrente (chantiers, accidents) dans la mesure où les usagers sont suffisamment habitués au réseau pour trouver leur meilleur chemin en cas de congestion récurrente [30].

Outre l'utilisation de panneaux à messages variables, le reroutage dynamique du trafic se fait également au moyen d'outils embarqués alimentés de données relatives à l'état du trafic sur le réseau en temps réels. Dans les deux cas, l'opération implique une coordination régionale pour être non seulement crédible mais également effectif et ne pas entraîner un simple déplacement de la congestion d'un axe vers un autre.

Source: [DIRIF, France] Source: [www.roadtraffic-technology.com, Australie]

Illustration 15 Exemple (s) de reroutage dynamique du trafic

Les systèmes embarqués relèvent surtout, pour l'instant en tout cas, d'initiatives personnelles de la part des usagers ; ils font l'objet de licence de la part d'autorités compétentes en matière de gestion des transports. Les informations fournies via les panneaux à messages variables quant à elles font partie intégrante des stratégies développées par les exploitants des réseaux et sur lesquelles ils peuvent agir directement.

### 1.3.2 Caractéristiques opérationnelles et techniques

En pratique il n'existe pas de caractéristiques particulières pour la mise en œuvre d'une mesure de reroutage dynamique du trafic sur un réseau. En principe, il suffit que les itinéraires proposés soient connectés à l'itinéraire actuel des usagers et que leur état soit connu et suivi en temps réel. Les informations sont affichées sur les PMV ou transmises en direct sur les fréquences radio autoroutières. Comme indiqué sur les photos ci-dessus, des itinéraires alternatifs sont proposés aux usagers, qui les accepteront ou pas, en fonction notamment de la distance qu'il leur reste à parcourir jusqu'à leur destination et de la cause du reroutage (une fermeture de l'autoroute par exemple).

En ce qui concerne les mesures d'interdiction de dépasser pour les poids lourds, les études ont montré qu'elles sont mieux acceptées par les conducteurs lorsque leur longueur d'application est comprise entre 5 et 20 km [29]. En effet, en deçà de 5 km, la mesure serait peu efficace pour les véhicules légers, tandis qu'elle risquerait de trop pénaliser les poids lourds au-delà de 20 km. Par ailleurs, dans un effort d'harmonisation de ce type d'opération sur les axes européens notamment, le *Projet EasyWay* décrit quatre niveaux de mise en œuvre en fonction du type de signalisation employé et des conditions d'activation. Ces niveaux sont présentés dans le tableau 1 suivant.

Tableau 1 Niveaux de mise en œuvre des mesures d'interdiction de dépasser

| | Niveau 1 | Niveau 2 | Niveau 3 | Niveau 4 |
|---|---|---|---|---|
| Pré-signalisation aux entrées | Fixe | PMV | PMV | PMV |
| Signalisation | Fixe | PMV | PMV | PMV |
| Contrôle | Physique - périodique | Physique - périodique | Via caméras en continu | Via caméras en continu |
| Information embarquée additionnelle | Non | Non | Non | Radio trafic en temps réel ou RDS-TMC* |

* Traffic Message Channel

### 1.3.3 Algorithmes de fonctionnement

#### *a) Contrôle par retour décentralisé (Decentralised feedback control)*

Les opérations de reroutage dynamique du trafic sur réseaux autoroutiers au moyen de panneaux à messages variables sont gérées suivant des méthodes de contrôle optimal utilisant *l'optimisation en ligne, les méthodes de contrôle central de retour* ou *les méthodes de contrôle décentralisé* [31]. Ces dernières sont les plus simples à mettre en œuvre. A chaque nœud du réseau, elles consistent à égaliser les temps de parcours entre deux itinéraires alternatifs menant à une même destination. Les temps de parcours sont calculés à partir des données de trafic issues des stations de mesure pour des pas de temps généralement très faibles afin de garantir la fiabilité de l'affichage. A titre d'exemple, dans le cas de l'opération de reroutage dynamique mise en œuvre à Aalborg, au Danemark, les données étaient collectées et les temps de parcours calculés toutes les 60 secondes entre les deux itinéraires reliant la ville à NØrresundby. Le reroutage consistait soit au seul affichage du retard sur un itinéraire donné, soit à la suggestion de choix d'itinéraires alternatifs. Le retard est la différence entre le temps de parcours pour l'intervalle de temps courant et le temps de parcours en trafic fluide. Il n'était affiché que s'il différait de plus de 5 minutes de l'affichage en cours [32].

#### *a) Algorithmes à seuils de débits pour interdictions de dépasser*

Lorsque la mesure d'interdiction pour les poids lourds n'est pas appliquée de façon permanente ou intermittente, son activation se fait en fonction du volume total de trafic et du pourcentage de poids lourds correspondant. Au niveau européen, il existe certaines différences en ce qui concerne le type de poids lourd auquel s'applique la mesure. En effet, les seuils de PTAC peuvent varier entre 3.5 et 19 tonnes selon les pays et les axes. De même, l'interdiction peut s'appliquer ou non aux caravanes et/ou remorques. Le tableau 2 suivant montre des exemples de seuils d'activation de la mesure sur certains axes [29].

Tableau 2 Seuils d'activation des mesures d'interdiction de dépasser

| | | | **Pays-Bas** | | **Allemagne** | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | 2x2 voies | 2x3 voies | 2x2 voies | 2x3 voies | 2x4 voies |
| Activation | Volume par sens | Total | 2600 | 4500 | 3200 | 4000 | 4400 |
| | | PL% | 9.6 | 3.3 | 25 | 20 | 20 |
| Désactivation | Volume par sens | Total | 2300 | 4200 | 2900 | 3600 | 3900 |
| | | PL% | 10 | 3.1 | 15 | 10 | 10 |

## Considérations générales sur les opérations d'exploitation

Les exploitants expérimentent des stratégies de plus en plus innovantes pour faire face aux différents défis liés au trafic routier. En milieu périurbain la tendance actuelle est d'activer plusieurs opérations simultanément ou successivement pour une plus grande efficacité. C'est ainsi, par exemple, qu'un couplage du reroutage dynamique du trafic avec la priorisation dynamique des voies est suggéré dans [7]. L'exemple le plus typique de l'emploi conjoint de différentes stratégies d'exploitation est certainement le cas de l'autoroute M42 au Royaume-Uni [18, 19]. Cette opération, dénommée Active Traffic Management (ATM), consiste en l'application d'une régulation dynamique des vitesses aux périodes de pointe, suivie au besoin de l'ouverture d'une voie auxiliaire. Il existe également des situations pour lesquelles l'association de la régulation dynamique des vitesses à la régulation d'accès est susceptible d'aboutir à des meilleurs résultats que ce que chacune des opérations séparément permettrait d'obtenir [20]. Premièrement, à l'approche de la capacité, une régulation des accès peut retarder l'apparition de la congestion, permettant de maintenir un trafic fluide à l'amont sur l'autoroute pendant plus longtemps. Le même effet est escompté d'une régulation dynamique des vitesses. Deuxièmement, après l'apparition de la congestion, le contrôle d'accès permet d'injecter dans le flot principal de petits pelotons de véhicules, améliorant ainsi les caractéristiques générales du trafic. Dans le même temps, la régulation dynamique protègerait la queue des bouchons qui se seraient formés. Concrètement, l'effet attendu du couplage serait une réduction des variations de débits et de l'hétérogénéité des vitesses [13].

Les différentes stratégies d'exploitation routière présentées dans ce chapitre sont employées pour faire face à divers problèmes liés au trafic : congestion, sécurité et émissions de polluants et de gaz à effet de serre. Leur expansion constatée ces dernières années témoigne de la satisfaction globale des décideurs et opérateurs. En dépit de leur diversité et des stratégies innovantes développées il n'existe pas, en tout cas au niveau européen, de directives accompagnant ces intervenants dans le choix de l'opération la mieux adaptée à une situation donnée. En effet, certains échecs ont été enregistrés, notamment sur le tronc commun A3-A86 en France où l'ouverture permanente d'une voie auxiliaire n'a eu pour effet que de déplacer le goulot d'étranglement vers l'aval sans améliorer les conditions de circulation. Par ailleurs, les modes de gestion peuvent être différents d'un pays à l'autre, notamment en ce qui concerne les moyens de communication avec l'usager, les critères d'activation et la gestion des incidents. Ce dernier point est particulièrement important dans le cas des opérations d'affectation variable des voies impliquant l'ouverture d'une voie auxiliaire sur la bande d'arrêt d'urgence. En effet, celle-ci n'assurant plus son rôle de refuge et de voie d'urgence, il devient indispensable d'adapter le plan de gestion des incidents en conséquence. Dans le cas de l'Active Traffic Management sur la M42 au Royaume-Uni, l'option est faite de maintenir la circulation du trafic sur la voie auxiliaire tout en aménageant des zones de refuges pour les véhicules en difficulté. Des dispositions sont également prises pour une détection des incidents et une intervention rapides sur les lieux afin de limiter au maximum les perturbations du trafic. Sur le

tronc commun de l'A4-A86 en France, la solution retenue consiste en revanche en la fermeture graduelle de la BAU à partir de l'occurrence de l'incident et après en avoir informé les usagers présents sur la voie auxiliaire. Des moyens sont également mis en œuvre pour une détection rapide des incidents. La BAU reprend ainsi sa fonction initiale de refuge pour les véhicules en difficultés et de voie de circulation pour les interventions de secours.

Ces différents constats soulèvent certaines questions auxquelles il serait nécessaire de répondre pour une meilleure efficacité de l'exploitation des réseaux routiers. Y a-t-il par exemple un niveau minimum de congestion (en espace et en durée) à partir duquel certaines opérations se révéleraient plus pertinentes que d'autres ? Plus spécifiquement dans le cas de l'affectation variable des voies, quand est-il est préférable d'ouvrir une voie auxiliaire banalisée plutôt qu'une voie dédiée ? Les spécificités des infrastructures et du trafic sur les différents réseaux sur lesquels ces mesures sont déployées ne permettent pas toujours de transposer les résultats obtenus à de nouveaux projets. C'est d'ailleurs ce qui explique en partie le développement simultané des outils de simulation du trafic qui, employés au cas par cas, permettent de dégager des effets globaux prévisibles d'une opération sur un réseau donné. Le chapitre suivant est consacré à la simulation des opérations d'affectation variable des voies. Il présente les principales approches de simulation existantes, le déroulement du processus ainsi que les outils actuellement disponibles.

# Chapitre 2. La Simulation du trafic dans les opérations d'affectation variable des voies

## Introduction

La simulation du trafic consiste au recours à des outils de nature essentiellement informatique permettant de décrire la dynamique des systèmes trop complexes pour admettre une représentation classique et formelle par équations [34]. A travers la représentation visuelle de l'écoulement, ces outils offrent à l'observateur avisé une meilleure compréhension du fonctionnement d'une infrastructure. Ainsi, des points du réseau nécessitant une intervention particulière (aménagement géométrique, régulation de flux…) sont facilement identifiés. Par ailleurs, la simulation en temps réel est également utilisée pour la formation des opérateurs au niveau des centres d'exploitation et de gestion du trafic [35]. Dans ce cas, il s'agit de répondre à certaines situations susceptibles d'entraîner des perturbations du trafic. Les outils de simulation sont conçus à partir d'algorithmes et de modèles de trafic robustes proposant une description de l'écoulement par une approche analytique.

En considérant le réseau routier comme étant un système, on distingue différents types de modèles de trafic en fonction de l'échelle des composantes représentées. Les trois classes de modèles de trafic les plus répandues: microscopiques, macroscopiques et cinétiques, sont présentées dans la section suivante. Par la suite, nous n'aborderons que le cas des modèles macroscopiques. Dans l'étude de l'écoulement du trafic routier il existe deux types de phénomènes observables et qui correspondent à deux approches distinctes de la modélisation. Tout d'abord, les phénomènes locaux impliquent un petit nombre de véhicules et ne s'étendent que sur quelques dizaines de mètres. Il s'agit par exemple, d'un changement de voies au voisinage d'une sortie d'autoroute, de la dynamique à un carrefour à feux… D'un autre côté, il existe les phénomènes globaux qui concernent un grand nombre de véhicules, s'étendent donc sur des kilomètres et leur échelle de temps est de l'ordre de la minute. Dans cette catégorie l'on retrouve la congestion sur autoroute par exemple. Les phénomènes locaux sont appréhendés par modélisation microscopique tandis que les globaux le sont par la modélisation macroscopique. Toutefois, la frontière entre les deux échelles n'est pas toujours clairement définie. En effet, certains phénomènes globaux trouvent leur origine dans un phénomène local. C'est le cas par exemple d'une congestion survenue à la suite d'un changement de voie ou d'une manœuvre de dépassement effectuée par un poids lourd. Aussi certains auteurs ont proposé d'autres types de modèles tentant de faire un lien entre les échelles

microscopique et macroscopique. C’est le cas des récents modèles hybrides ou encore des modèles cinétiques.

Ce chapitre décrit tout d’abord les trois principaux types de modèles de trafic, leur résolution ainsi que le principe de la simulation du trafic. La deuxième section s’intéresse à la simulation macroscopique, qui est celle que nous emploierons dans le cadre de cette thèse. La façon dont les opérations d’affectation variable des voies sont traitées y est abordée. La troisième section enfin propose un descriptif des principaux outils de simulation macroscopique actuels, le déroulement du processus de simulation ainsi que les écarts constatés par rapport à la réalité.

## 2.1 Différentes approches de simulation

### 2.1.1 Approche microscopique

#### *b) Modèles microscopiques*

Les modèles microscopiques sont basés sur une description individuelle des véhicules. La principale loi décrivant les interactions entre ces derniers est la loi de poursuite : un conducteur ajuste sa vitesse (et donc son accélération) en fonction de la façon dont il perçoit son environnement, et en particulier le comportement du véhicule qui le précède [36]. Ainsi, chaque action de celui-ci entraîne une réaction de celui-là. Les modèles conçus suivant ce principe sont appelés « modèles de véhicule suiveur » ; ils peuvent être linéaires ou non.

- Le modèle linéaire de véhicule suiveur

Un modèle de véhicule suiveur est dit linéaire lorsque la réaction du conducteur du véhicule suiveur est directement proportionnelle à l'action de celui du véhicule qui le précède. Dans la formule suivante, cette action est supposée entraîner un différentiel de vitesse entre les deux véhicules. Dès que ce différentiel est modifié, la réaction qui en résulte est un changement de l'accélération du véhicule suiveur.

$$\ddot{x}_{i+1}(t+T_r) = \alpha\left(\dot{x}_i(t) - \dot{x}_{i+1}(t)\right)$$

$\alpha$ est la sensibilité du conducteur au différentiel de vitesse ;

$\ddot{x}_{i+1}(t+T_r)$, l'accélération du véhicule suiveur au pas de temps à la fin de son temps de réaction Tr ;

$\dot{x}_i(t)$ et $\dot{x}_{i+1}(t)$, les vitesses respectives des véhicules meneur et suiveur au début du temps de réaction.

- Le modèle non linéaire de véhicule suiveur

Le modèle linéaire tel que proposé ci-dessus suppose que le véhicule suiveur ajustera sa conduite en fonction du différentiel de vitesse avec le véhicule meneur, indépendamment de la distance qui les sépare. Le modèle non linéaire de véhicule suiveur a été développé afin de prendre ce facteur en compte [37]. La sensibilité du conducteur devient alors:

$$\beta = \frac{\delta}{x_i(t) - x_{i+1}(t)}$$

$\delta$ est exprimé en [distance]/[temps]

$x_i(t)$ et $x_{i+1}(t)$ sont les positions respectives des véhicules meneur et suiveur.

Suivant le principe général des modèles microscopiques « les conducteurs sont supposés être uniformes, ne tenir compte que du véhicule qui les précède, optimiser en permanence leur situation, percevoir des paramètres tels que distance ou différentiel de vitesse de façon parfaite et rester attentifs en permanence à la tâche de contrôle de l'accélération » [38].

### *a) Résolution des modèles microscopiques*

La résolution des modèles microscopiques se fait généralement par discrétisation temporelle ; c'est-à-dire que l'accélération (ou décélération), la vitesse et la position du véhicule suiveur sont calculées par pas successifs d'incrément de temps $\Delta t$. Au premier pas de temps, le comportement du (premier) véhicule meneur n'est pas régi par la loi de poursuite ; sa position et sa vitesse sont donc supposées connues. En considérant un incrément de temps égal au temps de réaction des conducteurs et en supposant l'accélération uniforme et égale à moyenne des accélérations calculées au début et à la fin de chaque pas de temps, on obtient les formulations suivantes.

Pour la vitesse : $$\dot{x}_{i+1}(t+\Delta t) = \dot{x}_{i+1}(t) + \tfrac{1}{2}\left[\ddot{x}_{i+1}(t) + \ddot{x}_{i+1}(t+\Delta t)\right]\Delta t$$

Pour la position : $$x_{i+1}(t+\Delta t) = x_{i+1}(t) + \tfrac{1}{2}\left[\dot{x}_{i+1}(t) + \dot{x}_{i+1}(t+\Delta t)\right]\Delta t$$

### *b) Principe de la simulation microscopique*

De nombreux facteurs influencent le comportement d'un conducteur sur un tronçon de route. Il peut s'agir de son type de véhicule, de l'environnement ou la configuration de l'infrastructure, du motif de son déplacement, de la période de la journée, voire même de son humeur ou sa personnalité propre. Ce comportement est donc sujet à une grande variabilité qui se répercute inévitablement sur le trafic. Ainsi est-il admis que l'écoulement des véhicules est un phénomène purement aléatoire pouvant être correctement décrit par la loi de Poisson. Le caractère aléatoire suppose deux conditions. Tout d'abord, en un certain point de la route un véhicule peut passer à n'importe quel moment. Ensuite, le passage d'un véhicule en ce point n'affecte en rien la probabilité qu'un autre véhicule vienne à passer.

Les outils de simulation microscopique tentent de reproduire cette nature stochastique du trafic en considérant le couple « véhicule-conducteur » comme entité mobile de base. Le mouvement de chaque entité constituant le trafic est décrit par la combinaison des modèles de poursuite tels que ceux présentés ci-dessus, des modèles de changement de voies et des modèles d'acceptation de créneau. Les caractéristiques de cette entité sont déterminées à partir des distributions statistiques des observations sur le terrain. Une seule exécution de la simulation correspond ainsi à un jeu de caractéristiques parmi un large éventail de possibilités. Il est donc indispensable de procéder à diverses réplications indépendantes afin de s'assurer de la validité des résultats obtenus.

### Génération de nombres aléatoires pour les réplications

A chaque exécution, les différentes variables d'entrées des modèles sont obtenues de manière aléatoire. Tous les simulateurs microscopiques disposent d'un générateur de nombre aléatoire capable de tirer des valeurs à partir des distributions statistiques des observations [35]. L'une des méthodes les plus anciennes et connues de génération de nombres aléatoires ( $N_i$ ) est le générateur à congruence linéaire (GCL) employant une relation récursive. Cet algorithme crée une séquence de nombres entiers aléatoires. :

$$Z_{i+1} = \left(aZ_i + b\right) \bmod c$$

Avec :
Le multiplicateur a, tel que : $0 < a < c$ ;
L'incrément b, tel que : $0 \le b < c$ ;
Le modulo $c > 0$ ;

$N_i$ est donné par l'équation : $N_i = \dfrac{Z_i}{c}$

La séquence de nombre aléatoires indépendants est uniforme sur [0 ; 1].

### Chargement du réseau

La mesure microscopique permettant de quantifier l'écoulement du trafic sur un tronçon de route est le temps intervéhiculaire. Il est défini comme étant la durée qui sépare les instants de passages de deux véhicules successifs. Cette mesure, $(h)$, exprimée en secondes, est reliée au débit q[véh/h] par la relation suivante.

$$\mathrm{h} = \frac{\mathrm{q}}{3600}$$

On en déduit que la capacité de la route est atteinte lorsque le temps intervéhiculaire est minimal.
La génération des véhicules aux différentes entrées du réseau est réalisée en associant les nombres aléatoires au temps intervéhiculaire. De la loi de Poisson décrivant l'arrivée des véhicules, l'on déduit aisément la fonction de distribution de $(h)$ dite *fonction exponentielle négative décalée* [39], la plus couramment employée. Elle s'écrit sous la forme :

$$\mathrm{F}\left(\mathrm{h}\right) = 1 - \mathrm{EXP}\left( - \frac{\left(\mathrm{h} - \mathrm{h}_{\min}\right)}{\left(\overline{\mathrm{h}} - \mathrm{h}_{\min}\right)} \right)$$

Dans cette expression, $h_{\min}$ et $\bar{h}$ désignent respectivement les temps intervéhiculaires minimum et moyen. On calcule le temps intervéhiculaire $(h_i)$ associé au tirage $i$ du nombre aléatoire en posant $N_i = F(h)$ [40]. Soit alors :

$$h_i = \left[-\ln(1-N_i)\right] * \left(\bar{h} - h_{\min}\right) + h_{\min}$$

Pour chaque entrée, la taille de la séquence de nombres (et donc de variables, par ex. $h_i$) aléatoires générés est égale au volume de trafic à cette entrée. Ce qui, tenant compte de la taille du réseau à analyser et du nombre de réplications nécessaires, donne une idée de l'ampleur de la tâche lorsqu'il est question de simulation microscopique du trafic. Un couple véhicule-conducteur s'insère dans le système avec une vitesse aléatoire déterminée de la façon décrite précédemment tant qu'il n'est pas gêné par un autre véhicule. A partir de ce moment, son comportement sera fonction des lois de poursuite et de changement de voie, pour lesquelles les variables sont pour la plupart aléatoires.

### 2.1.2 Approche mésoscopique

Les modèles mésoscopiques décrivent l'écoulement du trafic en étudiant le comportement des véhicules non plus d'une manière individuelle mais par groupes. Diverses variantes ont été proposées dont la plus connue est celle de Prigogine et Herman [41] basée sur la cinétique des gaz et qui a connu un regain d'intérêt au cours de la dernière décennie [42 ; 43]. Le lecteur pourra se référer à ces documents pour plus de détails sur les modèles cinétiques que nous ne développerons pas davantage. En effet, en dépit des améliorations apportées à ces modèles, certains auteurs notent que ces derniers n'ont vraisemblablement pas encore atteint un niveau suffisant pour être appliqués à des problèmes concrets de trafic routier [38]. La principale critique porte notamment sur les difficultés de calibrage et de validation. Par ailleurs, leur intégration dans les outils de simulation est très récente.

### 2.1.3 Approche macroscopique

#### *a) Modèles macroscopiques*

Les modèles macroscopiques proposent une vision continue de l'écoulement (bien que dans la réalité ce ne soit pas tout à fait le cas). Le véhicule n'est plus individualisé : ce sont les caractéristiques générales du flot qui intéressent. En fonction du niveau de détails dans la description de l'écoulement, on distingue les modèles macroscopiques de premier ordre et ceux d'ordre supérieur. Les principales variables agrégées qui sont prises en compte sont le débit, la

densité et la vitesse moyenne.

- Modèles macroscopiques de premier ordre

Généralement appelés « modèles LWR » du nom des chercheurs les ayant introduits [44], ces modèles supposent qu'en tout point $x$ et à chaque instant $t$ l'état du trafic est représenté par le débit, la densité et la vitesse. Ceux-ci sont reliés par l'expression :

$$q(x,t) = k(x,t).v(x,t)$$

Dans laquelle $q, k$ *et* $v$ représentent respectivement lesdites variables.

La loi de conservation des véhicules établit la deuxième relation de base des modèles macroscopiques de premier ordre. Elle permet de connaître en tout point x et à chaque instant t le volume de véhicules présents sur une section de route (la densité) à partir des valeurs de débits aux entrées et sorties de cette section. L'équation de conservation s'écrit comme suit :

$$\frac{\partial q(x,t)}{\partial x} + \frac{\partial k(x,t)}{\partial t} = 0$$

Enfin, les modèles macroscopiques de premier ordre reposent sur une relation empirique entre la vitesse et la densité : il s'agit du diagramme fondamental, qui suppose un trafic toujours à l'équilibre même en passant d'un état à l'autre. L'expression générique du diagramme fondamental est de la forme:

$$v(x,t) = v_e(k(x,t))$$

A partir de la relation liant le débit, la vitesse et la densité, il est possible de passer à une expression du diagramme fondamental de la forme $q(x,t) = k(x,t).v_e(k(x,t))$ dont la représentation graphique permet de distinguer les deux régimes d'écoulement du trafic (fluide et saturé). De même, un diagramme en débit met en évidence certains points caractéristiques tels que la capacité de la section de route ($q_c$) et la concentration correspondante appelée concentration critique ($k_c$). On y distingue également une valeur de concentration maximale ($k_j$), tel que illustré à la figure ci-dessous.

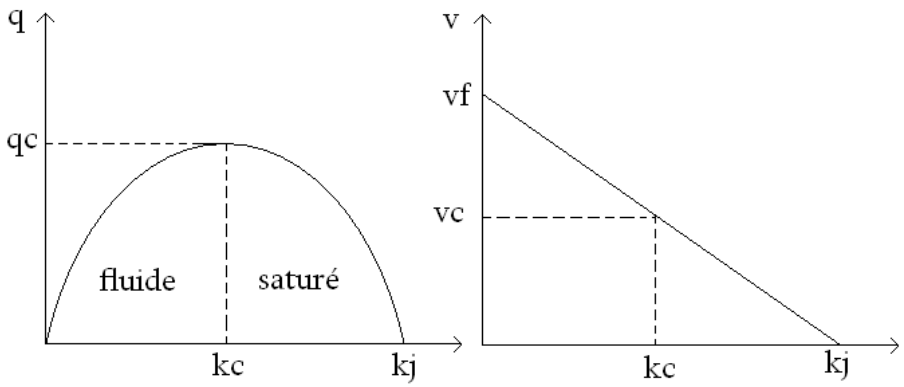


Figure 1 Diagramme fondamental en débit q(k) et en vitesse v(k)

On constate sur ce graphique que le débit croît avec la densité jusqu'à la capacité : c'est le régime fluide à dense. A partir de ce point, si la densité continue à augmenter, le débit décroît jusqu'à l'arrêt complet de l'écoulement : c'est le régime saturé. La relation entre la vitesse et la densité est monotone décroissante.

- Modèles macroscopiques d'ordre supérieur

Les modèles macroscopiques font l'hypothèse que le diagramme fondamental, liant le débit à la densité, traduit une relation exacte. Tandis que les modèles d'ordre supérieur font l'hypothèse qu'il ne s'agit que d'un comportement limite. Des améliorations sont ainsi proposées afin de mieux décrire les phases transitoires. En effet, les ondes d'arrêt et de redémarrage (accordéon) ou encore les phases d'accélération et de décélération ne sont pas bien décrites par les modèles de type LWR. Les modèles d'ordre supérieur ajoutent à la relation d'équilibre exprimée par le diagramme fondamental une équation dynamique traduisant l'accélération du flux de véhicules. A partir de certaines considérations microscopiques, Payne [45] propose le premier modèle de ce type sous la forme :

$$\frac{\partial v(x,t)}{\partial t} + v(x,t)\frac{\partial v(x,t)}{\partial x} = \frac{1}{\Delta t}\left(v_e\big(k(x,t)\big) - v(x,t) - \frac{\alpha}{k(x,t)}\frac{\partial k(x,t)}{\partial x}\right)$$

Dans cette expression le membre de gauche représente l'accélération, tandis que le membre de droite contient un terme relatif à la relaxation vers la vitesse d'équilibre (définie par le digramme fondamental) et un terme traduisant l'anticipation des usagers. En effet, $\Delta t$ correspond à un temps de réaction. D'autres modèles du même type ont vu le jour par la suite avec de nouvelles formulations.

### *b) Résolution numérique des modèles macroscopiques*

Les modèles macroscopiques de premier ordre peuvent être résolus analytiquement ou

numériquement. Dans les deux cas, elle passe par la connaissance des conditions initiales et des conditions aux limites. La vitesse calculée à partir des modèles de premier ordre reste toujours dans les limites acceptables, car dépendant du diagramme fondamental. En revanche, ce n'est pas toujours le cas avec les modèles d'ordre supérieur pour lesquels certaines conditions initiales peuvent conduire à des valeurs négatives de la vitesse [47]. Les efforts entrepris pour améliorer ces modèles ont entraîné l'apparition de nouvelles incohérences. Par ailleurs, l'accélération étant une variable microscopique n'est pas intégrée aux modèles macroscopiques. Néanmoins, il est possible, à partir des équations de ces modèles, de voir comment varie l'accélération en fonction des conditions de circulation. Lebacque et Lesort [46] ont ainsi montré qu'en cas de changement de configuration de l'infrastructure ou lorsque la congestion se dissipe, l'accélération ne connaît aucune limitation dans les modèles de premier ordre.

La résolution numérique se fait par discrétisation; elle permet de traiter les cas complexes et variés rencontrés généralement dans le trafic et résultant de la diversité des configurations géométriques et schémas de demande. Pour les modèles de premier ordre que nous retiendrons pour la suite, le principe de résolution passe par le schéma de Godunov (1959). La section à étudier est découpée en cellules, de longueur $\delta x_i$, constituant des cas simples pouvant être traités analytiquement par pas de temps de longueur $\delta t$ (généralement identiques). On retient généralement tout changement de configuration de la section comme critère pour établir les limites des cellules. Ce sera, par exemple, une modification du profil transversal (en particulier le nombre de voies), de la pente longitudinale, ou la présence d'une rampe d'accès ou de sortie (susceptible de modifier le volume de trafic). Considérons la section suivante, ne disposant d'aucune bretelle d'accès ou de sortie, telle que montrée à la figure 2.

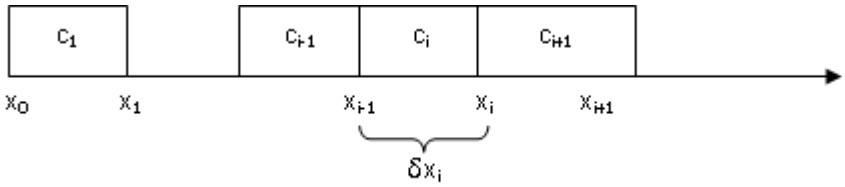



Figure 2 Discrétisation d'une section en cellules

Soit :

$q_{i-1}^t$ (resp. $q_i^t$) le débit entrant à (resp. sortant de) la cellule $c_i$ à l'instant *t*;

$k_i^t$ (resp. $k_{i-1}^t$) la concentration de la cellule $c_i$ (resp. $c_{i-1}$) à l'instant *t*;

$k_i^{cr}$ (resp. $k_{i-1}^{cr}$) la concentration critique de la cellule $c_i$ (resp. $c_{i-1}$) ;

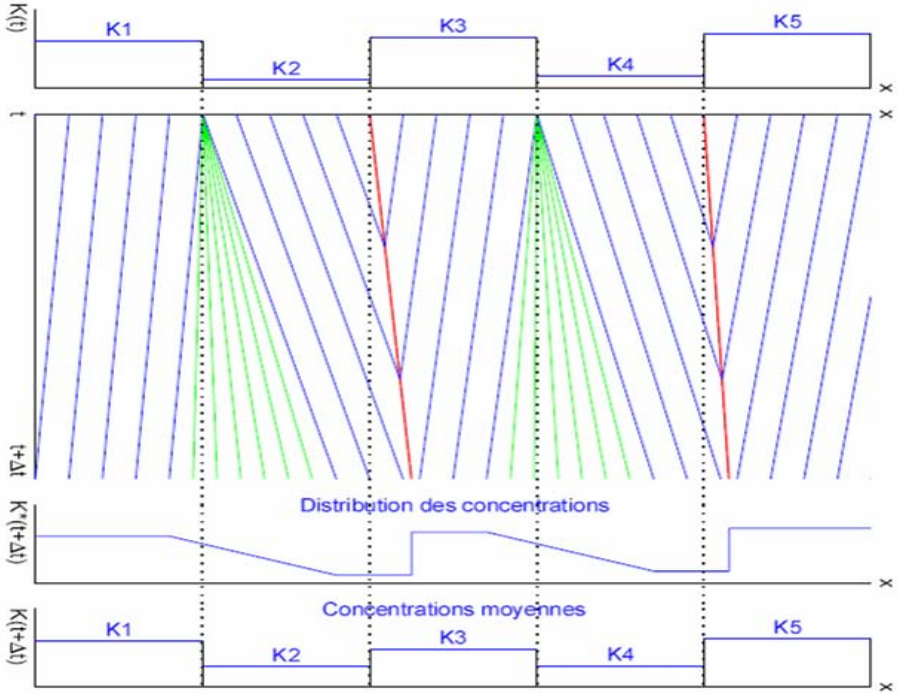
$k_i^{t+\delta t}$ la concentration de la cellule $c_i$ à l'instant $t + \delta t$ ;

Les conditions initiales $(k_i^t)$ et aux limites $(q_{i-1}^t)$ étant supposées connues, il s'agit de calculer la valeur exacte de la concentration à l'instant $t + \delta t$.

La propriété de conservation des véhicules permet d'écrire :

$$k_i^{t+\delta t} = k_i^t + \delta k_i^{t \to t+\delta t}$$

$$k_i^{t+\delta t} = k_i^t + \frac{\delta t}{\delta x_i} * (q_{i-1}^t - q_i^t)$$




Source : [38]

Figure 3 Schéma de discrétisation de Godunov

A ce stade, il convient de procéder à une analyse de l'offre et de la demande au niveau de la cellule $c_i$.

La demande est définie comme le volume de véhicules désirant traverser la cellule $c_i$ pendant l'intervalle $\delta t$. Elle correspond donc à $\left(q_{i-1}^t\right)$. Intuitivement, l'on comprend que le volume de véhicules désirant entrer dans la cellule $c_i$. (c'est-à-dire ayant atteint l'extrémité amont de la cellule) dépend des conditions qui prévalent en $c_{i-1}$. Lebacque [48] définit ainsi la fonction de demande :

$$\Delta\left(k_{i-1}^t\right) = \begin{cases} q_{i-1}^e & si\ k_{i-1}^t \leq k_{i-1}^{cr} \\ q_{i-1}^{cr} & si\ k_{i-1}^t \geq k_{i-1}^{cr} \end{cases}$$

Tandis que l'offre se réfère au volume de véhicules pouvant effectivement traverser la cellule durant l'intervalle. En considérant qu'il n'existe aucune entrée ni sortie immédiatement à l'aval de $c_i$, l'offre correspond à $\left(q_i^t\right)$. De même, le volume de véhicules pouvant traverser $c_i$ dépend des conditions qui prévalent dans cette cellule.

$$\sigma\left(k_i^t\right) = \begin{cases} q_i^{cr} & si\ k_i^t \leq k_i^{cr} \\ q_i^e & si\ k_i^t \geq k_i^{cr} \end{cases}$$

Lorsque $\Delta\left(k_{i-1}^{t}\right) \leq \sigma\left(k_{i}^{t}\right)$ pour l'ensemble des cellules, l'écoulement est fluide. En revanche, dès que pour une cellule la demande devient supérieure à l'offre, des véhicules sont stockés à la section amont (ou éventuellement aux rampes d'accès) et créent une onde de choc se propageant vers l'arrière et entraînant un ralentissement du trafic. La vitesse de cette onde de choc détermine la longueur de la remontée de la congestion à l'intérieur de la section ; la concentration sera une moyenne pondérée par la longueur des différents états du trafic (par exemple, fluide à l'amont et saturé à l'aval). Ainsi, la condition initiale d'une concentration homogène à l'intérieur des cellules n'est pas forcément maintenue en régime congestionné. En effet, avec les techniques de découpage employées, la congestion débute presque toujours à l'extrémité aval d'une cellule puisque c'est l'endroit le plus propice à l'existence d'un goulot. Cependant la longueur de la remontée de queue ne dépend que de la dynamique du flot, elle-même fonction de l'offre et de la demande. La dernière étape de la méthode de résolution par discrétisation consiste donc à calculer la moyenne de la concentration pour les cellules par la formule :

$$k_i^{t+\delta t} = \frac{1}{(x_i - x_{i-1})} * \int_{x_{i-1}}^{x_i} k_i^{t+\delta t} dx$$

### *c) Principe de la simulation macroscopique*

Dans les outils de simulation macroscopique, l'approche est de type déterministe contrairement aux simulateurs microscopiques. Le diagramme fondamental, calibré pour chaque infrastructure en particulier, intègre en réalité le comportement invariable du conducteur moyen. Les données d'entrées sont agrégées sur les pas de temps de simulation. Ainsi, à une configuration de d'offre et de demande correspond une réponse unique du système, rendant inutile la multiplication de réplications. Le principal inconvénient peut résider dans le découpage temporel de la simulation. En effet, il est nécessaire de fixer des pas de simulation qui s'adaptent à la fois au format des données disponibles et à l'étendue du phénomène à analyser en prenant en compte les limitations du simulateur.

D'une manière générale, la simulation microscopique présente un réel intérêt lorsqu'il s'agit d'analyser des phénomènes restreints de faible portée, comme par exemple les mouvements de véhicules à une intersection ou au voisinage d'une rampe. Cependant, pour analyser les opérations d'exploitation routière qui portent sur de très grandes distances, de l'ordre de la centaine de mètres ou du kilomètre, comme c'est le cas de la plupart des opérations d'affectation variable des voies traitée dans la thèse, la simulation macroscopique suffit amplement. Aussi pour la suite du document, c'est la simulation macroscopique qui sera retenue[1]. Une autre raison expliquant notre choix se rapporte aux types et format des données de trafic disponibles dans certains postes de

[1] Ce choix correspond par ailleurs, conformément aux orientations de recherches du GRETTIA, le laboratoire où les travaux de thèse ont été menés.

contrôle en France. Celles-ci sont agrégées sur des pas de temps pas toujours compatibles avec les exigences de la simulation microscopique.

## 2.2 Modélisation macroscopique des opérations d'affectation variable des voies

La méthode de résolution numérique présentée ci-dessus pour les modèles macroscopiques concerne un écoulement uniforme en section courante. Nous allons maintenant nous intéresser à la façon dont certaines situations liées à l'affectation variable des voies sont prises en compte. Pour cela, nous considérerons trois variantes de cette stratégie d'exploitation, appliquée essentiellement en période de pointe. Il s'agit de l'ouverture d'une voie dédiée isolée, la conversion d'une voie banalisée existante en voie dédiée et finalement, l'ouverture d'une voie supplémentaire. Cette dernière variante est traitée de façon relativement simple puisqu'elle se traduit par une augmentation de la capacité à partir d'un point $x_0$ de la section. La solution s'obtient par une augmentation de l'offre à l'aval de ce point. Généralement la voie est fermée lorsque la demande peut être satisfaite par le nombre initial de voies avec des conditions de circulation jugées acceptables.

### 2.2.1 Ouverture d'une voie dédiée isolée

Nous avons vu au chapitre 1 que les voies dédiées peuvent être séparées physiquement (par des barrières ou des glissières) du reste de l'infrastructure. Dans ce cas, les échanges avec celle-ci se font en des points spécialement aménagés à cet effet. Dans leur fonctionnement, ces zones d'échanges ne sont pas différentes des rampes d'accès et de sortie des autoroutes.

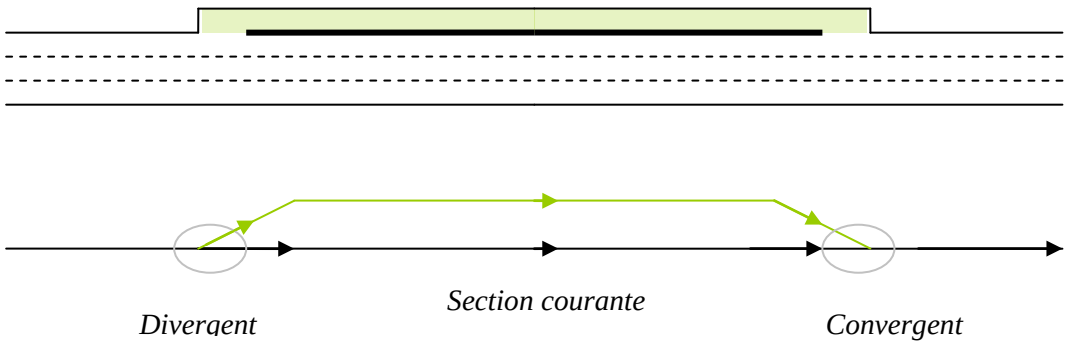



Figure 4 Fonctionnement d'une voie dédiée séparée

Cette section présente donc la façon dont les modèles macroscopiques de premier ordre traitent les convergents et les divergents. L'infrastructure principale considérée est à plusieurs voies. Il s'agit de déterminer la demande et l'offre locales [46] et désignées par $\Delta_e(k_-^x, x)$ et $\sum_e^i(k_+^x, x)$, pour les diverses branches de l'intersection. $k_-^x$ et $k_+^x$ designent la densité à l'amont et à l'aval du point x respectivement. L'indice i se réfère aux branches en aval.

### *a) Zone de divergence*

Au niveau d'une zone d'accès à la voie dédiée (considérée comme une sortie d'autoroute), il suffit de connaître les pourcentages directionnels $\alpha_i$. Ces coefficients sont déterminés à partir des matrices origine-destination (O-D) et désignent les pourcentages de véhicules qui restent sur les voies banalisées. Les modèles macroscopiques ne prenant pas en compte les caractéristiques individuelles des véhicules, ces pourcentages directionnels s'obtiennent à partir de la composition du trafic lorsque seule la catégorie du véhicule constitue le critère d'admissibilité. Ainsi les $\alpha_i$ étant connus, la demande au niveau de branche *i* est donnée par :

$$\Delta_i(k_-^x, x) = \alpha_i \Delta_e(k_-^x, x)$$

La solution correspond donc à :

$$q_i = MIN\{\Delta_i(k_-^x, x); \sum_e^i(k_+^x, x)\}$$

Les mêmes considérations sont faites pour les voies dédiées en prenant (1-$\alpha_i$) comme pourcentages directionnels.

### *a) Zone de convergence*

De même, dans le cas de la zone de convergence (sortie de la voie dédiée), le principe du calcul consiste à affecter l'offre de la section principale (aval) d'un coefficient de répartition $\beta_i$. Celui-ci est fonction du nombre de voies, sur la section principale, accessibles au trafic provenant de i. Soit :

$$\beta_i = \frac{k_i^{max}}{k_{max}}$$

Avec :

$k_{max}$ : la densité maximale à la section principale ;

$k_i^{max}$ : la densité maximale disponible à la section principale pour les véhicules venant de i.

En posant $\sum_i(k_+^x, x) = \beta_i \sum_e(k_+^x, x)$, la part de l'offre accessibles aux véhicules de la branche i ;

Et $\Delta_i(k_-^x, x)$ la demande de la branche i (à l'amont de x) ;

le débit quittant la voie dédiée (ou les voies banalisées amont) pour rejoindre les voies banalisées aval est donc donné par :

$$q_i = MIN\{\Delta_i(k_-^x, x); \sum_i(k_+^x, x)\}$$

La progression du trafic sur les sections courantes (qu'il s'agisse des voies banalisées ou de la voie dédiée) se fait suivant le schéma de Godunov décrit précédemment.

### 2.2.2 Les voies dédiées ouvertes

Nous venons d'analyser le cas relativement simple des zones de convergence et de divergence associées aux opérations d'affectation variable des voies. Néanmoins, comme il a été déjà mentionné, il existe également des voies dédiées qui ne sont distinguées des voies banalisées que par un marquage au sol approprié. Un contrôle strict permet de prévenir les infractions, et il est ainsi possible de déterminer avec une certaine précision la localisation des entrées et sorties. La résolution est alors identique à ce qui vient d'être présenté dans les paragraphes ci-dessus. Cependant, les modèles LWR n'étant pas fondés sur des lois de comportement véhiculaire, il importe de noter certains aspects du fonctionnement des voies dédiées ouvertes et leurs impacts sur l'écoulement global du trafic.

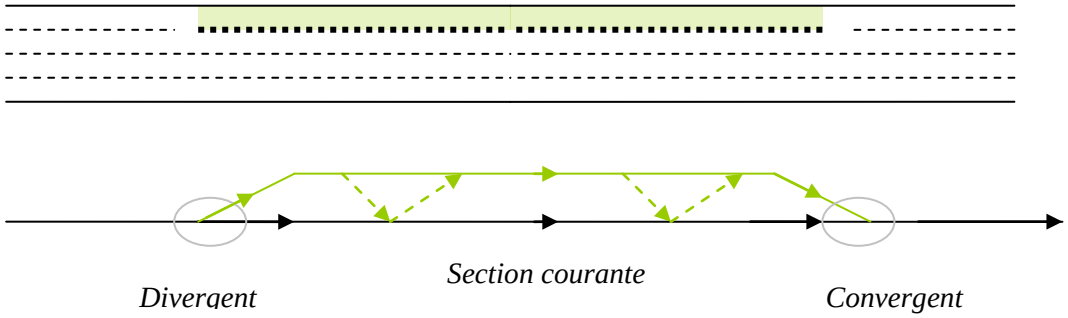



Figure 5 Fonctionnement d'une voie dédiée ouverte

Considérons en effet, le cas d'une voie dédiée unique supportant un trafic important. Dans la plupart des cas, les véhicules autorisés y resteront tant que leur vitesse moyenne sera supérieure à celle des autres véhicules sur les voies adjacentes. En revanche, dès que leur vitesse devient plus faible, l'on peut s'attendre à ce qu'ils quittent la voie dédiée (ce qui en général ne constitue pas une infraction). La même attitude peut être adoptée en raison de la présence de véhicules lents sur la voie dédiée[2]. De même, lorsque celle-ci est sous-utilisée alors que les voies adjacentes sont fortement congestionnées, les taux d'infraction sont alors susceptibles de grimper. La théorie des ondes cinématiques, telle que proposée par Lighthill, Whitham et Richards, n'établit pas cette catégorisation des véhicules constituant le flux, ni celle des voies de circulation.

Dans ce cas, Daganzo [49] propose une méthode graphique basée sur la résolution d'une paire d'équations de conservation : une équation pour chaque catégorie de véhicules. L'hypothèse initiale est que les véhicules prioritaires ont accès à l'ensemble des voies de circulation, contrairement au reste des usagers qui sont confinés sur certaines voies. Ainsi, l'on assiste à deux

[2] Kwon et Varaiya [50] ont noté en effet que, lorsque les voies adjacentes sont saturées, la présence des véhicules lents sur les voies uniques réservées et séparées physiquement aux véhicules à fort taux d'occupation en diminue la capacité d'environ 20%. Ceci s'explique par le fait que les manœuvres de dépassement sont empêchées. Nous référons le lecteur au prochain chapitre pour plus de détails sur l'évaluation des impacts des opérations d'affectation variable des voies.

régimes d'écoulement distincts seulement lorsque la vitesse sur les voies dédiées est inférieure à celles sur les voies banalisées. La vitesse étant fonction de la densité, l'auteur représente tous les états du trafic en fonction des valeurs du couple ($k_1$, $k_2$), désignant respectivement les densités sur les voies dédiées et les voies banalisées, tel que montré sur la figure 6 ci-dessous.

On désigne par $\lambda_1$, $\lambda_2$ les fractions de la section d'autoroute représentées respectivement par les voies dédiées et les voies banalisées. La limite entre les deux régimes est atteinte lorsque

$$\frac{k_1}{\lambda_1} = \frac{k_2}{\lambda_2}$$

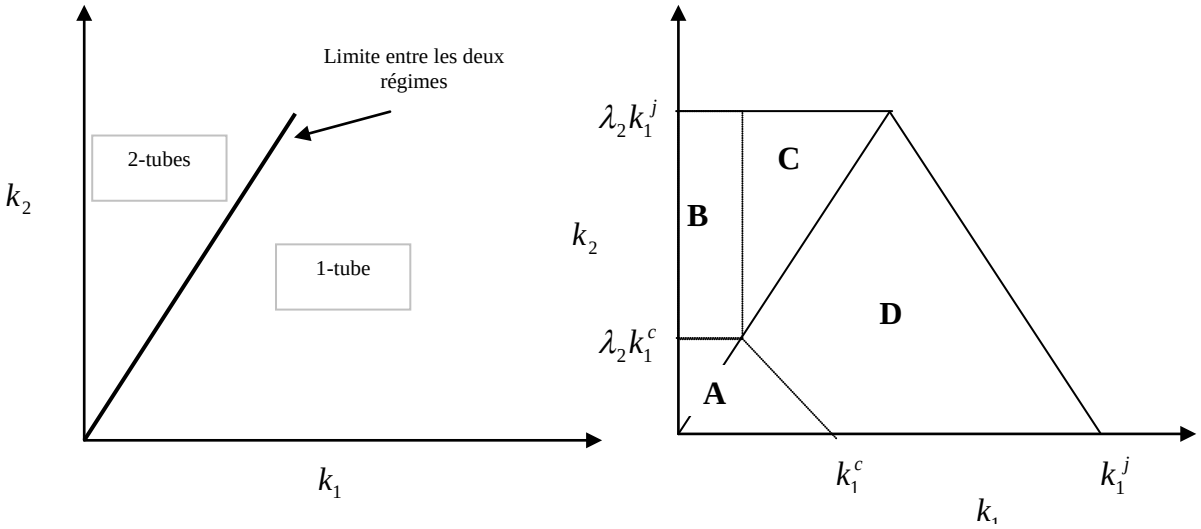



Figure 6 Modélisation des régimes d'écoulement sur voie dédiées ouvertes et voies banalisées adjacentes

Les quatre régions du diagramme 6b définissent l'ensemble des conditions de trafic susceptibles d'être enregistrées.

Région A : le trafic est fluide sur l'ensemble des voies. En considérant une courbe débit-densité de forme triangulaire, les véhicules circulent à la vitesse libre.

Région B : le trafic est fluide sur les voies dédiées et « semi saturé ».les voies banalisées

Région C : la vitesse des véhicules sur la voie dédiée est plus élevée que sur les autres voies, mais le trafic n'est fluide sur aucune des voies.

Région D : la vitesse est la même pour l'ensemble des usagers.

## 2.3 Outils actuels de simulation macroscopique

### 2.3.1 Panoplie des outils existants

La performance des infrastructures routières isolées et peu congestionnées peut être évaluée à partir d'outils analytiques relativement simples. Ces outils reposent sur une approche statique consistant à

fixer tous les éléments servant à l'analyse. Or, le caractère dynamique du trafic ainsi que la variabilité de l'offre et de la demande rendent nécessaires les interventions des exploitants sur leurs réseaux en vue de maintenir ou rétablir certaines conditions de circulations jugées acceptables. Dans ce cadre, les méthodes analytiques présentent deux limitations majeures. D'une part, elles ne prennent pas en comptent les effets résultant des interactions entre les états de fonctionnement des diverses infrastructures constituant les réseaux. D'autre part, elles n'intègrent pas les effets associés aux opérations mises en œuvre par les centres d'exploitation. Les divers outils de simulation « *fournissent des techniques objectives d'analyse les plus détaillées permettant d'évaluer les caractéristiques de ces mesures d'exploitation* » [52]. Grâce au découpage du réseau et de la période d'étude, respectivement en sous-sections et pas de temps, les outils de simulation permettent une représentation de la dynamique du trafic. Aussi est-il possible de déterminer l'ampleur d'une remontée de queue par exemple, ou la durée d'une congestion.

Le domaine des Systèmes Intelligents de Transport (SIT) se développe rapidement depuis les deux dernières décennies ; ce qui implique une plus grande complexité des stratégies mises en œuvre pour la gestion des encombrements. Les concepteurs des outils de simulation sont donc en permanence à l'écoute des exploitants afin de fournir des produits adaptés à l'évolution de leurs besoins. De nouvelles fonctionnalités sont régulièrement ajoutées. Néanmoins à l'heure actuelle, la plupart des simulateurs macroscopiques adaptés aux réseaux autoroutiers ne permettent de traiter, à notre connaissance, que certaines variantes de l'affectation variable des voies. Nous présentons dans le tableau 3 ci-après les principaux outils de simulation macroscopique pour autoroutes et réseaux autoroutiers, répertoriés et commercialisés à date, ainsi que les variantes d'affectation variable des voies qu'ils prennent en compte suivant les informations recueillies sur les sites des concepteurs ou fournisseurs.

Tableau 3 Modèles de simulation macroscopique commercialisés adaptés aux réseaux de voies rapides

| | Voies supplémentaires | | Conversion d'une voie existante en voie dédiée | | Adjonction d'une voie dédiée | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | surcapacité | pointe | ouverte | fermée | ouverte | fermée |
| BTS | • | • | | | | |
| CORFLO | • | • | | | | • |
| FREQ12 | • | • | | | • | • |
| KRONOS9 | • | • | | | | • |
| METACOR | • | • | | | | |

Il ressort que la plupart des outils de simulation macroscopique permettent de traiter les cas d'ajout d'une voie supplémentaire, puisqu'il ne s'agit que d'augmenter la capacité de certaines sections durant un nombre donné de pas de temps. La simulation des voies additionnelles, dédiées et fermées fait également partie du domaine d'application des simulateurs macroscopiques actuels, tant qu'il s'agit d'un nouvel aménagement. Le principe consiste alors à introduire les sorties par où les véhicules prioritaires quitteraient le flot principal pour rejoindre la voie dédiée et à analyser les

deux infrastructures séparément. En revanche, en dépit d'une certaine tendance à sa multiplication notamment au niveau européen, la conversion de voie banalisée existante en voie dédiée est encore difficilement simulée. Il en est de même pour les voies dédiées ouvertes fonctionnant suivant le principe décrit dans la section 2.2.2. La difficulté réside vraisemblablement dans la prise en compte des interactions entre les différents types de véhicules dans un même flot, et surtout des incertitudes liées aux taux de violation.

### 2.3.2 Les données

Les données nécessaires à l'exécution d'une simulation dépendent de la catégorie de l'outil employé. Elles sont de deux types :

- *Les données statiques* qui se réfèrent essentiellement à la description du réseau. Il s'agit par exemple du nombre de voies, de la localisation des rampes d'accès et de sorties, de la pente longitudinale, etc... Certains simulateurs proposent une conception assistée par ordinateur (CAO) du réseau à analyser.

- *Les données dynamiques* concernent le trafic. Les volumes de véhicules aux entrées et sorties sont fournis aux modèles sous forme de matrice Origine-Destination (O-D), de pourcentages directionnels ou de débits mesurés. Dans le cas particulier des opérations d'activation de voies dédiées il est nécessaire de disposer d'informations sur la composition du trafic, notamment le volume de véhicules prioritaires.

D'une manière générale, le volume de données nécessaires en simulation macroscopique dépend de la taille du réseau, de l'étendue temporelle du phénomène à analyser et du niveau d'agrégation des données. Celles-ci font l'objet d'un traitement préalable en vue de s'assurer de leur fiabilité. Il convient en effet, d'isoler l'effet de certains phénomènes sur les variables du trafic ; en particulier les conditions météorologiques défavorables (fortes pluies, neige, brouillard…), les événements exceptionnels (départs en vacances, manifestations sportives ou culturelles…), les incidents de trafic (pannes de véhicules, accidents divers…) et enfin les incidents techniques affectant le fonctionnement du systèmes de collectes de données (coupures de courant, pannes…).

#### *a) Sources des données*

Les données de trafic sont recueillies au moyen de capteurs dont les plus répandus sont les boucles électromagnétiques. D'autres types permettent des applications particulières comme le capteur piézo-céramique et la fibre optique pour le pesage en marche, ou encore la vidéo pour la détection automatique d'incidents ou de bouchons. Ces capteurs sont associés à des stations de mesures.
En ce qui concerne la météorologie, il est connu que la présence d'eau sur la chaussée diminue l'adhérence avec les pneumatiques et est donc susceptible d'entraîner des perturbations du trafic.

Une étude réalisée en France dans le cadre du Programme de Recherche et d'Innovation dans les Transports (Accidents par temps de pluie) réalisée pour la période 1998-2002, fait ressortir que par temps pluvieux la condition de mouillage statistiquement représentative est de 1 mm et qu'une hauteur d'eau de 3 mm correspond à des cas de précipitation extrêmes. Ce seuil de 3 mm peut par exemple permettre d'écarter les journées potentiellement à risque et susceptibles de dégrader les conditions de conduite notamment en réduisant les vitesses moyennes. De nombreux réseaux sont également équipés de capteurs météorologiques donnant les conditions thermohydriques de la surface de la chaussée (humidité, hauteur de précipitation ou de neige…) et les caractéristiques de la masse d'air à proximité (vent, visibilité, pollution…).
La plupart des autres phénomènes pouvant affecter le niveau de l'offre ou de la demande de trafic sont répertoriés dans la main courante informatique des exploitants routiers, fichier qui localise l'événement dans le temps et dans l'espace. Des données plus précises relatives à l'accidentologie sont contenues dans les rapports de police, du type du Bulletin d'Analyse des Accidents de la Circulation, BAAC.

### *b) Taux de fonctionnement des stations de mesures*

Le traitement des données à utiliser dans la simulation passe également par le contrôle du fonctionnement du système de collecte. En ce qui concerne les données de trafic, il convient d'identifier les éventuels dysfonctionnements des stations de mesure. Des tests de cohérence ont pour but de détecter les valeurs excessives de débits et/ou de vitesses, le blocage des capteurs à un niveau haut ou bas du taux d'occupation, de la vitesse ou du débit, et les combinaisons de valeurs incompatibles. Par exemple, la mesure du triplet (Q, TO, V) à un pas de temps peut-être rejetée si elle répond à l'un des critères suivants [53]:

- $Q = 0$ et $\{ TO \# 0$ ou $TO \# 100\% \}$
- $Q \# 0$ et $\{ TO = 0$ ou $TO = 100\% \}$
- $V \geq 150 km/h$
- $Q \geq 300 véh/6\,\text{min}/voie$

Une fois ces mesures anormales écartées, un indicateur « taux de disponibilité » peut être défini pour chaque station de mesure sur l'ensemble de la période à l'étude. Il s'agit du ratio du nombre de pas de temps correspondant à des mesures valides sur le nombre total de pas de temps pour une période choisie dans la journée [54; 55], suivant la formule ci-après :

$$\text{TD} = \frac{\text{Nombre de pas de temps ayant des mesures valides}}{\text{Nombre de pas total de l'étude}}$$

Un seuil minimal du taux de disponibilité permet d'écarter les stations ou les journées pour lesquelles la quantité de données manquantes est trop importante pour une bonne appréciation des conditions de circulation. Un processus de filtrage incluant l'ensemble des éléments cités plus haut devrait permettre d'aboutir à des données représentatives du trafic dans des conditions idéales (météorologie favorable, pas de demande exceptionnelle, de travaux ni d'incidents). Ce sont là les données généralement utilisées en simulation du trafic, à moins de s'intéresser particulièrement à l'action de ces phénomènes perturbateurs.

### *c) Vérification des données filtrées*

Le filtrage garantit le respect d'un profil type de débit, de vitesse et de taux d'occupation. Néanmoins, la nature aléatoire de l'écoulement du trafic routier fait que les données mesurées en un point sur deux journées différentes ne seront jamais totalement identiques. C'est la raison pour laquelle l'on distingue généralement les jours ouvrés des périodes de vacances scolaires, des jours fériés et des week-ends. Sur certains réseaux, il peut même arriver de constater des écarts notables entre les lundis et vendredis et les autres jours de la semaine. Il faut alors, en fonction de l'objectif de la simulation et de l'opération d'exploitation à simuler, tenir compte de ces différences. Plusieurs jours de profil identique seront ainsi regroupés afin de définir le trafic pour un jour-type. Il peut s'agir de la moyenne de l'ensemble des mesures ou d'un quantile en fonction des seuils de performance établis par l'exploitant [54, 55]. Dans tous les cas, l'homogénéité des profils sur les différents jours retenus peut être testée à partir d'un indicateur de dispersion qui serait comparé à un seuil préalablement défini. Cet indicateur, désigné par D(s) est calculé à l'aide de la formule :

$$D(s) = \frac{1}{T * J} \sum_{t=1}^{T} \sum_{j=1}^{J} \frac{\left(m_{t,j} - \overline{m_t}\right)^2}{\overline{m_t}}$$

Avec :

$\overline{m_t} = \frac{1}{J} \sum_{j=1}^{J} m_{t,j}$ ;

$m_{t,j}$ : Mesure à l'instant t ;

$J$ : Le nombre de jours sélectionnés.

*T*: Le nombre total de pas de temps considérés par jour

D(s) peut être appliqué à n'importe quelle mesure, néanmoins compte tenu des écarts importants enregistrés généralement au niveau des vitesses même pour des niveaux de demande quasi-identiques, il est préférable de calculer cet indicateur pour les débits.

### 2.3.3 Processus de calibrage et de validation

Les difficultés inhérentes aux expérimentations en vraie grandeur (acceptabilité, gêne, manque de flexibilité…) rendent nécessaire, voire indispensable, le recours aux outils de simulation en laboratoire. Ces outils doivent permettre de reproduire la réalité de manière acceptable. Le calibrage et la validation sont deux procédures destinées à vérifier, avant la simulation de scénarios à analyser, l'efficacité des algorithmes et méthodes employées dans ces outils pour reproduire cette réalité. Les principales étapes des processus de calibrage et de validation sont les suivantes : génération des données d'entrées pour le modèle ; choix des mesures de performance ; choix des tests appropriés pour la comparaison avec la situation réelle. Même lorsque les données sont disponibles pour plusieurs jours de mesure comme nous venons de le mentionner, la bonne pratique veut que seuls deux jours distincts soient mis de côté pour le calibrage et la validation respectivement. En effet, pour un réseau saturé, des changements même mineurs au niveau de la demande peuvent avoir un impact significatif sur les résultats de la simulation. Ainsi, l'emploi de données moyennes de débits peut conduire à l'estimation d'une matrice O-D biaisée, dans la mesure où à la fois l'estimateur de la matrice et le modèle de simulation sont des fonctions non linéaires [56].

Une mesure de performance est une grandeur destinée à renseigner sur le fonctionnement d'un système. Elle est totalement indépendante des données utilisées en entrée dans le simulateur de trafic. Son choix dépend de l'objectif de l'opération à analyser. Si une opération vise à traiter un certain goulot sur un axe, il peut être plus utile d'analyser l'évolution de la vitesse moyenne le long du réseau aux heures de pointe plutôt que celle du temps de parcours. En effet, la disparition d'un goulot peut en créer un nouveau à un autre point sans modifier le temps de parcours total. Le deuxième facteur déterminant dans le choix d'une mesure de performance est lié aux différences entre les méthodes de calcul employées dans les outils de simulation et celles du système de recueil des données. Par exemple, les calculs des longueurs de bouchon sont intimement liés à la définition de la congestion que l'on sait ne pas être universelle. Dans certains cas, il peut être nécessaire de définir ses propres mesures de performance en vue de garantir l'uniformité des calculs. On distingue deux catégories de mesures de performance : les mesures à valeur unique et celles à valeurs multiples. Les premières sont adaptées aux applications à petite échelle, tandis que les secondes fournissent une distribution spatio-temporelle des caractéristiques du trafic dans le système à analyser. D'une manière générale, les opérations d'affectation variable des voies sont appliquées sur des longueurs pouvant s'étendre sur plusieurs kilomètres. Les mesures de performance appropriées peuvent donc être le temps de parcours, la longueur des remontées de queues, la variation spatiotemporelle de la vitesse (cartographie des vitesses), et accessoirement le temps total passé en circulation et la distance totale parcourue.

En ce qui concerne la comparaison des mesures de performance obtenues à partir de la simulation et celles obtenues à partir des données réelles, deux méthodes sont employées : l'approche visuelle et l'approche statistique. Dans la première, les représentations graphiques des mesures de

performances réelles et simulées sont placées côte à côte en vue de détecter les différences. Les tests de Turing s'inscrivent dans ce cadre-là : deux jeux de mesures de performance (mesurées et simulées) sont présentés à des experts qui doivent arriver à former les deux groupes. L'approche statistique concerne les tests statistiques, les intervalles de confiance et les tests d'adéquation permettant de quantifier les similitudes entre les systèmes réels et simulés. Dans ce dernier cas, les calculs portent sur l'erreur quadratique moyenne et l'erreur moyenne, lesquelles pénalisent davantage les grandes erreurs que les petites. Il est également possible d'utiliser l'erreur moyenne lorsqu'il s'agit de comparer des mesures de performance séparément pour chaque point et à chaque pas de temps.

Un test d'adéquation très adapté à la répartition spatiotemporelle de la vitesse est le calcul du coefficient d'inégalité de Theil, U, donné par la formule ci-après.

$$U = \frac{\sqrt{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\left(S_n^{sim} - S_n^{obs}\right)^2}}{\sqrt{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\left(S_n^{sim}\right)^2} + \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{n=1}^{N}\left(S_n^{obs}\right)^2}}$$

dans laquelle $S_n^{sim}$ et $S_n^{obs}$ désignent respectivement la mesure simulée et observée, et N le nombre d'observations. Le coefficient de Theil est compris entre 0 et 1. U=0 traduit une parfaite adéquation entre les valeurs simulées et les mesures, tandis qu'une valeur de 1 implique des données totalement différentes. Pour le calibrage et la validation du simulateur macroscopique FREQ12 dans le cadre de l'évaluation a priori d'une opération d'exploitation sur l'autoroute A1 en France, ce coefficient était égal à 0.07 et 0.09 respectivement traduisant une bonne adéquation entre la simulation et la réalité [54].

Les tests statistiques et les intervalles de confiance sont les tests classiques tels que le t-test à deux échantillons, le test de Mann Whitney et le test de Kolmogorov-Smirnov à deux échantillons. Les intervalles de confiance sont particulièrement adaptés à la validation des systèmes de simulation complexes. Les tests à deux échantillons font l'hypothèse que les mesures sont indépendantes et identiquement distribuées. Ils doivent donc être réalisés pour chaque point séparément.

## Considérations générales sur la simulation des opérations d'affectation des voies

En 2005, les outils de simulation macroscopique représentaient moins de 7% d'une liste d'environ 150 outils d'analyse du trafic, contre plus de 20% pour les simulateurs microscopiques [117, 118, 119, 120]. L'expansion de ces derniers peut s'expliquer par un besoin d'appréhender la dynamique du flot à un niveau très désagrégé par la connaissance de la trajectoire précise de chaque véhicule en particulier. Néanmoins, cette approche nécessite une quantité importante de données ainsi qu'un nombre suffisant de réplications pour permettre la simulation des conditions réelles de trafic et de scénarios d'exploitation. Par ailleurs, en ce qui concerne l'affectation variable des voies, mise à part la variante de marquage dynamique des voies au voisinage des rampes de sorties ou autres points particuliers, la trajectoire individuelle des véhicules n'est pas d'un grand intérêt dans l'évaluation de leurs impacts par rapport aux objectifs visés. Comme déjà signalé dans le chapitre précédent, ces objectifs se rapportent principalement à la réduction de la congestion récurrente, laquelle n'est pas un phénomène ponctuel. Par leur approche agrégée et déterministe, les simulateurs macroscopiques présentent l'avantage de ne requérir qu'une quantité raisonnable de données et aucune réplication. L'on constate toutefois que malgré l'intérêt manifesté par les exploitants pour les stratégies visant la conversion de voies existantes en voies dédiées à certaines catégories de véhicules, peu d'avancées ont été réalisées dans ce domaine en matière de simulation. Les résultats disponibles permettant d'analyser les impacts de ces variantes proviennent donc essentiellement de l'évaluation a posteriori d'expérimentations en vraie grandeur. Ces résultats ainsi que ceux des autres variantes de l'affectation variable des voies sont détaillés dans le chapitre suivant. Nous les comparons aux impacts potentiels de ces opérations dans l'environnement contrôlé de la simulation.

# Chapitre 3. Méthodes existantes d'évaluation des opérations d'affectation variable des voies

## Introduction

L'évaluation d'une opération d'exploitation peut porter sur quatre aspects différents. Il y a tout d'abord l'évaluation technique qui rend compte du fonctionnement des composants du système et des dispositifs mis en place. Dans le cas d'une opération de reroutage dynamique, il s'agira par exemple de la précision des temps de parcours calculés et indiqués aux usagers. Tandis que pour l'affectation variable des voies, il peut être question de la durabilité des glissières mobiles d'affectation pour l'ouverture et la fermeture de la BAU. L'évaluation de l'acceptabilité est une démarche qui s'inscrit dans la volonté des décideurs d'être à l'écoute des bénéficiaires des projets afin d'améliorer leur satisfaction. Par ailleurs, elle peut permettre d'expliquer certains phénomènes observés ayant une influence sur l'efficacité de l'opération, et fournir également des éléments justificatifs pour de futures décisions. L'évaluation des impacts est certainement la plus répandue, car elle intéresse à la fois les décideurs, les exploitants et les usagers. En fonction des objectifs de l'opération, elle porte le plus souvent sur les temps de parcours, la sécurité routière, les émissions de polluants et de gaz à effet de serre, les émissions sonores, etc. Cette évaluation est réalisée soit au moyen de données collectées sur le terrain de façon manuelle ou automatique, soit à partir de résultats de modèles de calculs ou de simulation numérique.

Bien que l'évaluation des impacts semble constituer le pivot central des trois catégories susmentionnées et bien que celles-ci aient des objets et des objectifs différents, elles restent intimement liées. En effet, reprenons l'exemple d'une opération de reroutage dynamique du trafic. L'emploi d'un algorithme peu performant de calcul des temps de parcours, ou de panneaux d'affichage défectueux, entraîne la transmission d'informations erronées aux usagers. Ces derniers s'en rendront compte assez rapidement et respecteront moins bien les consignes. Le résultat pouvant être un impact nul voire négatif de l'opération, influençant l'évaluation socio-économique, - la quatrième catégorie d'évaluation - dont le but est de comparer les coûts engendrés par la mise en œuvre et le fonctionnement de l'opération aux bénéfices qui en découlent. Il existe deux principales approches de cette évaluation : l'analyse coûts-bénéfices (ACB) et l'analyse multicritère. La première consiste à valoriser les avantages et inconvénients non marchands des opérations de façon à disposer d'une valeur unitaire comme base de comparaison. En France, les bilans socioéconomiques se font à partir de chiffrages proposés dans le *Rapport Boiteux 2*. Néanmoins cette approche ne fait pas l'unanimité au sein de la communauté scientifique dont

certains estiment que des impacts comme la vie humaine notamment, en matière de sécurité routière, ne peuvent être monétarisés. Ils préfèrent l'analyse multicritère qui permet de disposer des éléments nécessaires pour la comparaison de mesures hétérogènes [58].

Les impacts que nous analyserons dans le présent chapitre peuvent effectivement fournir des points de vue différents sur l'efficacité d'une opération d'exploitation, au point que l'idée d'un compromis soit parfois envisageable. En effet, une opération qui réduirait la congestion peut entraîner l'émission de certains polluants ainsi qu'une augmentation de la gravité des accidents. Le chapitre est divisé en trois sections, consacrées à chacun de ces impacts. Nous y présenterons les indicateurs et méthodes employées pour évaluer ces derniers, les résultats obtenus sur des cas réels ou en simulation, ainsi que les faiblesses de ces méthodes dans une perspective d'évaluation d'ensemble.

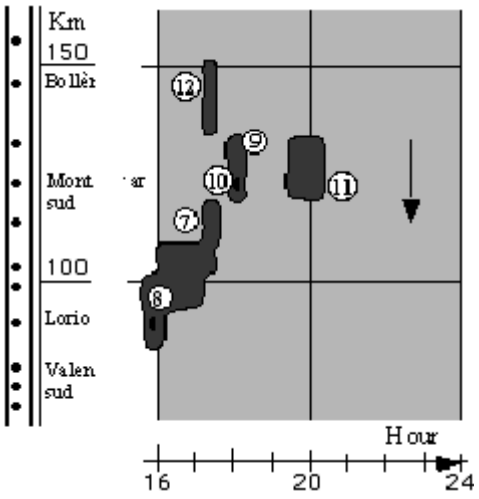
## 3.1 Evaluation des impacts sur la congestion

### 3.1.1 Indicateurs de mesure de la congestion

D'une manière générale, la congestion est définie comme un état de trafic caractérisé par des vitesses moyennes jugées faibles pendant une certaine durée. Théoriquement le seuil de vitesse devrait correspondre à la vitesse critique du diagramme fondamental, lequel peut varier entre les différents axes d'un réseau, voire entre différentes sections d'un même axe. Dans la pratique, un seuil de vitesse uniforme est donc fixé par les exploitants en fonction notamment du type d'infrastructure ou de réseau. En France, ce seuil peut être de 60, voire 30 km/h, tandis que dans l'Etat de Washington, USA, il correspond à 70%-75% de la vitesse maximale autorisée, soit environ 42-45 km/h [59]. L'évaluation de l'impact d'une opération d'exploitation sur la congestion consisterait donc à analyser l'évolution, dans le temps et l'espace, de la vitesse moyenne en tenant compte du seuil fixé. Cette dimension spatiotemporelle du phénomène oblige à définir des indicateurs plus pertinents que les mesures collectées aux différentes stations de trafic. En France, le groupe de travail DSCR/CERTU en a retenu trois : les heures-kilomètres (HKM) de congestion, pondérés par les distances totales parcourues, le produit moyen de la vitesse et du débit, et enfin le pourcentage du temps circulé en congestion [60].

#### *a) Heures-kilomètres (HKM) de bouchon*

Les heures-kilomètres (HKM) de congestion constituent actuellement l'indicateur le plus employé par les gestionnaires de réseaux. Il s'agit de la longueur, ramenée sur une voie, de la portion du tronçon ou du réseau affecté par une vitesse inférieure à 30km/h (KM) sur autoroute, multipliée par la durée de l'observation (H). Leur évolution peut être suivie tout au long d'une journée et en particulier aux heures de pointe. Ils sont généralement déterminés à partir des relevés des caméras de surveillance [61]. Néanmoins, il est possible de les calculer à partir des données issues des stations de mesure (débits et vitesses) et connaissant la longueur d'influence de celles-ci. Le graphique ci-dessous représente les HKM de bouchon sur un tronçon de l'autoroute A7. Le principal défaut de cet indicateur, tel que souligné dans [60] est lié au fait qu'il est très dépendant du niveau d'équipement du tronçon ou du réseau. En effet, le nombre d'HKM sur un réseau très saturé mais faiblement pourvu en stations de mesure peut être très faible en fonction de la localisation de ces stations. Il s'agit néanmoins d'une faiblesse qui affecte à un niveau ou à un autre l'ensemble des indicateurs de trafic basés sur les données ponctuelles.




Pointe N° : 11

Début
Heure : 19h24
Point repère : 118.7 km

Fin
Heure : 20h21
Point repère : 133.6 km

Durée H : 0.95
Longueur : 14.9 KM x 3 voies

Soit : 42.5 HKM

Figure 7 Calcul des HKM de bouchon à partir de la cartographie

Afin de contourner le problème, une pondération par la distance parcourue est proposée. Cette distance est celle parcourue par l'ensemble des véhicules affectés par la congestion, c'est-à-dire le produit du débit mesuré au pas de temps courant par la longueur d'affectation de la station. Ainsi, soit un tronçon S découpé en plusieurs sections (s) équipée chacune d'une station de mesures. Les HKM pondérés pour une période T donnée, constituée de plusieurs pas de temps $\Delta t$, sont donnés pour toutes les sections dont la vitesse moyenne v est inférieure au seuil de vitesse définissant la congestion par la formule:

$$HKM/KM = \frac{\sum_t \sum_s \left(n_s L_s \Delta t\right)_{v_{s,\Delta t} \le v_seuil}}{\sum_t \sum_s L_s Q_s \Delta t}$$

$Q_s$ représente le débit de véhicules mesuré au pas de temps $\Delta t$ et ns le nombre de voies de la section.

Ce nouvel indicateur ne résout évidemment qu'en partie le problème lié à la densité de l'équipement des tronçons. En effet, dans tous les cas les valeurs d'HKM pondérés risquent d'être différentes suivant que l'ensemble des sections saturées soient équipées ou pas.

### *b) Pourcentage du temps circulé en congestion*

Le temps de parcours est un autre indicateur très employé pour caractériser la performance d'un axe ou d'un réseau. Les divers algorithmes employés pour son calcul peuvent être regroupés en trois catégories principales. *Les modèles instantanés* sont les plus répandus. Leur principe consiste à découper le tronçon en plusieurs sections et à mesurer la vitesse moyenne sur chacune de ces sections au moment où le véhicule démarre son trajet. Ces vitesses sont supposées inchangées

jusqu'à ce que le véhicule ait parcouru l'intégralité du tronçon, ce qui est difficilement le cas. *Les modèles dynamiques* quant à eux prennent en compte l'évolution des conditions de circulation entre les différents pas de temps que couvre le trajet. Ainsi, la vitesse moyenne d'une section est celle enregistrée au moment où le véhicule y accède, et non plus au moment de son entrée sur le réseau. *Les modèles de régression linéaire* combinent les deux précédents modèles. Ils requièrent les données passées des temps de parcours dynamiques et instantanés sur le tronçon. Le temps de parcours d'un véhicule partant à l'instant t est ainsi égal à la somme du temps de parcours moyen dynamique passé et de l'écart - majoré par un certain cœfficient - entre le temps de parcours instantané et le temps de parcours moyen instantané passé [62]. Tous ces algorithmes, ainsi que les autres qu'il peut encore y avoir, sont validés au moyen de mesures sur site à l'aide de véhicules traceurs, de contrôle de plaques minéralogiques, de données GPS, etc.

De même que les HKM sont pondérés par les distances totales parcourues, le temps passé par les véhicules en congestion est également pondéré par le temps total passé en circulation. Il existe néanmoins une différence entre le temps de parcours et le temps passé en circulation. En effet à chaque pas de temps, le temps total passé en circulation est égal au temps de parcours sur chaque section multiplié par le nombre réel de véhicules enregistrés sur la section. En gardant les mêmes notations que précédemment, on obtient :

$$\%TCg = \frac{\sum_t \sum_s \left( Q_s \Delta t L_s / v_{s,\Delta t} \right)_{v_{s,\Delta t} \le v_seuil}}{\sum_t \sum_s \left( Q_s \Delta t L_s / v_{s,\Delta t} \right)}$$

%TCg représente le pourcentage du temps circulé en congestion.

### *c) Produit moyen de la vitesse et du débit*

Cet indicateur emploie le produit du débit par la vitesse moyenne pour éviter que celle-ci ne serve à caractériser la performance d'un réseau, sachant que la modération de la vitesse rentre dans le cadre d'une politique visant à améliorer la sécurité routière. S'il peut être employé pour les périodes de fort trafic, les graphiques suivants nous montrent que son interprétation peut être difficile en considérant la totalité de la plage 0-24h d'un jour. La figure de gauche représente quelques points du diagramme fondamental et celle de droite les produits QV correspondants.

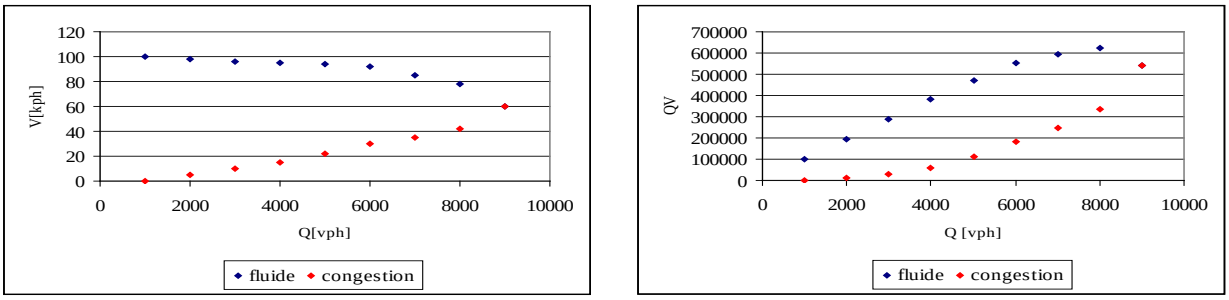


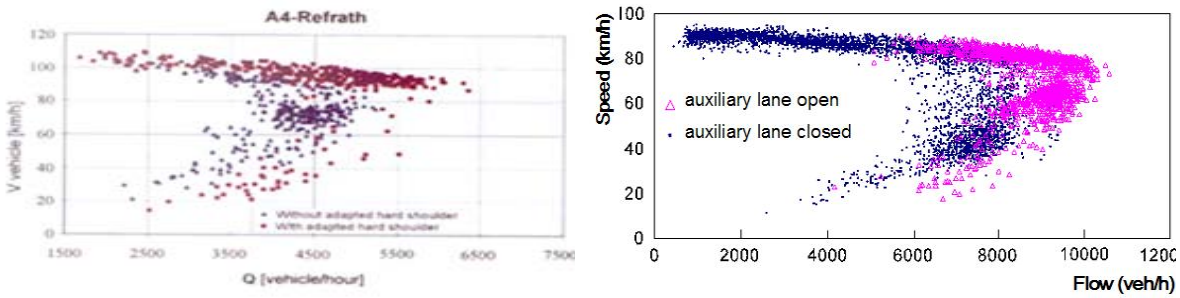

Figure 8 Variation de l'indicateur QV en fonction du débit

On remarque en effet que QV peut prendre une même valeur pour deux conditions de trafic différentes, fluide et congestionnée. Ce défaut est particulièrement gênant en matière d'évaluation de l'impact d'une opération de gestion du trafic sur la congestion, ou même pour la simple comparaison de la performance de deux réseaux.

### 3.1.2 Impacts des opérations d'affectation variable des voies sur la congestion

#### *a) Effet sur la capacité de l'infrastructure*

L'action des opérations d'exploitation consiste à améliorer les conditions de circulation soit en augmentant la capacité de l'infrastructure ou en diminuant la demande aux goulots d'étranglement. La plupart des travaux publiés sur l'évaluation de leurs impacts concernent l'évaluation a posteriori [63 ; 6 ; 4 ; 64 ; 65 ; 66]. S'agissant de l'impact de la gestion dynamique des voies sur la congestion, ces études analysent les variations de la capacité et de la vitesse moyenne des véhicules. Elles concluent généralement que ce type d'opération entraîne une augmentation de la capacité, telle que illustrée sur les deux graphiques suivants.




Autoroute A4 (Cologne) Tronc commun A3-A86 (Paris)

Figure 9 Effet de l'ouverture d'une voie auxiliaire sur la capacité

Ces derniers représentent les diagrammes fondamentaux obtenus avant et après l'ouverture d'une voie supplémentaire sur l'autoroute A4 à Cologne et le tronc commun A3-A86 près de Paris. On remarque que le diagramme fondamental n'est modifié que dans la région des forts débits.

Les expériences européennes montrent que le gain s'échelonne, en moyenne, entre 600 et 1500 véh/h par voie supplémentaire. Plusieurs facteurs pourraient expliquer ce gain que l'on peut considérer comme partiel si l'on considère les valeurs de base généralement retenues pour la capacité par voie. En effet, la réduction de la largeur des voies et l'absence d'un dégagement latéral auquel ils étaient habitués diminuent le sentiment de sécurité des usagers, tentant de se familiariser avec la nouvelle configuration, ce qui affecte l'écoulement. Aux Pays-Bas, l'évaluation de la stratégie en place depuis 2003 fait ressortir des gains de capacité allant de 7 à 22%. Par ailleurs, si les contraintes de sécurité permettent de définir une largeur minimale tant pour les voies normales que pour la voie auxiliaire, dans chaque pays et sur chaque site, c'est la configuration initiale de l'infrastructure qui définira le nouveau profil en travers. Or en matière de géométrie routière, les règles techniques sont pas les mêmes partout. C'est ainsi qu'en France (où les gains ne sont que 7.5% environ), la création d'une voie supplémentaire ne permet pas toujours de maintenir la largeur standard de 3,50 mètres. Ce qui est tout à fait possible en Allemagne et aux Pays-Bas.

En ce qui concerne les voies dédiées aux véhicules à occupation multiple, comme nous l'avons déjà signalé au chapitre 1, l'accent est davantage mis sur le nombre de personnes transportées que sur les débits de véhicules. Ainsi au niveau européen, les expérimentations réalisées en Espagne, en France et au Royaume-Uni mettent en évidence un impact positif. Sur l'autoroute N-VI à Madrid, le nombre de personnes transportées en période de pointe a augmenté d'environ 12% en 5 ans [67]. A Leeds, la création d'une voie dédiée a entraîné une augmentation de 5% du volume de VOM en 2 ans, sans hausse significative de la demande. Parallèlement le taux d'occupation moyen des véhicules particuliers est passé de 1.35 à 1.43. Si cette augmentation n'est pas liée à la croissance globale du trafic, elle pourrait traduire un report modal des automobilistes vers les VOM et impliquer une réduction de la congestion sur les voies banalisées. En France, l'évaluation réalisée après les 8 premiers mois de service de la Voie Spécialisée Partagée sur l'A48, fournit des résultats moins concluants. En effet, en dépit d'une augmentation d'environ 25% du nombre journalier de passagers sur la ligne de transport en commun empruntant cette voie, seuls 10% de ceux qui proviennent du rail et de la route admettraient la VSP comme facteur incitatif de leur report modal.

### *b) Effet sur le temps de parcours*

En trafic dense ou congestionné l'augmentation de la capacité implique nécessairement une augmentation de la vitesse moyenne, soit une baisse du temps de parcours. Au Royaume-Uni, des gains de temps compris entre 9 et 26% sont enregistrés sur la M42 suite à l'activation de l'opération ATM. L'estimation des temps de trajet a été réalisée au moyen de l'algorithme développé par le Transport Research Laboratory [24]. Le calcul utilise les données de vitesse

moyenne collectées à partir des boucles électromagnétiques. De même la fiabilité des temps de trajet a également augmenté. La vitesse moyenne a augmenté de 9% sur l'autoroute A4 en Allemagne suite à l'ouverture de la BAU. Cette augmentation est de 27% sur le Périphérique de Mestre-Venise en Italie [68].

Dans le cas des voies réversibles, les deux expérimentations espagnoles n'ont pas fait l'objet d'évaluation précise permettant d'analyser les impacts réels de la stratégie. D'après les données fournies par le centre de gestion du trafic de Séville, la longueur des bouchons est passée de 2 à 1.5km à Cadix. La durée de la congestion a également diminué passant de 3 heures à 45 minutes. Cette même approche d'analyse de l'ampleur de la congestion est également adoptée en France dans le cadre des deux opérations visant l'ouverture de la BAU à la circulation de façon permanente (A3-A86) et dynamique (A4-A86). C'est ainsi que sur ce dernier tronçon, la durée de l'écoulement à capacité (c'est-à-dire proche de la saturation) et à saturation a baissé d'environ 20% pendant l'ouverture de la BAU. La baisse correspondante des temps de parcours n'a toutefois pas été évaluée.

### 3.1.3 Faiblesse des approches existantes

Les opérations d'affectation variable des voies s'accompagnent parfois d'autres mesures telles que la régulation dynamique des vitesses ou encore le contrôle d'accès. En sorte qu'il peut être difficile de distinguer l'impact de la seule ouverture d'une voie supplémentaire de celui des autres mesures. Par ailleurs, comme noté par Sultan et al. [|23 ; 24] dans leur rapport d'évaluation de l'opération Active Traffic Management sur la M42 au Royaume-Uni, l'effet d'une augmentation de la capacité peut être sous-estimé en cas d'une croissance du trafic. Néanmoins, ces auteurs ne proposent pas de méthode pour isoler l'impact de la seule opération sur les vitesses moyennes, les temps de parcours ou tout autre indicateur susceptible de permettre une valorisation. De même, les phénomènes de report de trafic ne sont pas abordés dans les études d'évaluation a posteriori. Or l'on sait que l'amélioration des conditions de circulation résultant de la mise en œuvre d'une opération d'exploitation est susceptible d'attirer de nouveaux usagers sur le tronçon concerné. Il peut s'agir d'usagers provenant d'itinéraires parallèles, ou tout simplement de déplacements induits. Cette réponse spatiale peut aussi s'accompagner d'une réponse temporelle, c'est-à-dire des usagers décidant de modifier leur heure de départ en fonction des nouvelles conditions de trafic. Une étude sur l'évaluation de l'impact de la conversion d'une voie banalisée en voie dédiée aux véhicules à occupation multiple en Norvège mentionne brièvement le phénomène de report [69]. L'auteur y souligne que les volumes de trafic n'avaient pas augmenté sur les routes parallèles en raison d'une augmentation peu significative du temps de parcours sur les voies banalisées adjacentes à la voie dédiée. Les méthodes d'évaluation a posteriori telles qu'elles sont appliquées dans la littérature ne permettent pas de prendre en compte ces différents éléments. Dans certains cas, les comparaisons de type Avant/Après des données collectées sur le tronçon sont donc susceptibles de fournir des résultats biaisés.

En évaluation a priori en revanche, le problème ne se pose pas avec l'emploi des outils de simulation du trafic qui permettent de simuler l'effet d'une croissance du trafic et voire, dans certains cas, le couplage avec d'autres mesures d'exploitation. Cependant ces outils ne sont généralement pas employés en évaluation a posteriori essentiellement en raison du volume de données nécessaires et/ou disponibles pour reconstituer la situation de référence. Parmi les études d'évaluation a priori traitant la question, soulignons par exemple une étude de Aparicio et al. [70] qui reprennent les travaux de Monzón et al. [71] sur une voie dédiée aux véhicules à occupation multiple à Madrid. Un modèle de choix discret est couplé à un modèle de simulation macroscopique afin d'estimer les variations des conditions de circulation sur les voies banalisées adjacentes. Les interactions avec d'autres tronçons du réseau ne sont toutefois pas analysées. De leur côté, Rodriguez et al. [72] analysent le report de trafic sur le couloir autoroutier constitué d'une autoroute et du réseau de surface dans leur étude visant à prédire l'impact de la création de voies dédiées aux véhicules à occupation multiple sur les rampes d'accès. L'hypothèse retenue est que les usagers quitteront leur itinéraire habituel pour prendre l'autoroute si leur gain de temps minimal est de 5 minutes. Bien que cette méthode permette de prédire l'impact de l'opération sur la congestion de l'autoroute, l'impact global n'est pas estimé notamment en ce qui concerne le réseau de surface, en sorte qu'une évaluation économique est difficilement réalisable.

Ces faiblesses des méthodes d'évaluation des impacts sur la congestion viennent en partie du fait que la relation entre les indicateurs employés et le profil de la demande en période de congestion n'est pas explicite. En ce qui concerne les HKM, un document de référence [57] suggère certes une croissance des heures d'encombrement estimée à 2.9% pour une croissance du trafic comprise entre 1 et 3% par exemple, mais il s'agit d'une croissance de la demande globale qui ne prend pas en compte les variations à l'échelle d'une journée ou d'une période plus courte. Il en est de même pour la vitesse moyenne, ou le temps de parcours. On sait que d'une manière générale lorsque le volume de trafic augmente sur un réseau, les vitesses moyennes diminuent. En congestion, la vitesse mesurée sur une section est celle des véhicules qui arrivent à traverser la section. Les débits mesurés également correspondent aux volumes de véhicules qui quittent la section et non de ceux qui souhaitaient la traverser. Utilisées telles quelles dans une évaluation a posteriori, les données des capteurs, ou les indicateurs usuels qui en découlent, ne permettent donc pas de déterminer l'impact réel d'une opération de gestion de trafic sur les conditions de circulation dans le cas d'une modification quelconque du profil de la demande en congestion. Une méthode adaptée reste donc à définir.

## 3.2 Evaluation des impacts sur la sécurité

### 3.2.1 Conditions de circulation et sécurité routière

Le gestion dynamique du trafic visant à modifier les conditions de trafic existantes et jugées insatisfaisantes, l'évaluation de son impact sur la sécurité routière passe par la connaissance de la relation existant entre les deux. L'existence de cette relation est admise depuis longtemps. Ainsi, l'on sait de manière intuitive qu'en trafic fluide le faible volume de véhicules présent sur un réseau réduirait la probabilité d'occurrence d'un accident par rapport à un trafic congestionné où les risques de conflits sont plus importants. En revanche, dans ce dernier cas les vitesses sont plus faibles, réduisant ainsi l'intensité des chocs et donc la gravité des accidents. Plusieurs études traitent la relation entre les taux, fréquences et gravité des accidents qui surviennent sur un tronçon de route ou un réseau et les caractéristiques du trafic. En fonction du type de données disponibles, les différents auteurs abordent le sujet soit sous l'angle des débits (horaires, journaliers ou annuels), soit sous celui des vitesses (limites ou moyennes). La connaissance des caractéristiques de base du trafic permet ensuite de dégager, sans grande précision, les tendances générales quant à la relation entre sécurité routière et trafic.

#### *a) Relation entre accidents et débits*

En ce qui concerne l'approche par les débits, dans l'ensemble la plupart des recherches concluent qu'au cours d'une journée, la fréquence des accidents augmente avec les volumes de véhicules. Par exemple, Martin [73] a réalisé une étude sur les accidents matériels et corporels survenus sur environ 2000 km d'autoroutes interurbaines françaises pendant 2 ans. A partir d'un modèle de régression incluant débits, période de la journée et type de jour, l'auteur a conclu que les faibles débits constituent un problème à la fois par rapport à la fréquence des accidents, mais également à leur sévérité. Ce résultat est cohérent avec ce qui a été dit au paragraphe précédent puisque les faibles débits sont enregistrés tant en fluidité qu'en congestion. D'autres travaux lient le taux et la gravité des accidents au niveau de congestion (période de pointe ou creuse), au rapport volume-sur-capacité (Q/C), ou à des variables susceptibles de renseigner sur les conditions de circulation. Ainsi d'autres auteurs [74] ont utilisé les données relatives aux débits de véhicules et aux nombres d'accidents enregistrés sur une autoroute coréenne pendant 6 ans afin d'établir une base pour la prévision des accidents de la circulation en fonction du rapport Q/C. Ils ont mis en évidence des taux d'accidents différenciés en fonction du type d'infrastructure considéré (section courante, tunnel, barrière de péage) et à partir de certains seuils du rapport Q/C. Une étude de Golob [75 ; 76] associe les types d'accidents au type d'écoulement sans toutefois permettre d'en prédire les taux. Parallèlement à ces résultats concordants, deux récentes études d'une équipe de chercheurs au Royaume-Uni - [77; 78] - n'ont trouvé aucun impact du niveau de congestion sur la fréquence des accidents, quelque soit leur type. Leurs travaux ont été menés sur des données de 4 ans sur l'autoroute M25.

#### *a) Relation entre accidents et vitesses*

Le principal inconvénient de ne considérer que la seule composante débit pour qualifier le trafic dans l'analyse de la sécurité tient à la particularité même de l'écoulement où un même débit peut correspondre à deux états de trafic complètement différents, l'un fluide et l'autre saturé. Ainsi, une autre série d'études associe la gravité des accidents à la vitesse des véhicules. Nilsson et Elvik [79; 80] emploient le modèle puissance pour prédire les taux d'accidents corporels en fonction d'un changement de la vitesse moyenne des véhicules sur un réseau. Ce taux est directement proportionnel au rapport de la vitesse initiale à la vitesse finale, élevé aux puissances 2 pour les accidents corporels, 3 pour les accidents mortels et corporels avec blessés graves et 3 pour les accidents mortels seuls. En revanche, les accidents matériels ne sont pas pris en compte. D'autres recherches ont également établi une relation entre les risques d'accidents sur une section et les conditions de trafic en temps réel [81 ; 82 ; 83]. Celles-ci sont définies par (a) la variation de la vitesse à l'amont du point d'occurrence de l'accident, ou entre les deux extrémités d'une section donnée, et (b) la densité de la section. Ces auteurs utilisent des modèles de type log-linéaire ou logit afin d'examiner les caractéristiques accidentogènes du trafic tout en contrôlant des facteurs comme la géométrie de la section, les conditions météorologiques et le niveau de congestion (périodes de pointes ou creuses). Les modèles de prévision d'accidents en temps réel et hors-ligne visent des objectifs différents mais dans l'ensemble leurs résultats sont identiques : le potentiel d'accident est plus élevé en périodes de fort trafic et lorsque les variations de la vitesse sont très élevées.

### 3.2.2 Impact des opérations d'affectation variable des voies sur la sécurité

A l'heure actuelle, la plupart des études portant sur l'évaluation de l'impact des opérations d'exploitation routière sur la sécurité sont réalisées a posteriori suivant la méthode empirique de Bayes. Elles reposent sur l'idée qu'il existe une relation linéaire ou non entre les volumes de véhicules – agrégés sur une base horaire, journalière ou annuelle – la fréquence des accidents et les caractéristiques du site [84]. L'évaluation se fait soit à partir de « Groupes de contrôle », soit suivant une méthodologie de type « Avant/Après » sur un même site.

#### *a) L'emploi des groupes de contrôle*

La méthodologie de type « Groupe de contrôle » consiste à identifier un réseau de référence n'ayant fait l'objet d'aucun traitement particulier mais présentant les mêmes caractéristiques que le site à étudier dans son état initial. Le niveau de sécurité sur ce dernier site sur lequel l'opération d'exploitation a été mise en œuvre est ensuite comparé au niveau de sécurité sur le réseau de référence. Tout écart est considéré comme résultant de l'opération. Citons à titre d'exemple cette étude de Bauer et al. [85] sur l'effet de la création d'une voie supplémentaire sur la sécurité. Les

auteurs utilisent un modèle de régression binomiale négative pour définir les fréquences d'accidents en fonction du trafic journalier moyen annuel (TJMA) et la longueur du tronçon. Leurs résultats indiquent que les voies supplémentaires n'entraînent pas toujours une augmentation statistiquement significative des fréquences d'accidents. Ces auteurs ont aussi noté que certaines hausses observées peuvent être dues aux différentiels de vitesses sur des voies adjacentes de types différents (dédiée et non dédiée), ou à une délocalisation du goulot d'étranglement.

### *b) Etude Avant/Après sur un même site*

Cette méthodologie est de loin la plus employée, probablement à cause des spécificités de chaque site qui compliquent parfois la recherche d'un groupe de contrôle. Le principe consiste à estimer, à partir des données passées, comment serait la sécurité sur le réseau en question si l'opération n'avait pas été mise en œuvre, et à comparer ce résultat avec celui observé après la mise en œuvre du projet. L'estimation de ce que serait la situation sans l'opération est réalisée par divers modèles. L'étude de Lee et al. [86] sur l'utilisation des voies médianes par les véhicules à occupation multiple aux heures de pointe utilise également des modèles de régression binomiale négative avec toutefois un plus grand nombre de variables indépendantes afin de mieux prendre en compte l'effet des conditions de circulation. Les auteurs considèrent, entre autres, le trafic moyen journalier annuel, les conditions météorologiques, l'éclairage, la présence de zones de convergence ou de divergence. Leurs résultats indiquent que le nombre d'accidents est lié aux débits de véhicules et au mauvais éclairage notamment au voisinage des rampes. Ainsi, si ces auteurs ne relèvent pas d'effet significatif de l'opération sur la sécurité, leurs recherches mettent toutefois en évidence l'existence d'un lien entre accidents et conditions de circulation. En Espagne, l'impact des voies réversibles sur la sécurité routière semble être bénéfique. En effet, à Séville une nette baisse des accidents matériels est répertoriée depuis 2004, date à laquelle des radars automatiques ont été installés sur le pont. Par ailleurs, seulement 3 accidents liés au contresens sur la voie réversible sont enregistrés depuis 2000. Quant au Pont de Cadix, depuis la mise en place du système, aucun accident n'a été recensé. Néanmoins, dans les deux cas les documents analysés ne précisent pas la tendance en matière d'évolution des accidents sur l'ensemble du réseau ou sur les axes considérés. Il s'agit donc de données à utiliser avec précaution.

### *c) Méthode couplée*

Nous mentionnerons enfin les récents travaux d'Aron et al. [87 ; 88 ; 89] sur l'impact de l'utilisation d'une voie auxiliaire sur un tronc commun autoroutier en Ile-de-France. Différents modèles ont été mis au point par les auteurs. L'approche globale emploie les deux méthodes « Avant/Après » et « Groupe de contrôle » pour prédire la variation du nombre d'accidents sur le tronçon aménagé. Cette approche est basée sur la définition de risques d'accident différenciés selon que l'on se trouve sur le tronc commun ou ailleurs. De plus, un 'effet temporel' est également pris en compte afin de prédire les accidents à partir de données passées. De même que les deux

précédentes études citées plus haut, cette recherche n'a mis en évidence aucune variation significative du nombre d'accidents sur l'infrastructure concernée due à l'ouverture de la voie auxiliaire.

### 3.2.3 Faiblesse des approches existantes

Dans la pratique, il faut un suivi de 3 à 5 ans afin d'appréhender l'impact réel d'une stratégie d'exploitation sur la sécurité. Très peu de résultats sont actuellement disponibles sur les différentes opérations réalisées en Europe. Néanmoins, l'analyse avant/après des accidents sur une longue période permet de déceler les tendances principales sur la sécurité. Les conclusions issues d'expériences diverses en Europe et aux Etats-Unis apparaissent parfois contradictoires. Certaines études montrent un effet négatif sur la sécurité, tandis que d'autres n'associent aucune dégradation du niveau de sécurité à l'utilisation de la bande d'arrêt d'urgence comme voie de circulation ; d'autres encore indiquent même une amélioration de la sécurité. La vitesse excessive et inappropriée est la cause d'environ 1/3 des accidents dans la majorité des pays de l'OCDE. Les voies dédiées aux VOM en site propre sont parfois perçues comme étant plus dangereuses en raison de la fluidité du trafic, mais à date aucun résultat d'étude ne permet de le confirmer. Quant aux voies non isolées, qu'elles soient prises sur la BAU ou à gauche de la chaussée, le principal risque d'accident se rapporte aux conflits potentiels avec les autres catégories de véhicules lors des mouvements d'entrecroisement.

Ces considérations mettent en évidence la faiblesse des relations jusque-là établies entre les accidents et certaines variables du trafic. En effet, si la plupart des impacts de la gestion dynamique du trafic peuvent être prédits au moyen de la simulation dynamique, il n'en est pas de même pour la sécurité routière. Cela tient au fait qu'il n'existe pas de méthode liant les accidents à l'ensemble des variables caractéristiques du trafic, c'est-à-dire les débits et les vitesses. Celles-ci sont influencées non seulement par les configurations de l'infrastructure et de la demande, mais également par de nombreux facteurs extérieurs tels que ceux pris en compte dans les études citées plus haut. Une telle méthode rendrait tout d'abord possible la prédiction des impacts sur la sécurité dans l'évaluation a priori. Elle permettrait par ailleurs une plus grande précision de l'évaluation a posteriori, en affranchissant du recours au groupe de contrôle souvent si difficile à trouver tant les caractéristiques géométriques diffèrent d'un tronçon à l'autre, et les données pas toujours disponibles.

## 3.3 Evaluation des impacts sur l'environnement

### 3.3.1 Modèles d'émissions

Il existe différents types de modèles d'émissions. Le calcul de la consommation de carburant et des émissions de polluants et de gaz à effet de serre se fait en multipliant une grandeur que nous pourrions appeler « quantité de transport » par un facteur d'émission. Cette quantité de transport est associée aux caractéristiques du trafic. Les facteurs d'émission décrivent quant à eux l'émission unitaire par unité de quantité de transport, par exemple en gramme par kilomètre parcouru, ou en gramme par seconde. Ils sont obtenus à partir d'essais de laboratoire destinés à reproduire les cycles de conduite des types de véhicules circulant sur les routes en situation réelle, en prenant en compte leur vieillissement. Smit et al. [90] regroupent les modèles d'émissions en trois grandes catégories en fonction de la manière dont la congestion y est prise en compte. Nous retiendrons ici cette classification étant donné que les opérations d'exploitation routière auxquelles nous nous intéressons dans le cadre de cette thèse visent généralement en premier lieu à agir sur la congestion.

#### *a) Modèles de type A*

Il s'agit de modèles qui requièrent la description des situations de conduite ou de variables associées à la congestion en entrée afin de déterminer les facteurs d'émissions pour les différentes classes de véhicules. L'on retrouve dans cette catégorie, les modèles d'émissions modaux dans lesquels les facteurs d'émission sont affectés aux différents modes de fonctionnement du moteur des véhicules individuels au cours d'un trajet (par exemple : arrêt, accélération, décélération, croisière). Les émissions totales dépendent ensuite de la durée de chaque mode. Les modèles de régression linéaire à plusieurs variables emploient de nombreux paramètres pour décrire chaque cycle de conduite (par exemple : vitesse moyenne, RPA, nombre d'arrêts par km, etc.). Pour chaque situation de conduite donnée en entrée, les émissions des différents polluants sont calculées par régression linéaire. Parmi les modèles de type A, on peut citer par exemple VERSIT+ et UROPOL [91].

#### *b) Modèles de type B*

Ces modèles constituent l'approche la plus ancienne dans le calcul des émissions liées au transport. Celles-ci sont calculées en fonction de certaines variables macroscopiques du trafic comme les volume et classes de véhicules, la vitesse moyenne, ainsi que des caractéristiques de l'infrastructure telles que la longueur du tronçon, le nombre de voies etc.). Parmi ces modèles, on peut citer par exemple COPERT 3, DRMB et MOBILE. Le principal défaut des modèles de type B est la non prise en compte des conditions de circulation. En effet, deux vitesses moyennes relativement faibles (par exemple, 40 km/h) peuvent correspondre à deux conditions de circulation très différentes suivant que l'on soit en milieu urbain ou sur un tronçon autoroutier, auxquels cas les

niveaux d'émissions ne seront pas non plus les mêmes. Le model TEE (Traffic Energy and Emissions) représente une amélioration de l'approche en proposant une correction des facteurs d'émission en congestion.

### *c) Modèles de type C*

Ils sont en quelque sorte une combinaison des deux précédents, puisque les facteurs d'émissions sont calculés sur la base d'une variable quantitative du trafic (généralement la vitesse moyenne) et de la situation de conduite (à choisir dans une palette prédéfinie). Il s'agit des modèles les plus employés à l'heure actuelle pour les calculs d'émissions tant à l'échelle régionale que locale. En Europe, les trois principaux outils sont les modèles COPERT 4 et ARTEMIS et le manuel des facteurs d'émissions (HBEFA). Ces modèles incluent une base de données de facteurs d'émissions pour les différentes catégories et technologies de véhicules rencontrées dans l'espace européen. ARTEMIS et HBEFA proposent des facteurs d'émissions en fonction des situations de circulation. Celles-ci concernent essentiellement la cinématique de l'écoulement, en termes de fréquence des accélérations/décélérations par exemple, lesquelles influencent la consommation et les émissions. COPERT 4 est certes basée sur les vitesses moyennes [92], mais le modèle distingue le type d'environnement dans lequel s'effectue le trajet. Il est clair qu'un trafic avec de nombreuses accélérations/décélérations est très susceptible de correspondre à un trafic à faible vitesse moyenne. En revanche, une faible vitesse moyenne ne signifie pas nécessairement que le trafic est perturbé, sur voiries urbaines notamment. C'est ainsi que l'on remarque par exemple que à titre indicatif ARTEMIS suggère des vitesses moyennes correspondant à chaque situation de circulation en fonction de la catégorie de l'infrastructure. De même dans COPERT 4 les facteurs d'émissions sont différenciés en fonction de la vitesse moyenne et du type d'infrastructure, permettant ainsi une comparaison des deux modèles.

### *d) Les émissions sonores*

Le bruit des transports est particulièrement gênant en milieu urbain, à proximité des zones d'habitation, de détente, de travail et de soins. Aussi les nouvelles réglementations relatives au bruit imposent-elles d'internaliser dans un projet l'essentiel des nuisances sonores par le biais d'investissements permettant de respecter les seuils admis.
On distingue trois (3) composantes du bruit émis par le trafic routier :

- Le bruit du moteur, prépondérant lorsque la vitesse de circulation est faible ;
- le bruit de roulement des véhicules qui devient une préoccupation très forte dès que la vitesse dépasse 50 km/h ;
- Le bruit aérodynamique, qui devrait être pris en compte au-delà de 100 km/h.

A notre connaissance, à l'heure actuelle les relations entre le freinage, l'accélération et les émissions sonores ne sont pas modélisées. La puissance horaire émise, $L_{Aeq}$, est fonction du logarithme du débit pour des vitesses inférieures à 60 km/h et est fonction du logarithme de la vitesse pour les vitesses supérieures à 60 km/h. Elle s'écrit sous la forme :

$$L_{Aeq} = \alpha + 10\log Q + 20\log V$$

Avec
Q : débit horaire (véh/h) ;
V : vitesse moyenne (km/h) ;
α: une constante.

### 3.3.2 Impacts des opérations d'affectation variable des voies sur l'environnement

La pratique d'évaluation de l'impact environnemental des opérations de gestion de trafic est relativement récente en France [93; 94]. La première étude concerne la régulation des vitesses sur l'autoroute A7. La consommation et les émissions sont calculées a posteriori à l'aide du modèle IMPACT de l'ADEME reposant sur la méthodologie COPERT 3 : les données de trafic sont moyennées sur la totalité du lien et pendant toute la durée de l'activation de l'opération, sans tenir compte des variations temporelles et spatiales du trafic. La seconde étude en revanche porte sur la simulation de l'opération de régulation d'accès généralisée sur la partie Est du réseau autoroutier de l'Ile de France. Les calculs sont réalisés à l'aide d'un module intégré dans le modèle de simulation de trafic et suivant la discrétisation spatiotemporelle requise par celui-ci, c'est-à-dire des pas de temps de 6 minutes et des sections de longueurs avoisinant 500 à 1000 mètres. Néanmoins, ces calculs reposent sur des facteurs d'émissions imprécis qui ne prennent pas en compte les dernières évolutions relatives à l'effet des conditions de circulation et de la catégorie d'infrastructure.

Les tronçons autoroutiers qui font l'objet des mesures d'exploitation sont ceux sur lesquels généralement la saturation dépasse un seuil supposé admissible. Ces mesures sont appliquées sur une étendue temporelle bien définie au cours d'une journée, comme les périodes de pointe. Elles visent à réduire ou éliminer la congestion. De la même manière, une opération dont le but serait l'amélioration de la qualité de l'air viserait à ramener les émissions de certains polluants à des seuils admissibles. Il est donc intéressant de tenir compte de la variation journalière des conditions de circulation dans le calcul des émissions globales.

Une étude de Gram [95] sur une route radiale en Norvège montre par exemple que les courbes d'émissions horaires de CO et NOx présentent une allure identique à celle des débits horaires entre 0 et 24h, avec les pics aux heures de pointe. De même, Kassomenos et al.[96] montrent, à partir d'une étude sur 7 routes principales à Athènes, que les émissions de NOx, Benzène, PM10 et VOC présentent une variation significative au cours de la journée et semblent être sensibles aux moindres

changements dans le profil de débits. Dans les deux études ci-dessus, les données de trafic sont agrégées sur des pas de temps de 1h et 15 minutes respectivement, tandis que la longueur des sections atteint des valeurs autour de 500 mètres. Des résultats identiques sont obtenus par Kusakabe et al. [97] et sont cohérents avec les courbes d'émissions de polluants et l'allure générale du diagramme fondamental d'une section de route liant la vitesse au débit. En effet, le niveau de consommation (resp. d'émission de NOx, PM, CO2) unitaire d'un véhicule léger moyen est a peu près identique à 10 km/h et 120 km/h par exemple. Or l'on sait qu'en conditions normales, ces vitesses correspondent respectivement à des trafics saturé et fluide. Les volumes de véhicules impliqués dans les deux cas étant très différents, il est normal que pour une même composition du trafic l'on enregistre des consommations et émissions totales très différentes.

En ce qui concerne les émissions sonores, les opérations d'exploitation du trafic sur les réseaux autoroutiers ne visent pas principalement leur réduction. Néanmoins elles peuvent y contribuer dans certaines conditions, en diminuant par exemple les freinages et accélérations répétées liées à la congestion. Bien que l'augmentation de la capacité associée à certaines variantes d'affectation variable des voies soit susceptible d'entraîner une augmentation de la vitesse moyenne, l"impact négatif des opérations d'exploitation sur les émissions sonores est plus à redouter sur le moyen et le long terme lorsque l'amélioration de l'écoulement qu'elle produisent est telle qu'elle génère du trafic nouveau.

### 3.3.3 Faiblesse des approches existantes

La première faiblesse que l'on peut souligner par rapport aux modèles d'émissions disponibles pour l'évaluation des opérations de gestion dynamique du trafic est tout d'abord liée à la difficulté d'utilisation des outils logiciels qui les accompagnent. En effet, le développement des simulateurs de trafic et des modèles d'émissions se fait généralement de manière séparée en sorte que seuls certains simulateurs tels que PARAMICS, PACSIM ou FREQ12 [17, 51] disposent d'un module de calcul des émissions. Or bien que les théories qui régissent l'écoulement du trafic soient universelles, les bases de données relatives au parc de véhicules et aux facteurs d'émissions associés et incluses dans ces outils correspondent à ceux des pays dans lesquels ils sont conçus. En sorte que les résultats relatifs à la simulation du trafic peuvent être corrects sans que ce ne soit le cas pour les calculs d'émissions. Si le développement de ces deux catégories d'outils doit se poursuivre de manière séparée, il est important que des interfaces soient également conçues. C'est pour adresser cette faiblesse qu'un projet européen comme OSSA (Open Framework for Simulation of transport Strategies and Assessment) a été conçu [116]. Néanmoins, le logiciel reste encore au niveau expérimental et intègre un noyau de simulateur de trafic principalement orienté vers les réseaux de voies urbaines (PACSIM et HYPERTRANS).

La deuxième faiblesse que l'on peut déceler dans les approches d'évaluation des impacts environnementaux découle de celle soulevée dans l'évaluation des impacts sur la congestion,

puisque le calcul des émissions se fait à partir des données de trafic. Les opérations d'exploitation sont de plus en plus intégrées dans les études de planification locale et régionale. Or à ce stade, il est rare de constater le recours à des outils de simulation dynamique du trafic. Les prévisions se basent généralement sur les véhicules-kilomètres [98]. Si les calculs globaux des émissions sont possibles à l'aide de certains modèles de type C, les méthodes employées ne leur permettent pas de rendre compte de l'impact des variations journalières du trafic sur les émissions de polluants et de gaz à effet de serre, tel que mis en évidence dans les études citées plus haut. De même, dans une évaluation a posteriori, la question de la définition de la situation de référence en termes d'émissions se pose à nouveau dans le cas d'une modification de la demande qui aurait pu affecter le niveau de congestion du tronçon ou du réseau indépendamment de la mise en œuvre de l'opération de gestion du trafic.

## Considérations générales sur les méthodes existantes d'évaluation des opérations d'affectation des voies

Dans le contexte actuel de mobilité durable, l'évaluation de l'efficacité d'une opération d'exploitation routière doit tenir compte d'un ensemble de critères opérationnels, économiques, environnementaux et sociaux. Dans ce chapitre et dans le cadre de cette thèse, nous nous sommes limité aux seuls impacts sur la congestion, la sécurité et l'environnement. Les principaux résultats obtenus, a priori et a posteriori, confirment que ces impacts ne peuvent pas être analysés séparément. En effet, une opération qui viserait à éliminer entièrement la congestion peut procurer un gain de temps non négligeable aux usagers de la route et avoir aussi un impact sur la productivité et la compétitivité économique des territoires. Cependant, en termes de coûts d'investissement une trop grande fluidité du trafic à moyen et long terme peut traduire un fonctionnement inefficient de l'infrastructure que l'on pourrait considérer comme ayant été surdimensionnée. Par ailleurs, les campagnes actuelles en matière de prévention des accidents de la circulation sont motivées par le constat que les vitesses pratiquées lorsque le trafic est très fluide augmentent également les risques d'accidents mortels, lesquels génèrent un coût économique pour la collectivité en plus du choc émotionnel impossible à monétariser. Finalement, sur le plan environnemental les études montrent également qu'un véhicule circulant à une vitesse très élevée est susceptible d'émettre autant de gaz à effet de serre et de certains types de polluants que s'il circulait en congestion. Il existe des situations de conduite donnant lieu à des niveaux d'émissions bien inférieurs. Ces considérations soulignent le fait qu'un trafic très fluide ne correspond pas nécessairement aux conditions de circulation optimales permettant de maximiser les gains pour la collectivité. La recherche de cet optimum suppose un compromis sur les objectifs des opérations d'exploitation. Elle impose également l'emploi d'un indicateur unique pour l'évaluation. En plus des qualités usuelles dont cet indicateur doit disposer [96], il doit pouvoir décrire les conditions de circulation de manière discrète ou continue et servir d'intrant dans les méthodes de calculs d'impacts existantes ou à développer.

Ce chapitre conclut la première partie du document sur la place de l'exploitation routière face aux enjeux de la mobilité durable. La deuxième partie propose une nouvelle approche pour l'évaluation des opérations d'exploitation avec une emphase particulière sur l'affectation variable des voies. Cette approche sera construite autour d'un indicateur unique tel que nous venons de le mentionner et prendra en compte les trois critères que nous avions considérés, à savoir la congestion, la sécurité routière et l'environnement.

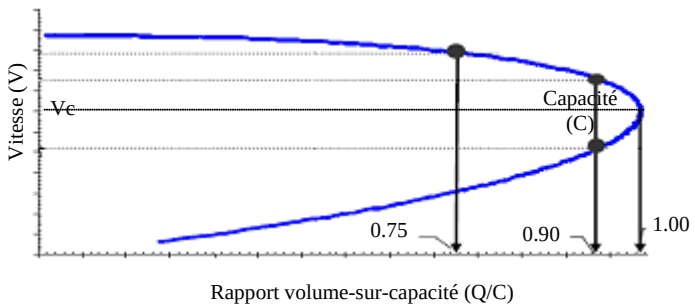
# Partie II. Nouvelle méthode d'évaluation des opérations d'exploitation routière:

## *Une Approche par niveau de service*

# Méthodologie Générale

## Description de l'indicateur "Niveau de service"

L'évolution du trafic sur un tronçon de route peut être appréhendée sous deux angles. Celui de l'usager qui constate par exemple une réduction de sa vitesse et une augmentation de son temps de parcours. Et celui du professionnel de transport qui raisonne de manière plus globale en termes de niveaux de service. Ceux-ci sont fixés de façon arbitraire, suivant les pays, en fonction de certains seuils définis à partir des débits (Q), des vitesses (V) et ou densités (K) mesurées par exemple par des capteurs placés sous la chaussée. Le Highway Capacity Manual [100] définit six niveaux de service (LOS A à LOS F), dont quatre en fluidité. En France, la détermination des seuils de discrimination des quatre niveaux de service ( $NSC_1$ à $NSC_4$ ) s'appuie sur la courbe du diagramme fondamental (figure 10) reliant les débits aux vitesses correspondantes.




| | |
|---|---|
| $NSC_1$ | Q/C < 0.75 et V>Vc |
| $NSC_2$ | 0.75 ≤ Q/C < 0.90 et V≥Vc |
| $NSC_3$ | Q/C ≥ 0.90 |
| $NSC_4$ | Q/C < 0.90 et V<Vc |

Figure 10 Seuils de discrimination des niveaux de service sur le diagramme fondamental (méthode française)

Cette courbe est calibrée à partir de mesures. Les modèles de types puissance ou exponentielle généralisée sont les plus utilisés. Les états de trafic correspondants sont les suivants :

| **Classification française** | **Etat du trafic** | **Classification HCM** |
|---|---|---|
| $NSC_1$ | Fluide | (LOS A et LOS B) |
| $NSC_2$ | Fluide à dense | (LOS C et LOS D) |
| $NSC_3$ | Dense | (LOS E) |
| $NSC_4$ | Congestionné | (LOS F) |

## Principe de la nouvelle approche d'évaluation

Cette deuxième partie du document propose une autre approche de l'évaluation s'appuyant sur la notion de niveau de service de circulation comme unique indicateur d'évaluation des impacts sur la congestion, la sécurité et l'environnement. Cet indicateur a été choisi parce qu'il est largement employé depuis longtemps par les gestionnaires de réseaux et qu'il rend compte des conditions de circulation à partir de caractéristiques recueillies par les systèmes de mesure de trafic installés sur la majorité des autoroutes urbaines et interurbaines. La deuxième raison justifiant le choix de cet indicateur est qu'elle permet d'harmoniser les différentes méthodes d'évaluation existantes. En effet, nous avons vu au dernier chapitre que suivant les pays et les auteurs il existe une diversité de méthodes d'évaluation pour chacun des critères considérés. Notre approche peut être représentée à travers l'organigramme de la page suivante.

Une évaluation implique la comparaison de deux situations: une *situation de référence*, désignant l'état initial, et une *situation projet* qui représente le nouvel état. Ces situations sont caractérisées par un ensemble de critères, $C_m^{Réf}$ et $C_m^{Proj}$ respectivement. Comme au chapitre précédent, nous en retenons trois (m =1 à 3) .

- Congestion, $C_1^{Réf}$ et $C_1^{Proj}$

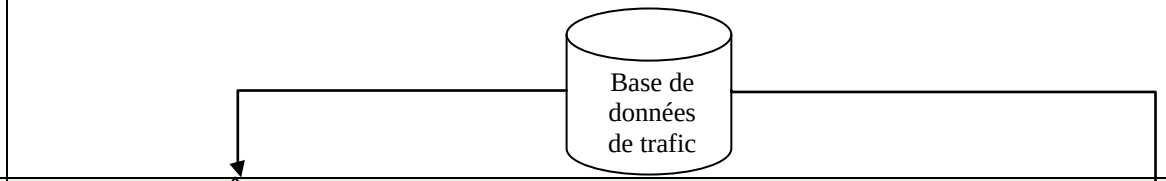
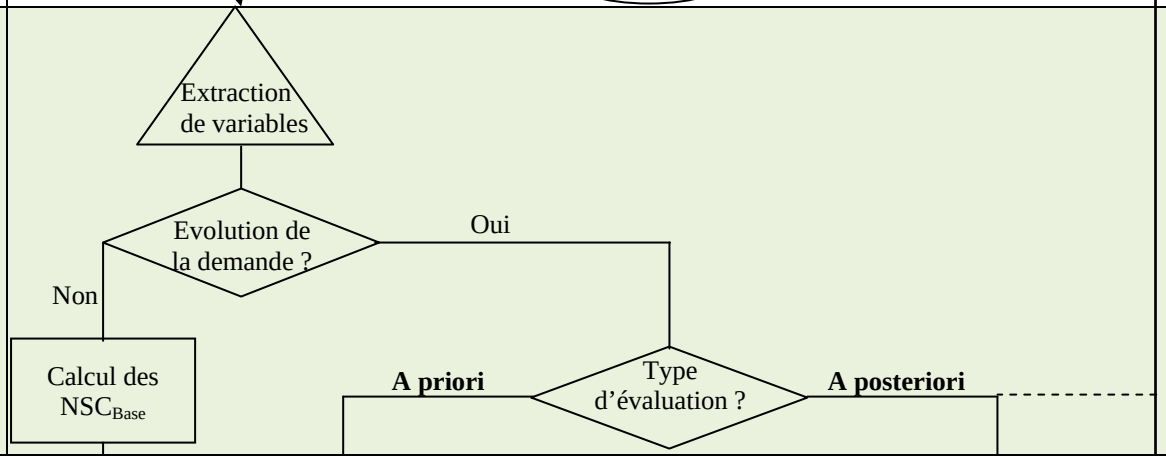
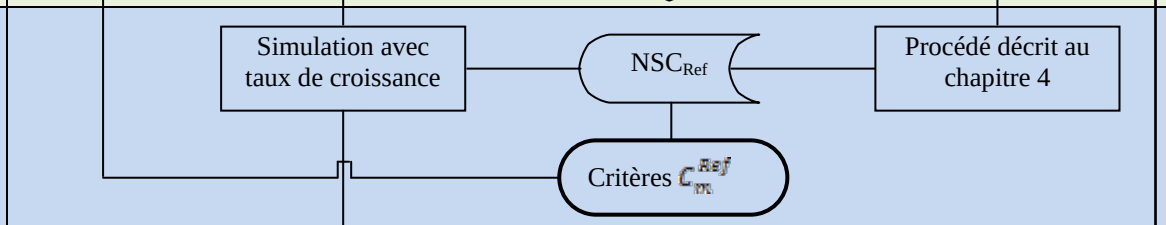
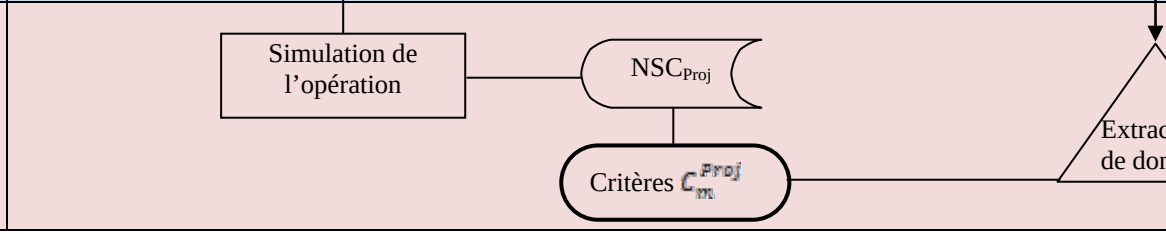
La congestion correspond à un niveau de service donné (NSC4 ou LOS F), pour lequel nous considérerons l'évolution du temps total passé en circulation. Le temps passé aux autres niveaux de service n'est pas pris en compte dans la perspective d'une évaluation socio-économique où seuls les retards sont valorisés.

- Sécurité, $C_2^{Réf}$ et $C_2^{Proj}$

Un taux d'accident est associé à l'ampleur de chaque niveau de service. Le nombre total d'accidents dépendra donc de la répartition spatiotemporelle des niveaux de service.

- Environnement, $C_3^{Réf}$ et $C_3^{Proj}$

Il ne s'agit pas de développer une méthode d'évaluation proprement dite. Néanmoins, le découpage par niveau de service utilisé pour les deux précédents critères s'intègre dans le contexte actuel de développement des modèles d'émissions qui distinguent différentes conditions de circulation. Son application s'intègre également dans la recherche de l'optimum à viser par une opération d'exploitation tel que nous l'avons souligné à la fin du chapitre 3.

| Séquence temporelle | Processus | Description |
|---|---|---|
| |  | La base de données fait partie du système de gestion du trafic. Elle est alimentée par les stations de mesure équipant les réseaux. |
| **Situation de Base** |  | La situation de base correspond aux conditions de circulation enregistrées sur le tronçon ou le réseau étudié. Elle est caractérisée à partir des données recueillies de la base de données de trafic. Des comptages et enquêtes complémentaires peuvent également être nécessaires. Lorsqu'aucun changement du niveau de la demande n'est prévu (du fait de l'opération), les données ainsi obtenues servent à calculer l'indicateur « Niveau de service » de Base ($NSC_{Base}$). |
| **Situation de Référence** |  | L'indicateur $NSC_{Base}$ caractérise ainsi la situation qui servira de référence pour l'évaluation. Si au contraire il est prévu une évolution du niveau de la demande ne résultant pas de l'opération, il faut calculer les caractéristiques de référence. Pour une évaluation a priori, on procède par simulation, et pour une évaluation a posteriori on peut utiliser la méthode décrite au chapitre 4. |
| **Situation Projet** |  | L'indicateur $NSC_{proj}$ caractérisant la situation projet est obtenue par simulation en évaluation a priori, et à partir des la base de données de trafic s'il s'agit d'évaluation à posteriori. |

## Données et Outils utilisés

L'essentiel des données utilisées dans cette partie ont été collectées sur deux sites différents : l'autoroute A1 entre Roissy et Paris et l'autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau. Ils ont été retenus en raison des opérations d'exploitation qui y ont été programmées. Pour l'instant seul le site de l'A1 a fait l'objet d'une expérimentation réelle pendant environ 1 an. L'approche d'évaluation que nous proposons sera donc appliquée tant à l'évaluation a priori et qu'à l'évaluation a posteriori.

### *Description des sites*

#### - *L'autoroute A1 entre Roissy et Paris*

L'autoroute A1, encore appelée Autoroute du Nord, relie Paris à Lille sur une longueur de 225 km en passant par la commune de Roissy-en-France, laquelle accueille l'aéroport international Charles de Gaulle. Elle traverse en outre les zones fortement urbanisées de Seine-Saint-Denis et est raccordée aux autoroutes A3 et A104 au niveau d'Aulnay-sous-Bois et A86 à la Courneuve. L'autoroute A1 est classée parmi les plus chargées de France. A l'heure de pointe du matin la congestion s'étale sur les cinq (5) derniers kilomètres à l'arrivée sur le centre de Paris (Porte de la Chapelle). Elle débute aux environs de 7 het perdure facilement jusqu'à 11 h, voire au-delà.

Illustration 16 Autoroute A1 entre Roissy et Paris

Durant cette période, la plupart des taxis se retrouvent coincés dans les embouteillages ou tout simplement à l'arrêt au niveau de l'aéroport. Afin d'augmenter l'offre de taxis dans le centre de Paris, la Direction Régionale de l'Equipement d'Ile de France (DREIF) avait décidé d'expérimenter au printemps 2009 une opération consistant à leur réserver la voie de gauche sur une section d'environ 4.5 km. L'opération devait en outre garantir les meilleures

conditions de sécurité possibles à l'ensemble des usagers de l'autoroute et minimiser la gêne et la congestion subies par les usagers non autorisés à circuler sur la voie réservée. Cette opération a été évaluée a priori et a posteriori sur le tronçon de 17 km entre Roissy et Paris.

- ***L'autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau***

Encore appelée l'Aquitaine, cette autoroute totalise environ 540 km entre Paris et Bordeaux. En Ile-de-France, elle est également empruntée par les bus qui desservent la gare de Massy-Palaiseau. La pointe du soir entraîne des remontées de queues qui affectent environ 25% des jours ouvrables. Afin de fiabiliser les temps de parcours pour les utilisateurs des lignes de transports en commun (et par la même occasion encourager le report modal vers le bus et le train), la DIRIF réfléchit à un projet d'études préliminaires concernant la création d'une voie qui leur soit dédiée. La solution imaginée consistera à élargir d'une voie supplémentaire l'autoroute A10 par la droite dans le sens province-Paris et à réserver la voie de gauche à la circulation des bus.

Illustration 17 Autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau

Le tronçon objet de l'étude mesure environ 12 km ; les solutions envisagées s'appliquent sur des longueurs de 1.6, 4.5 et 7.0 km.

## *Base de données*

Trois sources principales de données sont utilisées dans ce travail : les bases de données des Postes de Contrôle (PC) des réseaux concernés, les données d'accidentologie, et celles relatives à la composition du parc de véhicules en France. Par ailleurs, les Bulletins de Météo France ainsi que la main courante des exploitants ont servi au traitement des données de trafic et d'accidents.

- ***Données de trafic***

Le réseau autoroutier d'Ile-de-France est équipé de stations de mesures qui recueillent les données macroscopiques (débits, vitesses moyennes et taux d'occupation) et microscopiques (temps intervéhiculaires) au moyen de boucles électromagnétiques placées sous la chaussée. La distance moyenne entre les stations est comprise entre 500 et 1000 mètres. Celles-ci font partie du système SIRIUS (Service d'Information pour un Réseau Intelligible aux Usagers) dont l'objectif est d'optimiser les conditions de trafic sur le réseau par l'intermédiaire de diverses opérations de gestion du trafic [94]. Les données macroscopiques utilisées sont collectées toutes les 6 minutes avec une possibilité de les extraire sous une forme plus agrégée par pas de temps de 1 heure. Par ailleurs, SIRIUS calcule également des indicateurs globaux par tronçon à partir de ces données. Il s'agit de la distance totale parcourue, le temps total passé en circulation, le temps de parcours et les HKM de congestion, lesquels permettent de quantifier la performance du réseau.

- ***Données d'accidents***

Les données d'accidents proviennent du fichier national des accidents corporels de la circulation réalisé par le Service d'Etudes Techniques sur les Transports, les Routes et leurs Aménagements (SETRA) et constitué de l'ensemble des Bulletins d'Analyse des Accidents de la Circulation (BAAC)[3]. Ces bulletins sont établis parallèlement aux procès-verbaux dressés par les forces de l'ordre à chaque accident corporel en vue de l'action judiciaire ultérieure. Sur les autoroutes périurbaines, les BAAC sont établis par les Compagnies Républicaines de Sécurité (CRS). Les données sont contrôlées, validées et diffusées par l'Observatoire National Interministériel de la Sécurité Routière (ONSR). Elles renseignent sur les caractéristiques principales de l'accident (lieu, heure, type, etc…), le lieu d'occurrence (tracé, catégorie de voie, état de la route, etc…), les véhicules impliqués (VL, PL, 2 roues) et les conducteurs (catégories socioprofessionnelles, permis, alcolémie, etc…).

- ***Données relatives au parc de véhicules***

Les données nécessaires à l'utilisation du modèle de calcul des émissions concernent le parc de véhicules (composition et circulation), les températures moyennes, et les caractéristiques des carburants. Les données du parc ont été obtenues auprès du Laboratoire LAT de Thessalonique ;

[3] Il a fallu faire un choix entre les fichiers du BAAC et la main courante des exploitants, qui constitue également une source données d'incidents et d'accidents. Les fichiers du BAAC permettent de localiser avec précision l'accident en fonction d'un point de repère mais ne prennent pas en compte les accidents matériels. Tandis que la main courante, qui fournit également les accidents matériels, ne localise l'accident qu'en fonction de la commune traversée. Etant donné que nous voulions travailler avec des données de trafic sur des sections de 1 km maximum (pour les niveaux de service), nous avons opté pour les fichiers du BAAC.

elles proviennent du projet TREMOVE financé par l'Union Européenne. Il s'agit des différentes catégories de véhicules, leur âge, leurs proportions respectives et leur technologie (norme Euro et carburant). La base de données de TREMOVE est alimentée par les différents pays concernés. En France, l'essentiel de ces données est issu de la thèse de B. Bourdeau [101]. En ce qui concerne les températures moyennes, nous avons retenu celles incluses dans le modèle IMPACT de l'ADEME. Les caractéristiques des carburants sont celles qui sont définies par défaut dans le logiciel de calcul des émissions.

### *Outil de calcul des émissions COPERT 4*

COPERT est un outil de calcul des émissions de polluants et de gaz à effet de serre du secteur des transports routiers, développé sous la coordination de l'Agence Européenne pour l'Environnement. Le modèle utilise comme données d'entrée les volumes de véhicules, la composition du parc, la vitesse moyenne et le type d'infrastructure (autoroutes, voiries urbaines ou routes en rase campagne). L'exploitation des résultats est aisée; cependant comme un grand nombre d'outils de ce type, le logiciel ne dispose pas d'interface permettant de réaliser des études fines pour prendre en compte les variations journalières du trafic.

### *Outil de simulation du trafic FREQ12*

FREQ12[4] est un modèle américain de simulation macroscopique du trafic élaboré par l'Université de Berkeley et dont le calibrage est obtenu par manipulation directe des capacités et vitesses libres des différentes sous-sections. L'outil présente diverses fonctionnalités dont la capacité de simuler les opérations de contrôle d'accès (Module « Priority Entry ») et de voies dédiées aux véhicules à occupation multiple (Module « Priority Lane »). Le modèle permet en outre de prendre en compte l'effet d'un trafic dérivé d'un axe secondaire suite aux gains de temps générés par ces deux opérations.

#### - ***Données nécessaires à la simulation***

Les données d'entrées nécessaires à l'exécution de la simulation sont :

- Les caractéristiques géométriques de la section : essentiellement le nombre de voies et la longueur de chaque sous-section.

[4] Version 3.01 en date du 07/06/2006

- Les valeurs de débits aux entrées et sorties : une entrée (resp. sortie) marque obligatoirement le début (resp. fin) d'une sous-section. Une matrice Origine Destination vraisemblable est estimée par le modèle à partir de ces données.

D'autres éléments comme la capacité des sous-sections et des rampes, vitesses libres et vitesse critique sont également utilisés en entrées dans le modèle. Cependant ils peuvent faire l'objet d'ajustements durant le processus de calibrage.

### - *Principales contraintes*

En ce qui concerne le cas d'étude, le simulateur présente trois contraintes majeures.

- L'étendue temporelle admise pour l'analyse est très limitée par rapport au niveau d'agrégation des données disponibles et à l'étendue de la congestion observée. En effet, FREQ12 ne permet qu'un maximum de 24 pas de temps d'analyse et les données de trafic fournies par SIRIUS sont des données 6 minutes. Pour éviter des pertes importantes d'information dans le cas de l'A1 nous avons choisi de les agréger sur 12 min, ce qui confine l'étude à une période de 4,8 heures. Or la congestion débute à 7 h et dure la plupart du temps au-delà de 11 h 30. Les conditions aux limites sont donc difficilement satisfaites.

- La deuxième contrainte du simulateur tient au fait que le diagramme fondamental, qui caractérise l'écoulement du trafic sur une sous-section, est prédéfini. L'utilisateur n'a donc d'autre choix que de sélectionner, parmi les six (6) proposés, un diagramme approximatif en fonction des données réelles. Ceci contribue évidemment à augmenter les écarts sur les résultats. Par ailleurs, la vitesse libre minimale autorisée est 50 mph, soit environ 80 km/h, ce qui ne correspond pas aux caractéristiques de certaines sections. De même, la vitesse critique est fixe pour toute la longueur de la section, tandis que dans la réalité elle varie en fonction de la configuration de l'infrastructure elle-même.

- Finalement, la troisième contrainte de taille est que FREQ12 ne permet pas de traiter le cas de la conversion d'une voie banalisée en voie dédiée à une catégorie spécifique de véhicules. La simulation d'une voie dédiée n'est possible que si celle-ci est ajoutée à l'infrastructure en place, dans sa partie centrale (voie de gauche) et activée pendant toute la période de simulation. Il s'agit d'une contrainte de taille compte tenu de caractéristiques géométriques du réseau autoroutier d'Ile-de-France qui semblent favoriser davantage les opérations d'exploitation visant la conversion de voies existantes en voies dédiées plutôt que la création de voies nouvelles. En dépit de ces limitations, FREQ12 a été utilisé moyennant certaines hypothèses que nous présenterons par la suite.

- ***Données de sortie***

En sortie, le modèle fournit des indicateurs tels que les vitesses moyennes, densités et volumes de véhicules par sous-section et pour chaque pas de temps. Il calcule également le temps de parcours $T_{ij}$ des véhicules pour chaque couple [Entrée ($_i$), Sortie ($_j$)] avec j>i.

# Chapitre 4. L'évaluation des impacts sur la congestion

## Introduction

Les méthodes actuelles d'évaluation des impacts sur la congestion emploient généralement des outils de simulation dynamique du trafic pour les évaluations a priori, tandis que les évaluations a posteriori sont réalisées à partir de comparaisons de type Avant/Après. Néanmoins, la simulation des interactions entre différents tronçons d'un réseau donné nécessite souvent une quantité de données pas toujours disponible. Par ailleurs, les comparaisons de type Avant/Après des données collectées ne peuvent isoler l'impact réel d'une opération d'exploitation de celui d'une éventuelle croissance de la demande sur le réseau.

Nous proposons dans ce chapitre une méthode permettant d'adresser ces deux contraintes par l'emploi des indicateurs globaux obtenus au moyen des capteurs de trafic. Nous montrons qu'il est possible à partir de ces données de retrouver le profil de demande globale correspondant aux conditions de circulation enregistrées sur un tronçon. Ce profil peut ensuite être modifié pour représenter une croissance globale ou un report ponctuel de trafic. La méthode d'évaluation qui en découle repose sur la notion de niveau de service généralisé et trouve une application immédiate dans l'évaluation a posteriori, notamment pour analyser l'impact d'opérations visant soit l'augmentation de la capacité d'un lien ou la modulation de la demande. Elle peut également représenter un outil intéressant pour une étude à une plus grande échelle en analysant les interactions entre plusieurs tronçons suite à la mise en œuvre de ces stratégies, ainsi que les impacts en découlant en matière de sécurité ou d'environnement.

Les indicateurs globaux décrivent la performance d'un réseau ou d'un tronçon. Ils sont calculés à partir des données issues des stations de mesures placées soit le long des tronçons, soit au niveau des rampes d'accès et de sortie. Nous présentons ci-après les deux modes de calculs; ils nous seront utiles dans la suite du chapitre.

Pour le calcul à partir des stations disposées le long de l'axe principal, considérons un tronçon autoroutier de longueur L, et découpé en *n* sections tel que montré ci-dessous. Ce tronçon est équipé d'un ensemble de capteurs mesurant le débit et la vitesse des véhicules $Q_i$ et $V_i$, à chaque intervalle de temps *dt*. Supposons de plus que la longueur d'influence d'un capteur soit égale à la somme des demi-distances entre celui-ci et les deux capteurs situés de part et d'autre. La prise en

compte de cette longueur d'influence signifie que les variables, $Q_i$ et $V_i$, sont considérées uniformes en tout point de la section[5].

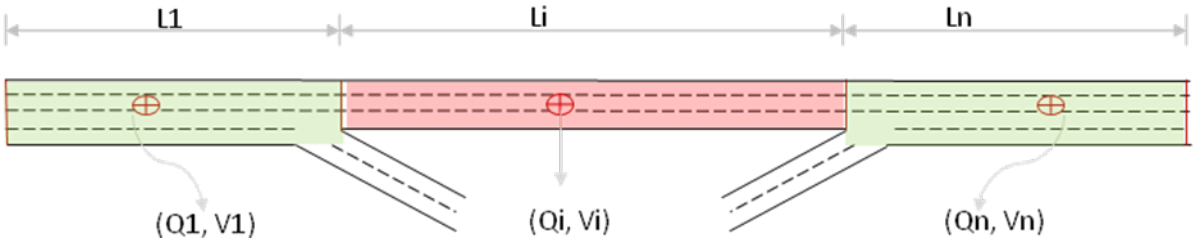



*Figure 11 Calcul des indicateurs globaux à partir des données de débits et de vitesses sur l'axe principal*

*Temps de parcours, T*

En appliquant un *modèle instantané* (chapitre 3), on obtient le temps de parcours sur chaque section à partir de la relation $TP_i = \frac{L_i}{V_i}$ . Le temps de parcours pour l'ensemble du tronçon est la somme $\sum_i T_i$ . [102].

*Distance totale parcourue, VKM*

Il s'agit d'un indicateur largement utilisé dans le domaine du transport. Comme pour le temps de parcours, son calcul est réalisé par agrégation des mesures prises aux différentes sections. Ainsi à chaque moment, la distance totale parcourue sur un tronçon est égale à $VKM = \sum_i L_i Q_i$ [103]. Un élément important à souligner dans le calcul de la distance totale parcourue est que la longueur de contribution d'un véhicule qui parcourt le tronçon en entier est égale à $\sum_i L_i$ , tandis qu'elle est plus faible pour les véhicules dont l'origine et la destination sont à l'intérieur du tronçon [104].

*Temps total passé en circulation, VH*

C'est la somme des temps que mettent tous les véhicules qui traversent les différentes sous-sections à effectuer leur déplacement. Il est donné par la formule : $VH = \sum_i \frac{L_i Q_i}{V_i} = \sum_i T_i Q_i$

Dans le deuxième mode de calcul, les capteurs ne seront plus placés sur l'axe principal, mais au niveau des entrées et des sorties. Considérons le tronçon ci-dessous constitué de trois sections et disposant de deux entrées et deux sorties. Compte tenu de la disposition des rampes, chaque

[5] ce qui est supposé vrai pour des sections courtes.

véhicule qui accède au tronçon a la possibilité d'emprunter l'une ou l'autre sortie. Les notations suivantes sont retenues :

$E_1$ (resp. $E_2$) est le débit à l'Entrée N°1 (resp. N°2); il est composé des véhicules ayant la sortie N°1 comme destination, $e_{1,X1}$ (resp. $e_{2,X1}$ ) et ceux qui se dirigent vers la sortie N°2, $e_{2,X2}$ (resp. $e_{2,X2}$).

Lorsqu'au cours d'un intervalle de temps k, tous les véhicules entrants arrivent à leur destination, la distance totale parcourue est égale à :

$$VKM_k = \left[e_{1,X1} \times (L_1 + L_2) + e_{1,X2} \times (L_1 + L_2 + L_3)\right] + \left[e_{2,X1} \times L_2 + e_{2,X2} \times (L_2 + L_3)\right]_k$$

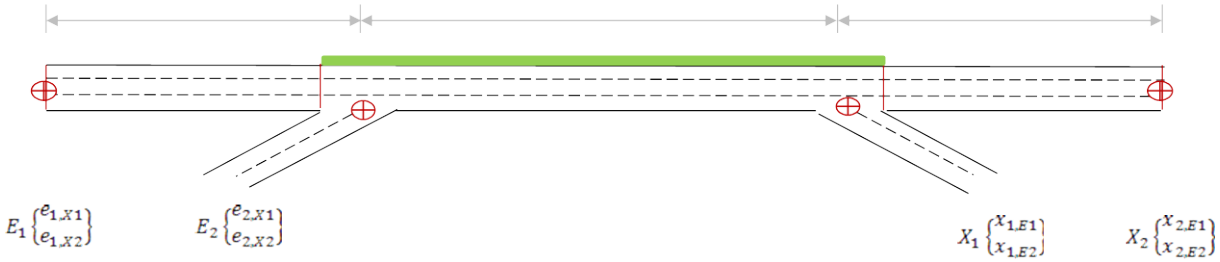



*Figure 12 Calcul des indicateurs globaux à partir des données de débits et de vitesses sur les rampes*

La distance totale parcourue est la somme des distances parcourues par l'ensemble des véhicules qui ont accédé au tronçon quelque soit leur origine ou leur destination. C'est-à-dire que certains parcourent toute la longueur du tronçon, c'est le cas de $e_{1,X2}$, tandis que d'autres n'en parcourent qu'une partie. Les premiers contribuent à hauteur $(1 \times \sum_i L_i)$ aux VKM et les seconds à $(1 \times longueur_trajet)$. Daganzo [105] emploie une approche moins exhaustive pour associer les VKM aux débits cumulés aux entrées et sorties en négligeant les déplacements dont à la fois l'origine et la destination se trouvent à l'intérieur du lien. La distance totale parcourue serait ainsi égale à :

$$VKM_k = E_1 \times (L_1 + L_2 + L_3) + E_2 \times (L_2 + L_3) - X_1 \times (L_1 + L_2)$$

## 4.1 Quelques observations sur les indicateurs globaux des réseaux

### 4.1.1 Diagramme Fondamental Généralisé

Le diagramme fondamental généralisé est une notion relativement récente analysée par Cassidy [105] qui s'appuie sur de précédents travaux [106; 107; 108] sur l'existence d'un diagramme fondamental macroscopique décrivant le fonctionnement d'un réseau en milieu urbain et constitué

de divers types d'infrastructures routières de transport (voies urbaines, autoroutes périurbaines…). Dans son étude, Cassidy montre qu'un tronçon autoroutier peut être considéré comme une succession de sections ayant des caractéristiques géométriques souvent très différentes (nombre et largeur des voies, pente, rayon, rampe, etc.). Ce tronçon possède un diagramme fondamental macroscopique qui représente l'enveloppe extérieure de tous les couples (VKM, VH) mesurés sur le tronçon. Néanmoins, l'auteur conclut en reconnaissant que ces points sont rarement atteints dans la mesure où ils correspondent à des situations où toutes les sections du tronçon fonctionneraient à un même régime, saturé ou non saturé par exemple. En revanche, dans la majorité des cas les points se retrouvent en dessous de la ligne du diagramme fondamental macroscopique. Partant de ce constat, nous proposons dans cette étude de ne considérer pour un tronçon que le diagramme moyen incluant l'ensemble des points observés sans distinction des régimes auxquels fonctionnent les différentes sections. Nous appellerons ce diagramme, le diagramme fondamental généralisé du tronçon, illustré dans les deux graphiques ci-dessous (*Figure 13*) pour deux tronçons d'autoroutes en Ile-de-France, A1 et A3.

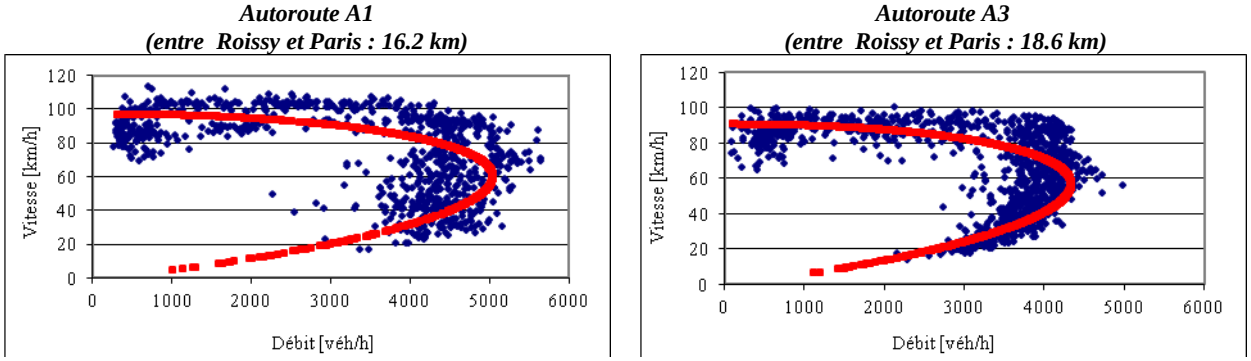



*Figure 13 Diagramme Fondamental Généralisé de deux autoroutes périurbaines françaises A1 and A3)*

Dans ce diagramme:

$$Volume = \frac{VKM}{\sum L_i} \qquad \text{et} \qquad Vitesse = \frac{VKM}{VH}$$

A partir des stations de mesures placées le long de l'A1, il a été possible d'estimer la capacité de l'ensemble des sections du tronçon. Les valeurs obtenues ont été validées par simulation du trafic à l'aide de FREQ12. Elles sont données dans le tableau 4 ci-dessous. Les diagrammes fondamentaux calibrés sont donnés en Annexe 1.

*Tableau 4 Capacité des différentes sections de l'A1*

| # Section | S1 | S2 | S3 | S4 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Capacité [véh/h] | 5 400 | 5 400 | 5 400 | 5 400 | 5 400 | 5 400 | 7 200 | 7 200 | 7 200 |
| Nb. voies | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 4 | 5 | 4 |

| # Section | S10 | S11 | S12 | S13 | S14 | S15 | S16 | S17 | S18 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Capacité [véh/h] | 8 000 | 8 000 | 4 925 | 4 975 | 8 000 | 5 400 | 8 500 | 4 800 | 6 500 |
| Nb. voies | 4 | 4 | 3 | 3 | 4 | 4 | 5 | 3 | 4 |

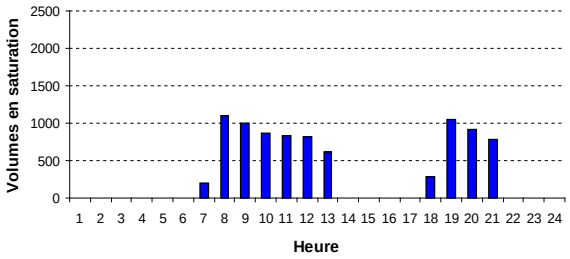
| # Section | S19 |
|---|---|
| Capacité [véh/h] | 6 200 |
| Nb. voies | 4 |

On remarque que la capacité donnée par le diagramme généralisé est égale à la capacité du goulot d'étranglement du tronçon pris dans son intégralité. Elle peut donc servir à retrouver la capacité pratique du lien, employée dans les fonctions de capacité [109] pour les études d'affectation statique de trafic qui lient le temps de parcours au volume de véhicules, entre autres. Nous abordons cette question à la section 4.1.3.

### 4.1.2 Montée et dissipation de la congestion

A partir des capteurs installés sur les différentes sections du tronçon, il est possible de déterminer celles qui sont saturées ainsi que les volumes de véhicules concernés. Il suffit pour cela de ne considérer les débits que sur les sections présentant une vitesse inférieure à la vitesse critique trouvée sur le diagramme fondamental généralisé (soit environ 60km/h pour les deux tronçons illustrés ci-dessus). Les indicateurs globaux peuvent ainsi être calculés pour le trafic total, mais aussi pour les seules sections congestionnées. Les graphiques suivants (*Figure 14*) montrent la variation des volumes de véhicules en saturation sur le tronçon A1 à l'échelle d'une journée. Nous avons choisi de représenter deux journées avec des niveaux de congestion très différents.

*Faible congestion (16/04/08)*




*Congestion forte (26/06/08)*

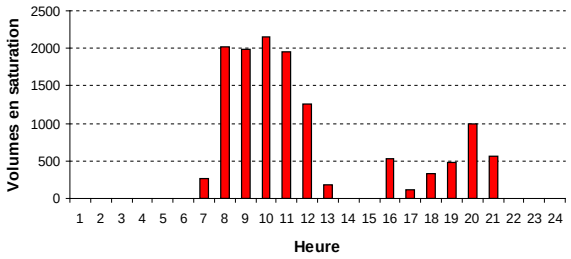



*Figure 14 Véhicules en congestion sur l'autoroute A1 pour deux jours différents*

On constate que les volumes de véhicules en saturation apparaissent vers 6-7 h, augmentent progressivement jusqu'à l'heure de pointe du matin, puis diminuent ou disparaissent en milieu de journée pour remonter à l'heure de pointe du soir et finalement disparaître en fin de soirée vers 21-22 h. Les deux pointes correspondant aux déplacements pendulaires sont ainsi bien mises en évidence. Nous démontrons dans cette section que ces volumes de véhicules en saturation représentent les volumes de véhicules stockés sur le tronçon. Le stockage sur une section de route à un intervalle donné représente la différence entre la demande et la capacité de la section, plus les véhicules éventuellement déjà présents dans la section [110]. Ayant déjà déterminé la capacité du tronçon, nous emploierons un algorithme simple permettant de retrouver la demande correspondant

à une évolution donnée du nombre de véhicules en saturation sur le tronçon (du type de ce qui est montré à la *Figure 14*). Cet algorithme décrit ci-après est basé sur la loi de conservation des véhicules, employée dans les outils de simulation du trafic.

*Les principales notations retenues sont les suivantes :*

*k =1, 2,…N désigne les intervalles de temps de l'étude ; le trafic est fluide aux intervalles k=1 et k=N.*
$D_k$ : *demande à l'intervalle de temps k ;*
$Q_{k,x}$ : *volume sortant à l'intervalle de temps k ;*
$Q_k$ : *volume moyen global sur le tronçon à l'intervalle de temps k en fluidité (obtenu des VKM);*
$Q_{k,sat}$ *: volume en saturation à l'intervalle k (obtenu des VKM);*
*Vk: volume moyen global de véhicules sur le tronçon à l'intervalle de temps k (indépendamment de l'état du trafic)*
$Q_c$ *: Capacité du tronçon ;*

1. *Fixer* $D_1 = Q_{k=1} = Q_{k=1,x}$ *et* $Q_{k=1,sat} = 0$*, pour le premier intervalle de temps k=1, puis réaliser les étapes 1 à 5 pour les intervalles de temps k=2 à k=N.*
2. *Calculer* $Q_{k,x} = \begin{cases} Q_k \text{ si } Q_{k,sat} = 0 \\ Q_c \text{ sinon} \end{cases}$
3. *Calculer* $D_k = Q_{k,x} + Q_{k,sat} - Q_{k-1,sat}$
4. *Calculer* $V_k = D_k + Q_{k-1,\,sat}$
5. *Passer à l'intervalle de temps suivant*

Nous appliquons cet algorithme en utilisant les données disponibles pour les deux journées du 16/04/2008 et 26/06/2008 illustrées à la *Figure 14*. Les matrices des $D_k$ obtenues serviront à alimenter un outil de simulation macroscopique (FREQ12) permettant de vérifier leur validité. Pour cela, nous comparerons deux indicateurs, les temps de parcours (T) et les véhicules-heures (VH). Les données d'entrée nécessaires à la simulation sont la longueur du tronçon, sa capacité et ses vitesses libre et critique.

Les résultats sont montrés à la *Figure 17*. Tout d'abord, nous constatons que les résultats fournis par le simulateur sur les volumes de véhicules stockés à chaque pas de temps sur le tronçon sont identiques aux volumes en saturation mesurés. Ce résultat n'est pas surprenant dans la mesure où la loi de conservation des véhicules est employée tant pour l'algorithme ayant permis de retrouver la matrice de la demande que pour l'outil de simulation. Les résultats les plus intéressants concernent

certainement les temps de parcours, les véhicules-kilomètres et les véhicules-heures. En effet, on constate qu'ils sont très proches. Les écarts indiqués peuvent s'expliquer par les raisons suivantes:

- la capacité du tronçon est fournie par le diagramme fondamental qui ne représente qu'une courbe moyenne sur un ensemble d'observations ;

- le simulateur dispose d'un jeu de diagrammes fondamentaux dans lequel l'utilisateur doit choisir celui qui est le plus proche du diagramme réel. Or l'allure même des ces diagrammes prédéfinis est très différente de celle généralement observées sur les autoroutes urbaines en France.

### 4.1.3 Fonction de capacité

Qu'il s'agisse d'utiliser FREQ12 ou un autre outil de simulation, il sera nécessaire de disposer de l'équation du diagramme fondamental généralisé du tronçon (ou d'un diagramme qui s'en rapproche). Néanmoins, nous avons déjà évoqué l'écart que peut présenter cette équation par rapport aux situations réelles. Nous proposons donc de poursuivre l'analyse des données empiriques afin d'associer les volumes global et en saturation utilisés à la section précédente (soit les VKM), aux indicateurs VH et T. Pour cela nous ferons intervenir la fonction de capacité (aussi appelée fonction de performance ou fonction de coûts). Cette fonction associe le temps de parcours d'un trajet à certains éléments comme le volume de véhicules effectuant le trajet et la capacité du tronçon [111]. De nombreuses études sont consacrées à l'étude de la fonction de capacité [par exemple 112, 113]. Un modèle souvent employé est celui du *Bureau of Public Roads* qui spécifie que la vitesse diminue à mesure que les volumes augmentent :

$$T_k = T_0 \times \left[1+\alpha\left(V_k/Q_p\right)^{\beta}\right]$$

Dans cette formule, $T_0$ est le temps de parcours en trafic fluide, $V_k$ et $Q_p$ désignent respectivement le volume total de véhicules sur le tronçon et la capacité pratique du lien. Cette capacité, telle que définie dans la première édition du Highway Capacity Manual, est plus faible que la capacité possible et est choisie pour une densité pas trop élevée au point d'entraîner des retards excessifs, des risques ou restrictions à la liberté de manœuvre des conducteurs. Elle correspond généralement à peu près à 80% de la capacité vraie [114]. En ce qui concerne le volume total des véhicules, l'on sait à partir du diagramme fondamental que de faibles vitesses peuvent également être enregistrées pour de faibles débits, lorsque le trafic est saturé. Cela signifie que la relation entre le débit et la vitesse donnée par le diagramme fondamental n'est utile dans le calibrage de la fonction de capacité que tant que le trafic est fluide. Dans cette section, nous allons recourir aux éléments déjà

établis ci-dessus pour proposer un calibrage de la fonction de capacité à partir des seuls indicateurs globaux employés jusque-là, à savoir les VKM, VH et T.

Au cours d'un intervalle de temps donné, lorsque le trafic est fluide et stationnaire, le débit mesuré par un capteur placé sur une section correspond au nombre de véhicules qui ont fréquenté le lien pendant cet intervalle. C'est donc le volume de véhicules présents sur le lien. En revanche, ce n'est plus le cas lorsque le trafic est saturé. Nous avons déjà montré que dans le cas d'un tronçon, le débit de véhicules en saturation mesurés sur les différentes sections du tronçon représente le stockage de véhicules pour un intervalle donné. Ce stockage est la différence entre la demande à cet intervalle de temps (à laquelle s'ajoutent les véhicules déjà stockés sur le tronçon) et la capacité. Cela signifie que le volume de véhicules réels concernés par l'intervalle de temps est en fait la somme de ceux qui ont pu quitter le lien (le nombre est équivalent à la capacité) et ceux qui sont restés stockés pour l'intervalle de temps suivant.

Les graphiques suivants (figure 15) montrent l'évolution du temps de parcours en fonction des volumes de véhicules mesurés en trafic fluide et saturé respectivement. Les nuages représentent les données de l'A1, mais la même observation est faite pour d'autres tronçons, notamment l'A3 et l'A10 en Ile-de-France.

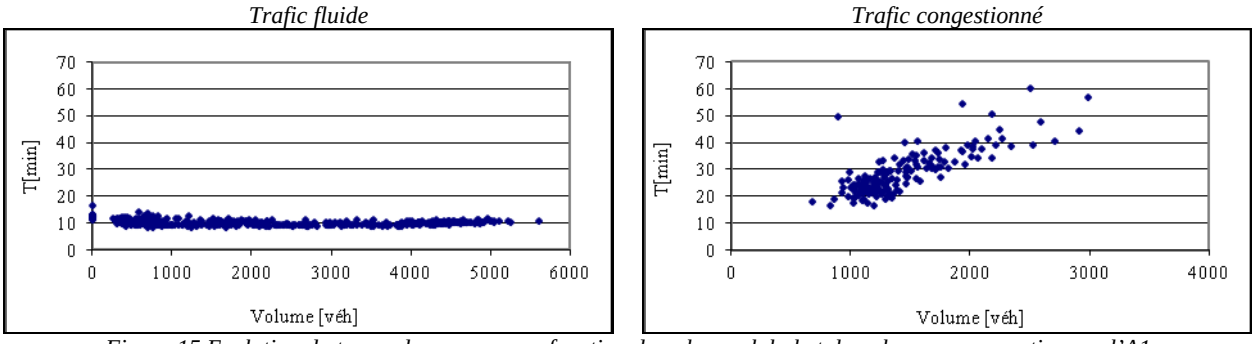



*Figure 15 Evolution du temps de parcours en fonction du volume global et du volume en congestion sur l'A1*

On constate qu'en trafic fluide, le temps de parcours est quasiment constant même pour des valeurs approchant et dépassant la capacité retenue dans le diagramme fondamental généralisé. Cela est dû vraisemblablement au fait déjà signalé par Cassidy [105] relatif au diagramme fondamental macroscopique. La capacité que nous utilisons ici ne correspond pas à la capacité réelle du tronçon (c'est-à-dire celle que l'on aurait pu atteindre si toutes les sections pouvaient fonctionner à capacité en même temps), mais plutôt à des observations moyennes.

En trafic saturé, on constate que le temps de parcours augmente avec les volumes en saturation, soit avec le stockage. Nous avons établi plus haut que le volume de véhicules présents sur une section est égal au débit mesuré par le capteur en trafic fluide stationnaire, et à la somme de la demande et du stockage précédent en trafic saturé. Les deux graphiques ci-dessus peuvent donc être combinés pour donner la fonction de capacité du lien qui associe le temps de parcours au volume de véhicules et à la capacité.

*Autoroute A1* *Autoroute A3*

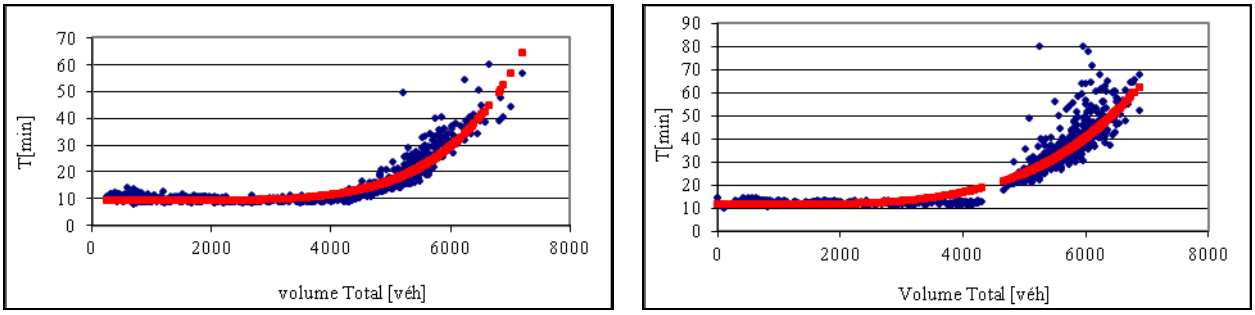



*Figure 16 Fonction de capacité des autoroutes A1 et A3*

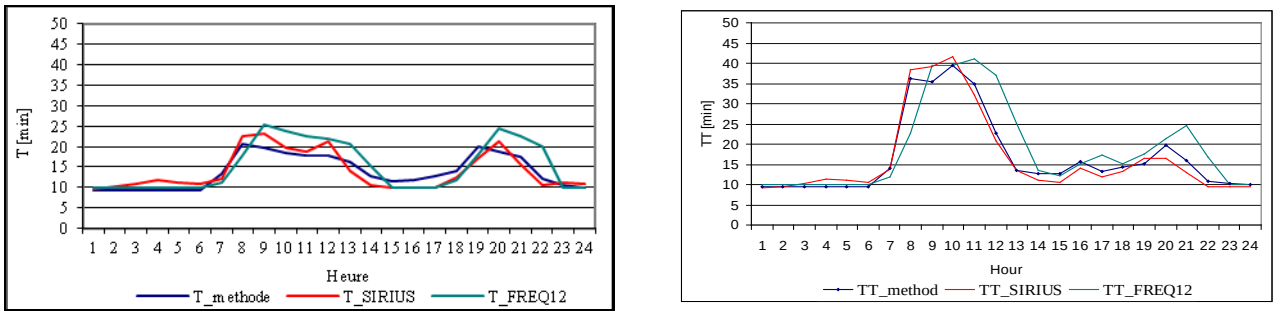
Les paramètres de la fonction sont donnés ci-dessous dans le tableau 5 pour les deux tronçons étudiés, A1 et A3:

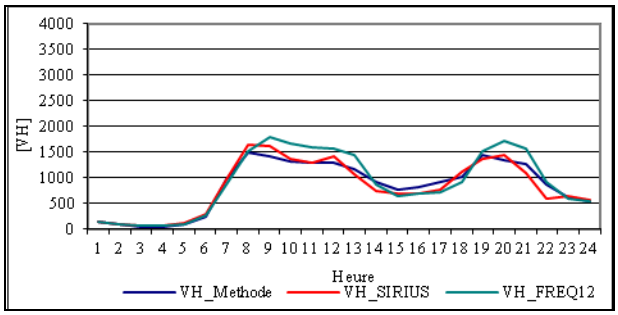
*Tableau 5 Paramètres de la fonction de capacité des autoroutes A1 et A3*

| | ***Capacité pratique*** | ***Fonction de Capacité*** | | |
|---|---|---|---|---|
| ***Tronçon*** | ***$Q_p$ [véh/h]*** | ***$TP_0$ [min]*** | ***α*** | ***β*** |
| ***A1*** | 4300 | 9.4 | 0.3497 | 5.4644 |
| ***A3*** | 4000 | 11.6 | 0.644 | 4.174 |

Jusqu'ici, nous avons donc établi une relation indirecte entre la matrice de la demande - obtenue à partir du diagramme fondamental généralisé et les VKM- et les conditions de trafic telles que définies par les temps de parcours. Les graphiques ci-dessous permettent de conclure cette section sur les observations des données empiriques des autoroutes A1 et A3 ainsi que des relations trouvées entre elles. Ils montrent l'évolution des indicateurs VH et T telles que fournis par SIRIUS (données réelles), la simulation avec FREQ12, et les résultats obtenus en appliquant l'algorithme décrit à la section 4.1.2 et la fonction de capacité ci-dessus. Nous gardons les mêmes journées du 16/04/2008 et 26/06/2008.

*Faible congestion (16/04/08)* *Congestion forte (26/06/08)*





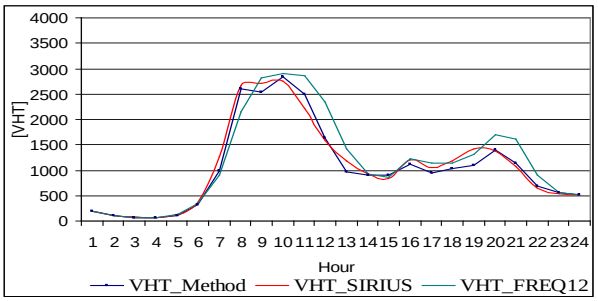




*Figure 17 Evolution de TP et VH sur l'A1: comparaison des données réelles aux résultats de la simulation et de la méthode*

On constate une parfaite adéquation entre les données réelles et les résultats obtenus en appliquant les relations mises en évidence jusqu'ici. En effet, les écarts sur les VKM de la journée sont de +2% et -8% respectivement pour les journées du 16/04 et du 26/06/2008. Sur les temps de parcours (T) ces écarts sont inférieurs à 4 minutes dans les deux cas. En ce qui concerne le temps total passé en circulation (VH), les écarts globaux sur l'ensemble de la journée sont de 1% et 4% respectivement. D'une manière générale, si l'on analyse les résultats par intervalle de temps, on remarque que les écarts les plus élevés sont enregistrés en début et fin de congestion. La simulation macroscopique à l'aide de FREQ12 reproduit les conditions de circulation de manière assez fidèle également. Néanmoins les écarts sont plus importants par rapport aux données réelles. En particulier on note un certain décalage des courbes en descente de congestion.

La méthode proposée est donc définie par les 3 équations suivantes:

1. Matrice de demande généralisée

$$D_k = \begin{cases} Q_k - Q_{k-1,sat} \; si \; Q_{k,sat} = 0 \\ Q_k - Q_{k,-1,sat} + Q_{k,sat} \; sinon \end{cases}$$

2. Matrice de volume global

$$V_k = D_k + Q_{k,-1,sat}$$

3. Matrice des temps de parcours

$$T_k = T_0 \times \left[ 1 + \alpha \left( {V_k}/{Q_p} \right)^{\beta} \right]$$

## 4.2 Application à l'évaluation des opérations d'exploitation routière

La principale hypothèse de la méthode décrite ci-dessus est que les volumes en saturation mesurés résultent de la présence du goulot caractérisée par la capacité du tronçon et non d'une remontée de queue dont l'origine serait à l'extérieur de celui-ci. Nous maintenons cette hypothèse pour la suite[6]. En effet, il pourrait exister une infinité de couples ($D_k$, $Q_c$) permettant d'obtenir les ($Q_{k,sat}$, $T_k$). L'application immédiate de la méthode est donc la caractérisation de la situation de référence dans une évaluation a postériori si la demande a subi une croissance entre le moment des études du projet et celui de sa mise en œuvre. Il est également possible d'estimer a priori l'impact d'une opération d'exploitation sur le temps de parcours si celle-ci agit sur la capacité du tronçon ou sur la demande.

L'existence du Diagramme Fondamental Généralisé permet de définir des niveaux de service généralisés, qui caractérisent les conditions globales de circulation à l'échelle du tronçon. Il est ainsi possible de déterminer le niveau de service prévalant à chaque pas de temps *k*. Suivant la classification française, la congestion correspond au NSC4. Ainsi, une opération a un impact sur la congestion si elle entraîne une variation du temps total passé au niveau de service 4, à un pas de temps quelconque, entre la situation de référence et la situation projet. En définissant le retard comme le temps en excès passé en circulation au-delà du niveau de service généralisé NSC3, l'impact d'une opération sur le temps total passé en congestion est $(\delta \mathrm{VH})_k$. Il est donné par :

$$(\delta VH)_k = \left(T_k^{Proj} - T_{NSC3}^{Proj}\right) * Q_{k,x}^{Proj} - \left(T_k^{Réf} - T_{NSC3}^{Réf}\right) * Q_{k,x}^{Réf}$$

Dans cette formule,

$T_{NSC3}^{Réf}$ et $T_{NSC3}^{Proj}$ représentent le temps de parcours maximum au niveau de service NSC3 pour les situations de référence et projet respectivement ;

$Q_{k,x}^{Proj}$ et $Q_{k,x}^{Réf}$ sont les volumes de véhicules ayant parcouru le tronçon au pas de temps k ;

$T_k^{Proj}$ et $T_k^{Réf}$ représentent les temps de parcours enregistrés ou calculés au pas de temps k.

### 4.2.1 Cas d'une voie banalisée supplémentaire

Il s'agit du cas d'affectation variable des voies le plus simple à traiter. La voie supplémentaire s'ajoute généralement au niveau du goulot d'étranglement. Or, nous avons déjà mentionné que la

[6] Il s'agit d'une considération importante dans la mesure où si l'origine du bouchon se retrouve en dehors du tronçon une augmentation de la capacité peut selon le cas n'avoir aucun effet sur le temps de parcours.

capacité fournie par le Diagramme Fondamental Généralisé et qui est employée à la fois dans l'algorithme de reconstitution de la matrice de la demande et dans la fonction de capacité du tronçon, est fonction de la capacité du goulot. Ainsi en évaluation a priori, pour définir la situation projet il suffit de remplacer la capacité à la situation de référence par celle qui résulterait de l'ouverture de la voie supplémentaire. Cela modifie à la fois les volumes en saturation et les temps de parcours. En effet, le nombre de véhicules stockés sur le tronçon devient plus faible, diminuant ainsi l'ampleur de la congestion. Par ailleurs, cette réduction du stockage couplée à l'augmentation de la capacité se traduit une baisse des temps de parcours pour une même matrice de demande. En ce qui concerne les seuils des niveaux de service, les augmentations de capacité offertes par les voies supplémentaires sont telles (voir section 3.1.2.a.) qu'elles ne les modifient pas de façon significative.

Les graphiques suivants montrent l'effet d'une augmentation de 7% de la capacité sur l'évolution du stockage de véhicules (à comparer avec la figure 4) ainsi que sur l'évolution du temps de parcours sur l'A1 (à comparer avec la figure 17) pour la journée du 26/06/08.

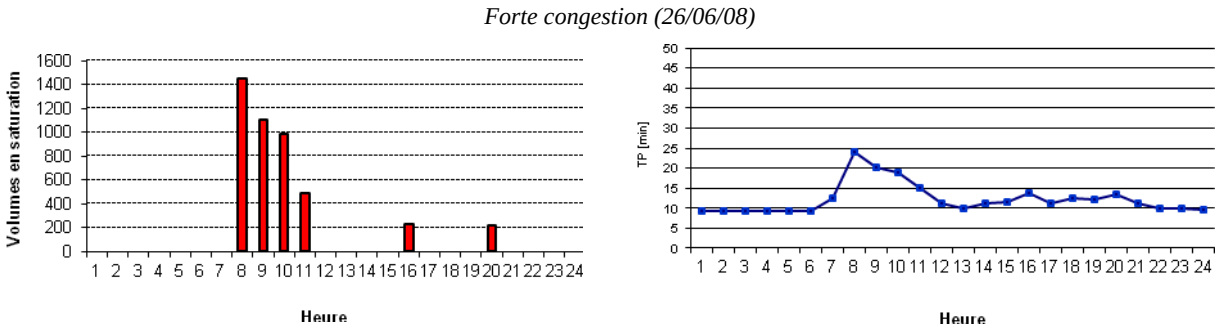



Figure 18 Effet de la création d'une voie auxiliaire au niveau du goulot de l'A1 sur le volume de véhicules en congestion et le temps de parcours

Ce résultat indique que si la congestion observée sur l'A1 résultait de la section ayant la plus faible capacité alors une augmentation de 7% de la capacité de ce goulot permettrait des gains de temps considérables de l'ordre de près de 40%, soit 15 minutes environ à la pointe du matin. Toutefois, ce scénario n'est donné qu'à titre d'illustration puisque d'une part les caractéristiques géométriques de ce tronçon ne permettent pas l'ouverture d'une voie auxiliaire, la BAU étant inexistante au voisinage des sections de plus faible capacité, dont certaines sont sous un tunnel (le Landry) ou autre ouvrage d'art. D'autre part, l'analyse de l'écoulement du trafic sur ce tronçon a aussi montré que la congestion observée résulte en grande partie d'une remontée de queue en provenance du boulevard périphérique de Paris (BP-est). Une mesure temporaire de la DIRIF consistant à faciliter l'insertion des véhicules sur le BP avait permis de réduire considérablement l'ampleur du bouchon sur l'A1, avec évidemment des effets pénalisants pour les conducteurs du BP. Une voie auxiliaire sur l'A1, si cela avait été possible, aurait servi de voie de stockage des véhicules en direction du

BP-Est, qui ne bénéficieraient pas nécessairement d'une réduction sensible de leur temps de parcours. L'opération permettrait en revanche de libérer de l'espace aux autres usagers continuant leur trajet jusqu'au BP-Ouest ou vers le centre de Paris.

### 4.2.2 Ajout d'une voie dédiée

En relation avec ce qui a été mentionné à la section 5.1.2., la matrice de demande Dk implique que tous les débits d'entrées sont ramenés à l'entrée principale du tronçon. Compte tenu de la relation entre les VKM et les volumes généralisés desquels découle cette matrice, on admet qu'à chaque pas de temps la pondération des débits aux entrées dans la matrice de demande est égale au ratio de la longueur du trajet des véhicules considérés, à la longueur totale du tronçon. Ainsi, dans le cas du tronçon de la figure 12, le débit généralisé (c'est-à-dire ramené à l'entrée principale) est égal à :

$$D_k = \left[ e_{1,X2} + e_{1,X1} \times \frac{L_1 + L_2}{L_1 + L_2 + L_3} + e_{2,X1} \times \frac{L_2}{L_1 + L_2 + L_3} + e_{2,X2} \times \frac{L_2 + L_3}{L_1 + L_2 + L_3} \right]_k$$

En appliquant ce principe au cas de l'autoroute A1, nous obtenons la courbe en rouge du graphique ci-dessous qui représentent les débits généralisés à l'entrée principale, en considérant le tronçon comme un tube unique. Pour obtenir cette courbe nous avons utilisé les débits mesurés aux différentes rampes d'accès et de sortie du tronçon. Ces données ont été fournies à FREQ12 qui dispose d'un algorithme interne permettant de reconstituer la matrice Origine-Destination, indépendamment du calibrage du modèle. A chaque pas de temps, les éléments $D_k$ sont obtenus en tenant compte de la distance entre les différentes rampes d'accès et de sortie du tronçon. La courbe en vert représente la matrice des $D_k$ telle qu'elle est calculée en utilisant les VKM en fluidité et en congestion sur les différentes sections dans l'algorithme décrit précédemment. Pour cela, le tronçon a été découpé en 21 sections afin de bien appréhender l'évolution des VKM en congestion en particulier. Chaque section a une longueur inférieure à 1500 mètres, fonction de la localisation des rampes et des stations de mesure.

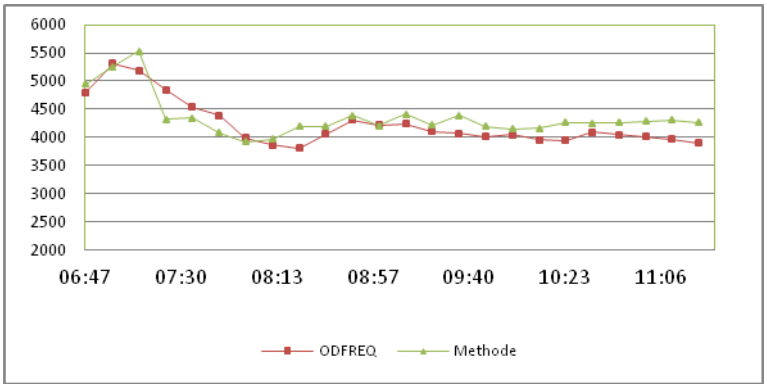



*Figure 19 Comparaison des Dk obtenues à partir des débits aux rampes d'une part, et des débits mesurés sur l'axe principal (méthode) d'autre part.*

On constate une bonne adéquation entre les deux courbes avec toutefois des pointes d'écart pouvant s'expliquer par le fait qu'il s'agit de données 12 minutes et non de données horaires utilisées jusqu'ici. Ce résultat prouve que l'on peut déterminer comment une certaine catégorie de véhicules peut influencer la matrice $D_k$, si l'on connaît la longueur de leur trajet sur le tronçon. L'application est donc immédiate dans le cas de la création d'une voie dédiée nouvelle.

Ainsi considérons encore le cas de la figure 12. Supposons que l'on veuille créer une voie nouvelle le long de la deuxième section et dédiée aux véhicules qui se rendent à la sortie N°1, telle que illustré sur le schéma. Les seuls véhicules concernés sont donc $e_{1,X1}$ et $e_{2,X1}$. A chaque intervalle de temps, la demande généralisée en fluidité sera ainsi réduite de $\left[\left(e_{1,X1}+e_{2,X1}\right)\times\frac{L_2}{L_1+L_2+L_3}\right]_k$ véhicules. La réduction sera également appliquée en congestion si les véhicules concernés par la voie dédiée étaient initialement touchés par la congestion. Les conditions de circulation sur la voie dédiée ainsi que les perturbations éventuelles liées à l'insertion des véhicules à la fin de la voie dédiée ne sont pas prises en compte.

### 4.2.3 Conversion d'une voie existante en voie dédiée

Le même principe que précédemment s'applique à la conversion d'une voie banalisée existante en voie dédiée. Néanmoins, il importe de tenir compte également, le cas échéant, de l'impact de la stratégie sur la capacité. En effet, les aménagements destinés à délimiter la voie peut entraîner une réduction de la largeur roulable et ainsi de la capacité de l'infrastructure. Par ailleurs, il est souvent nécessaire d'analyser les conditions de circulation sur les deux catégories de voies séparément afin de déterminer les avantages et inconvénients pour tous les types d'usagers. Dans ce cas, deux opérations sont à effectuer : la modification de la matrice de la demande et la réduction de la capacité.

## 4.3 Etude de cas sur des autoroutes françaises

D'une manière générale, l'impact d'une opération de gestion du trafic correspond à la différence entre les valeurs d'un indicateur donné à la situation de référence et à la situation projet. Néanmoins, dans le cas du trafic il est important de rappeler deux points essentiels :

- Les opérations de gestion peuvent également affecter certaines sections ou périodes non saturées, mais.

- seuls les retards sont monétarisés dans une évaluation socioéconomique, c'est-à-dire le temps passé dans le réseau au-delà d'un certain seuil correspondant par exemple à la vitesse critique.

### 4.3.1 Conversion d'une voie existante en voie dédiée sur l'A1

La voie taxis a été ouverte au Printemps 2009 sur l'autoroute A1 dans le sens Province-Paris entre les PR 06+0900 et 02+0470. Elle consistait en la neutralisation de la voie de gauche à la pointe du matin entre 7h et 10h. Les seuls véhicules autorisés à y circuler étaient les taxis, en provenance de l'aéroport Charles de Gaulle, les autobus de la RATP et les autocars de Air France. Une simulation du trafic a été réalisée avant sa mise en œuvre afin d'en prédire les impacts. Ces derniers ont également été évalués après la mise en œuvre [54].

Illustration 18 Voie dédiée aux taxis sur l'autoroute A1

#### *a) Evaluation a priori*

A la situation de référence, le temps de parcours simulé à l'aide de FREQ12 et celui calculé à partir de la méthode décrite dans ce chapitre sont comparés à ceux fournis par SIRIUS (Figure 20).

La voie dédiée a été simulée sur la base des hypothèses suivantes :

- Une demande de 600 véh/h (taxis et bus) pendant l'activation ;
- Pas d'augmentation de la demande globale de trafic sur l'ensemble du tronçon ;
- Pas de modification de la capacité par voie sur les sections où la voie est activée ;
- Un taux de respect de 100% (pas de contrevenants en dépit du fait qu'il n'y a pas de séparation physique avec les autres voies) ;
- L'accès et la sortie de la voie dédiée se font uniquement aux extrémités ;

FREQ12 ne permettant pas de simulation systématique de la conversion de la voie de gauche existante en voie dédiée, l'activation a consisté à insérer un divergent (resp. convergent) en début (resp. fin) de voie. La simulation a été réalisée de façon séparée pour les deux catégories de voies. Pour une période donnée (référence ou projet) les données réelles sont représentées par le quantile 25 pour les vitesses et 75 pour les débits. Ce qui signifie que l'on admet une circulation plus

dégradée dans 25% des cas. De même ce sont ces quantiles qui sont utilisés dans la phase de simulation.

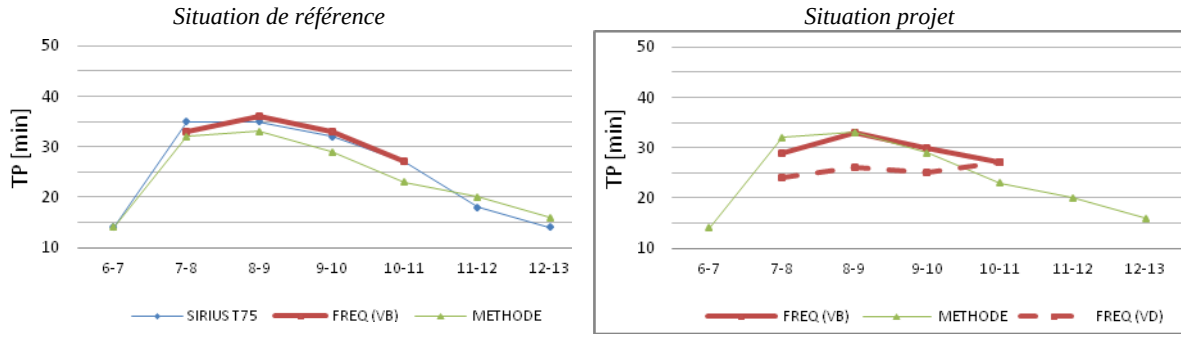



*Figure 20 Prévision des temps de parcours avec l'ouverture de la voie dédiée aux taxis*

On constate qu'à la situation de référence tant le simulateur FREQ12 que la méthode propose une reproduction fidèle de l'évolution de temps de parcours sur le tronçon pendant la pointe du matin. La courbe de simulation est comprise entre 7h et 11h en raison de la restriction des 24 pas de temps permis dans FREQ12, puisque nous avions utilisé des données 12 minutes. Les écarts respectifs par rapport aux données réelles restent inférieurs à 4 minutes.

A la situation projet, les temps de parcours simulés sont indiqués à la fois pour les voies banalisées (VB) et le parcours incluant la voie dédiée (VD). En ce qui concerne la méthode, étant donné que nous avions fait l'hypothèse que la demande de trafic et la capacité totale de l'infrastructure ne seraient pas modifiées par l'opération, aucune évolution des conditions globales de circulation n'a été prévue ; les pertes de temps encourues par les usagers des voies banalisées seraient éventuellement compensées par les gains obtenus par les taxis et autres véhicules autorisés sur la voie dédiée.

Pour ce qui est de la simulation, aucun écart sensible des temps de parcours n'a été prévu sur les voies banalisées. En revanche, le temps de parcours via la voie dédiée gagnerait en moyenne 9 minutes. Il est important de rappeler que FREQ12 ne permettant pas la prise en compte des opérations de conversion de voie banalisée en voie dédiée, la simulation du trafic sur les deux catégories de voies a été réalisées de façon séparée ; ce qui signifie que certaines interactions n'ont pas pu être représentées. D'une manière générale, la variation du temps de parcours simulé global (toutes catégories de voies confondues) par rapport à la situation de référence reste très faible. On admet ainsi que la simulation et la méthode propose des résultats concordants sur l'impact faible, voire nul de l'opération.

### *b) Evaluation a posteriori*

Durant les 3 premiers mois suivant la mise en œuvre de l'opération, nous avons constaté une nette dégradation des conditions de circulation. Cette période qui correspondait à une phase d'adaptation

de la part des usagers a été marquée par des temps de parcours très élevés et des taux importants de violation de la voie dédiée par des véhicules non autorisés. Après ces 3 mois, les contrevenants ont commencé à recevoir les procès-verbaux assortis d'une pénalité de 110 euros, à leur domicile. Cela s'est traduit par un meilleur respect de l'opération avec des volumes moins importants de véhicules sur la voie dédiée, résultant nécessairement en une diminution des manœuvres brusques d'usagers non autorisés. Les données collectées durant cette période, de juillet à septembre 2010, ont servi à caractériser la situation projet, au cours de laquelle nous avons estimé que les conducteurs maîtrisaient relativement bien le fonctionnement de l'opération. L'évolution du temps de parcours est donnée ci-dessous. Nous référons le lecteur à [53] pour plus de détails sur les résultats obtenus durant cette phase. L'ensemble des cartographies réelles et simulées de la vitesse moyenne sur le tronçon est donné en Annexe 2.

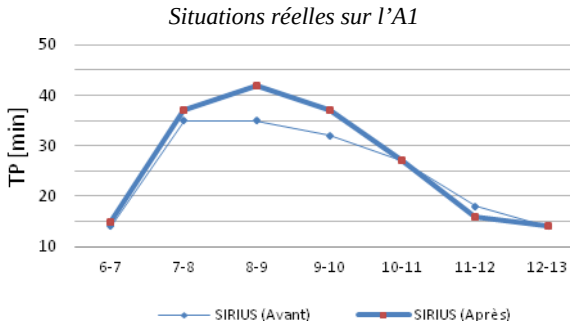



*Figure 21 Temps de parcours réels sur l'A1 avec l'ouverture de la voie dédiée aux taxis*

Cette courbe indique une légère augmentation des temps de parcours moyens pendant la période d'activation de l'opération entre 7 h et 10 h, contrairement aux prévisions de la simulation et de la méthode. Cela peut signifier que l'opération a réduit la capacité globale de l'infrastructure, ou que la demande de trafic a augmenté. Dans le premier cas la différence entre les données réelles collectées durant les deux périodes (référence et projet) représente l'impact de la voie dédiée, tandis que dans le deuxième cas, il faudra d'abord isoler l'effet de l'augmentation de la demande sur les temps de parcours pour obtenir l'impact réel de l'opération.

### Evolution de la capacité

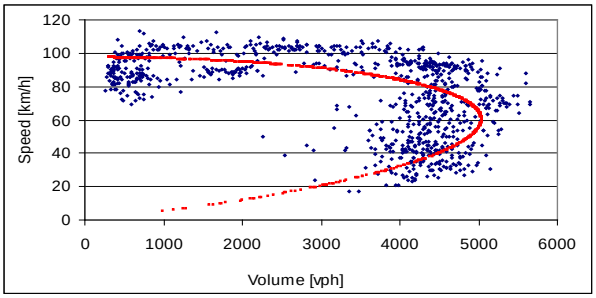
La capacité des sections de l'autoroute situées le long de la voie dédiée a été déterminée pour les périodes de référence et projet. Le calibrage des différents diagrammes fondamentaux montrent que l'opération n'a eu aucune influence sur la capacité. L'opération est activée uniquement à la pointe du matin entre 7 h et 10 h. Afin d'isoler cette période de la pointe du soir qui fausserait l'estimation de la capacité, nous avons employé uniquement des données entre 5 h et 14 h pour l'estimation de la capacité. Le tableau 6 suivant montre l'évolution de la capacité mesurée en un point avant et pendant l'activation, sur les voies banalisées [115].

*Tableau 6 Impact de la voie dédiée aux taxis sur la capacité (A1)*

| | ***Avant*** | ***Après*** | |
|---|---|---|---|
| | ***3 voies banalisées*** | ***2 voies banalisées*** | ***1 voie dédiée*** |
| ***Capacité [véh/h]*** | 4975 | 3237 | 1661 |
| ***Densité critique [véh/km]*** | 84 | 54 | 28 |
| ***Vitesse critique [km/h]*** | 59 | 60 | 60 |

On constate que la capacité initiale de cette section était de 4975 véh/h pour trois voies. En 2009, avec la voie dédiée activée cette capacité est passée à 3237 véh/h environ pour les 2 voies banalisées, soit une réduction d'environ 1/3. La même observation est faite sur l'ensemble des sections concernées par la voie dédiée. La section de plus faible capacité du tronçon (le goulot) est également localisée le long de la voie dédiée. Le diagramme fondamental généralisé montre également que l'opération n'a entraîné aucune modification de la capacité du lien, comme indiqué sur les graphiques suivants.

*A1 Avant*




*A1 Après (matin uniquement)*

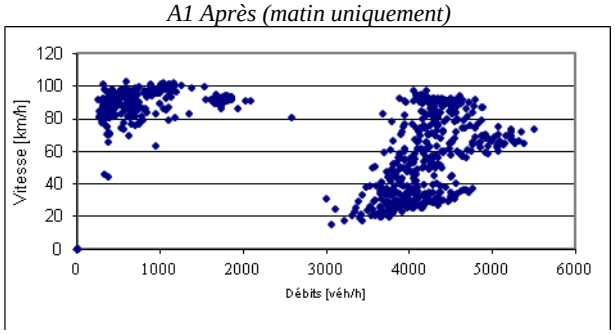



*Figure 22 Diagramme Fondamental Généralisé de deux autoroutes périurbaines françaises A1 and A3)*

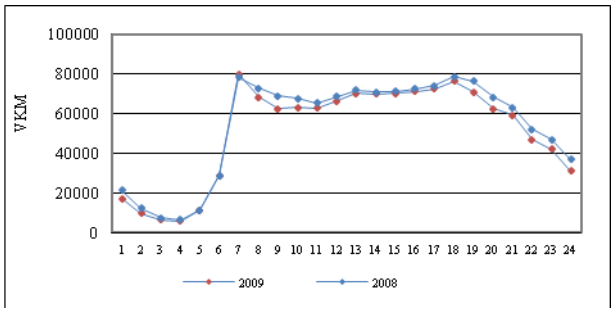
A part les points manquants de la pointe du soir, on ne constate aucune différence entre les deux nuages de points. Nous en concluons que l'écart observé sur les temps de parcours durant l'activation n'est pas dû à une réduction de la capacité qu'aurait entraînée l'opération.

## Evolution de la demande

L'approche classique pour déterminer si la demande a changé sur un tronçon consiste à analyser la distance totale parcourue, ou les débits aux différentes entrées et sorties. Cette dernière option n'est pas envisageable dans le cas qui nous concerne dans la mesure où certaines rampes ne sont pas équipées. C'est d'ailleurs souvent le cas sur les réseaux autoroutiers. L'analyse des données de SIRIUS fait ressortir que sur la totalité du jour-type (de 0 à 24h) la distance totale parcourue, VKM, a baissé entre la situation de référence et la situation projet. Alors que la méthode développée dans ce chapitre semble de peu d'intérêt pour l'évaluation a priori d'une stratégie d'exploitation qui ne s'accompagnerait pas de modification de la capacité ou de la demande, elle a

permis néanmoins d'expliquer l'augmentation des temps de parcours enregistrés sur le tronçon, également représentée sur le graphique ci-dessous pour l'ensemble de la période 0-24h.

*Variation des VKM*




*Variation du temps de parcours*

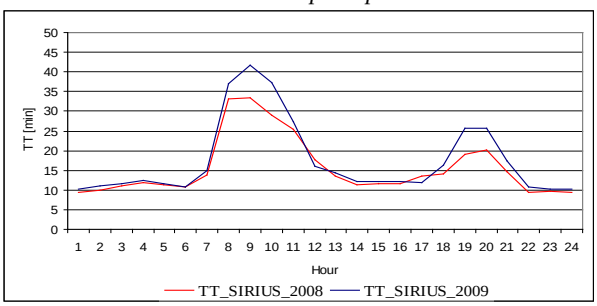



*Figure 23 Evolution observée des VKM et des TP sur l'A1*

On constate que les temps de parcours ont augmenté durant les pointes du matin et du soir, alors que la voie dédiée n'a été activée qu'entre 7 et 10h. Ce qui confirme qu'un phénomène autre que l'opération peut être à l'origine de cette augmentation. Les matrices de demande $D_k$ pour les deux situations, Référence et Projet, sont retrouvées à partir de la méthode. Leur comparaison indique une baisse de la demande aux heures creuses, expliquant la baisse des VKM et le maintien des temps de parcours à leur niveau initial (conformément aux observations faites en 4.1.3.). En revanche, la demande de trafic a légèrement augmenté aux heures de pointe du matin et du soir, entraînant un durcissement de la congestion et donc une augmentation des temps de parcours.

En conclusion, les prévisions faites à la fois par la simulation macroscopique classique à l'aide de FREQ12 d'une part, et de la méthode proposée dans ce chapitre d'autre part sont concordantes et cohérentes. En l'absence d'un changement de capacité ou du niveau de la demande, l'impact de la conversion d'une voie banalisée en voie dédiée est quasi-nulle au regard du temps total passé en circulation congestionnée. Néanmoins, si l'on considère les gains et pertes par catégories d'usagers et le fait qu'il y ait différenciation de la valeur du temps par exemple pour certaines catégories, l'impact peut se révéler non négligeable. Par ailleurs des considérations autres que la valeur du temps peuvent être prises en compte. Dans le cas de l'A1, il s'agissait d'augmenter l'offre de taxis dans le centre de Paris pour améliorer la compétitivité de la ville par rapport aux autres grandes villes européennes. Même un bilan nul en termes de temps total passé en circulation peut permettre d'atteindre cet objectif et conclure à l'efficacité de l'opération.

### 4.3.2 Création d'une voie dédiée nouvelle sur l'A10

#### *a) Description de l'opération*

Certaines lignes de bus desservant la gare de Massy-Palaiseau empruntent l'A10. L'opération d'affectation variable projetée vise à réduire et fiabiliser leur temps de parcours en évitant les ralentissements constatés sur l'A10 à l'heure de pointe du soir lors de 25% des jours ouvrables.

Comme indiquée sur la cartographie de la vitesse présentée ci-dessous. Elle consiste à élargir d'une voie supplémentaire l'autoroute A10 par la droite dans le sens province-Paris et à réserver la voie de gauche à la circulation des bus. Trois options sont envisagées :

- Option 1, entre l'insertion de la RD188 et Palaiseau, d'une longueur de 1,6 km
- Option 2, entre l'échangeur de Courtaboeuf et Palaiseau, d'une longueur de 4,5 km
- Option 3, entre l'échangeur de La Folie Bessin et Palaiseau, d'une longueur de 7,0 km

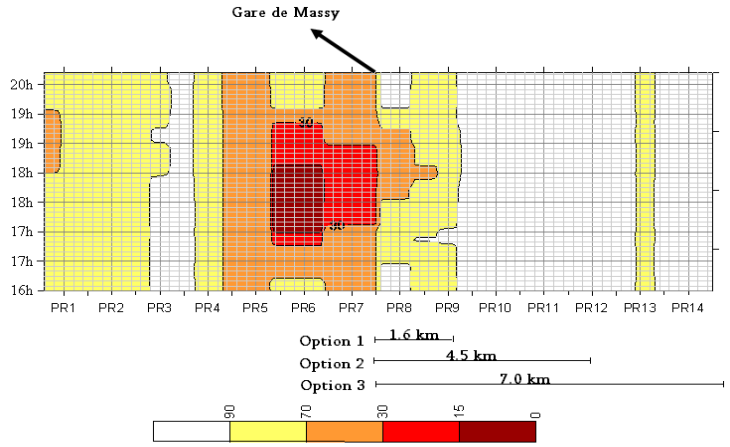



*Figure 24 Cartographie de la vitesse moyenne sur l'A10 (75ème quantile des observations)*

Le tronçon à l'étude mesure environ 14 km et est constitué essentiellement de sections à 2 voies (environ 75% de la longueur). Il comporte dix rampes d'accès et six rampes de sorties. Le principe d'exploitation retenu sera celui d'une voie qui reste constamment réservée aux bus, qui l'empruntent dès que la vitesse moyenne de la circulation générale est inférieure à 70 km/h ; les conducteurs des bus resteront libres d'utiliser ou non cette voie en fonction de leur vitesse commerciale. L'implantation d'un système de contrôle-sanction automatisé sera envisagée. D'après les informations recueillies auprès de Transdev, la fréquence des bus entre les Ulis et la gare de Massy est de 8/heure. L'intérêt d'appliquer la méthode dans l'évaluation a priori de cette opération vient du fait que la plupart des rampes d'accès et de sortie ne sont pas équipées de stations de mesure de trafic, ou n'ont pas de données disponibles pour la période d'étude, rendant impossible le recours à un outil de simulation classique tel que FREQ12.

### *b) Caractérisation de la situation de référence*

La situation de référence sera caractérisée par le temps de parcours, le temps total passé en circulation et la distance totale parcourue à la pointe du soir. Nous retiendrons les plages horaires comprises entre 16 h et 20 h pour la période allant de janvier à octobre 2010, en incluant uniquement les jours ouvrables hors vacances scolaires. Conformément à l'objectif de l'opération, nous retenons les 25% des jours les plus congestionnés. Le temps de parcours à l'heure de pointe

(18 h-19 h) est compris entre 18 et 58 minutes (90$^{ème}$ quantile). La situation de référence correspondra, comme dans l'étude de cas précédent au 75$^{ème}$ quantile des observations tel que représenté sur les figures suivantes. La cartographie de la vitesse ci-dessus est la meilleure configuration possible de la situation de référence. On voit que dans ce cas la remontée de congestion affecte les bus se dirigeant vers la sortie de la gare de Massy sur une longueur d'environ 1.6 km, correspondant à la longueur de l'option 1.

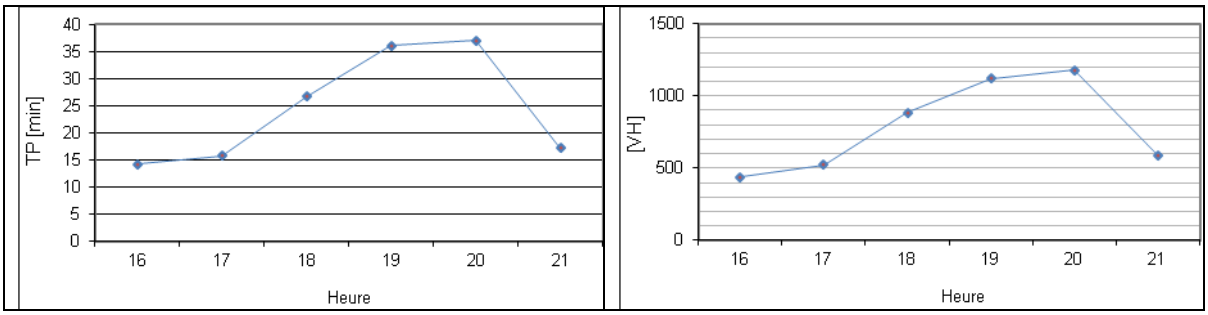



*Figure 25 TP et VH à la situation de référence sur l'A10*

En fonction de la localisation des différentes rampes, le tronçon a été découpé en 34 sections de longueurs comprises entre 190 et 800 mètres et dont 80% sont équipés de stations de mesure du trafic. Les capacités respectives sont indiquées dans le tableau 7 suivant.

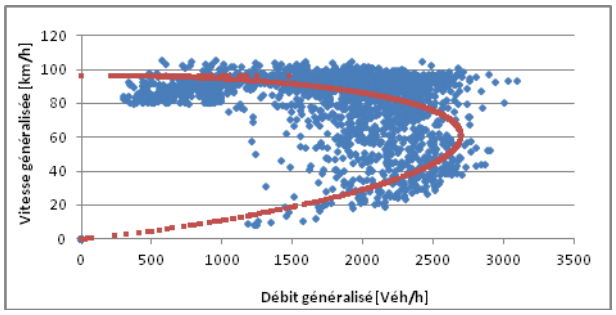
*Tableau 7 Capacité des différentes sections de l'A10*

| *PR* | *0.6* | *1.3* | *1.6* | *2.07* | *2.56* | *3.0* | *3.38* | *4.11* | *4.44* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 6700 | 3870 | 5280 | 5670 | 4470 | 5610 | 5820 | 3610 | 3460 |
| Nb. voies | 4 | 2 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 |

| *PR (suite)* | *4.66* | ***5.8*** | *7.02* | *8.02* | *8.51* | *9.0* | *9.5* | *10.0* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Section | 3700 | **2860** | 3500 | 3690 | 4260 | 3470 | 3550 | 3590 |
| NB. voies | 2 | **2** | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |

| *PR (suite)* | *10.55* | *10.99* | *11.56* | *12.16* |
|---|---|---|---|---|
| Section | 3510 | 3660 | 3460 | 3390 |
| NB. voies | 2 | 2 | 2 | 2 |

On constate que la capacité du tronçon fournie par le diagramme fondamental généralisé ci-dessous (2700 véh/h) correspond bien à la plus petite capacité mesurée sur les différentes sections. Il s'agit du goulot d'étranglement tel qu'il apparaît également sur la cartographie de la vitesse moyenne à la figure 24. Le niveau de service généralisé entre 16 h et 20 h est déterminé à l'aide des caractéristiques du diagramme fondamental généralisé ci-dessous.




| Plage | Vitesse généralisée | NSC généralisé |
|---|---|---|
| 15h-16h | 76 | NSC2 |
| 16h-17h | 65 | NSC3 |
| 17h-18h | 31 | NSC4 |
| 18h-19h | 25 | NSC4 |
| 19h-20h | 23 | NSC4 |
| 20h-21h | 49 | NSC3 |

*Figure 26 Niveau de service généralisé sur l'A10 à la situation de référence*

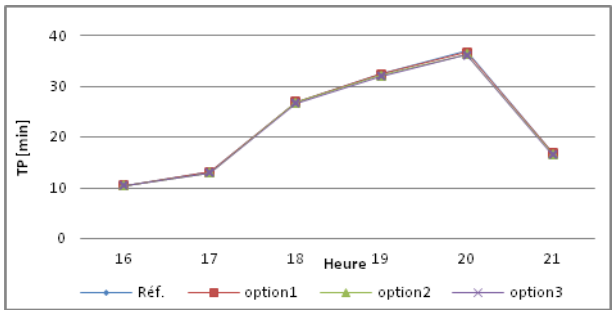
Le niveau de service généralisé indique un trafic saturé entre 17h et 20h. La vitesse moyenne est inférieure à 70 km/h entre 16h et 20h. Les éléments nécessaires à l'application de la méthode sont les suivants :

*Capacité pratique :* $Q_p$ *=2160 véh/h*

*Fonction de capacité :* $TP_0$ *= 7.12 minutes ;* $\alpha$ *= 0.4674 ;* $\beta$ *= 5.3903*

### *c) Caractérisation de la situation projet*

La voie dédiée ne sera pas aménagée au niveau du goulot d'étranglement (PR 5.82), mais à l'amont pour les trois options. Cela signifie que la capacité du lien ne sera pas modifiée par l'opération. En revanche, elle sera empruntée par les bus, ce qui contribuera à baisser la demande globale (Dk). Nous supposerons une utilisation permanente de la voie dédiée, et non pas en fonction de la vitesse moyenne sur lien (<70 km/h) ; en effet, les vitesses moyennes données dans le tableau précédent concernent la totalité du lien qui est plus congestionné à l'aval. Il serait donc difficile de fixer les plages horaires durant lesquelles les bus emprunteront la voie dédiée sur la base de ces vitesses moyennes. D'ailleurs, il est plus probable que les bus circuleront en permanence sur cette voie qui leur est réservée exclusivement. Nous donnons ci-après l'évolution du temps de parcours et du temps total passé en circulation sur les voies banalisées, pour les trois options.




| Plage | NSC | Réf. | Op.1 | Op.2 | Op.3 |
|---|---|---|---|---|---|
| 15h-16h | NSC2 | 376 | 376 | 375 | 374 |
| 16h-17h | NSC3 | 471 | 471 | 470 | 469 |
| 17h-18h | NSC4 | 972 | 969 | 964 | 962 |
| 18h-19h | NSC4 | 1174 | 1169 | 1160 | 1155 |
| 19h-20h | NSC4 | 1332 | 1325 | 1311 | 1304 |
| 20h-21h | NSC3 | 612 | 608 | 601 | 598 |

*Figure 27 Niveau de service généralisé sur l'A10 à la situation projet*

L'application de la méthode seule permet de connaître l'impact de l'opération sur les autres véhicules circulant sur le tronçon, puisque les bus n'en parcourent qu'une partie. On constate que l'opération ne modifie pas les conditions de circulation sur les voies banalisées en raison du faible volume de bus (8/h). Les gains sur le temps total passé en trafic saturé restent marginaux, entre 15 et 57 VH/jour-type.

A partir des données de vitesses sur les différentes sections entre les PR 14 et 7, il est possible de faire une approximation raisonnable de l'impact de l'opération sur la circulation des bus, en termes de temps de parcours. La vitesse maximale autorisée des bus sur autoroutes est de 70 km/h. Pour calculer leur temps de parcours à la situation de référence, l'on prendra 70 km/h lorsque la vitesse moyenne mesurée par les capteurs est supérieure à 70 km/h. A la situation projet, la vitesse est de 70 km/h pour l'option 3[7]. Les conditions de circulation restant inchangées sur les autres voies, pour chacune des deux autres options, on gardera les mêmes vitesses initiales (situation de référence) à l'amont de la voie dédiée et l'on prendra 70 km/h sur celle-ci. Les résultats sont donnés ci-dessous.

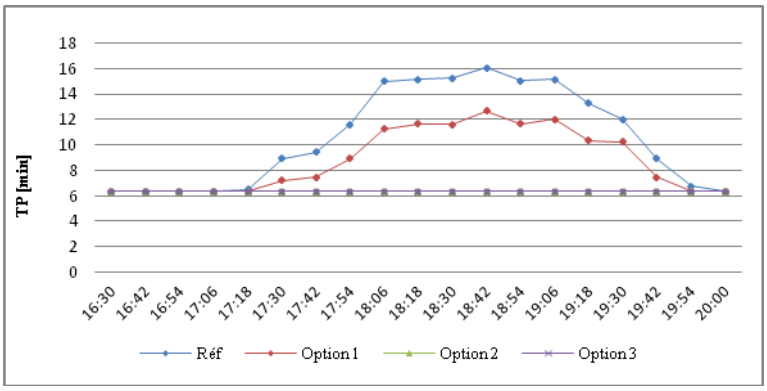



*Figure 28 Temps de parcours des bus sur l'A10 à la situation projet*

On remarque que la création de la voie dédiée sur le premier 1.6 km à l'amont de la sortie vers la gare de Massy (Option 1) n'entraîne qu'une légère baisse du temps de parcours des bus, de moins de 5 minutes. En revanche, l'option 2 consistant en l'aménagement de la voie dédiée sur 4.5 km permettrait aux bus d'éviter complètement la congestion en maintenant une vitesse constante de 70 km/h. C'est donc la meilleure solution. Les gains de temps à la pointe du soir pourraient atteindre jusqu'à 10 minutes. En gardant les mêmes niveaux de service généralisés, la baisse du temps total passé en trafic saturé par les bus à l'option 2, pour les trois plages horaires entre 17h et 20h, est donnée par :

$$[8\ bus * [(9-6)+(15-6)+(11-6)]] = 136\ VH \text{ / jour-type}$$

[7] Le faible volume de bus sur la voie dédiée garantit cette vitesse.

Evidemment dans le cas des véhicules de transport en commun il convient de considérer le nombre de voyageurs bénéficiant de ce gain de temps. Par ailleurs, il faudra également tenir compte du fait que ce gain ne concerne que 25% des jours ouvrables hors vacances scolaires. A terme, l'opération peut entraîner une augmentation de la fréquentation des transports en commun.

En guise de conclusion, les résultats de l'étude amènent à proposer l'ouverture de la voie, à l'ensemble des véhicules qui se dirigent vers la gare de Massy. Cela pourrait permettre une utilisation optimale de la voie dédiée, profitant aux autres usagers sans ralentir les bus.

## Considérations générales sur la méthode proposée pour l'évaluation des impacts sur la congestion

Nous avons présenté dans ce chapitre une méthode qui permet de reproduire les conditions de circulation sur un tronçon autoroutier en utilisant uniquement les relations existant entre la distance totale parcourue, le temps total passé en circulation et le temps de parcours. Nous avons ainsi montré qu'un tronçon possède un diagramme fondamental généralisé qui fournit sa capacité, sa vitesse critique et sa vitesse libre. Cette capacité correspond à la plus petite capacité que l'on obtiendrait si le tronçon était découpé en sections homogènes. En divisant la distance totale parcourue en fluidité et en congestion par la longueur du tronçon, nous avons également trouvé que les volumes de véhicules enregistrés en congestion correspondent aux véhicules stockés sur le tronçon. Ainsi, connaissant la capacité de celui-ci et le stockage à chaque intervalle de temps, il est possible de retrouver la demande généralisée, c'est-à-dire ramenée à la seule entrée principale du tronçon, en utilisant le principe de conservation des véhicules. Cela permet de savoir comment évoluent les volumes en saturation en fonction du niveau de la demande ou de la capacité du goulot d'étranglement, sur lesquelles agissent généralement les opérations d'exploitation routière. Afin de s'affranchir des imprécisions liées à l'équation du diagramme fondamental d'une manière générale, nous avons tenté d'établir une relation entre ces volumes en saturation et le temps de parcours, lequel est calculé au moyen d'algorithmes et validé à partir de données réelles. Cette relation entre le temps de parcours et les volumes en saturation s'exprime sous la même formulation que celle de la fonction de capacité du Bureau of Public Roads (BPR), à la différence que la variable n'est plus un débit mais un volume total calculé en fonction de la quantité de véhicules en saturation. Ainsi, nous pouvons déterminer comment évoluent le temps de parcours en fonction du niveau de la demande ou de la capacité du goulot d'étranglement. Dans un cadre plus général, cette méthode peut également être utilisée pour l'évaluation des impacts de certaines stratégies d'exploitation sur l'environnement et la sécurité si ces derniers sont associés aux conditions de circulation décrites par le temps de parcours.

En ce qui concerne la congestion, la principale information requise pour l'évaluation socioéconomique, a priori ou a posteriori, d'une opération d'exploitation est la variation du temps total passé en circulation saturée. La méthode trouve donc une application directe dans l'évaluation de certaines stratégies sans recourir aux outils de simulation classique du trafic, puisqu'elle permet de définir la situation de référence en cas d'une croissance ou d'une baisse de la demande entre le moment où les premières données ont été collectées et la mise en œuvre d'une opération par exemple. Elle permet ainsi de contourner le fréquent problème du manque de données sur les rampes d'accès et de sorties, tout en offrant une plus grande rapidité dans les prévisions et la possibilité d'être intégrée directement dans les systèmes de gestion de trafic des opérateurs. Contrairement aux outils de simulation elle ne donne pas d'aperçu sur la dynamique du trafic sur le tronçon. Cependant, comme eux elle est sensible à la disponibilité des stations de mesures, puisqu'en cas de non fonctionnement de certaines d'entre elles des sections saturées peuvent ne pas être reconnues comme telles.

# Chapitre 5. L'évaluation des impacts sur la sécurité

## Introduction

Le nombre d'accidents survenus sur une route est généralement relié aux volumes de véhicules, tandis que leur gravité est associée aux vitesses moyennes. Or, les opérations d'exploitation n'entraînent pas nécessairement de reports de trafic, mais ont généralement un impact sur les conditions d'écoulement des flots de véhicules. Nous proposons dans ce chapitre une méthode qui prend en compte ces deux variables, débit et vitesse, à travers la notion de niveau de service, pour prédire le nombre d'accidents sur un tronçon autoroutier. Une telle approche est rendue possible grâce à la disponibilité de mesures simultanées de ces variables à partir de systèmes de recueil de données de trafic comme, par exemple, celui installé sur le réseau autoroutier en Île-de-France. La méthode se révèle d'un apport appréciable dans l'évaluation a priori des effets des opérations d'exploitation routière sur la sécurité. En effet, l'impact d'une action de gestion du trafic peut être tel que les conditions de circulation soient modifiées à l'intérieur d'une période d'analyse donnée (« le matin », par exemple), sans que la fréquentation globale de l'infrastructure n'en soit affectée de façon significative. C'est ce qui a été observé sur l'autoroute A1 entre 6h et 14h, où les volumes de véhicules n'ont que légèrement augmenté[8] après la mise en service d'une voie dédiée entre 7h et 10h, en dépit de la modification clairement visible de la répartition spatiotemporelle de la vitesse sur le tronçon. Ainsi, une bonne connaissance de la relation existant entre les conditions de circulation et la sécurité routière peut constituer un élément clé dans l'évaluation a priori de l'impact des opérations d'exploitation sur la sécurité routière.

Le présent chapitre est structuré comme suit. La section 1 décrit la méthodologie de l'étude. La section 2 présente les résultats empiriques ainsi que la validation de la méthode. Un exemple d'application à une opération d'affectation variable des voies est traité à la section 3. Le chapitre se termine par une courte analyse critique de la méthode et la suggestion de quelques pistes de recherches futures.

[8] Il a d'ailleurs été signalé au chapitre précédent que même cette légère augmentation ne semble pas résulter de l'opération elle-même dans la mesure où elle est également observée durant la période de pointe du soir lorsque la voie dédiée n'est pas activée.

## 5.1 Méthodologie

### 5.1.1 Principe

L'objectif du travail est d'associer les taux d'accidents aux conditions de circulation en prenant en compte la dimension spatiotemporelle de l'exposition au risque. Ces conditions de circulation seront classifiées par le niveau de service qui permet de prendre en compte un certain nombre de facteurs susceptibles d'influencer l'écoulement du flot, comme la commodité de conduite, l'éclairage, les caractéristiques physiques et géométriques. La méthode proposée prend appui sur les précédents résultats sur l'accidentologie et repose sur l'hypothèse selon laquelle le nombre d'accidents observés sur un tronçon de route dépend à la fois des conditions de trafic, de la longueur du tronçon et de la durée d'observation. Ainsi, sur deux tronçons de longueur identique, le risque d'accident ne sera pas le même si les niveaux de service sont différents. Il en est de même pour deux tronçons fonctionnant à même niveau de service mais de longueurs différentes. Le raisonnement est tout aussi valable si l'on considère l'échelle temporelle. Nous définissons donc des « *taux d'accident par heure et par kilomètre de niveau de service*» notés $A^{NSC_i}$ .

### 5.1.2 Estimation du taux d'accidents

Soit une section de route homogène de longueur L soumise à observation pendant une période de référence, d'une durée T. L'évolution temporelle du niveau de service au cours de cette période d'observation peut être déterminée à partir des données de trafic (débits et vitesses), agrégées par exemple sur des pas de temps de 6 min[9]. Supposons qu'au cours de la période d'observation l'instant d'occurrence de chaque accident soit noté. Il est ainsi possible d'associer tous les accidents à un niveau de service. Désignons alors par $T^{NSC_i}$ la durée cumulée du niveau de service *i* à l'intérieur de la période d'observation, et par $Acc^{NSC_i}$ le nombre d'accidents survenus au niveau de service $NSC_i$. Le taux d'accident par durée de niveau de service sur la section est donnée par :

$$A^{NSC_i} = \frac{Acc^{NSC_i}}{T^{NSC_i} * L}$$

$$\text{Avec } T = \sum_{i=1}^{4} T^{NSC_i}$$

[9] Nous retenons cette agrégation parce qu'elle correspond au format des données disponibles pour l'étude, mais rien n'empêche d'utiliser un pas de temps plus petit ou plus grand.

Dans le cadre de ce travail, les durées seront exprimées en heures et la longueur de la section en kilomètres.

La plupart des facteurs extérieurs aux véhicules (visibilité, météo, environnement, incidents…) sont censés être pris en compte par les niveaux de service puisqu'ils influent sur les débits et les vitesses. Ainsi aucun traitement préalable de données jugées fiables n'est nécessaire pour calculer $A^{NSC_i}$. Néanmoins, afin de tenir compte du côté aléatoire des phénomènes liés au trafic, il convient de disposer d'un échantillon homogène de taille suffisante. Pour cela, nous définissons un jour-type à partir du traitement statistique des données recueillies par les stations de mesure du trafic. Ce jour répond à un ensemble de critères d'homogénéité. Les données d'accidents sont sélectionnées en fonction de ces mêmes critères. Finalement, chaque accident peut être associé au niveau de service qui prévaut au jour-type à l'instant de sa survenance.

### 5.1.3 Traitement et qualification des données

#### *a) Données de trafic*

Les données de trafic utilisées dans cette étude couvrent une période de neuf ans (1999-2007) sur le tronçon de 17 km de l'autoroute A1 entre Roissy et Paris étudié au chapitre précédent. Les données sont enregistrées par les boucles électromagnétiques du système de recueil de données de trafic installé sur le réseau autoroutier de l'Ile-de-France. Elles sont agrégées sur des pas de temps de 6 minutes. Pour la définition du jour-type, un échantillon de trois mois (avril à juin) a été considéré pour l'année 2008. Les critères d'homogénéité appliqués sont les suivants :

- *Type de jour* : ouvrable, hors vacances scolaires ;
- *Météo* : hauteur d'eau sur la chaussée inférieure à 3 mm, absence de vent fort, neige, verglas ou brouillard ;
- *Conditions de trafic* : pas d'événements particuliers (incidents, accidents, manifestations culturelles ou sportives...).

Ces critères permettent de ne considérer que les jours auxquels les opérations d'exploitation routière sont généralement activées. Par ailleurs, la fiabilité des stations de mesures a également été testée par un filtrage rigoureux portant sur le taux de disponibilité de la station et la cohérence des mesures. Neuf stations (notés P1 à P9) ont finalement été retenues, dont 3 sont localisées sur des sections à 4 voies et 6 sur des sections à 3 voies. L'analyse des données indique que les conditions de trafic sont identiques du lundi au vendredi. Pour chaque station, les données de trafic pour un pas de temps au jour-type correspondent aux $75^{ème}$ quantiles des mesures enregistrées sur l'ensemble des jours valides au même pas de temps. Le trafic aux années 1999 à 2007 a été reconstitué à partir des taux de croissance annuels connus pour cette période. Le principe consiste à appliquer ces taux aux volumes de trafic, plus précisément aux densités. La connaissance de

l'équation du diagramme fondamental permet ensuite de déterminer les vitesses. Les archives de l'autoroute ne font pas état de travaux d'aménagement majeurs entre 1999 et 2007 susceptibles d'avoir modifié l'offre de manière significative, et par conséquent le diagramme fondamental de l'infrastructure. Les valeurs utilisées pour le taux de croissance sont les suivantes :

- Entre 2000 et 2006 : une baisse de 5% sur l'ensemble du tronçon ;
- Entre 2002 et 1998 : une baisse de 1% sur certaines sections (P1 à P5 ci-après) et un trafic stable ailleurs.

Pour la validation de la méthode, le jour-type de chaque année est divisé en deux périodes : « le matin » de 4h à 13h30 et « le soir » de 14h à 23h30. Ainsi la période d'observation journalière d'une section est de 9.6 heures, le matin et le soir respectivement ; soit environ 14 256 heures sur les 9 ans[10].

### Description des conditions de circulation sur le tronçon

La cartographie de la vitesse moyenne donnée ci-après montre l'évolution des conditions de circulation sur le tronçon au cours d'un jour-type de 2008 pour les deux périodes « matin » et « soir », avec la localisation des stations de mesures prises en compte dans l'étude.

[10] Nous supposons ici qu'en moyenne 165 jours de l'année correspondent aux critères de sélection relatifs au jour-type. En effet, le nombre moyen de jours d'une année scolaire en France est de 180. Selon les statistiques de Météo-France, il y a eu en moyenne 3 jours de fortes pluies par mois entre 1951 et 1980. On suppose une probabilité égale de forte pluie en semaine et en week-end.

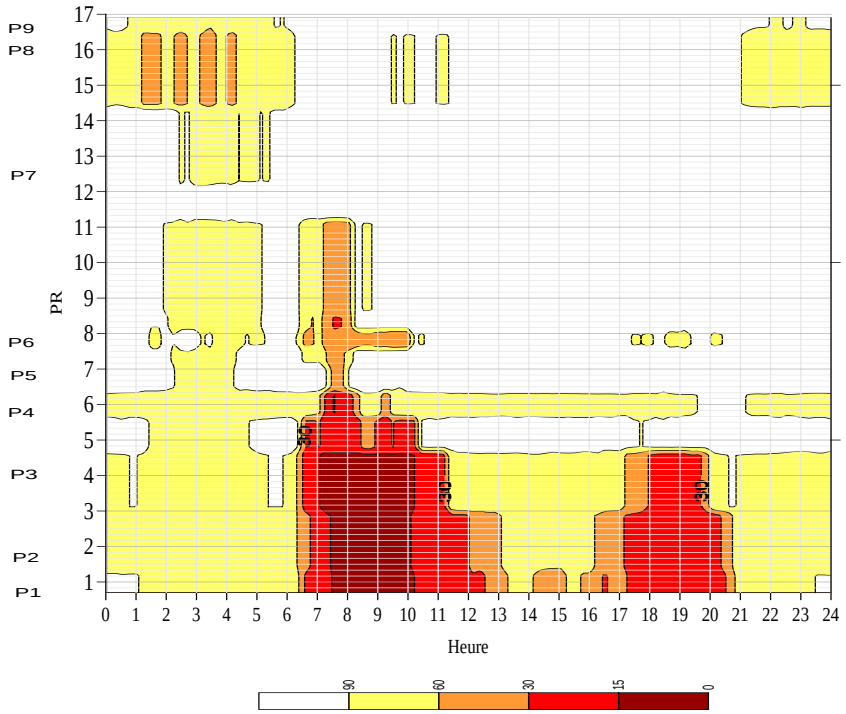



*Figure 29 Cartographie des vitesses sur l'A1*

On constate que la remontée de congestion s'étend sur les 4 premières sections (P1 à P4). L'homogénéité du trafic à proximité de P7 a permis d'étendre la longueur d'influence sur 3 km.

## Répartition spatiale et temporelle des niveaux de service sur le tronçon

Le tableau 8 suivant fournit la durée totale enregistrée pour chacun des niveaux de service par jour-type annuel pour l'ensemble des 9 stations. Les valeurs en gras concernent la période matin dans toute la suite du chapitre.

Tableau 8 Répartition temporelle des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations [valeurs en heures]

| Année | 1999 | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| NSC1 | **49.8**<br>52.6 | **49.8**<br>52.6 | **49.8**<br>52.6 | **49.8**<br>52.6 | **49.8**<br>52.6 | **50**<br>53 | **50.5**<br>53.3 | **50.9**<br>53.7 | **51.5**<br>54.3 |
| NSC2 | **10.4**<br>16.8 | **10.4**<br>16.8 | **10.4**<br>16.8 | **10.4**<br>16.8 | **10.4**<br>16.8 | **10.5**<br>16.5 | **10.2**<br>16.3 | **9.8**<br>16 | **9.2**<br>15.8 |
| NSC3 | **5.7**<br>7.9 | **5.7**<br>7.9 | **5.7**<br>7.9 | **5.7**<br>7.9 | **5.7**<br>7.9 | **5.4**<br>7.8 | **5.2**<br>7.8 | **5.3**<br>7.7 | **5.4**<br>7.3 |
| NSC4 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9.1 | **20.5**<br>9 | **20.4**<br>9 | **20.3**<br>9 |

Ces résultats permettent de comparer les conditions de trafic du matin à celles du soir. On constate qu'elles sont plus dégradées pour le premier groupe avec une part plus importante du NSC4. De la même manière, une représentation spatiale de la répartition des niveaux de service (tableau 9) indique que certaines sections (P1 à P3) sont plus congestionnées que d'autres, avec une part plus élevée du NSC4, tandis que sur d'autres le trafic est constamment fluide tant le matin que le soir.

Tableau 9 Répartition spatiale des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations [valeurs en heures]

| Année | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **18.9** | **18** | **20.7** | **22.3** | **26.4** | **86.4** | **86.4** | **86.4** | **86.4** |
| NSC1 | 19.1 | 17.7 | 27.9 | 29.7 | 37.3 | 86.4 | 86.4 | 86.4 | 86.4 |
| | **2.6** | **2.7** | **19.8** | **26.7** | **39.9** | **0.0** | **0.0** | **0.0** | **0.0** |
| NSC2 | 6.2 | 5.9 | 33.3 | 55.0 | 48.2 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | **10.0** | **19.8** | **3.7** | **5.2** | **11.1** | **0.0** | **0.0** | **0.0** | **0.0** |
| NSC3 | 26.9 | 30.4 | 10.2 | 1.7 | 0.9 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |
| | **54.9** | **45.9** | **42.2** | **20.5** | **9.0** | **0.0** | **0.0** | **0.0** | **0.0** |
| NSC4 | 34.2 | 32.4 | 15.0 | 9.1 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |

### *b) Données d'accidents*

Les données d'accidents utilisées concernent le tronçon de 17 km de l'autoroute A1 compris entre Roissy et Paris. Elles couvrent la même période de 9 ans que celles relatives au trafic. Ces données correspondent aux fichiers du Bulletin d'Analyse des Accidents de la circulation (BAAC) dans lesquels un certain nombre d'éléments sont renseignés pour chaque accident. Dans le cadre de cette étude, nous retenons :

- *La référence temporelle* : Il s'agit de la date exacte, du type de jour et de l'heure. Elle permet de distinguer non seulement les jours ouvrables hors vacances scolaires de chaque année, mais également l'instant de survenance de chaque accident. Cette information rend possible une mise en relation avec le niveau de service correspondant.
- *La référence kilométrique* : C'est, avec la référence temporelle, l'élément clé de la méthode. En effet, elle permet de localiser la section sur laquelle a lieu l'accident et donc de l'associer à une station de mesure de trafic.
- *Les conditions météorologiques* : Ce sont essentiellement l'intensité de la pluie (légère, moyenne ou forte), la présence de brouillard, de neige ou verglas ou de vents forts.

Le nombre d'accidents mortels enregistrés sur les 9 ans est relativement faible. La gravité n'est donc pas retenue comme élément à analyser. Les critères de qualification des données d'accidents sont les mêmes que pour le trafic. Ainsi tout accident survenu au moment d'une météo défavorable, en week-end ou vacances scolaires, est écarté. Il en est de même des accidents qui en suivent d'autres de moins d'une heure (à la même date) dans un rayon de 2 km. Ce filtre réduit le nombre

d'accidents pris en compte dans l'étude, mais permet de disposer d'un échantillon correspondant aux jours-types annuels pour des conditions de trafic homogènes.

### Répartition temporelle des accidents

Entre 1999 et 2007, un total de 737 accidents a été enregistré sur l'ensemble du tronçon de 17 km, dont 54% le matin (4h-13h30) et 46% le soir (14h- 23h30). Après qualification des données, seuls 339 peuvent être associés aux 9 stations de trafic, dont 58% le matin et 42% le soir. La répartition temporelle de ces accidents sur les 9 ans est montrée dans le tableau 10 ci-dessous, où l'on constate une certaine baisse du nombre total d'accidents par an après 2003. Il s'agit d'une année particulière en France où un certain nombre de mesures ont été prises notamment en matière du contrôle de la vitesse des automobilistes dans le but d'améliorer la sécurité routière.

Tableau 10 Répartition temporelle des accidents en fonction des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations [heures]

| Année | 1999 | 2000 | 2001 | 2002 | 2003 | 2004 | 2005 | 2006 | 2007 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **8** | **6** | **11** | **4** | **10** | **9** | **6** | **1** | **7** |
| NSC1 | 12 | 15 | 10 | 5 | 8 | 5 | 6 | 4 | 5 |
| | **2** | **3** | **2** | **0** | **0** | **0** | **1** | **1** | **3** |
| NSC2 | 3 | 2 | 2 | 3 | 3 | 3 | 2 | 2 | 2 |
| | **3** | **0** | **0** | **5** | **0** | **0** | **0** | **2** | **3** |
| NSC3 | 4 | 1 | 5 | 5 | 2 | 0 | 2 | 0 | 3 |
| | **10** | **15** | **17** | **15** | **11** | **7** | **13** | **13** | **10** |
| NSC4 | 6 | 3 | 2 | 3 | 4 | 2 | 1 | 2 | 4 |

D'une manière générale, l'écart-type sur la distribution temporelle du groupe matin est de 3 accidents que l'on soit avant ou après 2003. Pour le groupe soir, il est de 4 accidents avant 2003 et 3 accidents après 2003.

### Répartition temporelle des accidents

Pour les deux groupes (matin et soir), chaque accident est associé à une station de trafic en fonction de sa localisation. Le principe est le suivant. Mis à part ceux survenus en P1 (à proximité de l'extrémité aval du tronçon), un accident est associé à la station la plus proche dans un rayon de 500 mètres. La longueur d'affectation de chaque station est donc de 1km, à l'exception de P7 pour laquelle cette longueur est de 3 km. Lorsque 2 capteurs sont situés dans ce rayon, le choix est porté sur le capteur aval dans la mesure où un accident est beaucoup plus susceptible d'être lié au trafic à l'aval. La répartition spatiale des accidents en fonction du niveau de service est donnée dans le tableau 11 ci-après.

Tableau 11 Répartition spatiale des accidents en fonction des niveaux de service sur 9 ans pour l'ensemble des 9 stations [heures]

| Année | P1 | P2 | P3 | P4 | P5 | P6 | P7 | P8 | P9 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | **5** | **0** | **1** | **2** | **1** | **15** | **32** | **6** | **1** |
| NSC1 | 4 | 3 | 2 | 4 | 4 | 11 | 34 | 6 | 1 |
| | **0** | **0** | **3** | **3** | **6** | **0** | **0** | **0** | **0** |
| NSC2 | 4 | 0 | 3 | 7 | 8 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | **7** | **2** | **1** | **0** | **3** | **0** | **0** | **0** | **0** |
| NSC3 | 9 | 8 | 4 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | **33** | **26** | **28** | **21** | **3** | **0** | **0** | **0** | **0** |
| NSC4 | 11 | 11 | 5 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

On remarque un nombre plus élevé d'accidents à mesure que l'on se rapproche du goulot d'étranglement (P1 à P4) sur la partie où se forme les remontrées de congestion. Ce premier constat est cohérent avec l'hypothèse d'une relation entre accidents et niveaux de service ; d'autant que l'on a déjà remarqué que les accidents sont moins nombreux le soir, à un moment où les conditions de circulation sont moins dégradées que le matin.

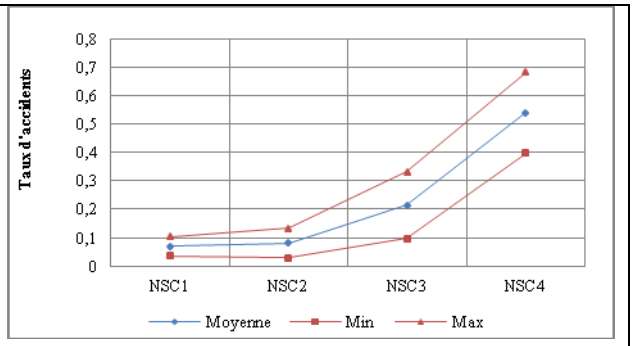
## 5.2 Résultats empiriques

### 5.2.1 Taux d'accidents moyen annuel

A partir des données précédentes, un taux annuel d'accidents par heure et par kilomètre de niveau de service est calculé pour chacune des 9 stations. Les taux moyens figurent dans le tableau 12 ci-après. Aucune différence significative n'a été observée entre les valeurs obtenues sur les sections à 4 voies et celles sur les sections à 3 voies. Ce tableau fournit également pour chaque niveau de service les intervalles de confiance associés à ces estimations. Ces intervalles ont été calculés à partir de la loi de Student pour un niveau de confiance de 95%. La taille de l'échantillon est de 81 pour le NSC1 (ce niveau est enregistré dans les 9 stations pendant les 9 ans). En revanche, seuls 45 éléments sont considérés pour les NSC2 à NSC4, puisque les 4 stations P6 à P9 ne sont pas concernées par ces niveaux de service. Par ailleurs, afin de tenir compte de la baisse globale des accidents observés après 2003, ces taux ont été différenciés pour les deux périodes: avant et après cette année.

Tableau 12 Taux moyen annuel d'accidents par heure et kilomètre de niveau de service
[Valeurs en Acc./heure*km de NSC]

| | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 |
|---|---|---|---|---|
| Avant 2003 | | | | |
| Moyenne | 0.098 | 0.089 | 0.316 | 0.582 |
| $L_{inf}$ | 0.057 | 0.042 | 0.090 | 0.448 |
| $L_{sup}$ | 0.138 | 0.135 | 0.541 | 0.715 |
| Après 2003 | | | | |
| Moyenne | 0.069 | 0.080 | 0.214 | 0.540 |
| $L_{inf}$ | 0.035 | 0.028 | 0.096 | 0.398 |
| $L_{sup}$ | 0.103 | 0.132 | 0.332 | 0.683 |




Les résultats obtenus confirment que le nombre d'accidents augmente avec le volume de trafic. En effet, on enregistre 2.5 fois plus d'accidents en congestion (NSC4) qu'en trafic dense (NSC3), et 6.75 plus d'accidents qu'en trafic fluide à dense (NSC2). Bien que les taux moyens soient différents pour les niveaux de service 1 à 3, l'intersection entre leurs intervalles de confiance respectifs n'est pas vide, particulièrement entre NSC1 et NSC2, ce qui suggère que ces taux ne sont pas significativement différents. Il n'en est pas de même pour le niveau de service 4. Il est important de rappeler que ces taux sont calculés sur une base de annuelle de 165 jours-types, c'est-à-dire des jours ouvrables hors vacances scolaires et dans des conditions météorologiques favorables. D'une manière générale comme montré sur le graphique ci-dessus, l'évolution des taux d'accidents en fonction des niveaux de service n'est pas linéaire. L'allure de la courbe est plutôt exponentielle, ce qui est cohérent avec les modèles de prévisions d'accidents basés sur la distance totale parcourue.

### 5.2.2 Types d'accidents et niveau de service

Dans le cadre d'une évaluation socioéconomique il peut être tout aussi intéressant de connaître le nombre de véhicules impliqués dans les accidents que le nombre de personnes blessées ou tuées. Il ne nous a pas été possible de relier la gravité des accidents aux niveaux de service en raison du taux relativement faible de tués (moins de 5%) sur l'autoroute A1 pour la période étudiée. En revanche, nous avons établi des taux par type d'accidents en fonction du niveau de service. Le type d'accident se réfère ici au nombre de véhicules impliqués : 1 véhicule (1V), 2 véhicules (2V) et 3 véhicules ou plus (3V+). Le principe retenu pour le calcul de ces taux est le même que pour les taux précédents. Les valeurs moyennes obtenues sont présentées dans le tableau 13 ci-dessous.

Tableau 13 Taux moyen annuel d'accidents par heure et kilomètre de niveau de service
[Valeurs en Acc./heure*km de NSC]

| Type | NSC1 | | NSC2 | | NSC3 | | NSC4 | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1V** | 0.015 | (22%) | 0.026 | (33%) | 0.045 | (21%) | 0.156 | (29%) |
| **2V** | 0.035 | (51%) | 0.040 | (50%) | 0.073 | (34%) | 0.322 | (60%) |
| **3V+** | 0.019 | (27%) | 0.014 | (17%) | 0.095 | (45%) | 0.063 | (11%) |
| **Total** | **0.069** | | **0.080** | | **0.214** | | **0.054** | |

Ces résultats indiqueraient que, d'une manière générale, les accidents impliquant 2 véhicules sont les plus fréquents, sauf en trafic dense où les risques de collisions multiples semblent être plus élevés. Les deux constats les plus surprenants concernent les NSC1 et NSC4. Dans le premier cas on remarque qu'il y a presqu'autant de sorties de route (1V) que d'accidents impliquant 3 véhicules ou plus. Dans le second cas, les accidents de type 1V sont plus nombreux que les 3V+. Compte tenu de la taille des échantillons pour chacune des 3 modalités, ces résultats restent à confirmer par des études complémentaires.

### 5.2.3 Validation de la méthode

#### *a) Sections à 3 et 4 voies*

Les données de trafic et d'accidents enregistrées sur les 9 ans entre 14h et 23h30 servent à la validation des taux d'accidents calculés précédemment. Les données de trafic des stations, fournissent la répartition temporelle des niveaux de service le soir. Il est ainsi possible de calculer pour chaque station le nombre d'accidents prévisibles. Les stations sont les mêmes que celles utilisées pour le calcul des taux moyens annuels. La seule différence réside dans la répartition temporelle des NSCi. Les résultats cumulés par année sont présentés dans la figure 30 suivante.

Ces résultats sont satisfaisants. Ils montrent une bonne estimation du nombre d'accidents sur les 9 stations entre 14 h et 23 h 30. Sur toute la période d'étude (1999-2007) les valeurs enregistrées restent à l'intérieur de l'intervalle de confiance sur la moyenne estimée.

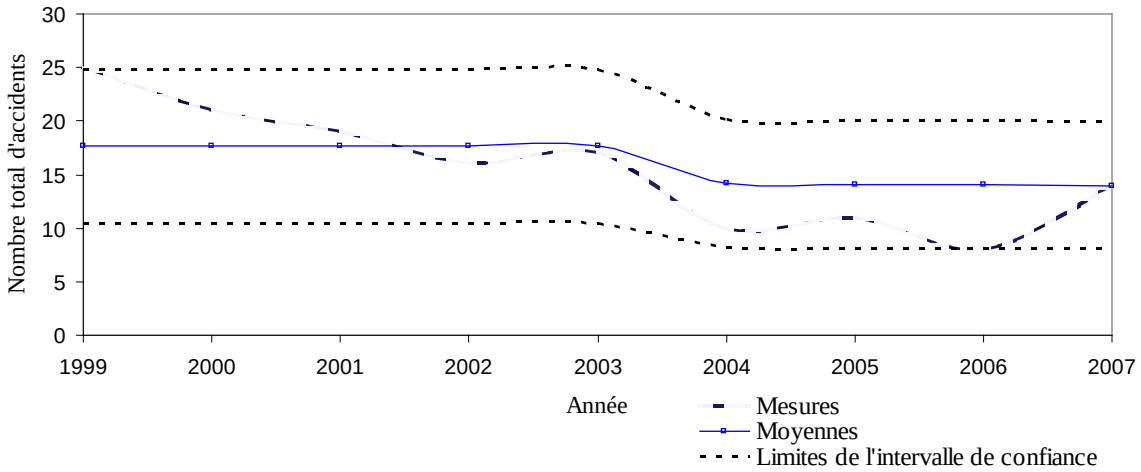



*Figure 30 Validation des taux d'accidents sur les données du soir*

Les niveaux de service prennent en compte l'ensemble des facteurs susceptibles d'influencer la circulation des véhicules sur un tronçon autoroutier. Ainsi, connaissant la variation de la répartition spatiotemporelle des niveaux de service sur un axe, il nous est possible d'estimer la variation du nombre d'accidents résultant.

### *b) Sections à 5 voies*

Bien que les taux aient été calculés à partir de données issues de sections à 3 et 4 voies, il est intéressant de tester leur validité dans le cas d'infrastructures à 5 voies. Pour cela, nous utiliserons les données de trafic et d'accidents disponibles pour le tronc commun aux autoroutes A4 et A86 en Ile-de-France. Ces données sont tirées d'une étude de l'INRETS [66, 67]. Le tronçon en question mesure 2.2 km et comporte 4 voies de circulation dans chaque sens. Une voie auxiliaire est activée aux heures de pointe. Nous nous intéressons à l'estimation du nombre d'accidents sur ce tronçon aux heures d'ouverture de la voie auxiliaire à partir de la répartition des durées respectives des quatre niveaux de service. Le tronçon est équipé dans chaque sens d'une station de mesure de trafic.

Les NSCi sont répartis comme suit (tableau 14) durant les périodes d'ouverture de la voie auxiliaire.

Tableau 14 Répartition temporelle des NSC sur le tronc commun A4-A86

| Sens | Durée d'observation [heure / jour] | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 |
|---|---|---|---|---|---|
| W | 4.6 | 10% | 28% | 60% | 2% |
| Y | 3.8 | 23% | 52% | 22% | 2% |

La période d'observation comporte 322 jours durant lesquels la voie auxiliaire a été activée. Le nombre moyen d'accidents calculé est de 3 pour le sens W et 2 pour le sens Y avec des intervalles de confiance respectifs de [2 ; 5] et [1 ; 3]. Durant cette période, le nombre réel d'accidents enregistrés sur l'ensemble du tronc commun est de 4. Ce résultat indique que les taux calculés pourraient également s'appliquer aux sections à 5 voies. Toutefois, l'analyse d'autres cas permettrait de le confirmer.

#### *c) Sections à 2 voies*

Les taux d'accidents du tableau 12 ont également été appliqués aux conditions de circulation enregistrées sur l'autoroute A1 entre La folie Bessin et Palaiseau (sens W, Province-Paris), le même tronçon étudié dans le chapitre précédent. Environ 75% de sa longueur totale est constituée de sections à 2 voies. Le résultat est également proche de données réelles, bien que l'écart semble être plus important. En effet, le nombre d'accidents estimé est de 25 pour un intervalle de confiance de [15 ; 36]. Le nombre réel d'accidents enregistrés pour la période est de 32. Il est important de signaler que contrairement aux autres cas, les journées prises en compte ne font l'objet d'aucune restriction vis-à-vis des conditions météorologiques.

## 5.3 Application à l'évaluation a priori d'une opération d'exploitation routière

Des taux d'accidents par heure et km de niveau de service ayant été calculés et validés, nous présentons dans cette section un exemple d'évaluation a priori de l'impact sur la sécurité d'une opération d'affectation variable des voies. Il s'agit du cas déjà présenté au chapitre précédent de la conversion d'une voie banalisée en voie dédiée sur l'autoroute A1, durant la pointe du matin entre 7h et 10h.

### 5.3.1 Caractérisation du niveau de sécurité à la situation de référence

Le nombre moyen d'accidents est calculé pour la situation de référence (année 2009, sans projet), le matin entre 6h48 et 11h24. Il est obtenu en appliquant les taux du tableau 12 pour la période après 2003 aux valeurs du tableau 15 ci-dessous. Nous obtenons un total de 23 accidents, valeur plausible au regard de celles enregistrées à partir de 2003 sur ce tronçon et compte tenu du fait que le trafic n'a pas varié de manière significative. L'intervalle de confiance à 95% sur ce nombre d'accidents est [15 ; 30].

Tableau 15 Répartition de la durée totale des NSC sur les voies banalisées de l'A1 pour un jour-type à la situation de référence [valeurs en heures]

| Sous-sections | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 | Longueur (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **S1** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 346 |
| **S2** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 734 |
| **S3** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1373 |
| **S4** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1090 |
| **S5** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1206 |
| **S6** | 4 | 0 | 0 | 0.8 | 905 |
| **S7** | 0.6 | 3 | 1.2 | 0 | 1450 |
| **S8** | 0.6 | 3 | 1.2 | 0 | 790 |
| **S9** | 1.4 | 2.4 | 1 | 0 | 588 |
| **S10** | 1.4 | 2.4 | 1 | 0 | 429 |
| **S11** | 0.2 | 0.6 | 1 | 3 | 621 |
| **S12a** | 0 | 0.6 | 0.4 | 3.8 | 207 |
| **S12b** | 0 | 0.2 | 0.4 | 4.2 | 1141 |
| **S13** | 0 | 0.2 | 0.2 | 4.4 | 902 |
| **S14** | 0.4 | 0 | 0 | 4.4 | 429 |
| **S15** | 0 | 0 | 0.2 | 4.6 | 667 |
| **S16** | 0.2 | 0 | 0 | 4.6 | 489 |
| **S17a** | 0 | 0 | 0.2 | 4.6 | 672 |
| **S17b** | 0 | 0 | 0 | 4.8 | 196 |
| **S18** | 0 | 0.2 | 0 | 4.6 | 1427 |
| **S19** | 0 | 0 | 0.6 | 4.2 | 931 |
| **S20** | 0 | 0 | 4.8 | 0 | 90 |
| **S21** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 149 |
| **Total** | **37.6** | **12.6** | **12.2** | **48** | **16832** |

### 5.3.2 Prévision du niveau de sécurité à la situation projet

La nouvelle distribution des niveaux de service sur le tronçon est présentée dans le tableau 16. On y constate une augmentation de la durée totale des NSC3 et NSC4 (trafic dense et saturé) due à l'opération d'exploitation. Le nombre total moyen d'accidents prévus est égal à 25 avec un intervalle de confiance de [17 ; 33]. L'impact de l'opération sur la sécurité n'est donc pas significatif compte tenu des deux intervalles. Un tel résultat n'est pas surprenant dans la mesure où l'opération a eu pour effet que de dégrader les conditions de circulation sur certaines sous-sections tout en les améliorant légèrement sur d'autres.

Au moment de la rédaction de ce chapitre, les données d'accidentologie n'étaient pas encore disponibles pour les années 2009 et 2010. Néanmoins, une exploitation sommaire de la main courante des interventions sur incidents et accidents permet de faire un bilan des accidents matériels et corporels avant et après mise en service de la voie dédiée. Dans l'ensemble, sur les 9 mois disponibles, une légère hausse du nombre d'accidents est observée, mais elle n'est pas significative. En effet, au total 23 accidents sont enregistrés durant les périodes d'activation de la voie pour ces 9 mois, ce qui laisse envisager des résultats très proches des prévisions fournies par notre méthode.

Tableau 16 Répartition de la durée totale des NSC sur les voies banalisées de l'A1 pour un jour-type à la situation projet [valeurs en heures]

| Sous-sections | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 | Longueur (m) |
|---|---|---|---|---|---|
| **S1** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 346 |
| **S2** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 734 |
| **S3** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1373 |
| **S4** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1090 |
| **S5** | 4.8 | 0 | 0 | 0 | 1206 |
| **S6** | 2.2 | 0 | 0 | 2.6 | 905 |
| **S7** | 2.4 | 0 | 0 | 2.4 | 1450 |
| **S8** | 1 | 0.4 | 1 | 2.4 | 790 |
| **S9** | 1 | 0.2 | 1 | 2.6 | 588 |
| **S10** | 1.2 | 0 | 0 | 3.6 | 429 |
| **S11** | 0 | 0.2 | 0.6 | 4 | 621 |
| **S12a** | 0 | 0 | 4.8 | 0 | 207 |
| **S12b** | 0 | 2 | 0.2 | 2.6 | 1141 |
| **S13** | 0.8 | 0.2 | 0 | 3.8 | 902 |
| **S14** | 0.2 | 0 | 0 | 4.6 | 429 |
| **S15** | 0 | 0 | 0.2 | 4.6 | 667 |
| **S16** | 0.2 | 0 | 0 | 4.6 | 489 |
| **S17a** | 0 | 0 | 4.8 | 0 | 672 |
| **S17b** | 0 | 0 | 0 | 4.8 | 196 |
| **S18** | 0.2 | 0 | 0 | 4.6 | 1427 |
| **S19** | 0 | 0 | 0.6 | 4.2 | 931 |
| **S20** | 0 | 0 | 4.8 | 0 | 90 |
| **S21** | 0 | 0 | 4.8 | 0 | 149 |
| **Total** | **33.2** | **3** | **22.8** | **51.4** | **16832** |

## Considérations Générales sur la méthode proposée pour l'évaluation des impacts sur la sécurité

Plusieurs études mettent en relation le nombre d'accidents qui surviennent sur un tronçon autoroutier et des variables comme les volumes de véhicules ou le rapport Q/C. D'autres associent la gravité des accidents à la vitesse moyenne des véhicules. Cependant, l'absence de données simultanées de débits et de vitesses dans ces études empêche toute mise en relation directe des accidents aux conditions réelles de circulation au moment même de leur occurrence. La méthode proposée dans ce document permet de prédire le nombre d'accidents sur un réseau en fonction de la répartition spatiotemporelle des niveaux de service. Un taux moyen annuel d'accident est calculé par heure et kilomètre de niveau de service. Les résultats obtenus sont assez satisfaisants pour permettre d'envisager d'approfondir la méthode afin de prendre en compte l'effet d'autres facteurs qui ne sont pas nécessairement liés au niveau de service, comme le nombre de voies notamment. En effet, les sections de l'A1 à partir desquelles ont été calculés les taux d'accidents sont constituées essentiellement de 3 et 4 voies. Aucune influence du nombre de voies n'a pu être mise en évidence, probablement à cause du schéma de congestion particulier sur cette portion d'autoroute où l'écoulement est presque constamment fluide sur la majorité des sections à 3 voies. Il s'agit toutefois d'une piste à approfondir en utilisant d'autres sites.

Dans le chapitre précédent nous avons présenté le concept nouveau de niveau de service généralisé, pouvant permettre d'évaluer a priori et a posteriori l'impact des opérations d'exploitation sur la congestion et les conditions de circulation en général. L'existence d'une relation entre les taux d'accidents et les niveaux de service constitue un élément important dans la mise au point de la nouvelle approche d'évaluation proposée dans cette thèse. Les taux ont été calculés à partir d'un découpage spatiotemporel relativement fin sur des sections de 1 km de long et des pas de temps de 6 minutes. A l'échelle d'un tronçon autoroutier, constitué de plusieurs sections, le niveau de service généralisé constitue un bon indicateur d'analyse de la congestion. En revanche, les accidents sont des phénomènes ponctuels, pouvant survenir quelque soient les conditions de circulation. Un niveau de service généralisé NSC4 ne signifie pas nécessairement que toutes les sections sont saturées : certaines seront aux peut-être NSC1, 2 ou 3. L'application des taux obtenus précédemment est donc susceptible d'entraîner une surestimation du nombre d'accidents en période de congestion. C'est ce que confirment les résultats obtenus sur l'autoroute A1où l'on constate que pendant la pointe du matin le nombre d'accidents estimé est de 32 pour un intervalle de confiance de [23 ; 45]. De même, sur l'autoroute A10, le nombre d'accidents estimé à partir des niveaux de service généralisés est de 31 pour un intervalle de confiance de [16 ; 47]. Ces valeurs moyennes sont à comparer à celles obtenues aux sections 5.2.3. et 5.3.1. pour ces deux tronçons : soit 23 et 25 respectivement. Les écarts enregistrés ne sont toutefois pas significatifs compte tenu des intervalles de confiance calculés.

Cette méthode représente une importante contribution à l'évaluation a priori de l'impact des opérations d'exploitation routière sur la sécurité par simulation dynamique du trafic. En effet, elle

permet de regrouper à travers un concept unique, le niveau de service, un ensemble de facteurs influençant les conditions de circulation (croissance du trafic, configuration physique du réseau, visibilité, météo…) et qui jusqu'ici avaient été considérés de manière séparée dans les études d'évaluation. Tous ces facteurs peuvent être intégrés simultanément dans un modèle de trafic afin de calculer de façon quasi-immédiate les niveaux de service résultant, et par suite, le nombre d'accidents prévisibles.

# Chapitre 6. L'évaluation des impacts sur l'environnement

## Introduction

Ce chapitre s'inscrit dans le cadre de l'approche globale d'évaluation initiée dans les deux chapitres précédents. Il s'agit d'analyser les impacts environnementaux du trafic routier en distinguant les niveaux de service de circulation. Cette façon de faire ne constitue pas une nouveauté dans la mesure où elle est d'une certaine manière déjà prise en compte dans les modèles d'émissions européens tels que COPERT4 et HBEFA comme déjà mentionné au chapitre 3. L'objectif de ce chapitre n'est donc pas d'élaborer un nouvel outil pour le calcul des émissions ; il s'agit plutôt d'analyser les implications de la prise en compte des niveaux de service réels dans le calcul à partir des outils existants. Ces niveaux de service sont définis non à partir des seuls seuils de vitesse, mais également des volumes de véhicules concernés. La première section du chapitre analyse l'effet de l'agrégation spatiotemporelle des données de trafic sur les estimations d'émissions, en considérant trois types de découpage. La section 2 du chapitre est une application aux cas des opérations d'exploitation déjà considérées dans les chapitres précédents: la voie dédiée aux taxis et bus sur les autoroutes A1 et A10 respectivement. Le chapitre se termine par quelques considérations générales. La section 3 tente d'aborder les impacts environnementaux sous l'angle des territoires traversés par les autoroutes périurbaines en soulignant des aspects liés à la pollution de l'air et au bruit.

## 6.1 Effet de l'agrégation spatiotemporelle des données sur les estimations

### 6.1.1 Agrégation par niveau de service local

Les données de trafic issues des stations de mesures ou fournies en sortie par les simulateurs macroscopiques de trafic sont essentiellement les vitesses et les débits moyens. Elles sont disponibles par section et par pas de temps en fonction de la discrétisation spatiotemporelle choisie pour la simulation ou de la densité et des caractéristiques des stations de collectes à travers le réseau. En gardant cette même discrétisation, il est possible pour chaque section de disposer de couples (Q, V) pour autant de pas de temps pris en compte dans une étude. Cette approche semble a priori être celle qui pourrait fournir les résultats les plus précis possibles en ce qui concerne le calcul des émissions à partir d'une méthodologie basée sur les vitesses moyennes comme celle de

COPERT4. Néanmoins, l'une des faiblesses des outils de calcul d'émissions actuellement employés au niveau européen concerne l'absence d'interface avec les simulateurs de trafic ; ce qui complique le calcul des émissions à partir des couples (Q, V) mesurées sur de courtes sections de route et de faibles intervalles de temps. L'on sait par ailleurs que les facteurs d'émissions sont déterminés soit en laboratoire ou dans des conditions réelles pour des cycles de conduite prédéfinis. Or les niveaux de service également représentent une classification des conditions de circulation. Il est donc possible d'identifier et de regrouper les sections pour lesquelles les conditions de circulation sont identiques afin de rendre la tâche plus compatible au fonctionnement des modèles d'émissions.

Dans cette section 6.1.1. nous considérons à nouveau les 2 journées du 16/04 et 26/06/2008 sur le tronçon de 17 km de l'autoroute A1 entre Roissy et Paris (à la pointe du matin entre 6h48 et 11h24). Elles ont la particularité d'avoir deux niveaux de congestion très différents. Le tronçon est découpé en 21 sections. Les résultats des calculs de consommation et d'émissions de CO2 sont fournis dans les tableaux 17 et 18 suivants.

Tableau 17 Consommation et émissions de CO2 par niveau de service pour une journée à faible congestion

| | | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 | **TOTAL** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Véh-km | 16/04/08 | 144295 | 50826 | 30792 | 94242 | 320155 |
| Véh-h | | 1468 | 532 | 493 | 5067 | 7560 |
| Conso [t] | | 8.12 | 2.82 | 1.57 | 7.87 | **20.38** |
| CO2 [t] | | 25.47 | 8.85 | 4.94 | 24.73 | **63.99** |

Tableau 18 Consommation et émissions de CO2 par niveau de service pour une journée à forte congestion

| | | NSC1 | NSC2 | NSC3 | NSC4 | **TOTAL** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Véh-km | 26/06/08 | 81020 | 7305 | 33906 | 193848 | 316079 |
| Véh-h | | 773 | 81 | 714 | 9901 | 11469 |
| Conso [t] | | 4.82 | 0.39 | 1.89 | 15.84 | **22.94** |
| CO2 | | 15.13 | 1.22 | 5.92 | 49.72 | **71.99** |

Le volume total de véhicules est à peu près constant avec un écart d'environ 1% entre les deux journées. On constate toutefois qu'environ 2 fois plus de véhicules sont concernés par la congestion (NSC4) le 26/06 que le 16/04, ce qui a pour effet de doubler la consommation et les émissions de CO2. La vitesse moyenne est quasiment inchangée pour cet état de trafic.

### 6.1.2 Agrégation par tranches de vitesse moyenne

Afin de vérifier la précision de ce découpage par niveaux de service, nous avons testé différents niveaux d'agrégation avec des tranches de vitesses allant de 130 à 5 km/h. Soient $\Xi$ et $\Pi$ les matrices respectives de vitesses et de débits moyens tels que fournies par un simulateur de trafic ou

établi à partir de données de capteurs. Ces matrices sont de dimensions n x m, où n désigne le nombre de sections et m le nombre de pas de temps de l'étude. Au pas de temps k, la section i de longueur $L_i$ admet comme débit $Q_i^k$ et comme vitesse $V_i^k$.

Considérer une tranche de vitesse de 130 km/h signifie que l'on agrège l'ensemble des données de trafic sur le tronçon en un seul couple (Q, V). D'une manière générale, supposons que l'on s'intéresse à l'impact environnemental des véhicules dont la vitesse moyenne est comprise entre Va et Vb. On commence tout d'abord par mettre de côté tous les éléments de la matrice Ξ en dehors de cette plage ainsi que les débits correspondants dans la matrice Π. Il en résulte que les calculs ne porteront pas nécessairement sur la longueur totale du tronçon. Ils concerneront de préférence une section équivalente dont la longueur est égale à la somme des longueurs des sections pour lesquelles des couples (Q, V) ont été retenus. On a donc $L_{eqv} \leq L$.

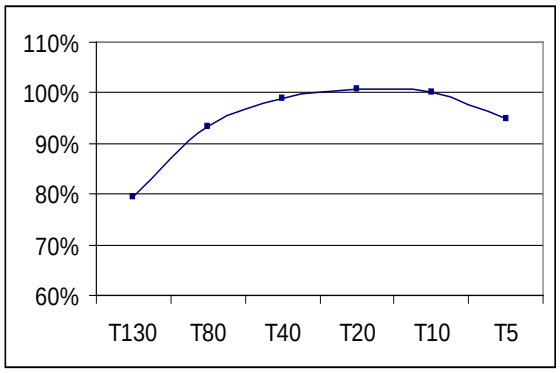
On calcule ensuite pour chaque section le nombre total de véhicules-kilomètres parcourus à une vitesse comprise dans la plage ]a, b]. En sommant ces véhicules-kilomètres sur l'ensemble des sections retenues et en divisant le résultat par la longueur $L_{eqv}$, on obtient le volume équivalent de véhicules concernés par ces vitesses.

Quant à la vitesse moyenne, deuxième élément indispensable au calcul des émissions, elle s'obtient par la formule $\frac{\sum_i \sum_k Q_i^k V_i^k}{\sum_i \sum_k Q_i^k}$

Les deux graphiques suivants montrent l'influence du niveau d'agrégation des données pour le calcul de la consommation et des émissions à l'aide du modèle COPERT4.

(en % des valeurs respectives obtenues par agrégation par niveau de service)

*Faible congestion (16/04/2008)*




*Congestion élevée (26/06/2008)*

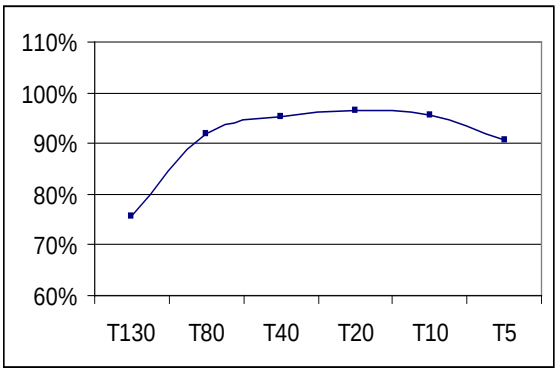



Figure 31 Effet de l'agrégation de la vitesse moyenne sur le calcul de la consommation à l'aide de COPERT4

(en % des valeurs respectives obtenues par agrégation par niveau de service)

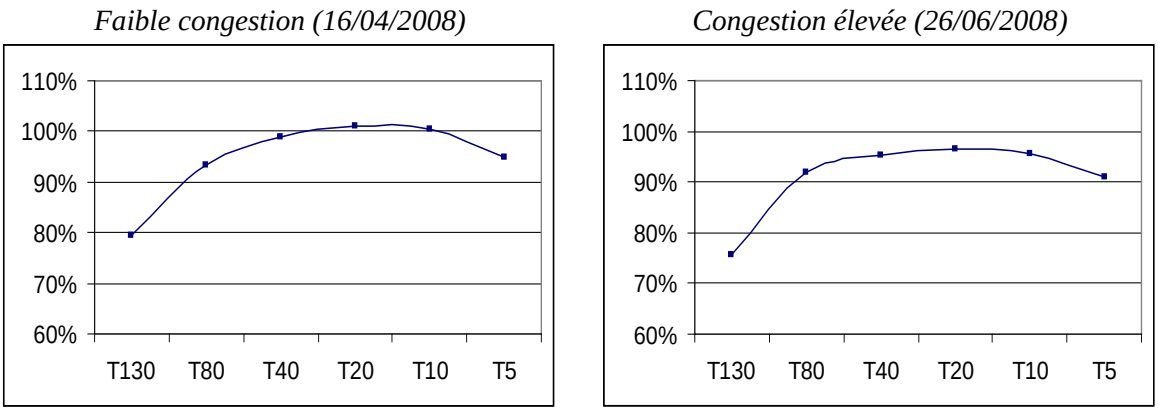



Figure 32 Effet de l'agrégation de la vitesse moyenne sur le calcul des émissions de CO2 à l'aide de COPERT4

Ti indique la grosseur des tranches de vitesse

Ainsi, on remarque que dans les deux cas l'agrégation optimale, pour une meilleure précision des résultats, correspond au découpage par niveau de service. En effet, même en découpant le trafic par des tranches de vitesses aussi faibles que 5km/h, les résultats obtenus en termes de consommation et d'émissions, restent inférieurs ou égaux à ceux fournis par un découpage par niveau de service. A titre d'exemple, la consommation calculée avec une vitesse moyenne globale (T130) correspond à 75-80% de celle obtenue à l'aide des niveaux de service locaux. La précision peut ne pas être importante si l'on s'intéresse aux valeurs relatives : par exemple si l'on veut comparer deux situations. En revanche, elle devient essentielle quand il s'agit de valorisation.

### 6.1.3 Agrégation par niveau de service généralisé

La notion de niveau de service généralisé suppose des conditions de circulation uniformes à chaque par de temps sur toute la longueur du tronçon (ou du réseau). En gardant les indicateurs globaux horaires VKM et VH pour les deux journées du 16/04 et 26/06, nous obtenons les valeurs de consommations et d'émissions de CO2 présentées dans le tableau 19 ci-dessous. Celles-ci sont à comparer à celles des deux tableaux précédents.

Tableau 19 Calcul des émissions à partir de données agrégées

| 16/04/2008 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Volumes | Vitesses | NSC | FC | CO2 |
| 16340 | 47 | NSC3 | 15.32 | 48.05 |
| 4300 | 41 | NSC4 | 4.26 | 13.38 |
| **20640** | -- | | **19.58** | **61.43** |

| 26/06/2008 | | | | |
|---|---|---|---|---|
| Volumes | Vitesses | NSC | FC | CO2 |
| 2580 | 46 | NSC3 | 2.44 | 7.65 |
| 18060 | 28 | NSC4 | 21.32 | 66.92 |
| **20640** | -- | | **23.76** | **74.57** |

On constate qu'en utilisant les données agrégées sur des pas de temps de 12 minutes, l'écart par rapport aux valeurs obtenues à partir des niveaux de service locaux est de 4% pour la consommation et les émissions de CO2. Ce résultat confirme que les niveaux de service généralisés offrent également une bonne estimation des émissions à l'échelle d'un tronçon et qui reste meilleure que celle obtenue à partir d'un calcul sur un couple moyen (T130).

## 6.2 Etude de cas sur des autoroutes françaises

Afin de compléter les évaluations des opérations d'ouverture de voies dédiées réalisées sur les tronçons autoroutiers A1 et A10 en Ile-de-France, nous proposons ci-après les émissions calculées aux situations de référence et projet.

### 6.2.1 Conversion d'une voie existante en voie dédiée sur l'A1

Les résultats sont fournis pour un découpage par niveaux de service locaux et généralisés pour les données simulées à partir de FREQ12 d'une part, et les données réelles de SIRIUS d'autre part.

*Situation de référence 2008*

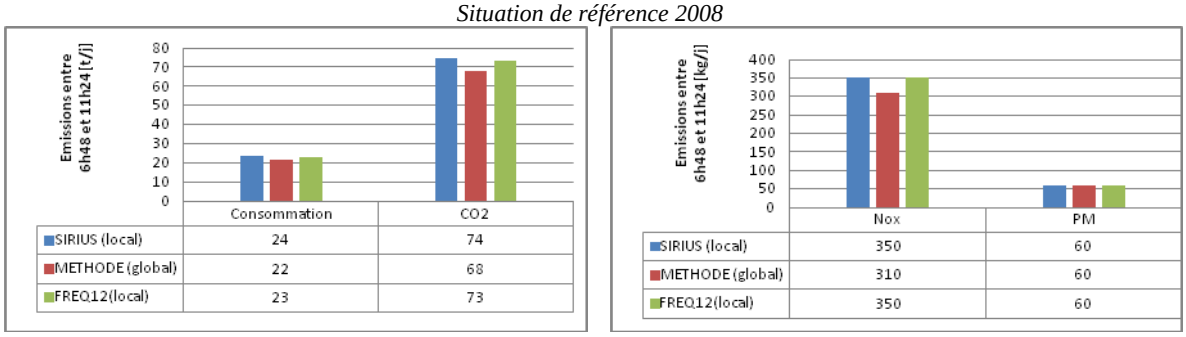



Figure 33 Consommation de carburant et émissions de polluants sur l'A1 en 2008

Pour les trois cas, les émissions calculées à la situation de référence ne sont pas significativement différentes. Après la mise en œuvre de l'opération, il a été constaté une modification des temps de parcours sur le tronçon ne résultant pas de l'opération (puisque constatée également lors de la pointe du soir). Nous avons montré que cette modification résultait d'un changement du profil de la demande, sans lequel les conditions de trafic observées auraient été conformes aux prévisions faites à la fois par le simulateur de trafic et la méthode. Pour l'évaluation (a priori et a posteriori), nous

garderons donc uniquement ces deux prévisions. Pour ce qui concerne l'application de la méthode, les situations de référence et projet sont identiques sous les hypothèses d'une croissance nulle de la demande et d'impact nul de l'opération sur la capacité du goulot d'étranglement. La simulation en revanche distingue les deux types de voies (dédiée et banalisées), sur lesquels les conditions de trafic sont différentes à certaines plages horaires. Les émissions totales correspondantes sont données ci-dessous.

*Situation projet 2009*

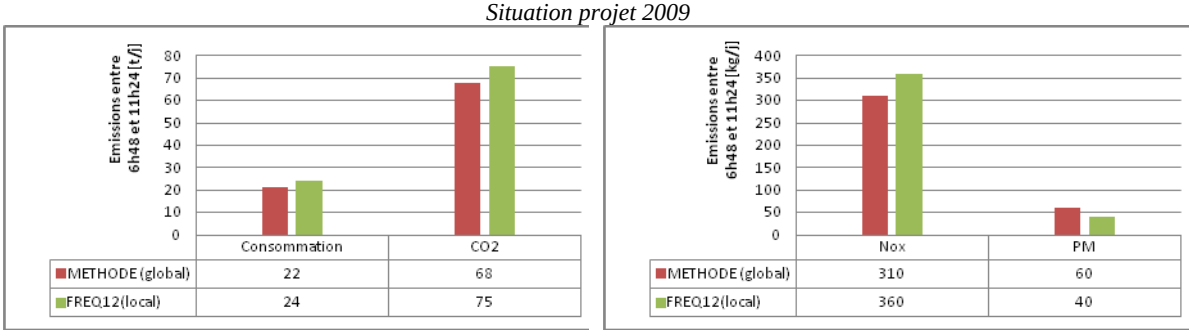



Figure 34 Consommation de carburant et émissions de CO2 et polluants sur l'A1 en 2009

L'écart entre les émissions calculées à partir de FREQ12 et de la méthode reste à peu près le même que pour la situation de référence, sauf pour les PM. La principale raison étant vraisemblablement liée au fait que la méthode ne prend pas en compte la dynamique du trafic, mais s'intéresse plutôt aux indicateurs globaux résultant. En effet, l'analyse de la cartographie des vitesses simulées montre que l'un des effets de la voie dédiée est de modifier la répartition spatiale de la congestion le long du tronçon. Les sections localisées à l'amont de la voie dédiée deviennent congestionnées alors que celles se trouvant à l'aval subissent une légère augmentation de leur vitesse moyenne.

### 6.2.2 Création d'une voie dédiée nouvelle sur l'A10

L'évaluation a priori de la création de la voie de bus sur l'A10 est réalisée en appliquant uniquement la méthode décrite au chapitre 4. La situation de référence est tout d'abord reproduite à partir des indicateurs globaux (VKM, VH et T). La situation projet est définie à partir des hypothèses appropriées. Les émissions sont calculées pour la situation de référence et l'option 2, consistant en la création de la voie dédiée sur un section de 4.5 km à l'amont de la sortie vers la gare de Massy. Les résultats sont donnés ci-après.

Comparaison Avant/Après

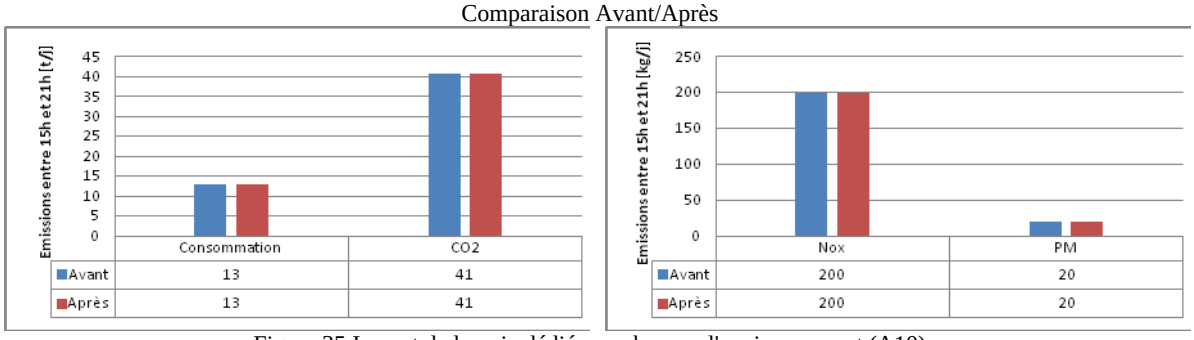



Figure 35 Impact de la voie dédiée aux bus sur l'environnement (A10)

L'impact de l'opération sur les conditions de circulation étant négligeable vu la faible quantité de bus dans le trafic, ces résultats ne sont pas surprenants. Ils traduisent le faible impact de la création de la voie de bus sur la consommation et les émissions de polluants.

## 6.3 Prise en compte de l'occupation de l'espace

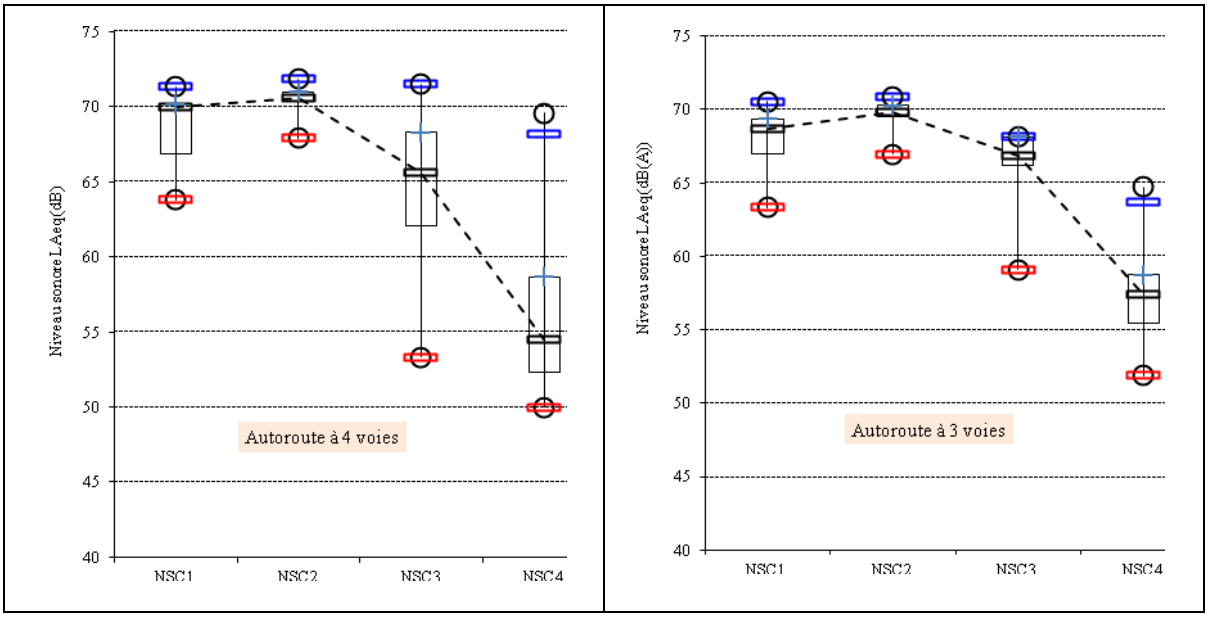
### 6.3.1 Pollution atmosphérique

Les observations faites dans ce chapitre placent ainsi la notion de service au centre d'une nouvelle approche d'évaluation des impacts des opérations d'exploitation routière. En effet, nous avons déjà mis en relation les niveaux de service et les taux d'accidents. Nous avons également montré comment les niveaux de service généralisés, c'est-à-dire calculés pour la totalité d'un tronçon de route ou un réseau, peuvent être utilisés dans l'évaluation des impacts des opérations de gestion du trafic sur la congestion. Cette agrégation des données de trafic se révèle applicable aux calculs des impacts environnementaux tels la consommation de carburant et les émissions de gaz à effet de serre $CO_2$. En effet, les écarts observés entre les résultats obtenus pour les deux niveaux d'agrégation (local et généralisé) sont assez faibles (±4%). Néanmoins, bien que cette thèse ne s'intéresse qu'aux réseaux autoroutiers, il faut se rappeler que les autoroutes périurbaines sont celles qui font le plus souvent l'objet des opérations d'exploitation et qu'elles peuvent être localisées (en tout ou en partie) au voisinage de zones sensibles (quartiers résidentiels, zones de bureaux, hôpitaux…). Ainsi, l'étude de la pollution environnementale résultant du trafic revêt un plus grand intérêt si elle tient compte des zones traversées par l'infrastructure. C'est-à-dire que le calcul d'un niveau de pollution globale pour la totalité d'un tronçon risque de ne pas fournir une donnée exploitable si les milieux traversés sont très différents en terme d'occupation. En revanche, il peut être intéressant de connaître la relation entre les taux d'émission de certains polluants (par exemple PM et $NO_x$) et le niveau de service de circulation afin de définir les conditions de circulation optimales à viser par les gestionnaires de réseaux lors de la mise en œuvre d'opérations d'exploitation. L'absence d'interface entre les modèles de simulation et les logiciels européens de calcul des émissions n'a pas permis d'entreprendre cette analyse.

### 6.3.2 Emissions sonores

Un autre élément à considérer dans l'analyse des impacts environnementaux concerne les émissions sonores, strictement réglementées au voisinage de certains bâtiments. A ce niveau également des travaux sont nécessaires afin de concevoir des outils de calcul adaptés aux simulateurs de trafic. De même que pour les polluants atmosphériques, le calcul d'un niveau sonore unique pour l'ensemble du tronçon même par pas de temps, n'est pas nécessairement pertinent dans certains cas. En revanche, la relation entre niveau sonore et niveau de service représente une donnée intéressante pour les exploitants dans leurs choix d'aménagement. La figure suivante compare les niveaux sonores $L_{Aeq}$ calculés en fonction des quatre niveaux de service de la classification française. Les données utilisées sont celles des autoroutes A1 et A10. Les niveaux sonores sont calculés pour des points localisés à 30 mètres du bord de la route dont la largeur des voies est prise égale à 3.50 mètres. L'angle du point de réception au point d'émission est fixé à 45°.

D'une manière générale, on constate que le niveau de bruit varie en fonction du niveau de service; l'allure de la courbe reste la même quelque soit le nombre de voies de l'infrastructure. L'écart pour un même niveau de service, entre les niveaux de bruit pour une autoroute à 3 voies et une autoroute à 4 voies est de l'ordre de 3 dB(A) en congestion et 1 dB(A) hors congestion. L'autoroute à 2 voies se distingue davantage des deux précédentes aux NSC1 à NSC3 où les niveaux sonores sont inférieurs d'environ 5 dB(A). Dans tous les cas le NSC2 reste le niveau de service le plus bruyant et le NSC4, le moins bruyant. En matière d'évaluation, l'information fournie par ces courbes est qu'une opération d'exploitation qui améliorerait les conditions de circulation en faisant passer le trafic de l'état saturé à l'état dense, augmenterait également le niveau sonore d'au moins 5 dB(A).



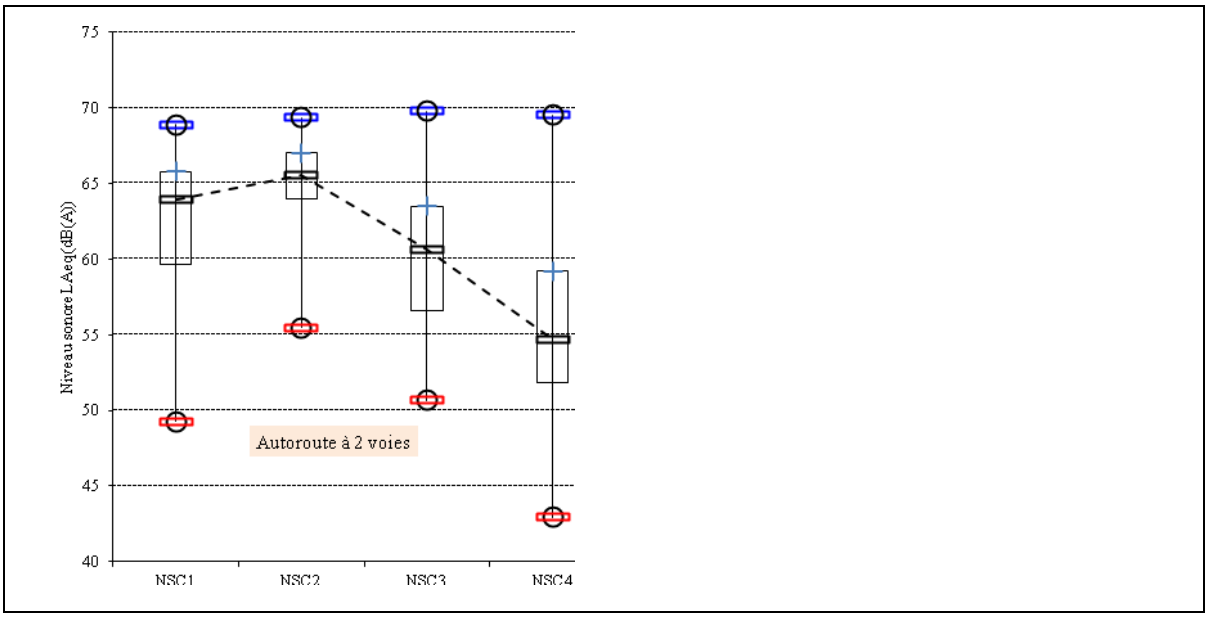



Figure 36 Relation entre le niveau de service et le niveau sonore sur autoroute

## Considérations générales sur les impacts des opérations d'exploitation sur l'environnement

La prise en compte des nuisances environnementales est devenue incontournable dans l'évaluation des projets routiers et des opérations de gestion du trafic. Néanmoins, réduire la consommation de carburant et les émissions de polluants et de gaz à effet de serre est un objectif difficile à atteindre au moyen des actions sur le trafic et l'offre d'infrastructure. En effet, l'extension des réseaux routiers entraîne généralement une augmentation des déplacements motorisés, source de pollution atmosphérique. De même, les opérations d'exploitation routière visant l'augmentation de la capacité des goulots d'étranglement de façon permanente, en plus d'induire ou de générer de nouveaux déplacements, sont susceptibles de donner lieu à des augmentations de la vitesse de circulation en dehors des heures de pointe. Toutefois le volume de véhicules concernés n'étant pas les mêmes en congestion et en trafic fluide, l'effet global peut se révéler positif. En matière d'amélioration de l'offre, la gestion dynamique des voies constitue la solution permettant le plus grand bénéfice sur les impacts environnementaux, puisque les augmentations de vitesses qu'elle permet n’interviennent qu'aux périodes de pointe, lors de l'activation. Les deux cas considérés dans ce chapitre font ressortir que la création d'une voie dédiée, si celle-ci n'améliore pas la capacité totale de l'infrastructure, n'a qu'un impact modéré à négligeable sur la consommation et les émissions.

Ces études de cas soulignent par ailleurs la nécessité de développer des interfaces entre les simulateurs de trafic et les logiciels de calculs des émissions, européens notamment. En effet, un outil comme COPERT4 par exemple utilise les données statiques de débits et de vitesses par tronçon, lesquelles peuvent être obtenues par simulation pour une évaluation a priori. Les calculs sont réalisés par triplet débit-vitesse-longueur. La longueur des sections ainsi que l'intervalle de temps pris en compte déterminent le niveau d'agrégation des données dans le calcul. Dans ce chapitre, nous avons retenu des longueurs de sections variant de 500 à 1500 mètres (en fonction de l'équipement des tronçons étudiés, et deux intervalles de temps: 12 minutes et 1 heure. Les données de trafic ont été agrégées, tout d'abord par classes de vitesses: six (6) scénarii ont ainsi été analysés et pour lesquels l'étendue des classes est de 5, 10, 20, 40, 80 et 130 km/h respectivement. Les émissions ont été calculées pour les 6 scénarii et comparées à celles obtenues à partir d'une agrégation par niveau de service local. Celle-ci consiste à regrouper les données de trafic des sections dans quatre (4) classes définissant les 4 niveaux de service de la classification française. La comparaison montre que cette agrégation par niveau de service local fournit des résultats aussi précis que ceux obtenus à partir des découpages très fins de vitesses.

Enfin, un découpage par niveau de service généralisé a également été pris en compte avec les données agrégées sur 1 heure. Il consiste à caractériser les conditions de circulation à l'échelle du tronçon, suivant le même principe appliqué dans chapitre 4. Les calculs ont fait ressortir des écarts très faibles par rapport au découpage par niveau de service local. Ce résultat confirme que dans le cas d'une croissance de trafic entre la phase d'étude d'une opération d'exploitation et le moment de la mise en œuvre de celle-ci, la méthode développée au chapitre 4 permet également de définir le niveau de la consommation et des émissions à la situation de référence.

# Le niveau de service cible pour une exploitation efficace

La mobilité durable pourrait se définir comme celle qui permet une plus grande fluidité dans les déplacements tout en garantissant des conditions de sécurité maximales et le moindre coût environnemental. Pour atteindre cet état, les opérateurs agissent sur les conditions de circulation, généralement décrites par le niveau de service. Dans ce contexte, existe-t-il un niveau de service optimal à viser pour satisfaire à cette triple exigence? Dans les trois précédents chapitre, nous avons mis en évidence l'existence d'une relation fonctionnelle entre chacun des grands déterminants de la mobilité durable susmentionnés et le niveau de service de l'infrastructure. En guise de conclusion de cette partie portant sur cette nouvelle approche d'évaluation, nous proposons de rechercher ce niveau de service cible pour une exploitation efficace des réseaux. Nous considérerons pour cela le cas de l'autoroute A1 en analysant les avantages et les coûts de changements dans les conditions de circulation tels qu'ils résulteraient d'une opération d'exploitation routière de type affectation variable des voies. Les éléments pris en compte sont les mêmes indicateurs globaux que ceux utilisés dans la section 4.3.1.

## Objectif "Fluidité"

Généralement les interventions d'exploitation sont envisagées lorsque les réseaux font face à des problèmes de saturation. Nous retiendrons donc le NSC4 comme base de comparaison. La fluidité du trafic est appréciée au moyen du temps de parcours. Les fonctions de capacité indiquent que celui-ci augmente à mesure que le niveau de service se dégrade. Le tableau 20 suivant indique les augmentations de capacité à prévoir pour fluidifier le trafic avec comme seuil admissible NSC3, NSC2 et NSC1 respectivement. Les niveaux de service indiqués dans le tableau sont des niveaux de service généralisés. La 2ème colonne correspond à la situation de référence. La solution "a" est obtenue en augmentant progressivement la capacité du lien jusqu'à éliminer complètement le niveau de service 4. On procède de même pour les solutions "b" et "c" avec comme seuils respectifs NSC2 et NSC1.

Tableau 20 Effet de l'augmentation de la capacité sur la fluidité du trafic

| **Capacité Qp** | **Base** | **a) Base+2%** | **b) Base+48%** | **c) Base+58%** |
|---|---|---|---|---|
| 6H-7H | NSC3 | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| 7H-8H | **NSC4** | **NSC3** | **NSC2** | NSC1 |
| 8H-9H | **NSC4** | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| 9H-10H | **NSC4** | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| 10H-11H | NSC3 | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| 11H-12H | NSC3 | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| 12H-13H | NSC3 | **NSC3** | NSC1 | NSC1 |
| **ΔQp** | **-** | **100 véh/h** | **2420 véh/h** | **2923 véh/h** |

Les augmentations de capacité nécessaires au niveau du goulot d'étranglement sont les suivantes:

- 2% pour éliminer le NSC4. La création d'une voie supplémentaire peut ne pas être nécessaire si d'autres aménagements sont possibles;
- 48% pour éliminer le NSC3. La capacité supplémentaire requise est de 2420 véh/h, ce qui correspondrait à avoir des sections de 7500 véh/h comme capacité minimale.
- 58% pour éliminer le NSC2. La capacité minimale passerait à plus de 7950 véh/h sur l'ensemble du tronçon.

Compte tenu de la capacité des voies autoroutières en Ile-de-France, les solutions b et c supposent l'aménagement de deux voies supplémentaires au niveau du goulot. Dans le contexte actuel de contraintes physiques sur le réseau, ces solutions sont donc, a priori, à écarter bien que les gains de temps seraient nettement plus importants pour les usagers. En l'absence de contraintes physiques, ces solutions soulèveraient également la question de l'efficience du fonctionnement de l'infrastructure, dans la mesure où la valeur monétaire des gains de temps dont bénéficieraient les usagers circulant dans ces conditions ne compense pas le coûts marginaux d'investissement et de maintenance de l'infrastructure. En d'autres termes, pour un niveau de demande donné, les dépenses consenties pour maintenir un trafic fluide en tout temps (NSC1, NSC2), sont parfois nettement plus importantes que les gains retirés par les usagers. A titre d'exemple, l'aménagement de la voie auxiliaire unique sur le tronc commun A4-A86 en Ile-de-France sur 2 km a coûté environ 20 M€ en termes d'investissement et près de 8% en termes d'exploitation annuelle. Cela donne une idée de ce que seraient les coûts sur l'A1 s'il fallait garantir - si cela avait été possible - une capacité minimale permanente de 7500 ou 8000 véh/h sur l'ensemble des sections saturées et à l'aval (environ 3 km).

*Le meilleur compromis semble être de garder le NSC3, correspondant à un fonctionnement à capacité.*

Dans le cadre de l'évaluation socioéconomique des impacts des opérations d'exploitation sur la congestion, ce sont les retards qui intéressent. En effet, la valeur du temps peut être définie comme le prix qu'un usager est prêt à payer pour réduire la durée de son déplacement par rapport à une durée donnée. Les considérations faites plus haut suggèrent que le temps de parcours à la vitesse libre ou même aux niveaux de service 1 et 2 peut être un objectif irréaliste. Ce constat justifie aussi le fait que nous ayons choisi, au chapitre 4, de définir le retard par rapport au NSC3 et non à la vitesse libre. Ainsi les gains de temps sont d'environ 500 véh-heures par jour-type durant la pointe du matin entre 6h et 13h, soit à peu près 80 000 véh/an pour la solution « a ».

## Objectif "Sécurité"

L'aspect sécurité peut être abordé sous deux angles: celui du nombre d'accidents et/ou celui de la gravité des accidents. Le premier cas a été abordé au chapitre 5. Il a été montré que le taux d'accidents (tous types confondus) augmente à mesure que le niveau de service se dégrade. Le même constat a été fait en tenant compte du nombre de véhicules impliqués dans les accidents: on observe plus d'accidents avec 1 ou 2 véhicules lorsque le trafic se densifie. En revanche, les collisions multiples ou en chaînes semblent suivre un schéma différent qu'il convient de vérifier à partir d'études complémentaires. Ainsi, s'il faut réduire le nombre d'accidents sur les routes, il faudrait veiller à fluidifier le trafic autant que faire se peut. C'est ce qui est montré dans le tableau 21 suivant qui fournit la variation en % du nombre d'accidents pour les 3 solutions considérées plus haut[11].

Tableau 21 Effet de l'augmentation de la capacité sur le taux d'accidents

| **Capacité: Qp** | **Base** | **a) Base+2%** | **b) Base+48%** | **c) Base+58%** |
|---|---|---|---|---|
| Accidents corporels | x | -47% | -81% | -84% |

A cause de l'insuffisance des données, il n'a pas été possible de déterminer la relation existant entre la gravité des accidents et le niveau de service. Néanmoins, il est possible de se référer à des modèles théoriques existants. L'un des plus connus est celui de Nilsson conçu à partir d'expériences suédoises des années 60 et 70, et pour lequel la variation des taux d'accidents corporels et mortels est fonction de la variation de la vitesse moyenne. Sur l'A1, les vitesses moyennes [km/h] pour l'ensemble des configurations ainsi que les variations des taux d'accidents corporels par rapport à la situation de base sont données ci-dessous dans le tableau 22 :

Tableau 22 Effet de l'augmentation de la capacité sur la gravité des accidents

| **Capacité: Qp** | **Base** | **a) Base+2%** | **b) Base+48%** | **c) Base+58%** |
|---|---|---|---|---|
| Vitesse moyenne [km/h] | 41 | 49 | 97 | 99 |
| Blessés graves+tués | x | +71% | +1224% | +1308% |
| Mortels | x | +104% | +3033% | +3299% |

D'après le modèle puissance de Nilsson, une opération qui fluidifierait le trafic augmenterait le nombre de blessés et de tués sur l'infrastructure. Bien que la dégradation soit nettement plus importante pour les solutions b et c, il est peu probable que de telles variations de vitesses moyennes aient été prises en compte de ce modèle, puisqu'il s'agissait plus de cas où la limitation de vitesse avait été modifiée. Néanmoins, cela ne change rien dans la relation entre la gravité des

[11] Nous donnons la variation au lieu des valeurs absolues parce que les calculs sont fait à partir des taux obtenus pour des niveaux de service locaux, mais l'application est réalisée sur des niveaux de service généralisés. Or nous avons déjà vu qu'il existe un certain écart entre les deux échelles.

accidents et la vitesse. A ce stade, les considérations économiques se heurtent à des questions d'ordre éthique. En effet, peut-on préférer réduire le nombre total d'accidents matériels en fluidifiant davantage le trafic, au risque d'avoir un plus grand nombre de blessés et de tués sur les routes?

Les accidents mortels représentent environ 5% de notre base de données sur l'A1 pour la période allant de 1999 à 2007. En supposant ce taux constant (ce qui n'est pas le cas en raison des autres mesures déployées par ailleurs) le nombre d'accidents en 2008 serait estimé à 1 en 2008 dans le cas présent. Considérons la solution a, la question à se poser est s"il faut préférer passer de 23 à 12 accidents corporels (-47%) et avoir 1 mort en plus (+104%)? Ici le choix paraît relativement facile à faire. En effet, en utilisant les valeurs tutélaires proposées dans le Rapport Boiteux, une telle situation se traduit en termes économiques par un gain d'environ 1.06 M€ contre une perte de 1.0 M€[12]. La décision, encore plus aisée pour les solutions b et c, pourrait être moins évidente dans d'autres circonstances avec un taux de mortalité plus faible par exemple.

*Ici encore, le meilleur compromis semble être de garder la solution « a », qui consiste à viser le NSC3 sur le tronçon, comme niveau de service le plus dégradé.*

## Objectif "Environnement"

A l'instar du Rapport Boiteux, les éléments à prendre en compte en matière environnementale sont: la consommation de carburant, les émissions de gaz à effet de serre, la pollution atmosphérique et le bruit. L'allure des courbes de consommation et d'émissions de $CO_2$ indique une croissance en relation avec la dégradation des niveaux de service. En effet, bien que les valeurs unitaires puissent être égales pour les niveaux NSC1 et NSC4, les volumes de véhicules impliqués ne sont pas les mêmes, comme montré dans le tableau 23 ci-dessous pour le cas de l'autoroute A1.

Tableau 23 Effet de l'augmentation de la capacité sur la consommation et les émissions de GES

| **Capacité: Qp** | **Base** | **a) Base+2%** | **b) Base+48%** | **c) Base+58%** |
|---|---|---|---|---|
| Consommation [t/j] | 22 | 16 | 16 | 16 |
| $CO_2$ [t/j] | 68 | 50 | 51 | 51 |

En ce qui concerne la pollution, la valorisation se faisant sur la base de la distance totale parcourue VKM, les 3 solutions se valent (à l'échelle journalière ou annuelle) dans l'hypothèse d'une croissance de trafic nulle. La question du bruit reste assez difficile à aborder notamment pour les réseaux autoroutiers en milieu périurbain. Dans le tableau 24 nous nous contentons de signaler les options les plus bruyantes par des (-) et les moins bruyantes par des (+), en fonction de résultats présentés dans la figure 37.

[12] En accordant un même poids aux blessés légers qu'aux blessés graves dans le total des accidents corporels. Soit un coût de (22+150)/2 k€ +5.5 k€ pour les dégâts matériels.

Tableau 24 Effet de l'augmentation de capacité sur la pollution atmosphérique et le bruit

| **Capacité: Qp** | **Base** | **a) Base+2%** | **b) Base+48%** | **c) Base+58%** |
|---|---|---|---|---|
| Pollution | x | x | x | x |
| Bruit | x | - | - - - | - - |

*A la lumière de ces résultats, on déduit que la solution a constitue encore le meilleur compromis lorsqu'il s'agit de limiter les nuisances environnementales à partir de la mise en œuvre d'une opération d'exploitation routière.*

Le fonctionnement à capacité constitue donc le niveau de service cible pour une gestion efficace dans le cas de l'autoroute A1 tenant compte des déterminants d'une mobilité durable. Néanmoins, cet exercice rappelle qu'un niveau de service unique ne peut être garanti sur une infrastructure durant toutes les 24 heures d'une journée, soit pour des raisons de coûts d'investissement et de maintenance (NSC1 et NSC2 par exemple), ou tout simplement parce que la demande n'est pas constante sur la journée: il y a des heures de pointe et des heures creuses. D'autres contraintes peuvent même empêcher de pouvoir éliminer complètement la congestion aux heures de pointe. Aussi peut-il être intéressant pour l'exploitant de disposer, pour une pré-évaluation, de solutions-types appropriées aux différents cas susceptibles d'être rencontrés sur son réseau. C'est ce que nous abordons dans la dernière partie de cette thèse qui propose un outil d'aide au choix d'une opération d'affectation variable des voies en fonction de la configuration de l'infrastructure et de l'ampleur de la congestion observée.

# Partie III. Outil d'aide au choix d'une opération d'affectation variable des voies

# Chapitre 7. Méthodologie d'élaboration du catalogue

## Introduction

Pour répondre aux problèmes de congestion récurrente, les opérations d'affectation variable des voies se déclinent sous trois variantes principales. Il s'agit de :

- la création d'une voie supplémentaire (de pointe ou de surcapacité) ouverte à toutes les catégories de véhicules ;
- la création d'une voie supplémentaire réservée à une catégorie spéciale de véhicules (par exemple les véhicules à occupation multiple, les TC ou les PL) ;
- la conversion d'une voie existante en voie réservée à une catégorie spéciale de véhicules (idem).

Une variante se révèlera néanmoins plus appropriée à certaines configurations physiques et/ou niveaux de trafic qu'à d'autres. La congestion récurrente résulte de la présence d'un goulot d'étranglement. C'est-à-dire une section sur laquelle l'offre – définie par la capacité – est dépassée par la demande. Ce fait est généralement dû à un changement du profil transversal ou longitudinal (réduction de la largeur ou du nombre de voies, présence de pente ou de rampe…). Une autre cause de diminution de l'offre par rapport à la demande est liée aux mouvements des véhicules eux-mêmes. Ainsi sur autoroute, les sections d'entrecroisement constituent assez souvent des sources de congestion pendant les périodes de pointe.

Ce chapitre tente de définir des cas-types en termes de configuration de l'infrastructure et des conditions de circulation enregistrées en vue de guider le choix d'une stratégie de gestion des voies de circulation. Il s'agit d'une première étape de la démarche d'évaluation a priori des opérations d'exploitation routière. Elle ne dispense pas de procéder à des études plus détaillées en employant la méthode d'évaluation développée dans la partie II de ce document ou un outil de simulation dynamique de trafic. La définition des différents cas-types susceptibles d'être rencontrés sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France repose sur les deux principes suivants :

- La congestion part d'un goulot d'étranglement identifié. Celui-ci est caractérisé par une capacité plus faible que la section amont. Il n'est donc établi aucune différence entre une forte rampe et une réduction du nombre de voies. Par ailleurs, les éventuelles interactions entre goulots successifs ne sont pas prises en compte.

- L'idée même de cas-types suppose un tableau à plusieurs entrées. Dans le cadre de ce travail, on retiendra deux entrées : une classe d'infrastructure et une classe de congestion.

## 7.1 Classes d'infrastructures

### 7.1.1 Inventaire des autoroutes du réseau d'Ile-de-France

Les voies rapides urbaines du réseau routier par la DIRIF totalisent environ 454 km répartis sur 8 départements. Elles sont constituées de chaussées séparées de 2 à 5 voies et sont équipées de boucles électromagnétiques de SIRIUS. Ces boucles sont placées à des intervalles moyens de 500 mètres en petite couronne et 1500 à 2000 mètres en grande couronne[13]. Le tableau 25 suivant fournit des informations sur les tronçons (nombre de voies et nombre de stations prises en compte) ayant servi à caractériser les conditions journalières de circulation rencontrées sur le réseau.

Tableau 25 Caractéristiques des tronçons autoroutiers utilisés pour l'élaboration du catalogue de cas-types

| **Autoroute (2 sens)** | **Nombre de voies** | | | | **Nombre de stations** | **Longueur tronçon / sens [km]** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | **2V** | **3V** | **4V** | **5V** | | |
| A1 | | ◊ | ◊ | | 53 | 17 |
| A10 | ◊ | ◊ | | | 36 | 14 |
| A103 | ◊ | | | | 1 | 1 |
| A104 | ◊ | ◊ | ◊ | | 50 | 28 |
| A106 | ◊ | | | | 6 | 1 |
| A12 | ◊ | ◊ | ◊ | | 21 | 6 |
| A13 | ◊ | ◊ | | | 57 | 24 |
| A14 | ◊ | ◊ | ◊ | | 86 | 20 |
| A15 | | ◊ | ◊ | | 55 | 17 |
| A3 | ◊ | ◊ | ◊ | | 53 | 18 |
| A4 | | ◊ | ◊ | ◊ | 60 | 21 |
| A6 | | ◊ | ◊ | | 64 | 20 |
| A6-A | | ◊ | | | 27 | 8 |
| A6-B | ◊ | ◊ | ◊ | | 25 | 8 |
| A86 | ◊ | ◊ | ◊ | ◊ | 215 | 79 |

Les données utilisées proviennent donc d'un total de 810 stations de mesures de trafic réparties sur environ 280 km d'autoroutes périurbaines, sur sections courantes uniquement. Près du quart de ces données sont collectées sur le Périphérique d'Ile-de-France dont la longueur représente également près du quart de la longueur totale du réseau analysé. Les données utilisées sont les débits moyens observés aux différentes stations au cours de l'année 2008 entre 0 et 24H.

[13] Désigne les zones en fonction de leur distance par rapport au centre de Paris.

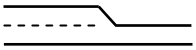
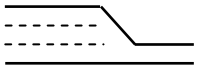
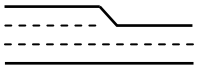
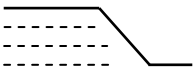
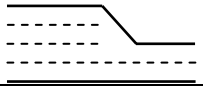
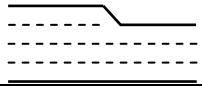
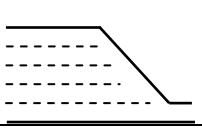
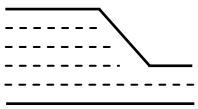
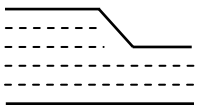
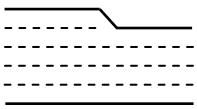
### 7.1.2 Caractérisation des goulots d'étranglement

L'offre d'infrastructure au niveau d'un goulot est inférieure à celle de la section courante située à l'amont. Si l'on relie l'offre au nombre de voies, pour une section courante à N voies, il existe (N-1) configurations possibles de goulots. En désignant par i le nombre de voies de la section courante et j celui du goulot, on définit ainsi dix (10) classes d'infrastructure désignées de la manière suivante :

$$A_i G_j \text{ avec } \begin{cases} i = 2 \text{ à } 5 \\ j = 1 \text{ à } i\text{-}1 \end{cases}$$

Le schéma des différentes classes sont présentées dans le tableau 26 ci-dessous.

Tableau 26 Modélisation des différents types de goulots d'étranglement (classe d'infrastructure)

| | $G_1$ | $G_2$ | $G_3$ | $G_4$ |
|---|---|---|---|---|
| $A_2$ |  | | | |
| $A_3$ |  |  | | |
| $A_4$ |  |  |  | |
| $A_5$ |  |  |  |  |

Les infrastructures de classe $A_4G_1$ et $A_5G_1$ ont peu de chance d'être rencontrées dans la réalité, mais elles sont gardées par souci d'exhaustivité.

## 7.2 Classes de congestion

### 7.2.1 Profil de débits sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France

Trois éléments déterminent l'évolution de la congestion sur un tronçon autoroutier : la capacité à l'amont et au niveau du goulot, et le débit d'arrivée des véhicules. Le profil des débits par voie enregistrés sur les sections courantes des 280 km d'autoroutes urbaines du tableau 25, est présenté dans la figure 37 ci-dessous.

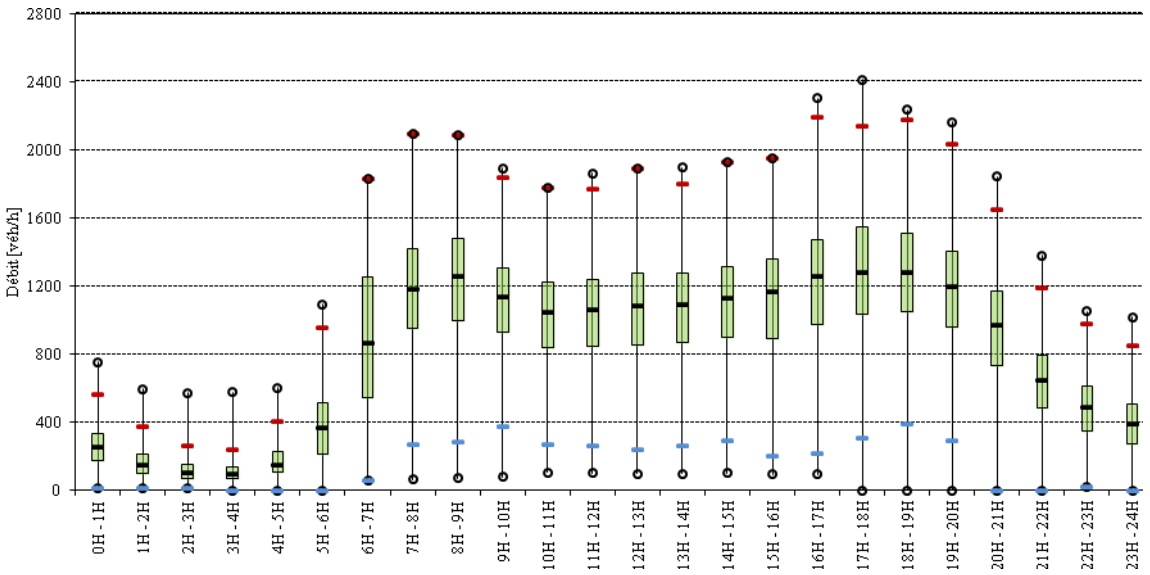



Figure 37 Débits par voie mesurés sur réseau autoroutier d'Ile-de-France

On constate une capacité moyenne se situant autour de 2000-2100 véhicules/voie sur les autoroutes d'Ile-de-France. Ce résultat est conforme à ceux d'une précédente étude réalisée par le CERTU, sur environ des autoroutes françaises, qui concluait qu'une section autoroutière moyenne possède les caractéristiques suivantes:

| | |
|---|---|
| Vitesse libre [km/h] : | 105 |
| Vitesse critique [km/h] : | 48 |
| Capacité par voie [véh/h] : | 2000 |

Ce graphique permet d'établir le profil de la demande ainsi que les limites de trois régions :

- une demande faible (D1) majorée par le 1$^{er}$ quartile;
- une demande moyenne (D2) comprise entre le 1$^{er}$ et le 3$^{ème}$ quartile;
- une demande forte (D3) minorée par le 3$^{ème}$ quartile.

Ces profils seront appliqués aux différentes classes d'infrastructure du tableau 26 afin de retrouver des schémas typiques de congestion récurrente. On remarque qu'à mesure que les courbes s'éloignent du fuseau Q25-Q75, leur allure diffère plus sensiblement de l'allure moyenne. Les débits en question proviennent vraisemblablement de points singuliers du réseau.

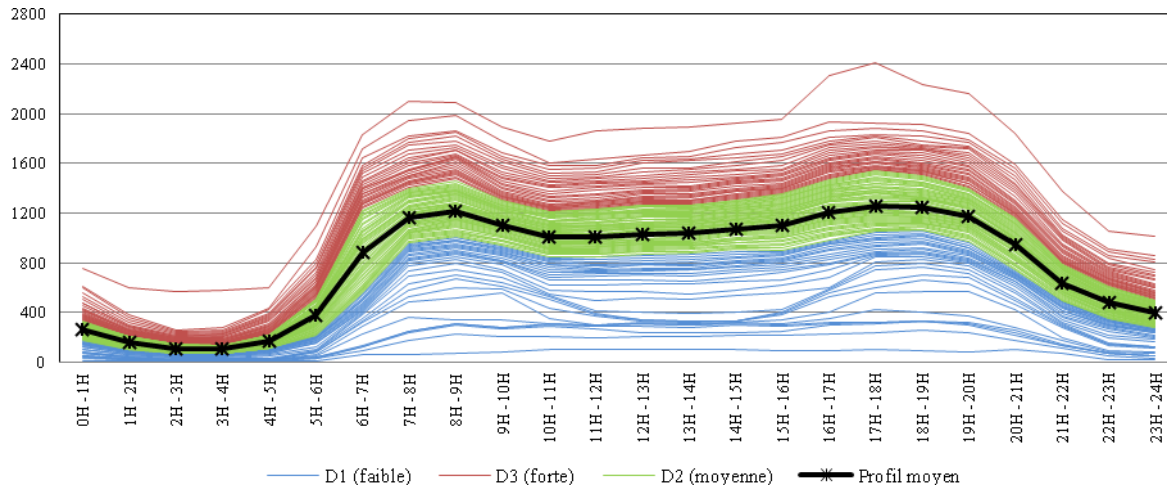
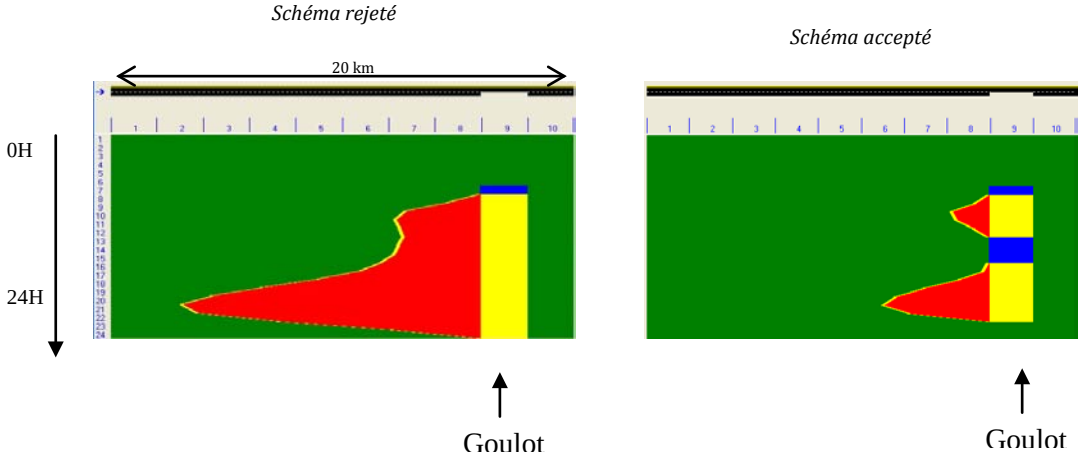



Figure 38 Classement du profil de la demande en régions

Afin de les isoler, nous supposerons que les courbes des régions D1 et D3 s'obtiennent par translation des courbes correspondant aux quantiles Q25 et Q75 respectivement. Ainsi pour chaque région nous définissons un profil principal: Q25 pour la région D1, Q50 pour la région D2 et Q75 pour la région D3.

### 7.2.2 Caractérisation de la congestion

Sur chacune des classes d'infrastructure, l'intensité de la congestion dépendra de la courbe de demande choisie à l'intérieur des trois régions, D1, D2 et D3. Néanmoins, il est évident que certains couplages n'aboutiraient qu'à des valeurs aberrantes. Le choix des courbes est donc arrêté par simulation dynamique. En effet, on ne retient que celles qui fournissent le schéma typique de congestion autoroutière récurrente telle que observée sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France, en distinguant clairement la pointe du matin (7-11H) et celle du soir (18-22H), comme montré ci-dessous:



Le principe retenu est le suivant:

- On définit un tronçon de 20 km de longueur, découpé en N sections de 500 mètres chacune. La dernière section, d'une longueur la plus faible possible, correspond au goulot d'étranglement. Les caractéristiques de fonctionnement des sections sont celles indiquées à la page précédente.
- Pour chaque classe d'infrastructure on définit le nombre i de voies des N-1 premières sections (par ex. 3 voies pour $A_3G_2$), ainsi que le nombre j de voies du goulot d'étranglement (soit 2 voies pour $A_3G_2$).
- Pour chaque classe d'infrastructure, on choisit le profil au plus fort quantile permettant d'obtenir le schéma typique de congestion tel que défini plus haut. Le choix de ce quantile est fixé en appliquant la procédure présentée dans le logigramme de la page suivante. Dans le cas de l'infrastructure de classe $A_3G_2$ par exemple, aucune congestion n'apparaît en appliquant le profil de quantile Q25; nous ne considérerons donc pas la région D1. A Q50 et Q75, on obtient un schéma typique de congestion autoroutière. Le profil de plus fort quantile est égal à 1.03xQ75. Il s'agit de la demande maximale sur une infrastructure à 3 voies. Ceci sera confirmé au Chapitre 9.

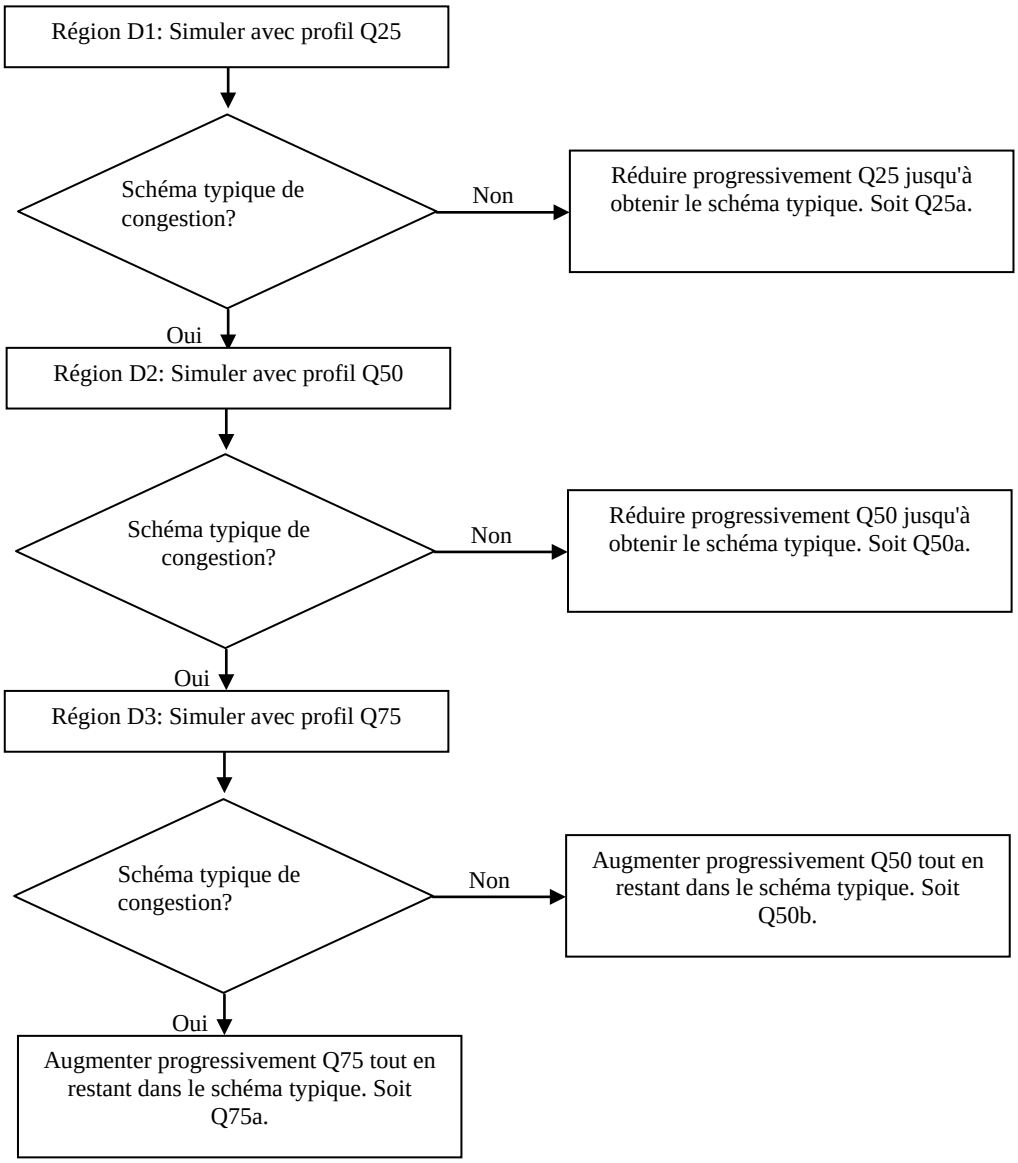
A ce stade, nous définissons arbitrairement quatre classes de congestion pour l'ensemble de la période 0-24H, en fonction du temps total passé en circulation saturé, c'est-à-dire au NSC4

| | | | |
|---|---|---|---|
| C1: | >0 - 2000 | VH | Faible |
| C2: | 2000 - 4000 | VH | Moyenne |
| C3: | 4000 - 8000 | VH | Forte |
| C4: | > 8000 | VH | Exceptionnelle |

*Pour avoir un ordre de grandeur:*

*Pour une visualisation mentale rapide de ces classes de congestion*
*La capacité moyenne des autoroutes étant fixée à 2000 véh/h/voie, le débit de saturation (NSC4) est inférieur à 0.9*2000, soit 1800 véh/h/voie. En supposant un débit moyen de 800 véh/h/voie pour une vitesse de 15 km/h, on obtient une densité moyenne en congestion de 50 véh/km/voie. Ainsi:*
*2000 HKM = 50 véh/h/voie x 40 HKM*
*Avec:*

*40 HKM = 4 heures x 2 voies x 5 km ≡ 4 heures x 4 voies x 2.5 km de congestion sur la période 0-24H.*




Les résultats de la simulation à partir du quantile initial retenu (Q25a, Q50a, Q50b ou Q75a) dans le logigramme permettent de définir la classe de congestion maximale pouvant être observée sur l'infrastructure. Toutefois le niveau de congestion n'étant pas le même sur toutes les infrastructures d'une même classe, il convient ensuite de rechercher le quantile maximal pour les autres classes de congestion. Pour cela, il suffit de baisser progressivement le quantile initial en veillant à changer de quantile principal lorsque l'on passe d'une région à l'autre. Par exemple, dans le cas de $A_3G_2$, le quantile maximal en C4 est de 1.03xQ75 (région D3); en 1.0xQ75, la classe de congestion est encore C4. Pour obtenir la classe C3, il faut donc augmenter progressivement Q50, qui définit le profil principal pour la région D2 comprise entre Q25 et Q75. Dans ce cas nous trouvons la courbe

1.16xQ50. Si nous avions recherché C3 à partir de Q75, le résultat aurait été 0.98xQ75. Le graphique suivant met en évidence le très faible écart existant toutefois entre les deux résultats.

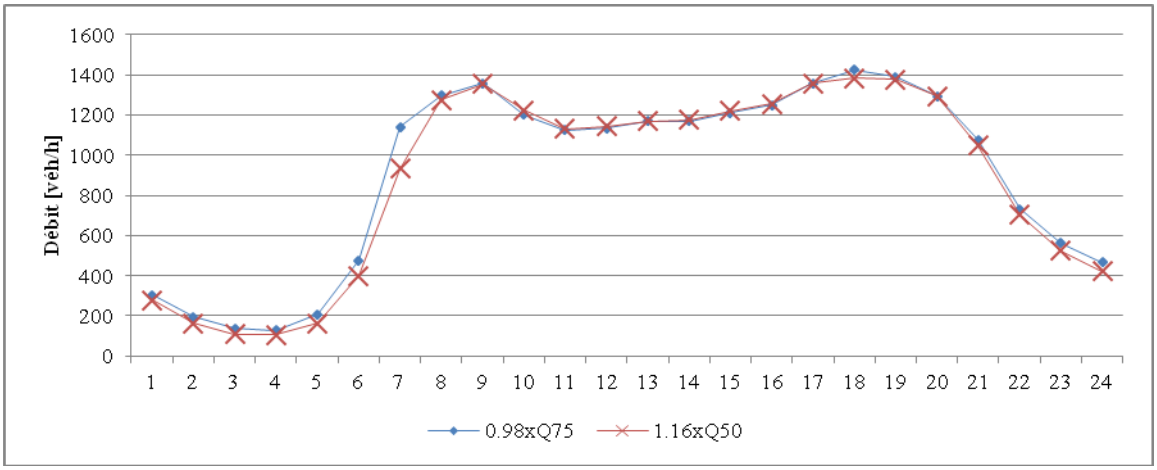
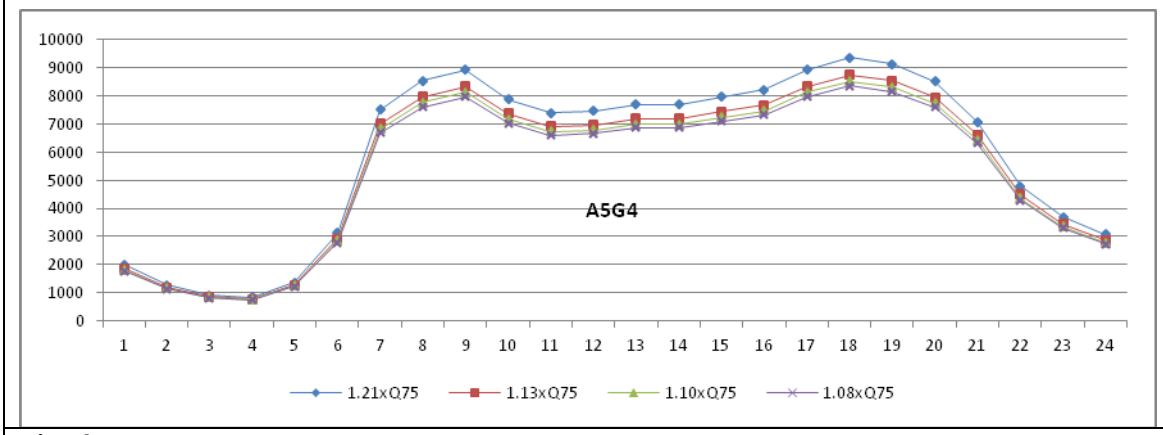



Figure 39 Parallélisme des profils dans les régions respectives

Le profil au plus fort quantile est montré dans les graphiques suivants pour l'ensemble des couples (classe d'infrastructure ; classe de congestion)

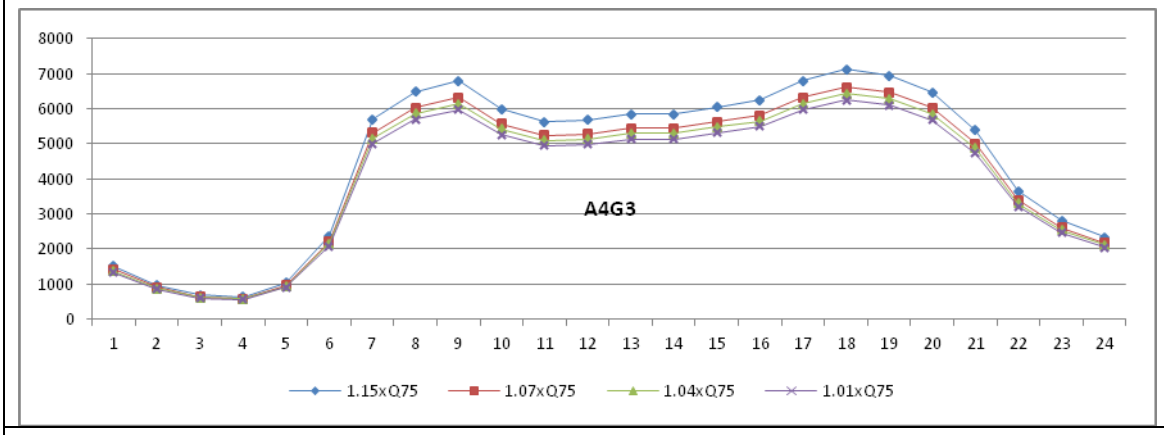
**Classes: $A_iG_4$**

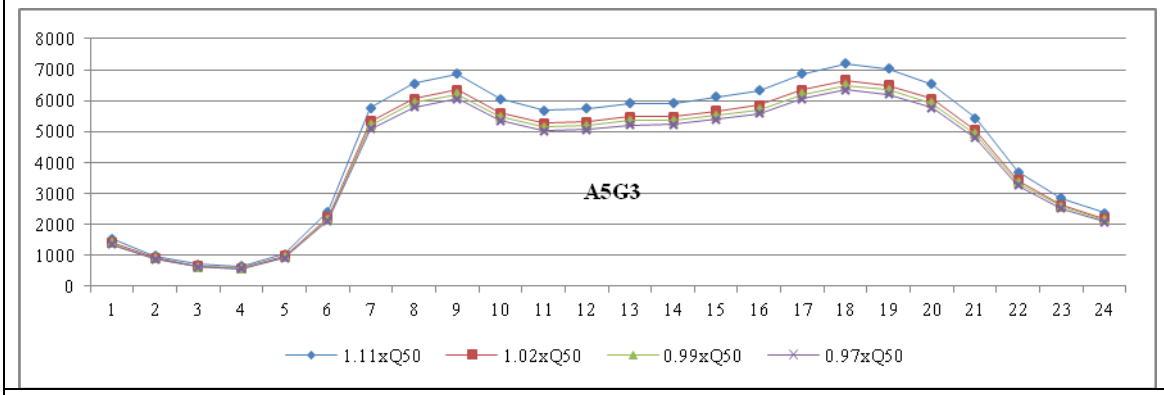



Légende:
C4: entre courbes bleue et rouge;
C3: entre courbes rouge et verte;
C2: entre courbes verte et violette;
C1: en-dessous de la courbe violette

Figure 40 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_4$

**Classes: $A_iG_3$**



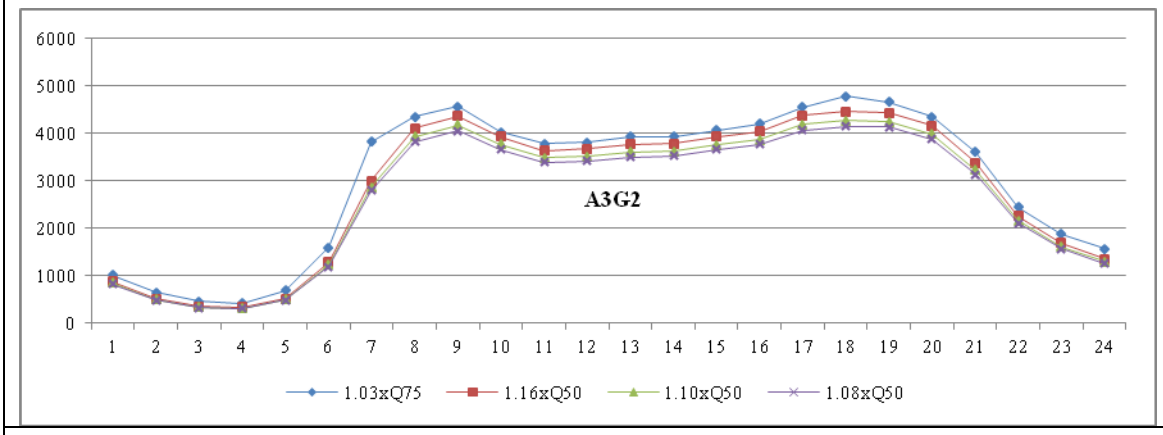



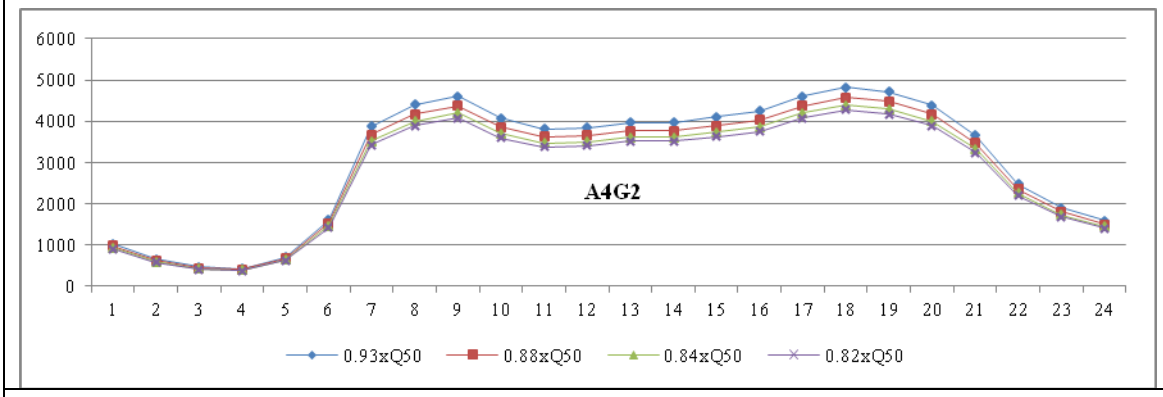

Légende:
C4: entre courbes bleue et rouge;
C3: entre courbes rouge et verte;
C2: entre courbes verte et violette;
C1: en-dessous de la courbe violette

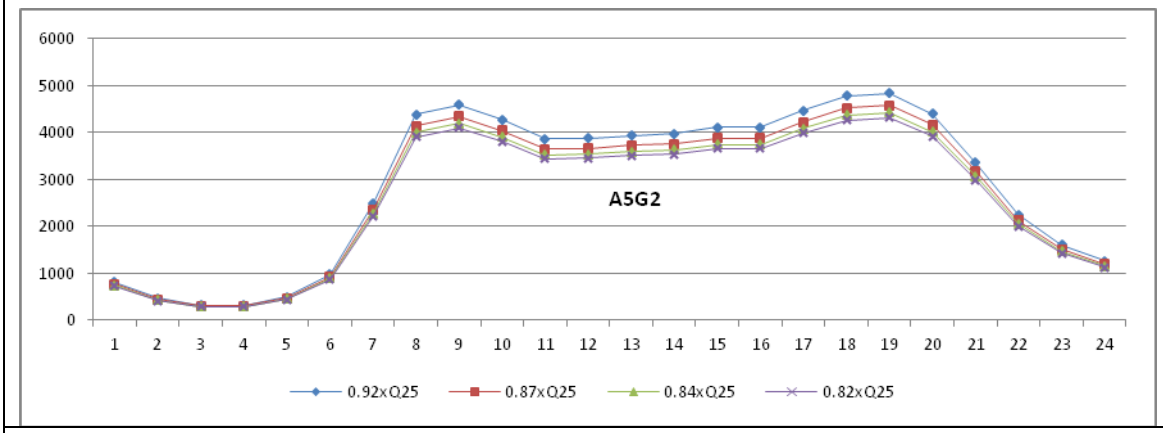
Figure 41 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_3$

On constate que c'est effectivement la capacité du goulot qui détermine le choix du quantile. En effet, quelque soit le nombre de voies à l'amont, les fuseaux de demande pour les différentes classes de congestion ne changent pas. Cette observation signifierait que pour un goulot Gj donné, la création d'une voie banalisée supplémentaire aurait un effet identique sur la congestion, en termes de véhicules-heures, peu importe les caractéristiques à l'amont. Si le nombre de simulations peut être réduit aux quatre types de goulot dans ce cas (G1, G2, G3 et G4), il faudra néanmoins analyser l'ensemble des dix classes d'infrastructures pour l'étude des voies dédiées, notamment pour en trouver la longueur optimale.

**Classes: $A_iG_2$**



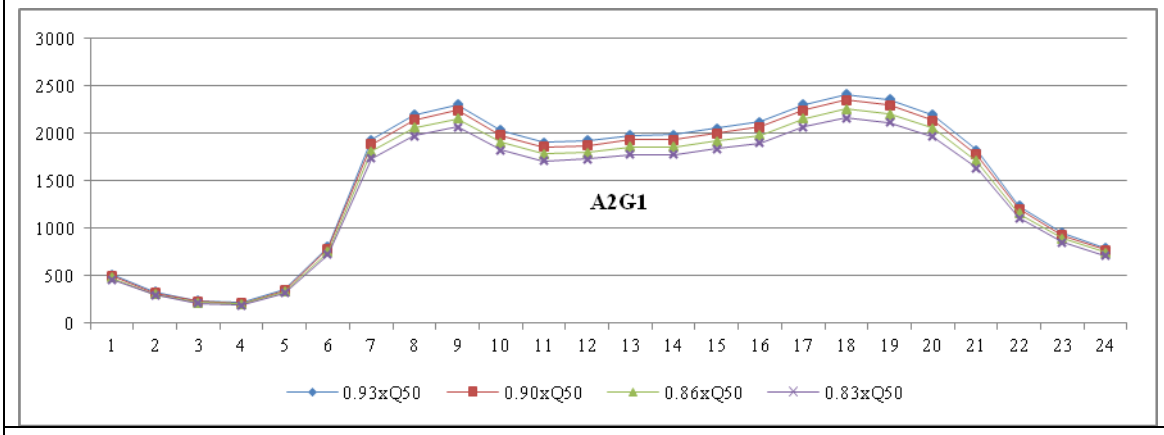

Légende:

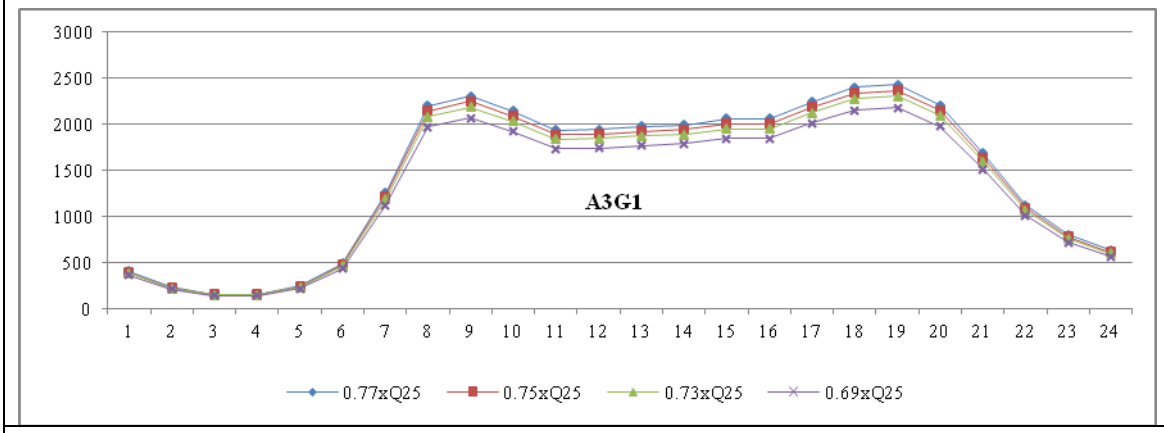
C4: entre courbes bleue et rouge; C3: entre courbes rouge et verte;

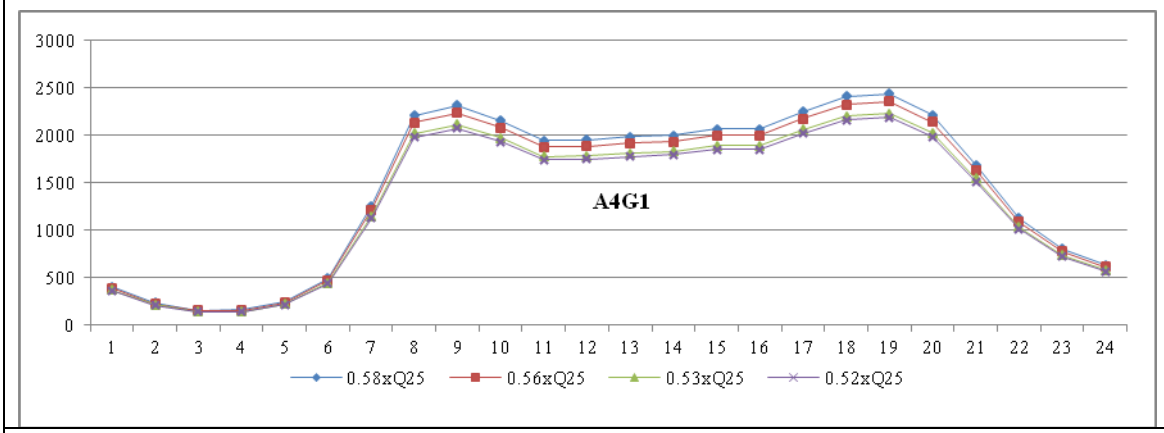
C2: entre courbes verte et violette; C1: en-dessous de la courbe violette

Figure 42 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_2$

**Classes: $A_iG_1$**



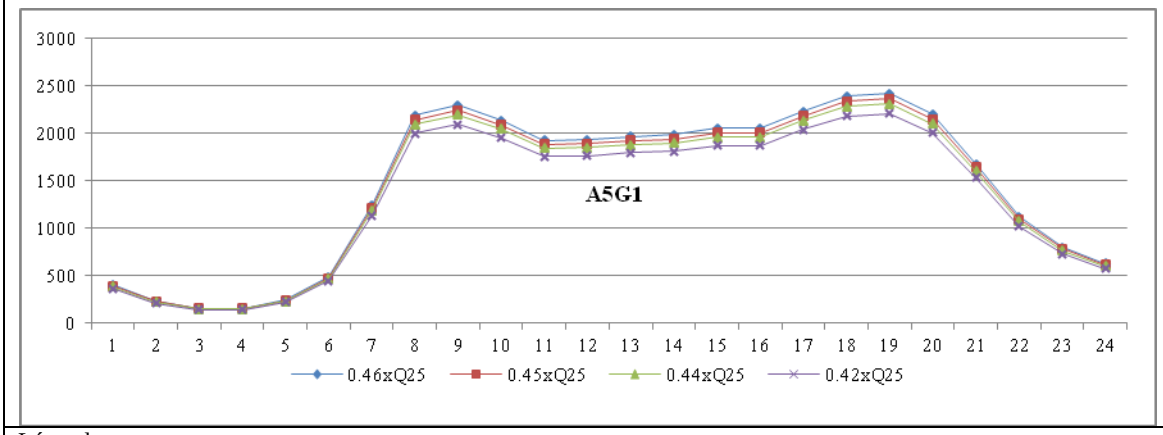




Légende:

C4: entre courbes bleue et rouge; C3: entre courbes rouge et verte;

C2: entre courbes verte et violette; C1: en-dessous de la courbe violette




Légende:
C4: entre courbes bleue et rouge; C3: entre courbes rouge et verte;
C2: entre courbes verte et violette; C1: en-dessous de la courbe violette

Figure 43 Courbes caractéristiques des classes de congestion sur les infrastructures de classe $A_iG_1$

## 7.3 Simulation des variantes d'affectation variable des voies

### 7.3.1 Hypothèses de simulation

L'effet des certaines variantes d'affectation de voies sera testé sur chacun des couples ($A_iG_j$, $C_n$). Les variantes retenues sont:

- Solution 1: Voie supplémentaire sans différenciation de la catégorie de véhicules;
- Solution 2: Voie auxiliaire réservée aux véhicules légers à occupation multiple (VOM, avec un taux de 23% dans le trafic total, conformément aux résultats des enquêtes globales de transport pour la Région Ile-de-France).
- Solution 3: Voie réservée aux VOM et aux véhicules de transports en commun TC ;
- Solution 4: Voie réservée aux TC seuls (avec un taux de bus correspondant à 5% du trafic total).

Conformément aux résultats obtenus et présentés au chapitre 3, les opérations de création de voie supplémentaire entraînent certes une augmentation de la capacité globale de l'infrastructure, mais également une réduction de la capacité par voie. La capacité réduite est fixée à 1700 véh/h/voie.

### 7.3.2 Principe de simulation

Tout au long des deux premières parties de la thèse nous avons souligné la relation existant entre les conditions de circulation et des indicateurs comme les taux d'accidents, ou encore la consommation et les émissions de gaz à effet de serre et de polluants. Dans cette partie nous ne considérerons que l'impact des variantes d'affectation de voies retenues sur la congestion. Les autres impacts pourront être déduits, sans grande précision certes, de ce résultat. Comme on a pu le constater, les différentes courbes définissant la limite maximale des classes de congestion sont très proches pour une même classe d'infrastructure (moins de 1000 véh/h entre C1 et C4 par exemple). Nous retenons donc ces courbes limites comme représentatives des classes de congestion (cas le plus défavorable). Le principe de la simulation consiste pour chaque couple ($A_iG_j$; $C_n$) à appliquer la procédure ci-après afin de déterminer l'effet des variantes d'affectation sur la classe de congestion initiale.

- Solution 1: Augmenter la capacité du goulot par tranche de 5% jusqu'à dissipation complète de la congestion initiale, en notant le changement de classe à chaque étape. Ensuite déduire l'effet d'une voie supplémentaire ou le cas échéant, le nombre de voies nécessaires pour dissiper complètement la congestion.

- Solution 2: La capacité réduite le long de la voie dédiée est de 1700 véh/h/voie. FREQ12 dispose d'un module pour la simulation des voies dédiées à gauche de l'infrastructure. Le taux de VOM est fixé à 23%. Sur la voie réservée comparer la demande de VOM à l'heure de pointe à la capacité offerte afin d'estimer le niveau de service le plus dégradé.

- Solution 3: Même procédure que pour la solution 2, mais avec un taux de VOM de 28%.

- Solution 4: Même procédure que pour la solution 2, mais avec un taux de bus de 5%.

## Considérations Générales sur la méthodologie

La méthodologie proposée dans cette partie permet une pré-évaluation de l'impact des opérations d'affectation variable des voies sur la congestion. Elle est basée sur les données de trafic enregistrées sur l'ensemble du réseau autoroutier géré par SIRIUS. Ces données de débits permettent de retrouver le profil de demande sur les infrastructures de 2 à 5 voies. Dans la partie II précédente nous avons mis au point une méthode permettant également de retrouver ce profil sur un tronçon donné à partir des indicateurs globaux. La validité de la méthodologie sera montrée au chapitre 9 dans lequel les profils de demande seront déterminés à partir des deux approches pour une même infrastructure.

Un autre élément à signaler en ce qui a trait à la méthodologie présentée ici est que l'étude est surtout portée vers les conditions de circulation sur les voies banalisées et non celles des voies réservées. En effet, à ce stade de l'évaluation on se contente de déterminer si la demande des véhicules autorisés dépasse ou non la capacité de la voie réservée pour apprécier l'impact de l'opération sur la congestion. Les éventuelles interactions entre les deux catégories de voies notamment les conditions d'accès et de sorties des véhicules aux voies spéciales ne sont pas prises en compte.

Le prochain chapitre est destiné à la présentation des résultats de la simulation des différentes variantes d'affectation des voies tel que décrit dans la méthodologie. Les fiches du catalogue y sont également présentées ainsi que la façon de les utiliser.

# Chapitre 8. Catalogue de cas-types

## Introduction

Ce catalogue est constitué d'un ensemble de fiches couvrant l'ensemble des configurations d'infrastructures rencontrées sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France géré par la DIRIF, ainsi que tous les niveaux de congestion possible. Il comporte dix classes d'infrastructures pour la définition des configurations géométriques de tronçons autoroutiers de 2 à 5 voies. De même, quatre classes de congestion sont définies en fonction du temps total passé en trafic saturé (niveau de service généralisé NSC4). Le catalogue ne traite que les opérations d'affectation variable des voies (de type voie supplémentaire et voie dédiée). Il est destiné à guider au choix d'une solution appropriée dans le cadre d'une pré-évaluation, et ne dispense pas de réaliser les études approfondies en simulation afin d'appréhender la dynamique du trafic.

## 8.1 Résultats de la simulation

L'évolution du temps total passé en congestion (NSC4) en fonction de la capacité du goulot d'étranglement et de la demande est présentée dans les tableaux 27 à 36 suivants pour les différentes classes d'infrastructure. L'aménagement d'une voie réservée unique n'est pas toujours possible. C'est le cas lorsque le volume total de véhicules est important et que la fraction de véhicules à occupation multiple dépasse la capacité de la voie spéciale. L'exploitant peut ainsi être amené à aménager une infrastructure dédiée à 2 voies, moyennant la disponibilité de l'espace. Les conditions de circulation sur la voie dédiée sont appréciées à partir du rapport de la demande à la capacité à l'heure de pointe (matin ou soir).

### 8.1.1 Infrastructures de classe $A_2G_j$

Tableau 27 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_2G_1$

| **$A_2G_1$** | **Initiale** | **Solution 1** | | | | | **Solution 2** | **Solution 3** | **Solution 4** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité**<br>**ΔDemande** | **0%**<br>**0%** | **+5%**<br>**0%** | **+10%**<br>**0%** | **+15%**<br>**0%** | **+20%**<br>**0%** | **+25%**<br>**0%** | **-15%**<br>**-23%** | **-15%**<br>**-28%** | **-15%**<br>**-5%** |
| **VH (NSC4)** | 14403 (C4) | 6707 | 1957 | 708 | 0 | 0 | 1229 | 172 | * |
| **VH (NSC4)** | 6095 (C3) | 3053 | 1269 | 496 | 0 | 0 | 653 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3098 (C2) | 1546 | 387 | 0 | 0 | 0 | 102 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1156 (C1) | 502 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |

Les quatre dernières lignes du tableau 27 correspondent aux quatre profils de demande définissant les quatre classes de congestion. La deuxième colonne représente la situation initiale sans modification de la capacité du goulot ni du profil de demande. La variation appliquée sur ces deux variables est indiquée dans la deuxième ligne pour chacune des solutions, conformément aux hypothèses. Ainsi l'on constate que dans le cas d'une infrastructure à 2 voies ($A_2G_1$), le schéma typique de congestion est atteint pour une demande ne dépassant pas 0.93xQ50 (voir chapitre précédent). Le temps total passé en congestion est de 14403 véh-heures (C4, congestion exceptionnelle). Une augmentation de 5% de la capacité du goulot entraîne une baisse de plus de 50% de ce temps, tandis qu'avec une augmentation de 20% de la capacité- soit 2400 véh/h - la congestion disparaîtrait entièrement.

De même, en appliquant les hypothèses relatives à la création d'une voie unique réservée aux véhicules à occupation multiple leur permettant d'éviter le goulot, le temps total passé en congestion par les autres véhicules passe à 1229 véh-heures. En revanche, si la voie est réservée strictement aux transports en commun et dans l'hypothèse où ceux-ci représenteraient 5% du trafic, la simulation fournit un schéma atypique de congestion s'étendant au-delà de minuit, et pour lequel il est impossible de calculer le temps total réel passé en congestion. Dans ce cas, l'on admet que les nouvelles conditions sont pires que les conditions initiales de circulation (le schéma typique de congestion sur le réseau d'Ile-de-France a été défini au chapitre précédent). Finalement on constate aussi que les profils retenus pour les classes de congestion C1 à C3 ne fournissent pas les limites maximales de véh-heures de ces différentes classes, respectivement 2000, 4000 et 8000 à la situation initiale. Cela tient au fait que ces profils ont été obtenus en faisant varier la demande par pas de 1% alors que les véh-heures peuvent varier significativement pour des pas plus faibles, que le simulateur (FREQ12) ne permet pas de prendre en compte.

Le même principe est retenu pour l'interprétation des autres tableaux.

### 8.1.2 Infrastructures de classe $A_3G_j$

Tableau 28 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_3G_1$

| $A_3G_1$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ΔCapacité<br>ΔDemande | 0%<br>0% | +5%<br>0% | +10%<br>0% | +15%<br>0% | +20%<br>0% | +25%<br>0% | -15%<br>-23% | -15%<br>-28% | -15%<br>-5% |
| VH (NSC4) | 14732 (C4) | 4393 | 2066 | 907 | 304 | 0 | 1102 | 124 | * |
| VH (NSC4) | 7432 (C3) | 2660 | 882 | 353 | 0 | 0 | 621 | 0 | * |
| VH (NSC4) | 3726 (C2) | 1698 | 391 | 143 | 0 | 0 | 272 | 0 | * |
| VH (NSC4) | 1122 (C1) | 429 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 12050 |

Tableau 29 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_3G_2$

| $A_3G_2$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité** | **0%** | **+5%** | **+10%** | **+15%** | **+20%** | **+25%** | **-15%** | **-15%** | **-15%** |
| **ΔDemande** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **-23%** | **-28%** | **-5%** |
| **VH (NSC4)** | 22388 (C4) | 7944 | 4666 | 1017 | 0 | 0 | 2043 | 79 | * |
| **VH (NSC4)** | 7651 (C3) | 3733 | 383 | 0 | 0 | 0 | 279 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3270 (C2) | 910 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1754 (C1) | 179 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 15832 |

Dans le cas d'une infrastructure à 3 voies, une augmentation de 25% de la capacité du goulot suffit à faire disparaître la congestion la plus sévère sur les voies banalisées. La création d'une voie réservée au covoiturage réduit également de manière significative le temps total passé en saturation.

### 8.1.3 Infrastructures de classe $A_4G_j$

Tableau 30 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_1$

| $A_4G_1$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité** | **0%** | **+5%** | **+10%** | **+15%** | **+20%** | **+25%** | **-15%** | **-15%** | **-15%** |
| **ΔDemande** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **-23%** | **-28%** | **-5%** |
| **VH (NSC4)** | 16092 (C4) | 5390 | 2908 | 1846 | 578 | 0 | 1285 | 155 | * |
| **VH (NSC4)** | 6342 (C3) | 2793 | 727 | 261 | 0 | 0 | 531 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 2783 (C2) | 1577 | 417 | 0 | 0 | 0 | 63 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1195 (C1) | 299 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 10353 |

Tableau 31 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_2$

| $A_4G_2$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité** | **0%** | **+5%** | **+10%** | **+15%** | **+20%** | **+25%** | **-15%** | **-15%** | **-15%** |
| **ΔDemande** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **0%** | **-23%** | **-28%** | **-5%** |
| **VH (NSC4)** | 25524 (C4) | 8859 | 4300 | 1628 | 746 | 0 | 2456 | 1603 | * |
| **VH (NSC4)** | 7468 (C3) | 3160 | 518 | 0 | 0 | 0 | 808 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3381 (C2) | 722 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1652 (C1) | 134 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 21359 |

Tableau 32 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_4G_3$

| **$A_4G_3$** | **Initiale** | **Solution 1** | | | | | **Solution 2** | **Solution 3** | **Solution 4** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité**<br>**ΔDemande** | **0%**<br>**0%** | **+5%**<br>**0%** | **+10%**<br>**0%** | **+15%**<br>**0%** | **+20%**<br>**0%** | **+25%**<br>**0%** | **-15%**<br>**-23%** | **-15%**<br>**-28%** | **-15%**<br>**-5%** |
| **VH (NSC4)** | 31403 (C4) | 12095 | 4072 | 635 | 0 | 0 | 2808 | 1103 | * |
| **VH (NSC4)** | 7049 (C3) | 1539 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3327 (C2) | 336 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 921 (C1) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 14037 |

Une configuration de type A4G1 est peu probable. Néanmoins, avec les deux autres configurations elle permet de couvrir un large éventail de schémas de congestion sur les infrastructures à 4 voies. D'une manière générale, une augmentation de 20% de la capacité du goulot d'étranglement permet d'éliminer ou de réduire la congestion de manière appréciable sur les voies banalisées.

### 8.1.4 Infrastructures de classe $A_5G_j$

Tableau 33 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_1$

| **$A_5G_1$** | **Initiale** | **Solution 1** | | | | | **Solution 2** | **Solution 3** | **Solution 4** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité**<br>**ΔDemande** | **0%**<br>**0%** | **+5%**<br>**0%** | **+10%**<br>**0%** | **+15%**<br>**0%** | **+20%**<br>**0%** | **+25%**<br>**0%** | **-15%**<br>**-23%** | **-15%**<br>**-28%** | **-15%**<br>**-5%** |
| **VH (NSC4)** | 10952 (C4) | 3599 | 1249 | 502 | 0 | 0 | 927 | 109 | * |
| **VH (NSC4)** | 6209 (C3) | 2502 | 997 | 408 | 0 | 0 | 632 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3634 (C2) | 1320 | 560 | 0 | 0 | 0 | 289 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1253 (C1) | 534 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |

Tableau 34 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_2$

| **$A_5G_2$** | **Initiale** | **Solution 1** | | | | | **Solution 2** | **Solution 3** | **Solution 4** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **ΔCapacité**<br>**ΔDemande** | **0%**<br>**0%** | **+5%**<br>**0%** | **+10%**<br>**0%** | **+15%**<br>**0%** | **+20%**<br>**0%** | **+25%**<br>**0%** | **-15%**<br>**-23%** | **-15%**<br>**-28%** | **-15%**<br>**-5%** |
| **VH (NSC4)** | 32411 (C4) | 9971 | 3685 | 1300 | 194 | 0 | 2693 | 339 | * |
| **VH (NSC4)** | 6744 (C3) | 2697 | 580 | 0 | 0 | 0 | 339 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 2905 (C2) | 887 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1635 (C1) | 298 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 22139 |

Tableau 35 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_3$

| $A_5G_3$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ΔCapacité<br>ΔDemande | 0%<br>0% | +5%<br>0% | +10%<br>0% | +15%<br>0% | +20%<br>0% | +25%<br>0% | -15%<br>-23% | -15%<br>-28% | -15%<br>-5% |
| **VH (NSC4)** | 36553 (C4) | 11901 | 7636 | 979 | 0 | 0 | 3213 | 154 | * |
| **VH (NSC4)** | 6788 (C3) | 1720 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 3652 (C2) | 488 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | * |
| **VH (NSC4)** | 1745 (C1) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 20040 |

Tableau 36 Résultats de la simulation pour une infrastructure de classe $A_5G_4$

| $A_5G_4$ | Initiale | Solution 1 | | | | | Solution 2 | Solution 3 | Solution 4 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| ΔCapacité<br>ΔDemande | 0%<br>0% | +5%<br>0% | +10%<br>0% | +15%<br>0% | +20%<br>0% | +25%<br>0% | -15%<br>-23% | -15%<br>-28% | -15%<br>-5% |
| **VH (NSC4)** | 29203 (C4) | 13685 | 4452 | 124 | 0 | 0 | 7596 | 7543 | * |
| **VH (NSC4)** | 7426 (C3) | 1306 | 0 | 0 | 0 | 0 | 640 | 503 | * |
| **VH (NSC4)** | 3618 (C2) | 214 | 0 | 0 | 0 | 0 | 13 | 9 | 39481 |
| **VH (NSC4)** | 1442 (C1) | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 22154 |

Une augmentation de 15% de la capacité du goulot permettrait d'éliminer la congestion dans la plupart des cas sur une autoroute à 5 voies. Cela correspond à des valeurs de 6900 et 9200 véh/h sur des infrastructures de classe $A_5G_3$ et $A_5G_4$ respectivement. Or, partant de l'hypothèse d'une réduction de 15% de la capacité par voie suite à l'aménagement d'une voie supplémentaire, la capacité résultante du goulot passerait à 6800 et 8500 véh/h respectivement, inférieure aux premières valeurs. Cela signifie qu'une telle opération ne permet pas de faire disparaître la congestion C4 sur cette classe d'infrastructure.

## 8.2 Catalogue de cas-types

### 8.2.1 Présentation des fiches

Un total de dix (10) fiches ont été élaborées. Elles indiquent pour chacune des 10 classes d'infrastructure ($A_iG_j$) l'effet des variantes d'affectation des voies étudiées en fonction de la classe initiale de congestion $C_n$. Une longueur optimale de la voie dédiée est donnée: il s'agit de la longueur permettant aux véhicules à occupation multiple d'éviter complètement la congestion sur l'autoroute. Elle est prise en partant du goulot vers l'amont. Le niveau de service à l'heure de pointe sur la voie dédiée est également indiqué. Lorsque le volume de VOM dépasse la capacité d'une seule voie, nous supposons une infrastructure dédiée à 2 voies.
C0 désigne l'absence de congestion.

| **Fiche N° 1** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_2G_1$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | *2.0 km* | *3.0 km* | *3.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *2.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 2** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_3G_1$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | *2.0 km* | *2.5 km* | *3.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *1.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 3** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_3G_2$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C1* | *C2* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | *2.5 km* | *5.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *1.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC2* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 4** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_4G_1$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | *1.5 km* | *2.0 km* | *2.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *1.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 5** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_4G_2$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C1* | *C2* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | *2.0 km* | *4.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC2* | *NSC2* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 6** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_4G_3$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C2* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *5.0 km* |
| | *NSC* | *NSC2* | *NSC2* | *NSC3* | *NSC3* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *2 voies* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *3.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 7** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_5G_1$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | C0 | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | *0.5 km* | *0.5 km* | *2.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *2.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 8** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_5G_2$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | C0 | | | |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C1* | *C2* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | *2.0 km* | *3.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *2.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC2* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 9** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_5G_3$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C2* |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C2* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *1 voie* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | *1.5 km* | *4.0 km* |
| | *NSC* | *NSC2* | *NSC2* | *NSC3* | *NSC3* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C0* | *C0* | *C1* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *2 voies* | | | |
| | *Longueur optimale* | - | - | - | *1.5 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

| **Fiche N° 10** | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| Classe d'infrastructure: | | **$A_5G_4$** | | | |
| Classe de congestion initiale: | | **C1** | **C2** | **C3** | **C4** |
| | | | | | |
| **Solution 1: Voie supplémentaire (tous usages)** | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C3* |
| | | | | | |
| **Solution 2: Voie dédiée aux VOM** *(25% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C3* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *2 voies* | | | |
| | *Longueur optimale* | *-* | *1.0 km* | *3.0 km* | *10.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |
| **Solution 3: Voie dédiée aux VOM+TC** *(28% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C0* | *C1* | *C1* | *C3* |
| *Voie dédiée* | *# voies* | *2 voies* | | | |
| | *Longueur optimale* | *-* | *1.0 km* | *2.5 km* | *9.0 km* |
| | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC2* |
| | | | | | |
| **Solution 4: Voie dédiée aux TC** *(5% du trafic)* | | | | | |
| | | | | | |
| *Voies banalisées* | | *C4* | *C4* | *C4* | *C4* |
| *Voie dédiée* | *NSC* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* | *NSC1* |
| | | | | | |

### 8.2.2 Interprétation des fiches

- *Congestion faible, classe C1:*

Les résultats suggèrent que la création d'une voie supplémentaire tous usages (solution 1) permet de dissiper complètement la congestion quelque soit la classe d'infrastructure.
En ce qui concerne les voies dédiées aux véhicules à occupation multiple (solution 2) auxquels s'ajouteraient éventuellement les véhicules de transport en commun (solution 3), elles permettent également de faire disparaître la congestion pour tous les usagers lorsqu'elles sont mises en œuvre sur des autoroutes à 2 et 3 voies. Néanmoins, le trafic étant fluide sur les deux catégories de voies, ces solutions semblent ne pas être susceptibles d'inciter au covoiturage ou à l'utilisation des transports en commun.
Sur les autoroutes à 4 et 5 voies, les solutions 2 et 3 permettraient d'éliminer la congestion sur les voies banalisées. En revanche sur la voie dédiée, le volume de véhicules autorisés étant supérieur à la capacité d'une seule voie, afin de garantir l'efficacité de l'opération, l'exploitant peut opter une voie dédiée "autorégulée" (ou ouverte) que les véhicules autorisés pourraient quitter dès que leur vitesse devient inférieure à celles des autres véhicules sur les voies adjacentes. L'intérêt d'une telle opération est discutable par rapport à la solution 1. L'autre option reste la création d'une infrastructure à 2 voies.
Par ailleurs, compte tenu du faible taux de véhicules de transport en commun dans le trafic, l'aménagement d'une voie de bus sur la BAU par exemple, si elle affecte la capacité des voies banalisées est susceptible d'y augmenter la congestion. Il s'agit donc d'une solution méritant une étude particulière. En effet, une même remarque est faite pour toutes les classes de congestion.

- *Congestion moyenne et/ou forte, classes C2 et C3:*

La solution 1 permet aussi l'élimination de la congestion sauf sur les autoroutes à 5 voies de classe $A_5G_4$ où la congestion passe à C1.
Sur les autoroutes à 2 et 3 voies la solution 2 fait passer la congestion de moyenne à faible, tandis que la solution 3 la fait disparaître entièrement. Dans les deux cas, le trafic est fluide sur la voie dédiée. Cela signifie que celle-ci peut présenter un intérêt pour les usagers et inciter au covoiturage.
Sur les infrastructures à 4 et 5 voies, les solutions 2 et 3 entraîneraient certes la dissipation complète de la congestion, mais dans ce cas aussi une voie unique ne suffirait pas à garantir une circulation fluide aux véhicules à occupation multiple et de transport en commun. La stratégie d'autorégulation peut encore être appliquée aux heures de pointe, mais peut difficilement être considérée comme incitative au développement du covoiturage ou à la fréquentation des transports en commun.

- *Congestion exceptionnelle, classe C4:*

La création d'une voie supplémentaire tous usages sur les autoroutes à 2 et 3 voies permet d'éliminer la congestion. En revanche celle-ci descend jusqu' à C1 sur une infrastructure à 4 voies de classe $A_4G_3$. Sur une autoroute à 5 voies, les meilleures conditions de circulation à espérer correspondent à une classe de congestion C3.
En ce qui concerne les voies dédiées (solutions 2 et 3), elles font passer la congestion à C1 sur les autoroutes à 2 et 3 voies, en maintenant le trafic fluide pour les véhicules à occupation multiple et de transports en commun. Leur création peut donc inciter au développement du covoiturage et la fréquentation des transports en commun.
Sur les autoroutes à 4 et 5 voies, à moins de pouvoir aménager une infrastructure dédiée à 2 voies, il peut être préférable d'opter pour la solution 1.

D'une façon générale les fiches de cas-types suggèrent que:

1. Les voies supplémentaires banalisées permettent d'éliminer même les congestions de niveau C4 sur les autoroutes à 2 et 3 voies. Sur les autres catégories, elles permettent de gagner jusqu'à 3 points, passant de C4 à C1 par exemple.

2. Lorsque les contraintes physiques ne permettent pas l'aménagement d'une infrastructure dédiée à 2 voies sur les autoroutes à 4 ou 5 voies, il peut être préférable d'opter pour une autorégulation de la voie dédiée unique (voie ouverte).

3. En raison du faible pourcentage de bus, l'aménagement sur la BAU d'une voie qui leur soit réservée est envisageable uniquement si elle n'affecte que peu ou pas la capacité des voies banalisées adjacentes.

## 8.3 Note sur l'utilisation du catalogue

L'utilisation du catalogue requiert deux éléments: la classe de l'infrastructure et la classe de congestion. Les différentes configurations rencontrées sur le réseau ont été modélisées de manière simple en choisissant pour le goulot un nombre de voies inférieur à celui des sections situées à l'amont et desquelles il reçoit le trafic. Néanmoins, la réalité peut être bien plus complexe. En effet, un goulot d'étranglement ne correspond pas nécessairement à une réduction du nombre de voies, mais plutôt de la capacité. Sa présence peut résulter de la nature et de l'ampleur des mouvements des véhicules, comme c'est le cas dans une section de forts entrecroisements. Par ailleurs, la

capacité des voies varie d'un tronçon à l'autre sur un même réseau. Nous distinguons ci-après les trois cas les plus courants de configurations rencontrées sur les réseaux autoroutiers.

Soit à trouver la classe $A_iG_j$,

- Si le tronçon possède le même nombre N de voies sur toute sa longueur, choisir i=N et j comme fonction du rapport R de la capacité des sections amont à celle du goulot.

- Si le nombre de voies à l'amont N est constant mais différent de nombre de voies du goulot, le principe reste le même.

- Si le nombre de voies à l'amont est variable, prendre le plus petit nombre de voies pour i. Dans tous les cas, j s'obtient de la manière suivante:

- i = 2 → j = 1;

- i = 3 → $\begin{cases} j = 1 \; si \; R > 1.5 \\ j = 2 \; si \; R \leq 1.5 \end{cases}$

- i = 4 → $\begin{cases} j = 1 \; si \; R > 2.00 \\ j = 2 \; si \; R > 1.33 \\ j = 3 \; si \; R \leq 1.33 \end{cases}$

- i = 5 → $\begin{cases} j = 1 \; si \; R > 2.50 \\ j = 2 \; si \; R > 1.67 \\ j = 3 \; si \; R > 1.25 \\ j = 4 \; si \; R \leq 1.25 \end{cases}$

En ce qui concerne la classe de congestion, elle peut être définie également de deux manières.

- Il est possible d'avoir une bonne estimation en utilisant la cartographie de la congestion pour calculer les HKM, qui sont ensuite convertis en temps total passé en circulation saturée.

- De même, les véhicules-heures sont obtenus directement des systèmes de collectes de données des centres de gestion du trafic, comme SIRIUS par exemple.

Deux exemples seront traités au prochain chapitre pour illustrer l'utilisation du catalogue.

# Chapitre 9. Exemples d'application du catalogue au réseau autoroutier d'Ile-de-France

## Introduction

Ce dernier chapitre traite deux exemples illustrant l'utilisation du catalogue. Le premier cas concerne un tronçon autoroutier ayant fait l'objet d'une mesure d'exploitation consistant à ouvrir une voie auxiliaire aux périodes de pointe. A partir de la cartographie de la vitesse moyenne et d'autres caractéristiques de fonctionnement du tronçon, nous établissons les données d'entrées du catalogue, à savoir la classe d'infrastructure et la classe de congestion, puis comparons l'effet prévisible de l'aménagement d'une voie supplémentaire banalisée sur le niveau de congestion, aux données collectées sur le terrain.

Le deuxième exemple propose l'utilisation des indicateurs globaux pour définir la classe de congestion sur un autre tronçon autoroutier du réseau d'Ile-de-France. Les solutions envisageables pour réduire la congestion ou encourager le covoiturage sont analysées à partir des fiches du catalogue. Finalement, en guise de validation à la fois du catalogue et de la méthode développée au chapitre 4 nous comparons leurs résultats respectifs.

## 9.1 Le tronc commun A4-A86

Les autoroutes A4 et A866, respectivement à 3 et 2 voies, se rejoignent dans le département du Val-de-Marne sur un tronçon d'environ 2 km ne possédant que 4 voies. Les encombrements résultants sont importants dans les deux directions. Une opération de gestion dynamique des voies consistant à ouvrir la BAU à la circulation y a été mise en place en 2006. Les données de cette opération serviront à illustrer l'utilisation du catalogue de cas-types proposé.

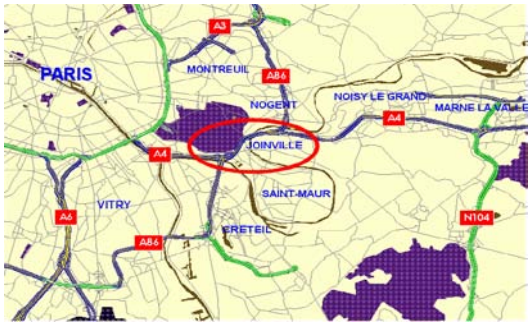
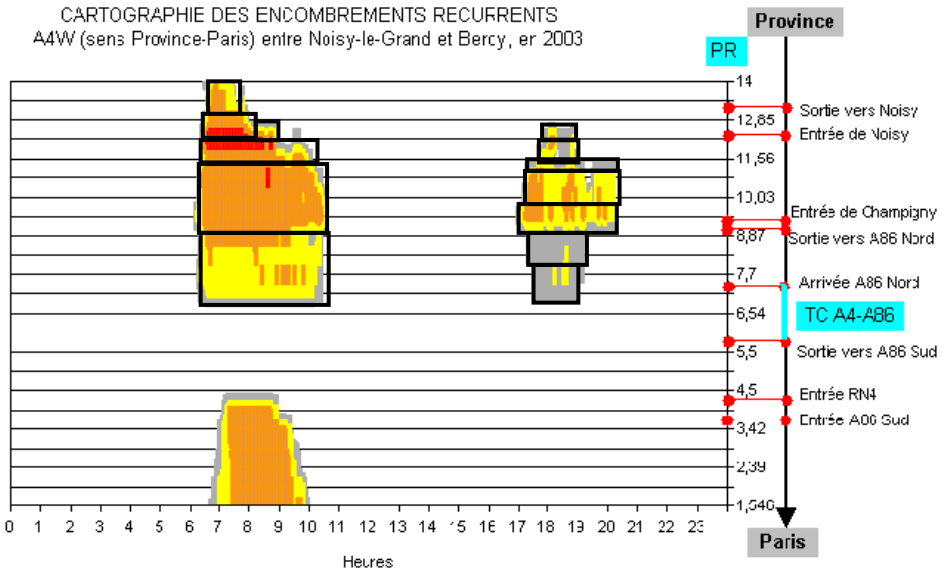



Illustration 19 Tronc commun A4-A86 en Ile-de-France

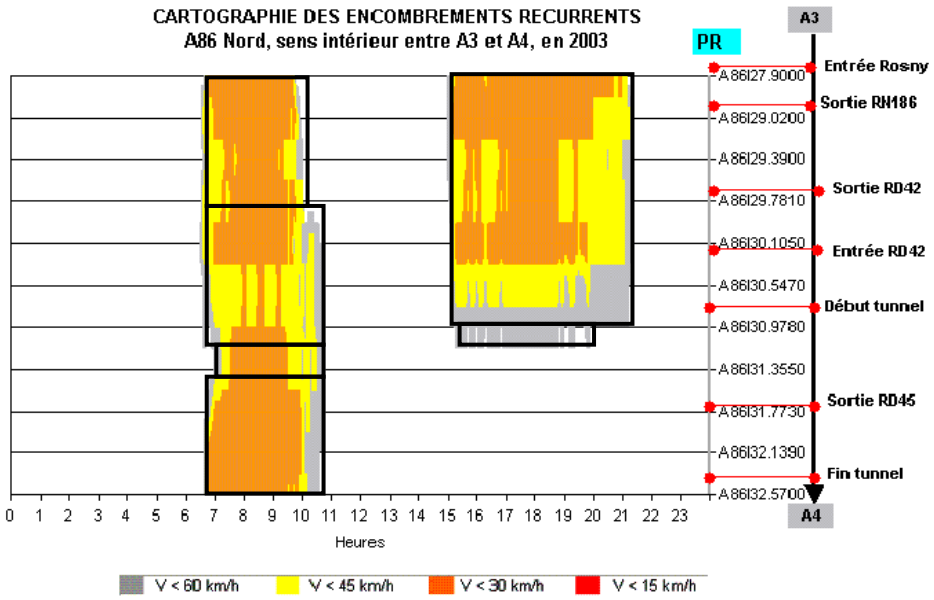
### 9.1.1 Caractérisation de la situation initiale

La cartographie des vitesses moyennes sur un jour-type (0-24H) en 2003 sur les deux tronçons autoroutiers à l'amont du tronc commun montre bien que ce dernier représente un goulot d'étranglement.




En calculant la surface des rectangles, on obtient un total de:
114 HKM.

Figure 44 Cartographie de la congestion sur l'A4 à l'amont du tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire




En calculant la surface des rectangles, on obtient un total de:
96 HKM.

Figure 45 Cartographie de la congestion sur l'A86 à l'amont du tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire

Ainsi l'on constate que sur l'autoroute A4, la pointe du matin s'étend à peu près de 6h à 11h sur une longueur d'environ 7 km. Le soir la congestion ne dure que 2 heures (17h30-19h30) sur 5 km. S'agissant d'un tronçon à 3 voies, on obtient une valeur d'environ 114 HKM. Sur l'autoroute A86, la pointe du matin dure 4 heures sur 6 km. Le soir elle s'étend de 15h à 21h sur 4 km. Soit environ 96 HKM. Le diagramme fondamental ci-après, tracé à partir des données collectées sur le tronc commun, renseigne sur les seuils de fonctionnement des voies.

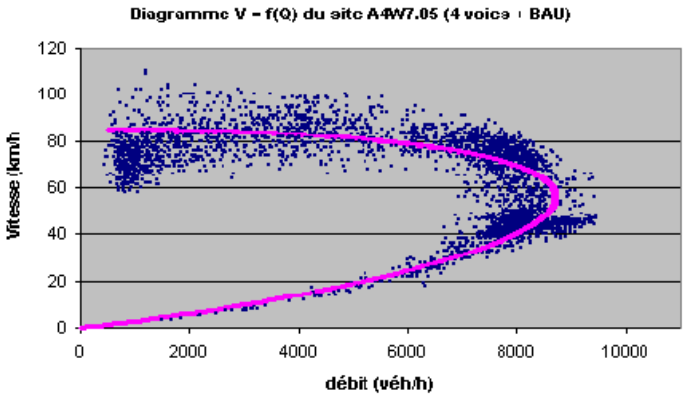


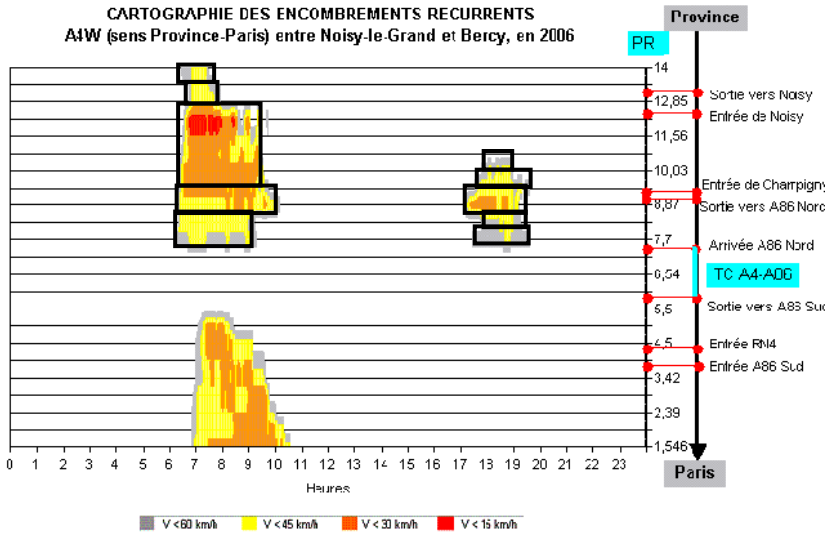

Figure 46 Diagramme fondamental sur tronc commun A4-A86 sans voie auxiliaire

La capacité est estimée à 8850 véh/h et la vitesse critique à 60 km/h. La densité critique est donc d'environ 45 véh/km.

### 9.1.2 Solutions envisageables et évaluation a posteriori

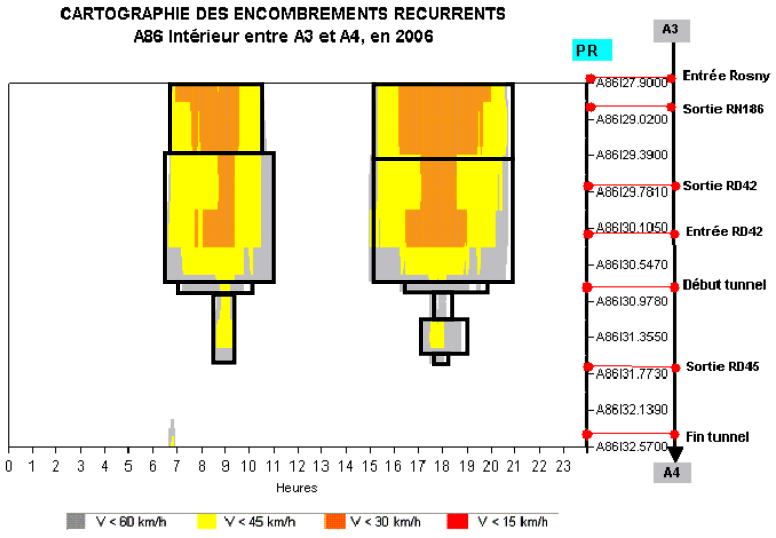
En maintenant les valeurs ci-dessus pour l'ensemble des voies situées à l'amont du tronc commun, la valeur totale des 210 HKM correspond à 9450 véh-heures. Il s'agit donc d'une infrastructure de classe $A_5G_4$, sujette à une congestion de classe de classe C4. Les fiches du catalogue indiquent que l'ouverture d'une voie auxiliaire permettrait de passer à une congestion de classe C3.

En 2006, la bande d'arrêt d'urgence (BAU) a été aménagée de façon à servir de voie auxiliaire dès l'apparition de la congestion. Cette voie est ouverte à tous les véhicules sans distinction de catégorie. La nouvelle cartographie des vitesses moyenne est présentée ci-dessous.




En calculant la surface des rectangles, on obtient un total de:
62 HKM.

Figure 47 Cartographie de la congestion sur l'A4 à l'amont du tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire




En calculant la surface des rectangles, on obtient un total de:
57 HKM.

Figure 48 Cartographie de la congestion sur l'A86 à l'amont du tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire

On obtient un total de 119 HKM au cours d'une jour-type où la voie auxiliaire est activée pendant la congestion. Ce qui correspond à environ 5355 véh-heures, traduisant une congestion de classe C3, comme suggéré par le catalogue.

En ce qui concerne l'effet de l'aménagement sur la capacité du tronc commun (le goulot), le diagramme fondamental ci-dessous tracé à partir des données collectées en 2006, montre une augmentation de la capacité à 9560 véh/h au moment de l'activation de la voie auxiliaire.

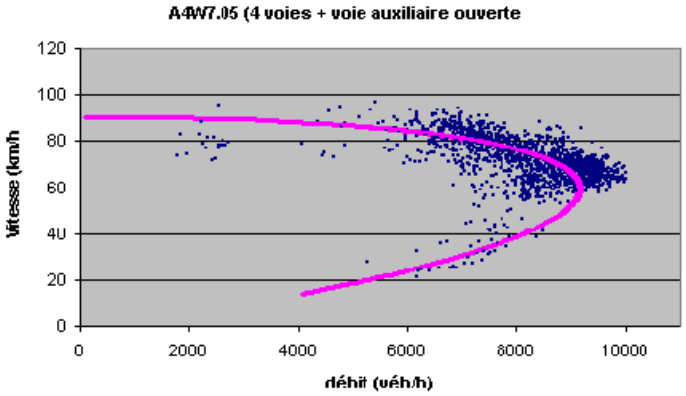



Figure 49 Diagramme fondamental sur tronc commun A4-A86 avec voie auxiliaire

L'augmentation de la capacité totale s'accompagne d'une réduction de la capacité par voie de l'ordre de 15%. On constate donc une bonne estimation de l'impact de l'opération sur la congestion à partir du catalogue malgré un écart de 200 véh/h sur la capacité réelle par voie et de 5 véh/km sur la densité.

## 9.2 L'autoroute A10 entre La Folie Bessin et Palaiseau

Le deuxième exemple d'application concerne ce tronçon de l'autoroute A10 sur laquelle une très forte congestion est observée le matin. Une congestion moins sévère le soir affecte la circulation des bus en direction de la gare de Massy. Ce tronçon est celui qui a été étudié jusqu'ici.

### 9.2.1 Caractérisation de la situation initiale

Une analyse de la cartographie des encombrements fait ressortir la présence de plus d'un seul goulot d'étranglement. En effet, la figure 24 indique que la section localisée au PR 05+0800 est à l'origine de la congestion qui affecte les bus à la pointe du soir. Tandis que le matin la remontée de queue part de points situés beaucoup plus en aval (soit plus près de Paris). Nous ne retiendrons que la période 15h-21h afin d'isoler le chevauchement des remontées de congestion. Nous analyserons l'impact de différentes variantes d'affectation variable des voies sur la congestion.

Les données figurant dans le tableau de la figure 27 indiquent que le temps total passé en circulation congestionnée est de (972+1174+1332) = 3478 véh-heures. Cette valeur correspond à une congestion de classe C2[14]. Bien que le goulot d'étranglement possède 2 voies comme toutes les sections localisées à l'amont, nous considérons qu'il s'agit d'une infrastructure de classe $A_2G_1$, ce qui représente la seule possibilité pour une infrastructure à 2 voies. La capacité des sections à l'amont est de 18 à 49% supérieure à celle du goulot.

### 9.2.2 Solutions envisageables

La fiche N°1 du catalogue indique que l'aménagement d'une voie supplémentaire de pointe ou de surcapacité au niveau de la section au PR 05+0800 permettrait d'éliminer entièrement la congestion associée à ce goulot d'étranglement[15]. Cette solution bénéficierait à l'ensemble des usagers et non aux seuls bus se rendant à la gare de Massy, sous réserve que la capacité des sections à l'aval permette l'écoulement du trafic.

Si cette voie est réservée aux seuls véhicules à occupation multiple, le trafic sur les voies banalisées passerait à une congestion faible, de niveau C1, tandis que le trafic serait fluide sur la voie dédiée, qui serait même sous-utilisée en dehors des heures de pointe. Cette solution est donc susceptible d'encourager le covoiturage dans la mesure où les conditions de circulation sont meilleures (NSC1) sur la voie dédiée.

Avec une fréquence de 8 bus/heure, le pourcentage réel de véhicules de transports en commun est inférieur à 5% sur ce tronçon. L'accès de la voie à ces véhicules également pourrait aboutir au même résultat que la solution précédente, à condition que la capacité des voies adjacentes soit peu ou pas affectée.

## 9.3 Clin d'œil à la méthode développée au Chapitre 4

Dans la partie précédente (Chapitre 4) nous avons mis au point une méthode permettant également de retrouver le profil de demande sur un tronçon donné à partir des indicateurs globaux. Afin de tester la validité de la méthodologie d'élaboration du catalogue, nous utiliserons les données des tronçons des autoroutes A1 et A10.

[14] La classe de congestion passe à C3 (6854 véh-heures) si l'on considère l'ensemble de la période 0-24h.

[15] Pour une classe C3 également la voie supplémentaire permet de passer à C0.

### 9.3.1 Autoroute A1

Le goulot de l'A1, telle que caractérisée par le diagramme fondamental généralisé offre une capacité de 4800 véh/h. Les sections à l'amont possèdent entre 3 et 5 voies, pour une capacité minimale de 4925 véh/h. Il s'agit donc d'une infrastructure de classe $A_3G_2$. Nous calculons le profil de demande correspondant au 95ème quantile des mesures des indicateurs globaux (*Profil B*). Nous considérons qu'il s'agit de la valeur maximale de la demande sur ce tronçon. Au chapitre 7 (figure 42) nous avions trouvé le seuil maximal de la demande sur une autoroute à de classe $A_3G_2$ (*Profil A*).

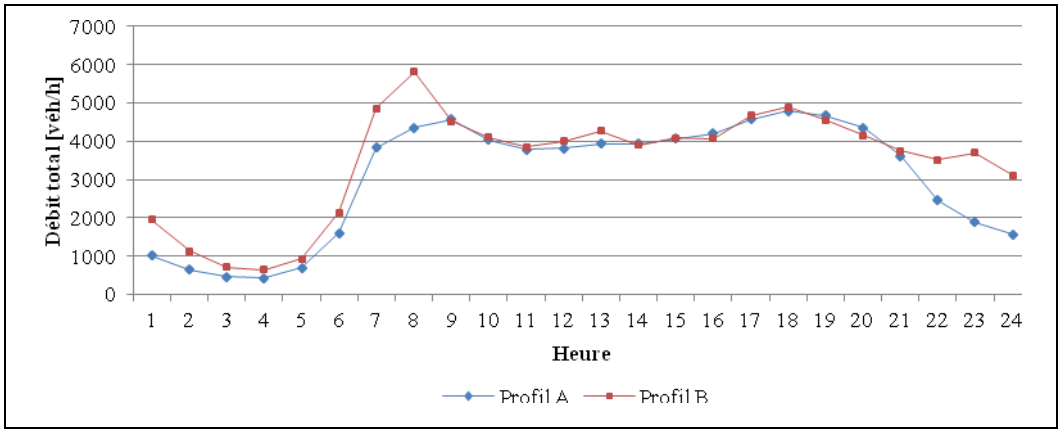



Figure 50 Comparaison entre le profil type de demande sur une infrastructure de classe A2G1 et la courbe de la matrice Dk (méthode du chapitre 4) sur l'A10

La figure ci-dessus compare les profils trouvés en appliquant les deux méthodes. On constate une bonne similitude entre les deux courbes en dépit de la variation du nombre de voies sur l'A1.

### 9.3.2 Autoroute A10

Les 3/4 de sa longueur sont constitués de sections à 2 voies, à l'amont du principal goulot d'étranglement (voir tableau 7). Nous calculons le profil de demande correspondant au 95ème quantile des mesures des indicateurs globaux (*Profil B*). Nous considérons qu'il s'agit de la valeur maximale de la demande sur ce tronçon. Au chapitre 7 (figure 43) nous avions trouvé le seuil maximal de la demande sur une autoroute à de classe $A_2G_1$ (*Profil A*). La figure 52 ci-dessous compare les profils trouvés en appliquant les deux méthodes. On constate une grande similitude entre les deux courbes en dépit du fait que l'A10 possède également des sections à 3 et 4 voies sur 25% de sa longueur, à l'aval du goulot. Par ailleurs, les données du réseau d'Ile-de-France employées pour établir le *Profil A* sont des données filtrées, donc lissées; ce n'est pas le cas pour celles du *Profil B*, tel qu'il apparaît clairement sur le graphique. Il est également important de rappeler que la capacité moyenne par voie des sections de l'A10 est de l'ordre de 1700 véh/h. Le

résultat montré ici valide à la fois la méthode développée au chapitre 4 et celle retenue pour l'élaboration du catalogue.

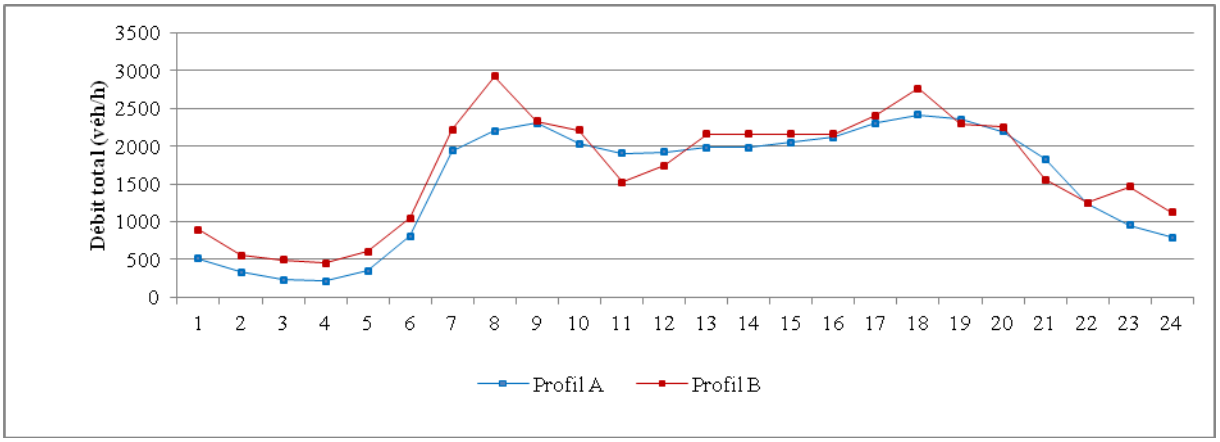



Figure 51 Comparaison entre le profil type de demande sur une infrastructure de classe A2G1 et la courbe de la matrice Dk (méthode du chapitre 4) sur l'A10

La *solution 1* dans la section précédente consiste à doubler le nombre de voies du goulot d'étranglement et à appliquer une réduction de 15% de la capacité par voie. La capacité du tronçon donnée par le diagramme fondamental généralisé est de 2700 véh/h, pour une capacité pratique de 2160 véh/h. Nous supposons que l'aménagement d'une voie supplémentaire banalisée ferait passer cette capacité pratique à:

$$2 \times (0.85 \times 2160) = 3672\ véh/h$$

En appliquant cette valeur dans l'algorithme, nous constatons effectivement que le trafic s'écoulerait au niveau de service 1, ce qui correspond à un état fluide (C0).

En ce qui concerne la *solution 2* consistant à réserver la voie auxiliaire tout le long du tronçon aux seuls véhicules à occupation multiple, l'application de la méthode indique que entre 18h et 20h le niveau de service *généralisé* est NSC3, soit un trafic globalement dense (avec certainement une ou quelques sections congestionnées), tandis que les véhicules circuleraient librement sur la voie dédiée[16]. Les deux exemples d'application traités montrent que le catalogue peut être utilisé comme outil d'aide au choix d'une opération d'affectation variable des voies. Les données ayant servi à son élaboration ayant été collectées sur le réseau autoroutier d'Ile-de-France, d'autres cas devraient être analysés en vue de vérifier sa transférabilité.

[16] Les résultats sont les mêmes pour les 2 solutions si l'on considère l'ensemble de la période 0-24h, ce qui montre que pour appliquer le Catalogue la classe de congestion peut être définie sur une partie de la période de 24h (le matin ou le soir par exemple).

# Conclusion générale

Face aux nouvelles contraintes d'une mobilité durable, les opérations d'exploitation routière se répandent un peu partout sur les réseaux autoroutiers européens. Les stratégies employées sont plus innovantes les unes que les autres. Parmi tous les types d'opérations existants, l'affectation variable des voies, est celle qui vise en premier lieu la congestion. En effet, son objectif peut être l'amélioration de l'écoulement de l'ensemble du trafic par l'aménagement de voies auxiliaires banalisées. Elle peut également favoriser les véhicules à occupation multiple et les transports en commun dans le but d'inciter au covoiturage et au report modal. Néanmoins, d'une manière générale la tendance actuelle est à la mise en œuvre de stratégies impliquant plusieurs types d'opérations pour une plus grande efficacité. Dans le même temps, les exploitants ont l'obligation d'en évaluer les impacts à la fois avant et après la mise en œuvre. Une étude bibliographique a permis de souligner les résultats obtenus à l'échelle européenne.

Les impacts sont évalués différemment suivant les auteurs. En ce qui concerne la congestion, il ressort de toutes les études que l'affectation variable des voies permet une réduction des temps de parcours soit pour l'ensemble des usagers, soit pour ceux qui empruntent les infrastructures dédiées lorsqu'elles sont aménagées. De même, la baisse de la congestion résultant de l'augmentation de l'offre entraîne une fiabilisation des temps de parcours. Vraisemblablement par manque d'outils et de méthodes adéquates, aucune des études ne traite les questions liées au report de trafic dû ou non aux opérations évaluées. Par ailleurs, les impacts sur la sécurité sont moins concluants. En effet les divers auteurs, qui emploient des modèles variés, concluent tantôt à des dégradations tantôt à des améliorations des conditions de sécurité après la mise en œuvre des opérations analysées. Le dernier élément auquel nous nous sommes intéressés concerne les impacts environnementaux de l'affectation variable des voies. Très peu d'études ont été consacrées à la question: en France, seules deux ont été retrouvées. Cette carence est vraisemblablement due au fait que outils informatiques européens de calcul des émissions s'adaptent difficilement à la prise en compte des variations du trafic à l'échelle de la journée et auxquelles s'adressent les opérations d'exploitation.

L'étude bibliographique a mis en évidence la diversité des méthodes et indicateurs employés pour évaluer les impacts respectifs. La nouvelle approche d'évaluation proposée repose sur l'idée que l'exploitation routière agit sur les conditions de circulation et que celles-ci sont désignées par le concept bien connu parmi les professionnels du trafic: le niveau de service. Ce concept dépend non seulement des caractéristiques physiques de la route et de la demande de trafic, mais aussi de facteurs affectant la conduite comme les conditions météorologiques et les caractéristiques des conducteurs.

Ainsi, les impacts sur la congestion sont évalués en fonction de la variation du seul temps total passé par les usagers de la route au niveau de service 4 qui caractérise la congestion. Afin d'adresser le problème qui se pose à l'évaluateur lorsqu'il s'agit de retrouver la situation de référence dans le cas d'une croissance ou d'une baisse de trafic, nous avons mis au point une méthode basée sur les indicateurs globaux. Ceux-ci permettent de retrouver le diagramme fondamental généralisé d'un tronçon et qui en définit les différents seuils de fonctionnement, notamment sa capacité correspondant également à la section de plus faible capacité du tronçon. Dans l'hypothèse où la congestion observée résulte de la présence de ce goulot d'étranglement, il est possible de retrouver la demande de trafic sur le tronçon à partir de la loi de conservation. La connaissance de la capacité permet de retrouver également les conditions de circulation qui prévaudraient sur le tronçon en cas d'augmentation de cette demande, dans le cadre d'une évaluation a posteriori par exemple. De la même manière sous certaines hypothèses, l'effet des opérations d'affectation variable des voies sur des conditions de circulation connues peut être estimé. La méthode a été validée sur deux tronçons autoroutiers du réseau d'Ile-de-France. L'évaluation des impacts sur la congestion se fait à partir du niveau de service généralisé, c'est-à-dire agrégé sur toute la longueur du tronçon.

La deuxième méthode mise au point porte sur l'évaluation des impacts sur la sécurité. Les taux d'accidents corporels enregistrés sur une section sont associés aux niveaux de service qui prévalent sur cette section au moment de leur occurrence. Ainsi, il a été trouvé que ces taux d'accidents augmentent à mesure que le niveau de service se dégrade. Les taux ont été calculés à partir de données d'une autoroute à 3 et 4 voies, mais donnent également de bons résultats pour des tronçons à 2 ou 5 voies. Par ailleurs, les accidents étant des phénomènes ponctuels, contrairement au temps de parcours, les taux ont été calculés à partir des niveaux de service locaux, c'est-à-dire après avoir divisé le tronçon en courtes sections. Afin d'analyser comment la méthode précédente conçue pour des niveaux de service généralisés, permet d'estimer le niveau de sécurité dans le cas d'une croissance de trafic comme indiqué plus haut, nous avons appliqué les taux calculés aux niveaux de service généralisés pour les mêmes tronçons autoroutiers précédents. Les résultats restent dans l'intervalle de confiance, mais les écarts par rapport aux données réelles sont plus grands, indiquant qu'une étude complémentaire pourrait déterminer des taux d'accidents par niveau de service généralisé.

En ce qui concerne les impacts environnementaux, nous nous sommes intéressé tout d'abord à la consommation de carburant et à l'émission de $CO_2$. Il n'a pas été question d'établir une méthode pour l'évaluation, mais plutôt de tester la pertinence d'une agrégation des données par niveau de service par rapport au découpage habituel par tranches de vitesses moyennes. Les écarts sur les résultats ne sont pas importants même pour des tranches de vitesses très fines. De même dans ce cas, l'agrégation par niveau de service généralisé a été considéré et les résultats sont assez proches de ceux obtenus par niveau de service local. Néanmoins, les autoroutes périurbaines, qui font généralement l'objet des opérations d'exploitation routière sont parfois localisées en partie au

voisinage de zones urbanisées sensibles, auquel cas l'agrégation des impacts environnementaux sur toute leur longueur risque de ne pas présenter de grand intérêt si l'on considère la pollution et les émissions sonores. Celles-ci ont été mises en relation avec les niveaux de service à partir d'un modèle existant. Ainsi les niveaux de bruit suivent une allure parabolique en fonction des niveaux de service.

Cette nouvelle approche basée sur les niveaux de service facilite l'évaluation a priori et a posteriori permettant, entre autres, une intégration dans les modèles de simulation du trafic. Par ailleurs, elle permet à l'exploitant de rechercher les conditions de circulation optimales à viser pour une stratégie en fonction d'un état initial. Néanmoins, des études complémentaires sont nécessaires pour d'une part associer le type et la gravité des accidents aux niveaux de service, et d'autre part créer des interfaces entre les simulateurs de trafic et les outils européens de calcul des émissions comme c'est le cas pour des modèles américains par exemple.

Par ailleurs, la méthode d'évaluation des impacts sur la congestion développée dans la thèse porte sur des tronçons linéaires. Il serait intéressant d'étudier les possibilités de son extension à des réseaux maillés. En effet, l'existence du diagramme fondamental de réseau, et donc d'une capacité de celui-ci, est déjà admise par les chercheurs. Il reste donc à déterminer s'il existe une relation entre cette capacité, les volumes en saturation mesurés sur le réseau, la demande et le temps total passé en circulation. L'application de cette relation serait immédiate dans les études de planification à l'échelle régionale.

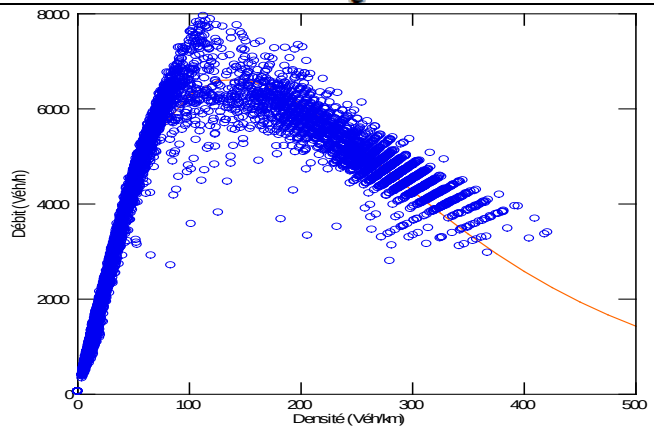
Finalement, à partir des données collectées sur l'ensemble du réseau autoroutier d'Ile-de-France et les impacts mesurés sur les opérations en œuvre à l'échelle européenne, un catalogue de cas-types a été conçu pour les principales variantes de l'affectation variable des voies. Il s'agit d'un outil à double entrée: la classe de l'infrastructure et la classe de congestion. Il propose en sortie la nouvelle classe de congestion à attendre de l'opération retenue, et ne dispense pas d'employer un outil de simulation de trafic approprié pour plus de détails sur la dynamique du trafic sur l'infrastructure. Le catalogue a été validé à partir d'un cas concret avec des résultats satisfaisants. D'une manière générale, trois enseignements peuvent être tirés de ces fiches. Premièrement, les voies supplémentaires banalisées permettent d'éliminer les congestions classées exceptionnelles sur les autoroutes à 2 et 3 voies. Sur les autres catégories d'infrastructures, elles peuvent les réduire considérablement. Deuxièmement, lorsque les contraintes physiques ne permettent pas l'aménagement d'une infrastructure dédiée à 2 voies, il est possible de tenter une voie dédiée unique autorégulée, c'est-à-dire ouverte. Et enfin, l'aménagement d'une voie de bus sur la BAU n'est envisageable que si elle n’affecte pas ou très peu la capacité des voies banalisées existantes.

Une autre piste de recherches futures pourrait être de compléter le catalogue de cas-types par des fiches relatives à d'autres types d'opérations d'exploitation routière, telles que la régulation dynamique des vitesses, le contrôle d'accès ou les baisses de limitations de vitesses.

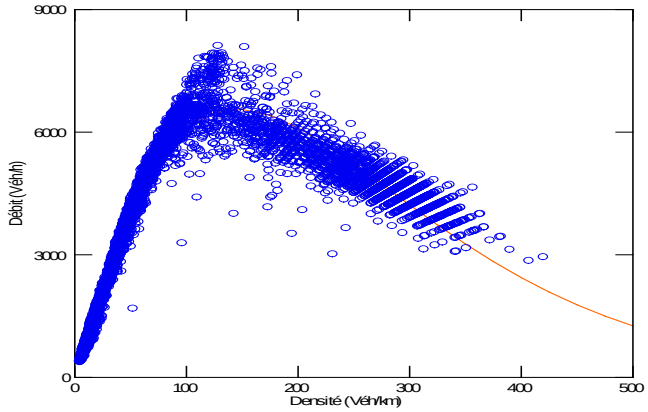
# Annexes

# Annexe 1. Diagrammes fondamentaux des sections de l'autoroute A1

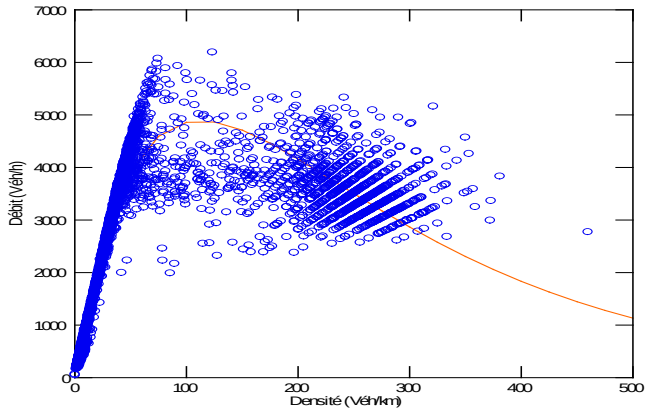
$$Q = a \times k \times e^{(-bk^{\alpha})}$$



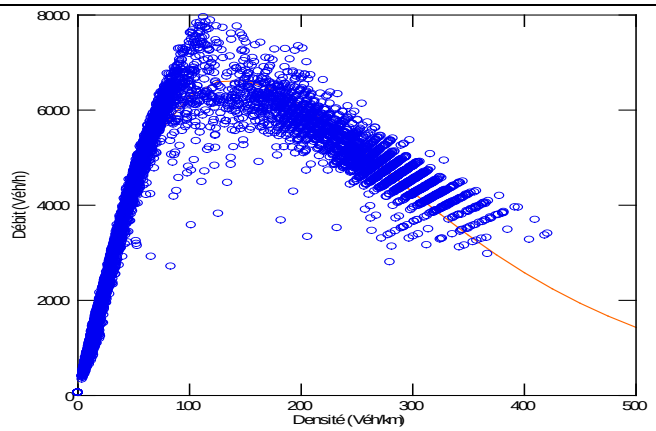

| PR | PR 00+0700 |
|---|---|
| a | 117,642999 |
| b | 0,003837 |
| α | 1,106347 |
| Capacité [véh/h] | 6.639 |
| Densité critique [véh/km] | 139 |
| Vitesse critique [km/h] | 48 |
| Vitesse libre [km/h] | 90 |



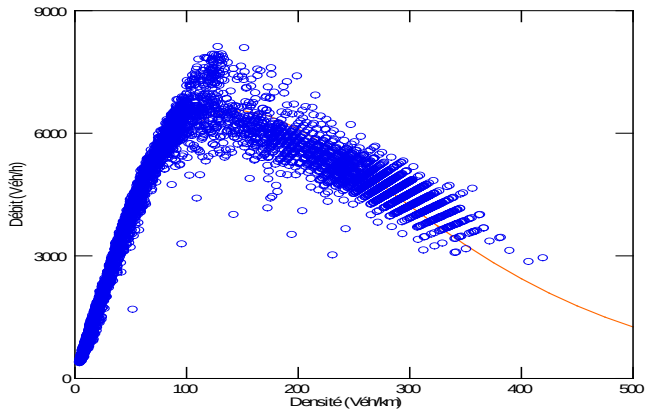

| PR | 01+0800 |
|---|---|
| a | 102,294112 |
| b | 0,001862 |
| α | 1,222185 |
| Capacité [véh/h] | 6.560 |
| Densité critique [véh/km] | 145 |
| Vitesse critique [km/h] | 45 |
| Vitesse libre [km/h] | 81 |




| PR | 04+0000 |
|---|---|
| a | 143,879225 |
| b | 0,023383 |
| α | 0,833377 |
| Capacité [véh/h] | 4.887 |
| Densité critique [véh/km] | 113 |
| Vitesse critique [km/h] | 43 |
| Vitesse libre [km/h] | 100 |




| PR | 05+0170 |
|---|---|
| a | 126,332377 |
| b | 0,002221 |
| α | 1,316252 |
| Capacité [véh/h] | 4.975 |
| Densité critique [véh/km] | 84 |
| Vitesse critique [km/h] | 59 |
| Vitesse libre [km/h] | 101 |




| PR | 06+0000 |
|---|---|
| a | 106,912456 |
| b | 0,001454 |
| α | 1,363731 |
| Capacité [véh/h] | 4.925 |
| Densité critique [véh/km] | 96 |
| Vitesse critique [km/h] | 51 |
| Vitesse libre [km/h] | 88 |

# Annexe 2. Cartographies des encombrements sur l'autoroute A1

## Cartographie réelle de la vitesse sur les voies banalisées
## SITUATION DE REFERENCE

| TS/S | S1 | S2 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 | S11 | S12 | S13 | S15 | S18 | S19 | S21 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Station | 16+0900 | 16+0000 | 12+0800 | 11+0600 | 10+0700 | 08+0800 | 08+0355 | 07+0800 | 07+0400 | 06+0000 | 05+0170 | 04+0000 | 01+0800 | 00+0700 | 00-0252 |
| 06 :48 | 113 | 95 | 113 | 108 | 73 | 89 | 89 | 76 | 93 | 79 | 68 | 21 | 49 | 40 | 60 |
| 07 :00 | 121 | 103 | 114 | 99 | 41 | 79 | 66 | 54 | 84 | 76 | 29 | 18 | 33 | 25 | 60 |
| 07 :12 | 120 | 101 | 118 | 105 | 41 | 68 | 62 | 80 | 89 | 64 | 27 | 14 | 20 | 19 | 59 |
| 07 :24 | 126 | 102 | 117 | 107 | 42 | 67 | 54 | 64 | 80 | 43 | 19 | 11 | 18 | 17 | 60 |
| 07 :36 | 123 | 105 | 116 | 111 | 42 | 48 | 41 | 31 | 56 | 15 | 20 | 11 | 15 | 16 | 60 |
| 07 :48 | 124 | 105 | 115 | 110 | 50 | 49 | 30 | 28 | 50 | 13 | 20 | 12 | 15 | 15 | 59 |
| 08 :00 | 122 | 104 | 115 | 109 | 78 | 45 | 29 | 34 | 53 | 17 | 22 | 12 | 14 | 14 | 61 |
| 08 :12 | 124 | 106 | 116 | 110 | 83 | 72 | 64 | 34 | 69 | 16 | 22 | 12 | 13 | 14 | 60 |
| 08 :24 | 125 | 102 | 114 | 109 | 85 | 92 | 98 | 40 | 88 | 26 | 23 | 12 | 13 | 13 | 61 |
| 08 :36 | 124 | 102 | 114 | 109 | 86 | 95 | 99 | 30 | 102 | 53 | 22 | 13 | 13 | 13 | 59 |
| 08 :48 | 126 | 108 | 114 | 111 | 86 | 96 | 98 | 30 | 100 | 80 | 25 | 13 | 13 | 13 | 60 |
| 09 :00 | 124 | 102 | 114 | 109 | 59 | 92 | 97 | 45 | 99 | 80 | 28 | 13 | 14 | 13 | 60 |
| 09 :12 | 120 | 102 | 113 | 111 | 66 | 91 | 97 | 37 | 102 | 76 | 24 | 13 | 13 | 13 | 59 |
| 09 :24 | 117 | 96 | 111 | 111 | 87 | 93 | 95 | 39 | 101 | 51 | 26 | 12 | 13 | 14 | 57 |
| 09 :36 | 112 | 94 | 110 | 111 | 90 | 92 | 96 | 39 | 102 | 30 | 26 | 13 | 13 | 13 | 58 |
| 09 :48 | 110 | 92 | 110 | 111 | 92 | 93 | 96 | 30 | 103 | 59 | 29 | 13 | 14 | 13 | 56 |
| 10 :00 | 110 | 91 | 110 | 113 | 93 | 92 | 96 | 34 | 103 | 77 | 25 | 12 | 14 | 14 | 56 |
| 10 :12 | 108 | 91 | 109 | 111 | 93 | 93 | 95 | 68 | 102 | 74 | 26 | 13 | 15 | 15 | 57 |
| 10 :24 | 108 | 89 | 112 | 113 | 93 | 93 | 96 | 94 | 103 | 78 | 28 | 15 | 16 | 15 | 57 |
| 10 :36 | 105 | 88 | 109 | 112 | 93 | 92 | 95 | 92 | 103 | 80 | 33 | 15 | 16 | 16 | 55 |
| 10 :48 | 109 | 91 | 107 | 112 | 94 | 91 | 96 | 83 | 103 | 79 | 85 | 15 | 16 | 17 | 58 |
| 11 :00 | 111 | 91 | 111 | 113 | 94 | 92 | 95 | 93 | 104 | 78 | 94 | 16 | 17 | 18 | 59 |
| 11 :12 | 114 | 96 | 111 | 113 | 94 | 94 | 96 | 93 | 105 | 81 | 93 | 19 | 18 | 19 | 57 |
| 11 :24 | 108 | 92 | 111 | 114 | 94 | 93 | 96 | 92 | 104 | 80 | 95 | 27 | 19 | 20 | 57 |

**Cartographie simulée de la vitesse sur les voies banalisées**
**SITUATION DE REFERENCE**

| TS/S | S1 | S2 | S5 | S6 | S7 | S8 | S9 | S10 | S11 | S12 | S13 | S15 | S18 | S19 | S21 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Station | 16+0900 | 16+0000 | 12+0800 | 11+0600 | 10+0700 | 08+0800 | 08+0355 | 07+0800 | 07+0400 | 06+0000 | 05+0170 | 04+0000 | 01+0800 | 00+0700 | 00-0252 |
| 06:48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 95 | 95 | 97 | 90 | 98 | 101 | 88 | 80 | 69 | 47 | 80 |
| 07:00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 90 | 90 | 79 | 82 | 84 | 88 | 88 | 43 | 35 | 37 | 80 |
| 07:12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 88 | 88 | 53 | 82 | 84 | 101 | 39 | 11 | 29 | 34 | 80 |
| 07:24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 88 | 88 | 39 | 82 | 84 | 53 | 18 | 14 | 27 | 31 | 80 |
| 07:36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 93 | 93 | 42 | 82 | 84 | 27 | 19 | 13 | 23 | 26 | 80 |
| 07:48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 95 | 95 | 66 | 85 | 80 | 21 | 21 | 13 | 21 | 24 | 80 |
| 08:00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 43 | 16 | 18 | 13 | 19 | 21 | 80 |
| 08:12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 37 | 18 | 18 | 13 | 18 | 19 | 80 |
| 08:24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 42 | 18 | 18 | 13 | 18 | 19 | 80 |
| 08:36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 60 | 21 | 21 | 14 | 18 | 19 | 80 |
| 08:48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 95 | 95 | 97 | 90 | 68 | 24 | 24 | 16 | 18 | 21 | 80 |
| 09:00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 92 | 64 | 23 | 23 | 16 | 18 | 21 | 80 |
| 09:12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 95 | 95 | 97 | 92 | 69 | 23 | 23 | 18 | 18 | 21 | 80 |
| 09:24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 71 | 19 | 21 | 16 | 19 | 21 | 80 |
| 09:36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 77 | 21 | 21 | 18 | 19 | 21 | 80 |
| 09:48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 95 | 19 | 19 | 16 | 18 | 19 | 80 |
| 10:00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 103 | 19 | 19 | 14 | 18 | 21 | 80 |
| 10:12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 87 | 18 | 18 | 14 | 19 | 23 | 80 |
| 10:24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 63 | 16 | 18 | 14 | 21 | 24 | 80 |
| 10:36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 55 | 19 | 21 | 18 | 24 | 29 | 80 |
| 10:48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 51 | 19 | 21 | 18 | 26 | 29 | 80 |
| 11:00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 42 | 18 | 18 | 16 | 26 | 31 | 80 |
| 11:12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 29 | 16 | 16 | 16 | 26 | 31 | 80 |
| 11:24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 18 | 13 | 13 | 13 | 26 | 29 | 80 |

**Cartographie simulée de la vitesse sur les voies banalisées**
**SITUATION PROJET (voie dédiée activée)**

| TS/SS | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12a | 12b | 13 | 14 | 15 | 16 | 17a | 17b | 18 | 19 | 20 | 21 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 06 :48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 92 | 92 | 97 | 90 | 98 | 101 | 101 | 88 | 80 | 80 | 48 | 47 | 35 | 69 | 47 | 80 | 80 |
| 07 :00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 82 | 82 | 82 | 88 | 60 | 40 | 23 | 101 | 88 | 48 | 29 | 23 | 80 | 32 | 37 | 37 | 80 | 80 |
| 07 :12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 39 | 82 | 82 | 42 | 35 | 35 | 21 | 98 | 39 | 21 | 18 | 21 | 32 | 16 | 29 | 34 | 80 | 80 |
| 07 :24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 23 | 82 | 71 | 32 | 40 | 39 | 19 | 34 | 24 | 16 | 16 | 21 | 24 | 16 | 26 | 31 | 80 | 80 |
| 07 :36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 23 | 72 | 37 | 27 | 35 | 35 | 18 | 32 | 31 | 16 | 14 | 19 | 21 | 13 | 21 | 24 | 80 | 80 |
| 07 :48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 43 | 40 | 34 | 26 | 34 | 34 | 19 | 35 | 34 | 16 | 14 | 19 | 21 | 13 | 21 | 23 | 80 | 80 |
| 08 :00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 45 | 26 | 26 | 21 | 24 | 24 | 18 | 31 | 29 | 14 | 14 | 18 | 18 | 13 | 19 | 21 | 80 | 80 |
| 08 :12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 34 | 24 | 24 | 19 | 23 | 23 | 18 | 31 | 31 | 14 | 14 | 16 | 18 | 13 | 18 | 19 | 80 | 80 |
| 08 :24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 42 | 26 | 26 | 21 | 23 | 23 | 18 | 34 | 32 | 14 | 16 | 16 | 18 | 13 | 18 | 19 | 80 | 80 |
| 08 :36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 82 | 31 | 31 | 23 | 26 | 26 | 21 | 42 | 40 | 16 | 18 | 16 | 19 | 13 | 18 | 19 | 80 | 80 |
| 08 :48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 60 | 32 | 32 | 24 | 27 | 27 | 21 | 101 | 47 | 16 | 19 | 18 | 23 | 14 | 18 | 19 | 80 | 80 |
| 09 :00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 39 | 29 | 29 | 23 | 27 | 27 | 21 | 101 | 51 | 18 | 21 | 18 | 24 | 14 | 18 | 19 | 80 | 80 |
| 09 :12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 31 | 31 | 31 | 23 | 27 | 27 | 21 | 101 | 58 | 19 | 24 | 19 | 24 | 16 | 18 | 21 | 80 | 80 |
| 09 :24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 31 | 27 | 27 | 23 | 26 | 26 | 21 | 101 | 68 | 19 | 23 | 19 | 29 | 16 | 19 | 23 | 80 | 80 |
| 09 :36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 39 | 27 | 27 | 21 | 24 | 24 | 21 | 101 | 79 | 19 | 26 | 21 | 27 | 16 | 19 | 21 | 80 | 80 |
| 09 :48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 61 | 26 | 26 | 21 | 23 | 23 | 21 | 101 | 87 | 18 | 23 | 18 | 23 | 14 | 18 | 21 | 80 | 80 |
| 10 :00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 111 | 26 | 26 | 21 | 23 | 23 | 21 | 101 | 88 | 16 | 21 | 16 | 23 | 14 | 18 | 21 | 80 | 80 |
| 10 :12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 66 | 43 | 31 | 32 | 32 | 47 | 80 | 42 | 14 | 21 | 16 | 18 | 18 | 23 | 24 | 80 | 80 |
| 10 :24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 69 | 45 | 32 | 40 | 39 | 31 | 14 | 23 | 16 | 21 | 21 | 24 | 29 | 80 | 80 |
| 10 :36 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 37 | 21 | 21 | 19 | 11 | 18 | 14 | 21 | 21 | 24 | 29 | 80 | 80 |
| 10 :48 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 35 | 21 | 21 | 19 | 11 | 18 | 14 | 21 | 21 | 26 | 29 | 80 | 80 |
| 11 :00 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 31 | 18 | 18 | 18 | 11 | 16 | 13 | 23 | 23 | 26 | 31 | 80 | 80 |
| 11 :12 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 93 | 23 | 16 | 16 | 16 | 10 | 16 | 13 | 23 | 23 | 26 | 31 | 80 | 80 |
| 11 :24 | 117 | 100 | 113 | 113 | 113 | 113 | 97 | 97 | 97 | 90 | 14 | 13 | 13 | 13 | 8 | 13 | 11 | 21 | 21 | 26 | 29 | 80 | 80 |

**Cartographie réelle de la vitesse sur les voies banalisées (voie dédiée activée)**
**PHASE 1: Durant les trois premiers mois**

| TS/SS | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12a | 12b | 13 | 15 | 17a | 17b | 18 | 19 | 21 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 06 :48 | | 85 | | | | 87 | 44 | 66 | 54 | 64 | 80 | 95 | 61 | 34 | 20 | 34 | 35 | 65 | 53 | 64 |
| 07 :00 | | 81 | | | | 39 | 39 | 44 | 30 | 57 | 65 | 44 | 26 | 27 | 18 | 27 | 27 | 38 | 29 | 64 |
| 07 :12 | | 79 | | | | 43 | 36 | 38 | 28 | 56 | 69 | 38 | 21 | 22 | 15 | 17 | 15 | 25 | 23 | 63 |
| 07 :24 | | 77 | | | | 47 | 34 | 32 | 26 | 41 | 52 | 15 | 13 | 19 | 12 | 14 | 14 | 23 | 22 | 66 |
| 07 :36 | | 62 | | | | 85 | 29 | 23 | 21 | 27 | 33 | 11 | 12 | 13 | 12 | 13 | 12 | 21 | 22 | 68 |
| 07 :48 | | 52 | | | | 26 | 25 | 23 | 20 | 25 | 30 | 8 | 10 | 16 | 12 | 13 | 11 | 19 | 21 | 68 |
| 08 :00 | | 51 | | | | 15 | 24 | 21 | 20 | 27 | 32 | 9 | 11 | 14 | 13 | 12 | 11 | 18 | 20 | 66 |
| 08 :12 | | 50 | | | | 11 | 23 | 22 | 21 | 27 | 32 | 11 | 12 | 18 | 13 | 14 | 11 | 18 | 20 | 64 |
| 08 :24 | | 53 | | | | 15 | 23 | 21 | 19 | 24 | 29 | 10 | 11 | 16 | 13 | 13 | 9 | 17 | 22 | 64 |
| 08 :36 | | 69 | | | | 16 | 22 | 23 | 22 | 31 | 33 | 9 | 13 | 17 | 14 | 12 | 11 | 17 | 22 | 67 |
| 08 :48 | | 66 | | | | 17 | 23 | 22 | 22 | 32 | 33 | 11 | 13 | 17 | 16 | 12 | 12 | 16 | 21 | 67 |
| 09 :00 | | 65 | | | | 17 | 26 | 25 | 23 | 33 | 34 | 14 | 14 | 18 | 15 | 12 | 11 | 16 | 21 | 66 |
| 09 :12 | | 72 | | | | 15 | 26 | 29 | 24 | 35 | 39 | 16 | 13 | 17 | 13 | 12 | 10 | 17 | 20 | 65 |
| 09 :24 | | 66 | | | | 20 | 28 | 28 | 21 | 29 | 34 | 15 | 15 | 18 | 14 | 14 | 11 | 17 | 21 | 65 |
| 09 :36 | | 70 | | | | 24 | 23 | 24 | 23 | 35 | 37 | 17 | 16 | 20 | 15 | 15 | 11 | 18 | 22 | 61 |
| 09 :48 | | 75 | | | | 18 | 24 | 26 | 23 | 32 | 32 | 16 | 15 | 21 | 15 | 12 | 12 | 18 | 23 | 63 |
| 10 :00 | | 74 | | | | 14 | 25 | 26 | 21 | 33 | 35 | 16 | 14 | 19 | 14 | 16 | 12 | 19 | 22 | 62 |
| 10 :12 | | 73 | | | | 15 | 29 | 29 | 23 | 31 | 36 | 17 | 16 | 23 | 15 | 16 | 13 | 20 | 25 | 61 |
| 10 :24 | | 73 | | | | 19 | 29 | 39 | 31 | 37 | 37 | 25 | 18 | 27 | 15 | 16 | 13 | 18 | 23 | 59 |
| 10 :36 | | 73 | | | | 20 | 32 | 35 | 23 | 35 | 42 | 23 | 20 | 27 | 15 | 17 | 14 | 19 | 24 | 58 |
| 10 :48 | | 72 | | | | 17 | 33 | 39 | 23 | 44 | 47 | 28 | 20 | 28 | 15 | 19 | 15 | 20 | 24 | 59 |
| 11 :00 | | 70 | | | | 18 | 35 | 43 | 28 | 41 | 44 | 29 | 21 | 27 | 15 | 17 | 16 | 20 | 23 | 59 |
| 11 :12 | | 55 | | | | 22 | 40 | 42 | 26 | 38 | 45 | 25 | 19 | 27 | 14 | 17 | 13 | 19 | 23 | 59 |
| 11 :24 | | 72 | | | | | 39 | 46 | 37 | 44 | 56 | 30 | 22 | 27 | 18 | 17 | 16 | 23 | 25 | 58 |

**Cartographie réelle de la vitesse sur les voies banalisées (voie dédiée activée)**
**PHASE 2: Après les trois premiers mois**

| TS/SS | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12a | 12b | 13 | 15 | 17a | 17b | 18 | 19 | 21 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 06:48 | 102 | 100 | 115 | 96 | 104 | 83 | 44 | 59 | 49 | 60 | 76 | 102 | 79 | 42 | 22 | 31 | 31 | 56 | 36 | 62 |
| 07:00 | 104 | 99 | 114 | 96 | 83 | 38 | 36 | 49 | 37 | 54 | 71 | 53 | 39 | 27 | 18 | 24 | 20 | 33 | 26 | 62 |
| 07:12 | 101 | 100 | 116 | 97 | 76 | 36 | 34 | 39 | 29 | 46 | 67 | 45 | 28 | 23 | 15 | 18 | 15 | 25 | 21 | 63 |
| 07:24 | 103 | 101 | 115 | 97 | 91 | 34 | 31 | 34 | 25 | 40 | 59 | 20 | 22 | 21 | 12 | 15 | 13 | 21 | 18 | 63 |
| 07:36 | 109 | 101 | 115 | 97 | 103 | 26 | 29 | 29 | 22 | 34 | 48 | 20 | 19 | 21 | 13 | 14 | 12 | 19 | 16 | 62 |
| 07:48 | 114 | 104 | 115 | 95 | 101 | 27 | 27 | 26 | 18 | 28 | 35 | 18 | 16 | 20 | 12 | 13 | 11 | 18 | 15 | 63 |
| 08:00 | 105 | 103 | 117 | 95 | 97 | 23 | 27 | 25 | 16 | 23 | 29 | 13 | 16 | 19 | 13 | 12 | 12 | 17 | 15 | 62 |
| 08:12 | 109 | 104 | 114 | 95 | 78 | 16 | 24 | 22 | 16 | 23 | 27 | 22 | 16 | 22 | 13 | 13 | 12 | 18 | 14 | 64 |
| 08:24 | 118 | 105 | 116 | 96 | 61 | 20 | 24 | 23 | 16 | 24 | 29 | 17 | 16 | 23 | 13 | 12 | 12 | 16 | 15 | 63 |
| 08:36 | 116 | 105 | 117 | 95 | 26 | 20 | 24 | 25 | 18 | 24 | 31 | 17 | 19 | 23 | 13 | 12 | 13 | 17 | 14 | 64 |
| 08:48 | 109 | 104 | 114 | 95 | 27 | 17 | 26 | 26 | 19 | 26 | 32 | 23 | 19 | 22 | 13 | 13 | 13 | 18 | 14 | 64 |
| 09:00 | 111 | 106 | 115 | 96 | 24 | 16 | 26 | 26 | 18 | 26 | 32 | 20 | 18 | 22 | 13 | 13 | 13 | 17 | 14 | 63 |
| 09:12 | 108 | 102 | 114 | 97 | 29 | 21 | 27 | 30 | 23 | 32 | 43 | 27 | 21 | 23 | 14 | 13 | 13 | 17 | 14 | 63 |
| 09:24 | 102 | 99 | 112 | 94 | 31 | 22 | 29 | 33 | 25 | 32 | 44 | 27 | 21 | 24 | 13 | 12 | 12 | 16 | 15 | 60 |
| 09:36 | 105 | 98 | 114 | 95 | 74 | 26 | 31 | 30 | 23 | 32 | 41 | 20 | 20 | 22 | 14 | 12 | 11 | 18 | 15 | 61 |
| 09:48 | 97 | 94 | 113 | 94 | 107 | 30 | 32 | 33 | 23 | 30 | 35 | 31 | 19 | 21 | 13 | 13 | 11 | 19 | 16 | 60 |
| 10:00 | 102 | 93 | 113 | 94 | 107 | 70 | 35 | 34 | 21 | 29 | 36 | 25 | 19 | 23 | 15 | 13 | 13 | 19 | 17 | 59 |
| 10:12 | 94 | 94 | 114 | 95 | 111 | 80 | 38 | 45 | 25 | 34 | 45 | 24 | 24 | 26 | 17 | 14 | 14 | 20 | 18 | 58 |
| 10:24 | 100 | 93 | 113 | 93 | 108 | 101 | 77 | 73 | 53 | 44 | 67 | 26 | 27 | 27 | 17 | 15 | 16 | 21 | 19 | 57 |
| 10:36 | 98 | 92 | 112 | 93 | 107 | 110 | 92 | 88 | 90 | 85 | 90 | 46 | 31 | 31 | 19 | 17 | 15 | 21 | 18 | 59 |
| 10:48 | 97 | 93 | 113 | 93 | 109 | 109 | 93 | 91 | 94 | 89 | 97 | 48 | 39 | 34 | 22 | 17 | 16 | 21 | 20 | 60 |
| 11:00 | 88 | 93 | 113 | 94 | 109 | 110 | 93 | 93 | 94 | 91 | 97 | 42 | 91 | 65 | 31 | 18 | 19 | 25 | 24 | 59 |
| 11:12 | 96 | 92 | 112 | 93 | 109 | 112 | 92 | 92 | 95 | 91 | 98 | 93 | 92 | 80 | 71 | 21 | 23 | 27 | 23 | 57 |
| 11:24 | 97 | 93 | 114 | 93 | 110 | 110 | 92 | 92 | 95 | 91 | 98 | 94 | 93 | 80 | 81 | 23 | 24 | 29 | 26 | 57 |

# Références Bibliographiques

1. KUHN B. "Managed lanes and Active Traffic Management, future trends in congestion management." Brisbane: 2008.

2. NOUVIER J., CAUBET Cl. "L'affectation variable des voies et l'espace public." Paris, Versailles: Association pour le développement des techniques de transport, d'environnement et de circulation, 2005. 12p.

3. POLLET A., BEAUBAT M., MADIER DE CHAMPVERMEIL P. "Analyse des possibilités et des conditions d'utilisation des bandes d'arrêt d'urgence sur voies rapides aux fins de circulation d'autocars." Paris: Conseil Général des Ponts et Chaussées, 2005.

4. SHAHIN M., ENGELMANN F., FREIDRICH B. "Using the motorway hard shoulder in congestion to allow drivers to exit." Traffic Engineering and Control 44.7 (2003): pp. 258-263.

5. STEMBORD H., van den BRINK T., HELLEMAN B. "Dynamic Cross sections: Increased Capacity on Existing Infrastructure." The 81st Annual Meeting of the Transportation Research Board Washington D.C., USA: 2002.

6. SCHRIJNEN L. M. "Innovations in the better use of motorways in the Netherlands." Traffic Engineering and Control 42.3 (2001): pp. 78-81.

7. FUHS C. "Synthesis of Active Traffic Management Experiences in Europe and the United States." New York: Parsons Brinckerhoff, 2010.

8. PERCY D. et al. "An Evaluation of Dynamic Road Marking for White Lane Replication." London, UK: Highways Agency, 2007.

9. Universitaet fuer Bodenkultur-Institute for Transport Studies (AT). "ICARO: Increase of CAR Ocuppancy through innovative measures and technical instruments." European Commission/Transport RTD Programme, 1999.

10. PEREZ B. G., SCIARA G.-C. "A guide for HOT Lane Development." U.S Department of Transportation / Federal Highway Administration, 2003.

11. CERTU. "La régulation d'accès par feux. Une technique pour faire face à l'accroissement de la demande de trafic?." FRANCE: Centre d'Etudes sur les Réseaux, les Transports, l'Urbanisme et les constructions publiques / MTETM, 2006.

12. NOUVIER J., ARON M., MARCHI M. "La télématique au service de la maîtrise des vitesses." Revue Générale des Routes et Aérodromes Hors-séries n°2 (2001): pp. 65-75.

13. PRINCETON J. "Evaluation socio-économique de la régulation des vitesses : le cas de l'autoroute A7." Paris: ENPC/Paris XII, 2007.

14. PAPAGEORGIOU M., KOSMATOPOULOS E., PAPAMICHAIL I. "Effects of Variable Speed Limits on Motorway Traffic." Transportation Research Record 2047 (2008): pp. 37-48.

15. BERENI M. "En route for an evaluation of the heavy good vehicle overtaking ban." European Transport Conference The Netherlands: 2008.

16. TRL Limited. "The Impact of overtaking bans for HGVs on two-lane highways, on traffic flows and routes of transport." Brussels: European Parliament/Directorate General for internal policies, 2010.

17. CORNELIS, E., MASQUILIER, B., TOINT, Ph. "Simulation of exhaust gas pollution within an event-driven multimodal dynamic traffic model." World Transport Research - Planning, Operation, Management and Control II Ed. Pergamon 1999. pp. 227-236

18. Highways Agency. "M42 Jct 3a - Jct 7 Active Management Traffic." Highways Agency, UK,

19. UNGEMAH D., KUHN B. "Special Use of Shoulders for Managed Lanes." TX, USA: Texas Transportation Institute, 2009.

20. McCABE K. et al. "Linking ramp metering and variable highway speed limits." 11th IFAC Symposium on Control in Transportation Systems The Netherlands: Elsevier, 2006.

21. SETRA. "ICTAAL: Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Autoroutes de Liaison." Bagneux, France: Direction des Routes/METL, 2000.

22. CERTU. "ICTAVRU: Instructions Techniques sur les Conditions d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines." France: MEEDDAT/DGITM, 2009.

23. SULTAN B. "ATM Monitoring and Evaluation, 12-month report." United Kingdom: Mott MacDonald ltd., 2008.

24. SULTAN B. MEEKUMS R., BROWN M. "The impact of traffic management on motorway operation." Road Transport Information and Control - RTIC 2008 and ITS United Kingdom Members' Conference, IET Manchester, UK: 2008.

25. KUHN B. et al. "Managed Lanes Handbook." Texas: Texas Department Of Transportation, 2005.

26. FITZPATRICK K., BREWER M. A., VENGLAS S. "Managed Lane ramp and roadway design issues." Austin, Texas: Texas Transportation Institute, 2003.

27. CARE-COLIN S., GENDRE P. "Régulation dynamique des vitesses sur voies rapides urbaines: une synthèse des expérimentations." Lyon, France: CERTU, 1999.

28. HAJ-SALEM H. et al. "ALINEA: a local Traffic Responsive Strategy for Ramp Metering: Field Results on A6 Motorway in Paris." IEEE Intelligent Transportation Systems Conference Oakland, USA: IEEE, 2001.

29. ALAIN R. "Guideline for the deployment of HGV Overtaking ban." Europe: EasyWay Project, 2009.

30. CHATTERJEE K. et al. "Driver response to variable message sign information in London." Transportation Research Part C 10 (2000): pp. 149-169.

31. MESSMER A., PAPAGEORGIOU M. "Automatic Control methods applied to freeway network traffic." Automatica 30 (1994): pp. 691-702.

32. MAMMAR S et al. "Automatic control of variable message signs in Aalborg." Transportation Research part C 4.3 (1996): pp. 131-150.

33. BUISSON Ch., KUNKEL F. "La simulation dynamique du trafic routier." Lyon: CERTU, 2000.

34. LEBACQUE J.-P. "Modélisation et simulation des transports : un panorama." Génie logiciel 74 (2005): pp.43-54.

35. LIEBERMAN E., RATHI A. K. "Traffic Simulation." Revised Monograph on Traffic Flow Theory Ed. Nathan Gartner, Carroll J. Messer, Ajay K. Rathi Washington D.C.: Transportation Research Board, 1999.

36. GERLOUGH D. L., HUBER M. J. "Traffic Flow Theory. A monograph." Washington D.C.: Transportation Research Board, 1975.-222.

37. GAZIS D. C., HERMAN R., POTTS R. B. "Car-Following Theory of Steady-State Traffic Flow." Operations Research 7.4 (1959): pp. 499-505.

38. BOURREL E. "Modélisation dynamique de l'écoulement du trafic routier: du macroscopique au microscopique." Laboratoire d'Ingénierie Circulation Transport Lyon: INSA, 2003.

39. TROUTBECK R. J., BRILON W. "Unsignalised Intersection Theory." Traffic Flow Theory. A revised Monograph Ed. Nathan Gartner, Carroll J. Messer, Ajay K. Rathi Washington D.C.: Transportation Research board, 1999.

40. KELTON W. D., SADOWSKI R. P., SADOWSKI D. A. "Simulation with Arena." MacGraw-Hill, 2002.-631.

41. PRIGOGINE I., HERMAN R. "Kinetic Theory of Vehicular Traffic." New York: American Elsevier Publishing, 1971.

42. HELBING D., HENNECKE A., SHVETSOV V., et al. "MASTER: Macroscopic traffic simulation based on a gas-kinetic, non-local traffic model." Transportation Research Part B 35.2 (2001): pp. 183-211.

43. HOOGENDOORN S.P., BOVY P.H.L. "Generic gas-kinetic traffic systems modelling with applications to vehicular traffic flow." Transportation Research part B 35.4 (2001): pp. 317-336.

44. LIGHTHILL M. J., WHITHAM G. B. "On kinematic waves II. A theory of traffic flow on long crowded roads." Proceedings of the Royal Society, 1955. pp.317-345.

45. PAYNE H. J. "Models of freeway traffic and control." Mathematical Models of Public systems La Jolla, Californie: Simulation council, 1971.

46. LEBACQUE J.-P., LESORT J.-B. "Macroscopic traffic flow models: a question of order." The 14th International Symposium on Transportation and Traffic Theory Jerusalem, Israël: Oxford: Pergamon, 1999. pp. 3-26.

47. DAGANZO C. F. "Requiem for second-order fluid approximations of traffic flow." Transportation Research part B 29.4 (1995): pp. 277-286.

48. LEBACQUE J.-P. "The Godunov Scheme and what it means for first order traffic flow models." The 13th International Symposium on Transportation and Traffic Flow Theory Ed. J.B. Lesort Lyon, France: Oxford: Pergamon, 1996.

49. DAGANZO C. F. "A continuum theory of traffic dynamics for freeways with special lanes." Transportation Research Part B 31.2 (1997): pp. 83-102.

50. KWON J., VARAIYA P. "Effectiveness of California's High Occupancy Vehicle (HOV) system." Transportation Research Part C 16.1 (2008): pp. 98-115.

51. SIMUS, P., MASQUILIER, B., CORNELIS, E., SAELENS, S., TOINT, Ph. "Combination of a traffic simulation model with an emission simulation model." The 8th Symposium “Transport and the Pollution”

52. CLARK J., DAIGLE G. "The importance of Simulation techniques in ITS research and analysis." The 1997 Winter Simulation Conference 1997.

53. PRINCETON J., COHEN S. "Simualtion, Implementation and Evaluation of a Dedicated lande on an Urban Motorway." The 12th World Conference on Transport Research Lisbonne, Portugal: 2010.

54. PRINCETON J. "La simulation macroscopique dans l'évaluation des opérations de gestion dynamique des voies." Actes de l'Inrets (2010):

55. GOMES G., MAY A., HOROWITZ R. "Congested Freeway Microsimulation Model Using VISSIM." Transportation Research Record 1876 (2007): pp. 71-81.

56. TOLEDO T., KOUSTOPOULOS H. N. "Statistical validation of traffic simulation models." Transportation Research Record 1876 (2004): pp. 142-150.

57. CHAPULUT J.-N. "Evaluation socioéconomique des systèmes d'exploitation de la route en milieu urbain." Paris, France: Conseil Général des Ponts et Chaussées, 2004.

58. VINCKE P., (1989). L’aide multicritère à la décision. Editions de l’Université de Bruxelles. Bruxelles 178p.

59. HAMMOND P. J. "The 2010 Congestion Report." Washington D.C.: Washington State Department of Transportation, 2010.

60. BUISSON C. "Indicateurs de congestion pour l'évaluation de l'efficacité de la gestion du trafic dans le cadre de la loi organique sur les lois de finances (LOLF)." Lyon: Inrets, 2006.

61. COHEN S. "Assessment of Traffic Operations on Motorways: A numerical Mapping Approach." The 8th World Conference on Transport Research Ed. Pergamon 1999. pp. 421-429.

62. BAN, X. J. et al. "Performance Evaluation of Travel-Time Estimation Methods for Real-Time Traffic Application." Journal of Intelligent Transportation Systems 14.2 (2010): pp. 54-67.

63. KELLERMANN G. "Experience of using the hard shoulder to improve traffic flows." Traffic Engineering and Control 41.10 (2000): pp. 412-414.

64. COHEN S. "La gestion dynamique des voies, un outil efficace d'exploitation des autoroutes?." Revue Générale des Routes et des Aérodromes.842 (2005): pp. 33-38.

65. COHEN S. "Les voies gérées et les contraintes d'une mobilité durable." Infrastructures et Mobilité.44 (2005):

66. COHEN S., ZHANG M-Y. "Tronc commun A4-A86, utilisation dynamique de la voie auxiliaire : quel impact sur le trafic ?." Revue Générale des Routes et des Aérodromes.861 (2007): pp. 44-48

67. http://www.konsult.leeds.ac.uk/private/level2/instruments/instrument029/l2_029c.htm, consulté le 29/08/2011.

68. PAPAGEORGIOU M., PAPAMICHAIL I. "Review of available case studies and related scientific knowledge." NEARCTIS Consortium, 2009.

69. Haugen T. "Evaluation of HOV lanes in Norway." European Transport Conference Strasbourg, France: 2004.

70. APARICIO A., MATEOS M., MONZON A.,. "Modelling HOV lanes contribution to sustainable mobility." European Transport Conference Strasbourg, France: 2004.

71. MONZON A., ECHEVERRIA D., CALZAS J.-J. "Managing long term congestion in HOV lanes. Effects of 2+ of 3+ limit on the Madrid N-VI corridor." European Transport Conference Cambridge, UK: 1999.

72. RODRIGUEZ J., KAWAMURA K., SAMIMI A. "FREQ Simulation and Ramp Meter/HOV Bypass Optimization for the Northwest Study Area." Transport Chicago Conference Chicago, IL, USA: 2008.

73. MARTIN, J. L. "Relationship between crash rate and hourly traffic flow on interurban motorways." Accident Analysis and Prevention 34 (2002): pp. 619-629.

74. CHANG J., OH C., CHANG M. "Effects of traffic conditions (v/c) on safety at freeway facility sections." The Fourth International Symposium on Highway Capacity Maui: 2000.

75. GOLOB T. F., RECKER W. W. "Relationships among urban freeway accidents, traffic flow, weather and lighting conditions." Irvine, California: California Partners for Advanced Transit and Highways, 2003.

76. GOLOB T. F., RECKER W. W., ALVAREZ V. M. "Freeway safety as a function of traffic flow." Accident Analysis and Prevention 36 (2004): pp. 933-946.

77. WANG C., QUDDUS M. A., ISON S. G. "Impact of traffic congestion on road accidents: A spatial analysis of the M25 motorway in England." Accident Analysis & Prevention 41.4 (2009): pp. 798-808.

78. QUDDUS M. A., WANG C., ISON S. G. "The impact of road traffic congestion on crash severity using ordered response models." The 88th Annual meeting of the Transportation Research Board Washington D.C.: 2008.

79. NILSSON, G. "Traffic safety dimensions and the power model to describe the effect of speed on safety." Lund Bulletin 2004:

80. ELVIK R., CHRISTENSEN P., AMUNDSEN A. "Speed and road accidents; an evaluation of the power model." Oslo: Institute of Transport Economics TØI, 2004.

81. ABDEL-ATY M., UDDIN N., PANDE A. "Split Models for Predicting Multivehicle Crashes During High-Speed and Low-Speed Operation Conditions on Freeways." Transportation Research Record 1908 (2006): pp.51-58.

82. LEE C., HELLINGA B., SACCOMANNO F. "Real-Time Crash Prediction Model for Application to Crash Prevention in Freeway Traffic." Transportation Research Record 1840 (2003): pp. 67-77.

83. LEE C., SACCOMANNO F., HELLINGA B. "Analysis of Crash Precursors on Instrumented Freeways." Transportation Research Record 1784 (2002): pp. 1-8.

84. HAUER, E. "Observational before-after studies in road safety. Estimating the effect of highway and traffic engineering measures on road safety." UK: Pergamon, 1997.

85. BAUER K. et al. "Safety effects of using narrow lanes and shoulder-use-lanes to increase the capacity of urban freeways." Transportation Research Record 1897 (2004): pp. 71-80.

86. LEE J.-T., DITTBERNER R., SRIPATHI H. "Safety impacts of freeway managed lanes. Inside lane for high-occupancy vehicle use and right shoulder lane as travel lane during peak periods." Transportation Research Record 2012 (2007): pp. 113-120.

87. ARON M., SEIDOWSKY R. "Tronc commun A4-A86, impact de l'utilisation de la voie auxiliaire sur la sécurité routière." Arcueil: INRETS, 2008.

88. ARON M., SEIDOWSKY R. "Diagnostic d'exploitation et de sécurité du tronc commun autoroutier A4-A86. Analyse approfondie des accidents entre 2000 et 2002.." Arcueil: INRETS, 2005.

89. ARON M., SEIDOWSKY R., COHEN S.,. "Safety impact of using the hard shoulder during congested traffic. The case of a managed lane operation on a French urban motorway." Transportation Research Part C: Emerging Technologies (2010):

90. SMIT R., BROWN A. L., CHAN Y. C., (2008). Do air pollution and fuel consumption models include the effects of congestion in the roadway traffic flow? Environmental modelling and software, 23(10-11), pp. 1262-1270.

91. EC-METI Task Force, (2009). Methodologies for assessing the impact of ITS applications on CO2 emissions.

92. SJÖDIN Å., JERKSJÖ M. "Evaluation of European Road Transport Emission Models against on-road emission data as measured by optical remote sensing." The 17th International Conference "Transport and Air Pollution" Graz: 2008.

93. COHEN, S. "Impact de l'utilisation de la voie auxiliaire sur les nuisances." Arcueil: INRETS, 2007.

94. HAJ-SALEM H., BOUKHNIFER M.,. "Evaluation de la régulation d'accès généralisé sur la partie Est de l'Ile-de-France." Noisy-le-Grand: Inrets, 2009.

95. GRAM F. "Time variations in traffic and traffic emissions." Science of the Total Environment 189/190 (1996): pp. 115-118.

96. KASSOMENOS P., KARAKITSIOS S., PAPALOUKAS C. "Estimation of daily traffic emissions in a South-European urban agglomeration during a workday. Evaluation of several "what if" scenario." Science of the Total Environment 370 (2006): pp. 480-490.

97. KUSAKABE T., ASAKURA Y., MINAMI Y. "Estimation of CO2 Discharge from an Urban Expressway: Cell Emission Approach." Journal of Eastern Asia Society for Transportation Studies 8 (2009):

98. Nesamani K. S. et al. "Estimation of vehicular emissions by capturing traffic variations." Atmospheric Environment 41 (2007): pp. 2996-3008.

99. LADIER C. "Circulation routière: usages et qualités des indicateurs." Ecole doctorale MEGA Lyon: ENTPE, 2006.

100. TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. "Highway Capacity Manual." National Research Council, 2011.

101. BOURDEAU B. "Evolution du parc automobile français entre 1970 et 2020." Ingénierie de l'Environnment Université de Chambéry, 1997.

102. VARAYIA P. "Freeway Performance Measurement System (PeMS), version 3 Phase II." Universisty of California, Berkeley, 2004.

103. TURNER S., MARGIOTTA R., LOMAX . "Monitoring Urban Freeways in 2003: Current Conditions and Trends from Archived Operations Data." Texas: TTI, 2004.

104. DAGANZO C. F. "Improving city mobility through gridlock control: an approach and some ideas." Berkeley, CA: U C Berkeley Center for Future Urban Transport, Inst. Trans. Studies, University of California, 2005.

105. CASSIDY M. J., JANG K., DAGANZO C. F. "Macroscopic Fundamental Diagrams for Freeway Networks : Theory and Observation." Transportation Research Board 90th Annual Meeting Washington D.C., USA: 2010.

106. EDIE L.C. "Discussion of traffic stream measurements and definitions." The 2nd International Symposium on the Traffic Flow Theory Ed. J. Almond Paris, France: OECD, 1963.

107. GEROLIMINIS N., DAGANZO C. F. "Existence of urban-scale fundamental macroscopic diagrams: some experimental findings." Berkeley: University of California , Center for future urban transport, 2007.

108. BUISSON Ch., LADIER C. "Exploring the Impact of Homogeneity of Traffic Measurements on the Existence of Macroscopic Fundamental Diagrams." Transportation Research Record 2124 (2009): pp. 127-136.

109. BRANSTON D. "Link Capacity: A review." Transportation Research 10 (1976): pp. 223-236.

110. MAY A., LEIMAN L. "Freeway Analysis Manual." 2005.

111. ORTUZAR J. de D., WILLUMSEN L. G. "Modelling Transport." England: Wiley, 2006.

112. KIM G. Y., MAHMASSANI H. S. "Link Performance Functions for Urban Freeways with Asymmetric Car-Truck Interactions." Transportation Research Record 1120 (1987): pp. 32-39.

113. SHIEH H.-M., WALTON C. M. "Developing Link Performance Functions Using Highway Monitoring System Data Files." Transportation research Record 1090 (1986): pp. 69-78.

114. KUTZ M. "Handbook of Transportation Engineering." McGraw-Hill, 2004.-1000.

115. PRINCETON J., COHEN S. "Impact of a Dedicated Lane on the Capacity and the Level of Service of an Urban Motorway." The 6th International Symposium on Highway Capacity Ed. Proceedia Stockholm, Suède: Elsevier, 2011.

116. SEBASTIAN, V., MARQUES, A. "The project OSSA and the concept of interoperable simulation," Intelligent Transportation Systems, 2001. IEEE Proceedings. pp.907-911

117. *http://mctrans.ce.ufl.edu*

118. *http://ops.fhwa.dot.gov/trafficanalysistools/tat_vol1*

119. *http://www.simulationdynamique.fr*

120. *http://www.its.leeds.ac.uk/projects/smartest.*