



**HAL**  
open science

# Observation empirique et modélisation des discontinuités du réseau autoroutier : vers l'estimation des capacités

Florian Marczak

## ► To cite this version:

Florian Marczak. Observation empirique et modélisation des discontinuités du réseau autoroutier : vers l'estimation des capacités. Modélisation et simulation. École Nationale des Travaux Publics de l'État [ENTPE], 2014. Français. NNT : 2014ENTP0012 . tel-01625190

**HAL Id: tel-01625190**

**<https://theses.hal.science/tel-01625190>**

Submitted on 27 Oct 2017

**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.

N° d'ordre 2014-ENTP-0012  
Année 2014

Thèse

# Observation empirique et modélisation des discontinuités du réseau autoroutier : Vers l'estimation des capacités

Présentée devant  
L'École Nationale des Travaux Publics de l'État

Pour obtenir  
Le grade de docteur

**Ecole doctorale :** Mécanique, Énergétique, Génie Civil et Acoustique (MEGA)  
**Spécialité :** Génie Civil

Par  
Florian Marczak  
Ingénieur des Travaux Publics de l'Etat

Soutenue le 27 octobre 2014 devant la Commission d'examen

Jury :

---

Markos PAPAGEORGIOU	Professeur (Technical University of Crete)	Rapporteur
Hani MAHMASSANI	Professeur (Northwestern University)	Rapporteur
Jean-Luc BERTRAND-KRAJEWSKI	Professeur (INSA Lyon)	Examineur
Jean-Patrick LEBACQUE	Ingénieur Général des Ponts des Eaux et des Forêts (IFSTTAR)	Examineur
Jordi CASAS	Docteur	Examineur
Bruno LEVILLY	Ingénieur Divisionnaire des Travaux Publics de l'Etat	Examineur
Christine BUISSON	Directrice de recherche (IFSTTAR)	Directrice de thèse

---

*Thèse préparée au LICIT (Laboratoire d'Ingénierie Circulation Transports), unité mixte ENTPE/IFSTTAR*



# Remerciements

J'aimerais remercier ici l'ensemble des personnes, qui de près ou de loin, ont contribué à la bonne réalisation de cette thèse.

Mes remerciements vont dans un premier temps à Hani Mahmassani et Markos Papageorgiou pour avoir accepté de rapporter mon manuscrit de thèse et de participer à mon jury.

Je souhaiterais également remercier Jean-Luc Bertrand-Krajewski, Jean-Patrick Lebacque, Jordi Casas et Bruno Levilly d'avoir accepté de composer mon jury.

Une thèse ne pourrait pas se réaliser dans les meilleures conditions sans l'implication totale de son(sa) directeur(rice) de thèse. Aussi, j'aimerais remercier vivement ma directrice de thèse, Christine Buisson. Je devrais écrire des lignes et des lignes pour te remercier pour tout ce que tu m'as appris et apporté pendant ces trois ans. Je me contenterai donc ici d'un énorme MERCI.

L'ambiance de travail est également un facteur déterminant de motivation pour mener à bien un projet aussi ambitieux qu'une thèse. Merci donc à Cécile, Céline, Delphine, Nicolas et tous les anciens locataires du bureau T018 pour l'ambiance détendue mais toujours studieuse et sérieuse sur le site du LICIT à l'ENTPE.

J'aimerais remercier tout spécialement Sonia et Anne-Christine, notre duo de secrétaires de choc, qui sont toujours présentes pour nous aider dans nos démarches administratives ou dans nos soucis d'ordre matériel. Si la Sonia LICIT était toujours souriante et accueillante, la Sonia DR était parfois plus « redoutable », surtout quand je me présentais devant elle pour me réinscrire en thèse sans avoir l'ensemble des documents exigés! Merci à Anne-Christine d'avoir pris le temps de relire tous mes articles et mon manuscrit de thèse. Nos débriefings à l'IFSTTAR autour d'un café et d'un croissant étaient toujours très agréables.

Merci également à Daniel Damby Boy Villegas pour son aide inestimable dans la résolution de mes problèmes en Latex ou en Matlab. Ta curiosité intellectuelle et des avis toujours pertinents ont été des recours appréciables pour résoudre également les difficultés scientifiques auxquelles j'ai été confronté. Par ailleurs, si ta tarte au citron était légèrement trop riche, ta tarte au munster était « une véritable tuerie ».

Enfin, j'aimerais adresser des remerciements tous particuliers à notre responsable d'équipe, Ludovic Leclercq. Tu as été pendant ces trois ans de thèse une source intarissable d'inspiration et de rigueur scientifique. Nos trop rares discussions ont été l'occasion d'améliorer grandement la qualité de mes travaux et je ne te remercierais jamais assez pour ton aide précieuse. Ce fut également un plaisir de discuter avec quelqu'un qui a de vrais goûts cinématographiques. Nous sommes d'accords que Piège de cristal, Piège en haute mer ou Rock sont désormais des classiques du genre. Si tu es incontestablement un maître Jedi scientifique, tu es encore un padawan nageur! Continue tes efforts et tu auras des épaules aussi larges que mes intervalles de confiance. Je suis toujours à ta disposition pour t'accorder une revanche au tennis de table!

Cette thèse m'a également permis de partir à l'étranger, de rencontrer d'autres chercheurs et de me confronter à d'autres méthodes de recherche. Je souhaiterais donc remercier Eddie Wilson (Bristol University), Winnie Daamen (TU Delft) et Robert Bertini (Portland State University) de m'avoir accueilli dans leur université respective et d'avoir accepté de travailler

---

avec moi.

Je n'aurais pas pu achever ce projet sans le soutien indéfectible de ma famille. J'aimerais donc remercier mes parents et mon frère qui ont toujours été présents pour me remotiver pendant les périodes de baisse de régime. Merci Maman, merci Papa pour tout ce que vous avez fait pour nous depuis le début.

Merci enfin à Christelle qui, sans forcément le vouloir, a peut-être le plus contribué à cette thèse en me demandant systématiquement quel était l'intérêt de mes travaux. J'espère que tu trouveras une réponse dans ce manuscrit !

# Liste des publications

## Publications dans des revues à comité de lecture de rang A

Leclercq, L., Knoop, V.L., **Marczak, F.**, Hoogendoorn, S.P. (2014). Capacity drops at merges: New analytical investigations. *Submitted for publication in IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems.*

**Marczak, F.**, Leclercq, L., Buisson, C. (2014). A macroscopic model for freeway weaving sections. *Accepted for publication in Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering.*

**Marczak, F.**, Buisson, C. (2014). Analytical derivation of capacity at diverging junctions. *Accepted for publication in Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board.*

**Marczak, F.**, Daamen, W., Buisson, C. (2013). Merging behaviour: empirical comparison between two sites and new theory development. *Transportation Research Part C: Emerging Technologies*, 36(0), p.530-546.

**Marczak, F.**, Buisson, C. (2012). New Filtering method for trajectory measurement errors and its comparison with existing methods. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2315, p.35-46.

## Publications dans des actes de conférences équivalents à une revue de rang A

**Marczak, F.**, Daamen, W., Buisson, C. (2013). Key variables of merging behaviour: empirical comparison between two sites and assessment of gap acceptance theory. *In Hoogendoorn, S.P., van Lint, H., Knoop, V.L. (Eds.), Proc. of 20th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT)*, p. 678-697.

## Publications dans des actes de congrès à comité de sélection et/ou lecture

Leclercq, L., Knoop, V.L., **Marczak, F.**, Hoogendoorn, S.P. (2015). Capacity drops at merges : New analytical investigations. *Submitted for presentation to the 94<sup>th</sup> meeting of the Transportation Research Board.*

**Marczak, F.**, Daamen, W., Buisson, C. (2014). Comportement d'insertion : comparaison empirique entre deux sites d'étude et nouveaux développements théoriques. *Congrès ATEC*

---

*ITS France 2014 : Les Rencontres de la Mobilité Intelligente*, Paris, France, 29 Janvier.

**Marczak, F.**, Daamen, W., Buisson, C. (2014). Empirical analysis of lane changing behavior at a freeway weaving section. *93rd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington D.C., USA, 14p.

## Autres communications écrites à des congrès

**Marczak, F.** (2013). Zones d'entrecroisement : Analyse empirique des changements de voie et modélisation macroscopique. *Rencontres Interdisciplinaires Doctorales de l'Aménagement et de l'Architecture Durables (RIDA<sup>2</sup>D)*, ENTPE, Vaulx-en-Velin, 12 Février.

## Autres conférences et séminaires

**Marczak, F.** (2014). Estimation du fonctionnement des nœuds du réseau autoroutier. *Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie (MEDDE), Direction Générale des Infrastructures de Transports de la Mer (DGITM)*, Paris, France, 29 Janvier.

**Marczak, F.** (2013). An analytical derivation of the capacity at weaving sections consistent with empirical observations and micro-simulated results. *Portland State University, Special Transportation Seminar*, Portland, Oregon, USA, November 20.

**Marczak, F.** (2013). Modélisation des zones d'entrecroisement. *Journée utilisateurs RST de la simulation dynamique*, Lyon, France, 12 Avril.

**Marczak, F.**, Daamen, W., Buisson, C. (2013). Variables significatives du comportement d'insertion : Comparaison empirique entre deux sites d'étude évaluation de la théorie d'acceptation des créneaux. *Séminaire SERRES*, Lyon, France, 21-22 Mars.

**Marczak, F.**, Wilson, R.E., Buisson C. (2012). Trajectory fitting and stability analysis: New results in empirical traffic stability, *5th NEARCTIS Workshop*, Vienna, Austria, October 22.

# Table des matières

<b>Table des notations</b>	<b>1</b>
<b>Introduction</b>	<b>3</b>
<b>1 Outils théoriques et méthodes expérimentales employés</b>	<b>7</b>
1.1 Caractérisation du trafic à l'échelle macroscopique	7
1.1.1 Caractérisation du trafic dans une approche empirique : présentation des variables macroscopiques du trafic	7
1.1.1.1 Définition du débit, de la concentration et de la vitesse moyenne du flux	7
1.1.1.2 Dispositifs expérimentaux permettant de mesurer les variables macroscopiques du trafic	9
1.1.1.3 Illustration des outils d'analyse du trafic dans une approche empirique	10
1.1.2 Caractérisation du trafic dans une approche en simulation : présentation du modèle de Lighthill et Whitham et Richards	11
1.2 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique	13
1.2.1 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique dans une approche empirique	13
1.2.1.1 Présentation des sites d'étude	13
1.2.1.2 Dispositif expérimental	15
1.2.1.3 Lien entre échelles microscopique et macroscopique : caractérisation du trafic à l'échelle macroscopique à partir de trajectoires individuelles	17
1.2.2 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique dans une approche en simulation	18
1.2.2.1 Modèles de poursuite	18
1.2.2.2 Modèles de changement de voie	20
1.2.2.3 Formulation théorique des créneaux d'insertion critiques dans les modèles de changement de voie	23
1.3 Conclusion du chapitre	24
<b>2 Analyse phénoménologique du processus de changement de voie basée sur l'observation empirique</b>	<b>27</b>
2.1 Étude du comportement d'insertion sur deux convergents autoroutiers	27
2.1.1 Revue de la littérature sur l'analyse empirique des changements de voie d'insertion sur les convergents autoroutiers	28
2.1.2 Définitions des variables analysées et cadre de l'étude	30
2.1.3 Statistiques descriptives, premières comparaisons des jeux de données	31
2.1.4 Statistiques explicatives : construction d'une régression logistique	36

---

2.2	Étude du comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement	39
2.2.1	Revue de la littérature sur l'analyse empirique des changements de voie sur les zones d'entrecroisement	39
2.2.2	Définitions des variables analysées et cadre de l'étude	40
2.2.3	Étude des positions des changements de voie	41
2.2.4	Ajustement théorique des distributions des positions de changements de voie	44
2.2.5	Créneaux et écarts temporels acceptés	47
2.3	Conclusion du chapitre	49
<b>3</b>	<b>Modélisation du fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier</b>	<b>51</b>
3.1	Expression analytique de la capacité d'un divergent	51
3.1.1	Revue bibliographique sur la modélisation des divergents	52
3.1.2	Hypothèses de modélisation	53
3.1.3	Développements théoriques du modèle analytique adapté aux divergents	54
3.1.3.1	Expression de la capacité effective du divergent sous l'hypothèse d'accélération infinie	54
3.1.3.2	Expression de la capacité effective du divergent sous l'hypothèse d'accélération bornée	57
3.1.4	Vérification en simulation de l'expression analytique de la capacité et sensibilité du modèle analytique à ses paramètres	59
3.1.5	Confrontation des approches	61
3.2	Expression analytique de la capacité d'un convergent autoroutier	63
3.2.1	Revue de la littérature sur la modélisation des convergents	63
3.2.2	Description et améliorations du LL-modèle	65
3.2.3	Vérification en simulation du modèle analytique adapté aux convergents	70
3.2.3.1	Hypothèses de modélisation	70
3.2.3.2	Choix des paramètres	70
3.2.3.3	Confrontation de l'expression analytique de la capacité aux résultats de micro-simulation	71
3.3	Expression analytique de la capacité d'une zone d'entrecroisement	71
3.3.1	Revue de la littérature sur la modélisation des zones d'entrecroisement	71
3.3.2	Association d'un divergent et d'un convergent	74
3.3.3	Description du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement	76
3.3.4	Vérification en simulation du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement	79
3.3.5	Analyse de la sensibilité du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement à ses paramètres	81
3.4	Conclusion du chapitre	82
<b>4</b>	<b>Confrontation des résultats théoriques aux observations empiriques : vers une application opérationnelle des modèles</b>	<b>85</b>
4.1	Validation à l'échelle macroscopique de l'hypothèse principale du modèle analytique adapté aux divergents	85
4.2	Application du modèle analytique adapté aux convergents : approche phénoménologique pour expliquer le succès de la régulation d'accès	87
4.2.1	Revue de la littérature sur la régulation d'accès	87
4.2.2	Ajustement du modèle analytique adapté aux convergents pour expliquer le succès de la régulation d'accès	88
4.3	Validation empirique du modèle analytique pour estimer la capacité d'une zone d'entrecroisement	91

---

4.3.1	Confrontation des résultats du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement aux observations empiriques . . . . .	92
4.3.1.1	Ajustement du modèle pour limiter le nombre de paramètres . . . . .	92
4.3.1.2	Recueil des observations pour la validation empirique du modèle . . . . .	93
4.3.2	Stratégie pour optimiser le fonctionnement d'une zone d'entrecroisement . . . . .	94
4.4	Conclusion du chapitre . . . . .	96
	<b>Conclusion générale et perspectives de recherche futures</b>	<b>97</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>109</b>



# Table des notations

Notation	Définition
$q$	Débit (véh/s)
$\lambda$	Demande (véh/s)
$q_x$	Capacité théorique d'une voie de circulation (véh/s)
$C^d$	Capacité effective d'un divergent (véh/s)
$C^m$	Capacité effective d'un convergent (véh/s)
$c$	Complément du ratio entre la capacité effective et la capacité théorique
$k$	Concentration (véh/m)
$\kappa$	Concentration maximale (véh/m)
$u$	Vitesse libre (m/s)
$w$	Vitesse maximale de remontée de la congestion
$v_r$	Vitesse de ralentissement (m/s)
$L_{ant}$	Longueur de la zone d'anticipation (m)
$a$	Accélération des véhicules (m/s <sup>2</sup> )
$\eta_{max}$	Relaxation maximale
$\epsilon$	Paramètre de relaxation en micro-simulation (m/s)
$\alpha_i$	Coefficient de partage de priorité du modèle de Daganzo sur la voie $i$
$\delta$	Coefficient de partage de priorité du modèle adapté aux zones d'entrecroisement
$\beta_i$	Pourcentage de débit tournant depuis la voie $i$
$s_h$	Écart-type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives
$h_m$	Distance minimale de sécurité
$\mathcal{D}_{ij}$	Distribution des positions longitudinales des changements de voie de la voie $i$ vers la voie $j$
$p_{ij}$	Vecteur des paramètres de la distribution $\mathcal{D}_{ij}$
$s_x$	Écart-type de la distribution des positions de changement de voie
$s_v$	Écart-type de la distribution des vitesses d'insertion



# Introduction

La congestion routière résulte d'un excès de la demande sur l'offre. En particulier, sur le réseau autoroutier la congestion apparaît soit en section courante soit au niveau des bretelles d'accès, des bretelles de sortie ou des zones d'entrecroisement qui sont généralement appelées les discontinuités ou nœuds du réseau routier. Les causes de l'apparition de la congestion sont multiples. Évidemment, la congestion se formera en un point du réseau si la demande y est supérieure à la capacité théorique qui correspond au débit maximum qui peut s'écouler sur l'infrastructure. Des études récentes ont montré que l'utilisation hétérogène des voies de circulation en section courante pouvait dégrader les conditions de trafic alors même que la demande totale est inférieure à la capacité théorique de l'infrastructure. D'autres travaux ont montré que les changements de voie sur les discontinuités du réseau autoroutier participent également à la dégradation des conditions de trafic.

La congestion est responsable de nombreuses externalités négatives. Sur le plan environnemental, le trafic routier est un des principaux contributeurs aux émissions de gaz à effet de serre comme le dioxyde de carbone ou les oxydes d'azote. Sur le plan économique, les coûts liés à la congestion s'élèvent chaque année à 1% du PIB en France. Des actions ont été entreprises à l'échelle nationale pour réduire les externalités liées à la congestion et répondre à la demande en mobilité sans cesse croissante.

La France a ainsi publié en 2011 un Schéma National des Infrastructures de Transports (SNIT), refondu en 2013 par la commission Mobilité 21, pour définir la politique d'investissement et d'optimisation des réseaux de transports. Concrètement, à l'échelle locale, ces actions se traduisent notamment par le déploiement par les gestionnaires du réseau routier de mesures de régulation dynamique du trafic. La régulation des vitesses ou l'interdiction de dépassement pour les poids lourds permettent d'optimiser l'écoulement du flux de véhicules en section courante. La régulation d'accès qui consiste à retenir une partie de la demande sur les bretelles d'insertion permet d'optimiser le fonctionnement des convergents autoroutiers. Par ailleurs, la Direction Technique Territoires et Ville du CEREMA pilote actuellement une réforme de l'Instruction sur les Conditions Techniques d'Aménagement des Voies Rapides Urbaines (IC-TAVRU). L'objectif de ce projet est d'intégrer notamment les outils d'exploitation et de gestion du trafic pour proposer de nouvelles méthodes pertinentes pour dimensionner les échangeurs du réseau routier. Une connaissance précise des phénomènes du trafic et des modèles simples de prévision et d'évaluation a priori des mesures de régulation ou des stratégies d'aménagement sont donc nécessaires pour favoriser le déploiement opérationnel de mesures palliatives permettant de réduire les externalités négatives liées à la congestion.

Cette thèse se concentre sur l'étude des discontinuités du réseau autoroutier. Nous portons donc une attention particulière aux convergents, aux divergents et aux zones d'entrecroisement. La revue de la littérature, synthétisée dans le tableau 1, montre que si les convergents ont été le sujet de nombreuses recherches, les résultats obtenus sur les divergents et, en particulier, sur les zones d'entrecroisement sont moins nombreux.

	Convergent	Divergent	Zone d'entrecroisement
Empirique			
Analytique			
Simulation			
Validation			

**Tableau 1** – Synthèse de la revue bibliographique des travaux réalisés sur les discontinuités du réseau autoroutiers. Une case verte signifie que les résultats sont nombreux. Une case orange montre que des travaux ont été réalisés mais dans un nombre limité. Enfin une case rouge signifie qu'il n'y a pas, à notre connaissance, de résultats significatifs.

Les objectifs de la thèse sont (i) d'apporter des éclairages sur la phénoménologie du trafic au droit des discontinuités du réseau autoroutier et (ii) de proposer des modèles macroscopiques pour en prédire le fonctionnement et pouvoir évaluer des stratégies d'optimisation de l'écoulement du flux de trafic. Comme nous le monterons dans le manuscrit de thèse, de nombreux travaux ont d'ores et déjà été entrepris pour modéliser le fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier. Cependant, ces derniers ont principalement été réalisés dans une approche hydrodynamique en supposant que les particules du flux de trafic (les véhicules) sont inertes. Contrairement aux modèles existants, les modèles proposés dans le cadre de cette thèse devront prendre en compte les phénomènes physiques du trafic en intégrant explicitement les comportements individuels des usagers et leur variabilité. Ainsi, pour atteindre ces objectifs, le travail mené dans cette thèse a été organisé en cinq étapes :

- Collecte et traitement de données précises à l'échelle des véhicules (données de trajectoires) ;
- Analyse des données de trajectoires pour comprendre empiriquement les phénomènes physiques du trafic sur les discontinuités du réseau autoroutier ;
- Développement/amélioration de modèles macroscopiques analytiques ;
- Vérification en micro-simulation et confrontation aux données réelles des résultats analytiques ;
- Proposition de mesures d'optimisation de l'écoulement du flux.

Les différentes étapes de la thèse ont été conduites en garantissant systématiquement la cohérence entre approche empirique, développements analytiques et approche en micro-simulation. Les données de trajectoires ont été mesurées dans le cadre du projet MOCOPO (Mesure et mOdélisation de la Congestion et de la Pollution) [MOCOPO 11] piloté par le LICIT et financé par le PREDIT. Les données de trajectoires ont été mesurées grâce à une caméra haute résolution montée sous un hélicoptère. Les zones d'études (un convergent, une section sans entrée ni sortie et une zone d'entrecroisement) se situent sur la Rcade Sud de Grenoble

(RN 87). La campagne de mesure à laquelle l'auteur a participé, s'est déroulée en septembre 2011.

Ce manuscrit présente les résultats obtenus dans le cadre de la thèse et constitue une synthèse exhaustive des articles acceptés et soumis en revue et des communications à des congrès présentés précédemment. Il est structuré en quatre chapitres. Le chapitre 1 décrit les outils méthodologiques et expérimentaux mis en œuvre dans la thèse. Les outils empiriques et théoriques permettant de caractériser le trafic à l'échelle microscopique sont présentés après avoir décrit les outils permettant d'analyser le trafic à l'échelle macroscopique.

Le chapitre 2 propose une analyse empirique du processus de changement de voie. Celle-ci est réalisée dans un premier temps sur les convergents autoroutiers. Nous étudions non seulement les créneaux d'insertion acceptés mais aussi les créneaux d'insertion rejetés. L'influence des conditions de trafic, des véhicules dans l'environnement proche des véhicules s'insérant et des caractéristiques géométriques de la bretelle sur la probabilité de s'insérer est clairement quantifiée. Puis, une analyse détaillée des changements de voie sur une zone d'entrecroisement est présentée dans un deuxième temps. Nous évaluons en particulier le lien entre les changements de voie selon leur direction. Les travaux empiriques présentés dans le chapitre 2 ont été réalisés en collaboration avec Winnie Daamen de l'Université Technologique de Delft (TU Delft).

Le chapitre 3 présente les résultats de modélisation obtenus dans le cadre de la thèse. Nous avons retenu une approche analytique car elle permet d'obtenir rapidement une première estimation de la capacité effective des nœuds du réseau autoroutier sans avoir recours à la micro-simulation qui, en raison de la complexité des modèles, peut s'avérer difficile à mettre en œuvre. De plus, nous nous sommes attachés à proposer des modèles macroscopiques car ces derniers requièrent un nombre réduit de paramètres et sont, par conséquent, simples d'utilisation. Nous avons systématiquement confronté les prévisions analytiques à des résultats de simulation pour prouver que, malgré leur relative simplicité, les modèles analytiques sont pertinents pour obtenir une première estimation de la capacité effective des nœuds du réseau autoroutier. Le chapitre 3 débute par une description du modèle analytique adapté aux divergents. Ensuite, le modèle analytique pour les convergents présenté dans [Leclercq 11] est amélioré. Enfin, un modèle destiné aux zones d'entrecroisement est développé en considérant ces dernières comme la superposition de deux convergents et de deux divergents.

Enfin, les résultats analytiques du chapitre 3 sont confrontés dans le chapitre 4 aux données présentées dans le chapitre 1 et analysées dans le chapitre 2. Nous validons en particulier l'hypothèse à la base du modèle analytique adapté aux divergents. Nous confrontons ensuite les résultats théoriques du modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement aux observations empiriques. D'un point de vue opérationnel, nous proposons également des pistes pour optimiser le fonctionnement des zones d'entrecroisement.

Les travaux réalisés dans le cadre de la thèse permettront de :

- Réaliser une analyse détaillée des changements de voie d'insertion sur les convergents autoroutiers pour déterminer notamment l'influence des conditions de trafic et de la configuration de la voie d'insertion sur le comportement d'insertion ;
- Mener une analyse précise des changements de voie obligatoires sur une zone d'entre-

- croisement pour approfondir les connaissances actuelles des comportements des usagers sur ces discontinuités particulières du réseau autoroutier ;
- Mettre en perspective les phénomènes participant à la dégradation des conditions de trafic sur les discontinuités du réseau autoroutier ;
  - Confronter les observations empiriques à la théorie d'acceptation des créneaux qui est le fondement théorique de nombreux modèles de changement de voie ;
  - Alimenter les réflexions en cours sur le dimensionnement des discontinuités du réseau autoroutier ;
  - Développer des modèles macroscopiques simples de prévision du fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier ;
  - Confronter ces outils à des résultats de micro-simulation pour prouver qu'en dépit de leur relative simplicité, les prévisions des modèles macroscopiques sont pertinentes au regard d'un outil plus élaboré ;
  - Valider empiriquement les modèles macroscopiques pour en favoriser le déploiement opérationnel futur ;
  - Proposer des pistes d'aménagement ou des stratégies de régulation pour optimiser le fonctionnement des nœuds du réseau autoroutier.

# Chapitre 1

## Outils théoriques et méthodes expérimentales employés

Ce premier chapitre décrit les outils théoriques et expérimentaux mis en œuvre dans le cadre de cette thèse. La manière de caractériser le trafic dépend du repère utilisé. Classiquement, le trafic est caractérisé soit du point de vue eulérien soit du point de vue lagrangien. Le point de vue eulérien est utilisé lorsque, immobile au bord de la route, un observateur regarde les véhicules se déplacer. Le trafic est alors caractérisé par des variables comme le débit, correspondant au nombre de véhicules qui passent en un point pendant une période de temps donnée, ou la concentration, qui détermine le nombre de véhicules présents sur une portion de l'infrastructure à un instant donné.

Le point de vue lagrangien consiste à suivre les véhicules dans leur mouvement. Il traduit donc le comportement des véhicules alors que le point de vue eulérien caractérise la propagation des informations. Nous présentons dans ce chapitre les outils théoriques et expérimentaux utilisés dans cette thèse en distinguant ceux qui permettent une caractérisation du trafic à l'échelle macroscopique, de ceux qui permettent une caractérisation du trafic à l'échelle microscopique.

Dans un premier temps, nous présenterons les moyens de caractériser le trafic à l'échelle macroscopique en définissant les variables macroscopiques du trafic et la relation qui les lie puis en décrivant le modèle de Lighthill et Whitham [Lighthill 55] et Richards [Richards 56]. Dans un deuxième temps, nous nous intéresserons à la caractérisation microscopique du trafic en distinguant l'approche empirique à partir de données trajectoires de l'approche en simulation s'appuyant sur des modèles microscopiques de poursuite ou de changement de voie.

### 1.1 Caractérisation du trafic à l'échelle macroscopique

#### 1.1.1 Caractérisation du trafic dans une approche empirique : présentation des variables macroscopiques du trafic

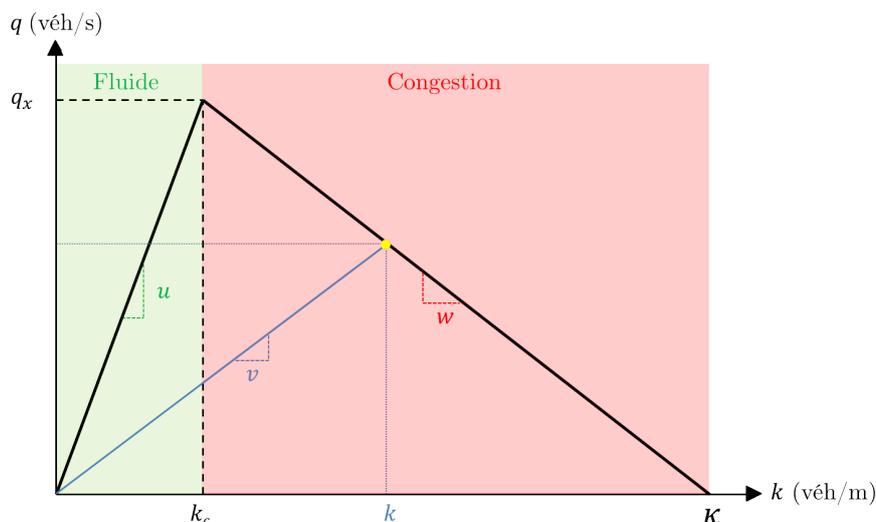
##### 1.1.1.1 Définition du débit, de la concentration et de la vitesse moyenne du flux

A l'échelle macroscopique, le trafic routier est considéré comme un flux de véhicules. Bien que les véhicules possèdent des caractéristiques qui leur sont propres, les hétérogénéités peuvent être moyennées en étudiant des variables globales dont les définitions sont données ci après :

- Le débit  $q$  correspond au nombre de véhicules qui passent en un point du réseau pendant une période de temps donnée. Il est par conséquent exprimé en nombre de véhicules par unité de temps ;
- La concentration  $k$  correspond au nombre de véhicules présents sur une portion de l'infrastructure à un instant donné.  $k$  s'exprime donc en nombre de véhicules par unité de longueur ;
- La mécanique des fluides nous enseigne que la vitesse du flux  $u$  est le rapport du débit sur la concentration ( $u = \frac{q}{k}$ ).  $u$  correspond à la vitesse moyenne spatiale, c'est-à-dire à la vitesse moyenne des véhicules présents sur une portion de l'infrastructure à un instant donné.

Comme nous venons de le voir, le débit, la concentration et la vitesse moyenne du flux sont reliés par la relation de la mécanique des fluides  $q = k.u$  qui est représentée sous la forme du diagramme fondamental. Le débit et la concentration étant reliés par la vitesse du flux, le diagramme fondamental peut être représenté de trois manières différentes. Il peut être représenté comme l'expression du débit en fonction de la concentration ( $q = f_1(k)$ ), comme la relation entre la vitesse du flux et le débit ( $u = f_2(q)$ ) ou encore comme une fonction qui relie la vitesse du flux à la concentration ( $u = f_3(k)$ ). Dans le cadre de cette thèse, nous choisirons préférentiellement la relation qui lie le débit à la concentration.

La partie sommitale du diagramme fondamental soulève encore de nombreuses interrogations. Bien qu'il n'ait pas encore fait consensus, le diagramme fondamental triangulaire est un outil robuste qui garantit la cohérence des résultats théoriques aux observations empiriques [Chiabaut 09]. Nous retiendrons donc dans cette thèse un diagramme fondamental triangulaire dont une représentation est proposée sur la figure 1.1. Comme nous le montre en outre la figure 1.1, le diagramme fondamental triangulaire qui relie le débit à la concentration est une relation concave. Cette observation est importante car la concavité du diagramme fondamental est l'hypothèse principale du modèle LWR que nous présenterons dans le paragraphe suivant.



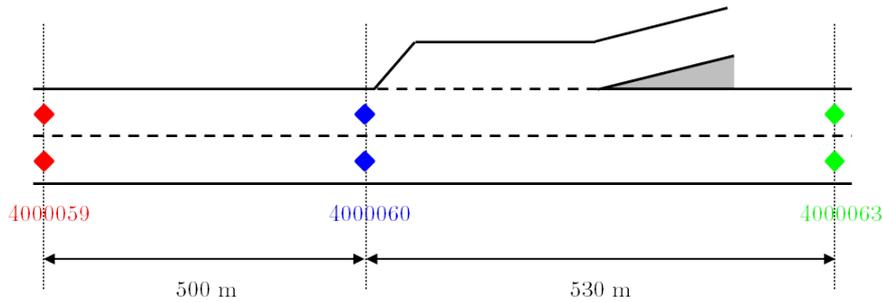
**Figure 1.1** – Représentation triangulaire du diagramme fondamental caractérisant la relation entre le débit et la concentration

En exprimant le débit en fonction de la concentration, deux modes de fonctionnement du trafic peuvent être distingués sur le diagramme fondamental :

- La partie gauche du diagramme correspond aux états de trafic fluides. Le débit augmente linéairement avec la concentration. Autrement dit, plus le nombre de véhicules sur le réseau est élevé, plus le débit au droit du point de mesure est élevé. Le coefficient de proportionnalité entre le débit et la concentration est égal à la vitesse maximale autorisée. Le débit augmente linéairement avec la concentration jusqu'à atteindre un point critique associé à une concentration critique  $k_c$  et un débit maximum  $q_x$  correspondant à la capacité théorique de l'infrastructure ;
- La partie droite correspond aux états de trafic congestionnés. L'offre de l'infrastructure, correspondant au débit maximum qui pourra s'écouler vers l'aval, ne permet pas de satisfaire la demande qui correspond au débit maximum réel souhaitant s'écouler depuis l'amont [Lebacque 96]. Dans ce cas, le débit diminue avec la concentration. Le diagramme fondamental étant concave, la vitesse moyenne diminue également avec la concentration. Plus le nombre de véhicules est élevé, plus les conditions de trafic sont dégradées. Théoriquement, il existe un point de fonctionnement particulier associé à un débit nul et une concentration maximale  $\kappa$ . Ce point de fonctionnement correspond à la situation pour laquelle les véhicules sont à l'arrêt pare-choc contre pare-choc sur l'infrastructure. La pente de la partie congestionnée du diagramme fondamental notée  $w$  correspond à la vitesse maximale de remontée de la congestion.

### 1.1.1.2 Dispositifs expérimentaux permettant de mesurer les variables macroscopiques du trafic

Plusieurs types de capteurs permettent de mesurer les variables macroscopiques du trafic. Nous utiliserons dans cette thèse, des données mesurées à partir de boucles électromagnétiques et de magnétomètres. La boucle électromagnétique est un capteur ponctuel très répandu qui est constitué d'un simple câble électrique enrobé dans la chaussée et parcouru d'un courant électrique. Les parties métalliques d'un véhicule qui circule sur la boucle créent un champ magnétique qui, s'il est supérieur à un seuil, permet d'identifier la boucle comme occupée. Il est ainsi possible de compter le nombre de véhicules qui vont passer sur la boucle pendant une période de temps donnée. En outre, les boucles électromagnétiques permettent de mesurer la vitesse des véhicules et le taux d'occupation qui permet d'estimer la concentration. Les données issues de boucles électromagnétiques utilisées dans le cadre de cette thèse ont été mesurées en 2003 sur l'autoroute GA 400 en périphérie d'Atlanta (États-Unis). Elles nous ont été fournies par Haizhong Wang, Professeur Assistant à l'Université d'État d'Oregon (*Oregon State University*). Nous nous sommes concentrés en particulier sur les données mesurées sur un divergent dont la configuration géométrique et la couverture en capteurs sont présentées sur la figure 1.2.



**Figure 1.2** – Configuration géométrique du convergent étudié sur la GA 400 et disposition des boucles électromagnétiques. La section courante est à deux voies de circulation

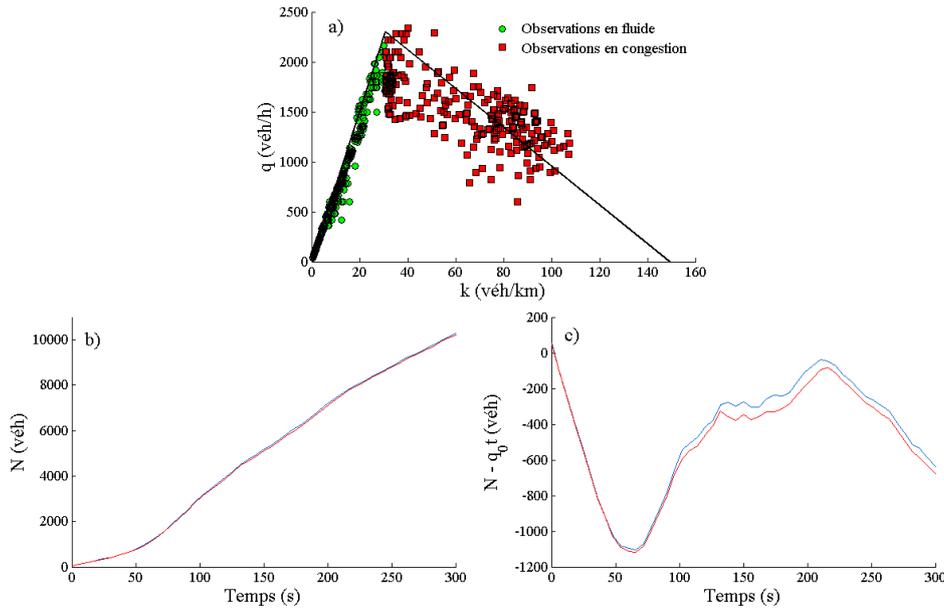
Les boucles électromagnétiques, dont la période d’acquisition est de 20 s, sont respectivement localisées 500 m en amont du point de divergence, au droit du point de divergence et 530 m en aval du point de divergence. Les données mesurées sur la GA 400 seront analysées en détail dans le chapitre 4.

Nous avons également analysé des données mesurées par des magnétomètres qui sont, comme les boucles électromagnétiques, des capteurs enrobés dans la chaussée. A la différence de la boucle électromagnétique qui crée un champ magnétique, le magnétomètre enregistre les variations du champ magnétique terrestre dans les trois directions de l’espace au passage d’un véhicule. Chaque véhicule a une signature magnétique qui lui est propre et peut donc être identifié individuellement par les capteurs. Les magnétomètres ont été disposés sur une zone d’entrecroisement dont la configuration sera présentée plus en détails dans le paragraphe 1.2.1.1.

### 1.1.1.3 Illustration des outils d’analyse du trafic dans une approche empirique

Les données mesurées à partir de boucles électromagnétiques ou de magnétomètres permettent de construire des outils simples d’analyse du trafic routier comme :

- Le diagramme fondamental que nous avons présenté au paragraphe 1.1.1.1 et dont une représentation est proposée sur la figure 1.3a. Les observations du débit sont particulièrement dispersées dans la partie congestionnée du diagramme fondamental. La variabilité des observations peut être réduite en augmentant la période d’agrégation des données au risque de moyenniser des états de trafic hétérogènes ;
- Les Courbes de Véhicules Cumulés (CVC) qui consistent à mesurer le nombre de véhicules qui passent en un point du réseau à partir d’un véhicule arbitrairement choisi comme référence. Les CVC représentent l’évolution du nombre de véhicules en fonction du temps. Le débit à chaque instant est égal à la pente de la CVC. En pratique, il est intéressant de retirer une tendance à la CVC pour obtenir une CVC dite oblique qui permet une lecture plus détaillée des variations du débit. La tendance correspond au débit moyen observé sur toute la période de mesure. Les figures 1.3b et 1.3c présentent respectivement des exemples de CVC et de CVC obliques.



**Figure 1.3** – Outils d’analyse du trafic à l’échelle macroscopique : a) diagramme fondamental b) courbes de véhicules cumulés et c) courbes de véhicules cumulés obliques. La tendance retirée aux CVC brutes est notée  $q_0$ .

### 1.1.2 Caractérisation du trafic dans une approche en simulation : présentation du modèle de Lighthill et Whitham et Richards

La formulation classique du modèle, sous forme d’une équation hyperbolique, a été proposée initialement par Lighthill et Whitham [Lighthill 55] et Richards [Richards 56]. Le modèle LWR repose sur l’hypothèse que le débit et la concentration sont liés par une relation concave. Nous avons montré dans le paragraphe précédent qu’il existe effectivement une telle relation sous la forme du diagramme fondamental. Cette formulation traduit la conservation du nombre de véhicules et s’écrit :

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial Q(k)}{\partial x} = 0 \quad (1.1)$$

[Leclercq 09] propose une revue exhaustive et détaillée des méthodes de résolution du modèle LWR en distinguant :

- La résolution numérique à partir de schémas numériques comme le schéma de Godunov [Godunov 59], notamment utilisé dans [Lebacque 96] ;
- La résolution analytique ou semi-analytique en appliquant les principes de la théorie variationnelle [Daganzo 05a, Daganzo 05b, Daganzo 06b, Daganzo 05c, Leclercq 07b]. La théorie variationnelle est notamment utilisée dans [Leclercq 11] pour exprimer analytiquement la capacité effective d’un convergent autoroutier. Nous détaillerons et améliorerons ce modèle dans le paragraphe 3.2 ;
- La résolution analytique par la méthode des caractéristiques.

Dans le paragraphe 3.1 nous proposerons un modèle analytique pour estimer la capacité d’un divergent qui utilise la méthode des caractéristiques dans une approche eulérienne. Nous présenterons donc uniquement la résolution du modèle LWR par cette méthode. La formulation

du modèle LWR, présentée à l'équation 1.1, peut également s'écrire :

$$\frac{\partial k}{\partial t} + \underbrace{\frac{\partial Q}{\partial k}}_{=c} \frac{\partial k}{\partial x} = 0 \quad (1.2)$$

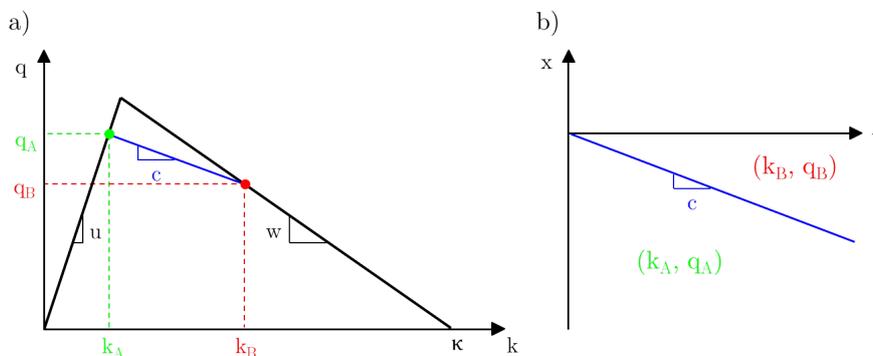
Sous forme conservative, avec  $c$  constant, l'équation 1.2 correspond à une équation d'onde ayant pour célérité  $c = \frac{\partial Q}{\partial k}$ . Cette équation se résout en recherchant les lieux d'invariance de la concentration  $k$  dans le plan  $(t, x)$  ( $k(t, x(t)) = \text{constante}$ ). Si  $k$  est constante au cours du temps, sa dérivée temporelle est nulle et on obtient les équivalences suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{dk(x, x(t))}{dt} = 0 &\Leftrightarrow \frac{\partial k}{\partial t} + \frac{\partial k}{\partial x} \frac{dx}{dt} = 0 \\ &\Leftrightarrow -\frac{dQ}{dk} \frac{\partial k}{\partial x} + \frac{\partial k}{\partial x} \frac{dx}{dt} = 0 \\ &\Leftrightarrow -\frac{dQ}{dk} + \frac{dx}{dt} = 0 \\ &\Leftrightarrow -c + \frac{dx}{dt} = 0 \end{aligned}$$

La concentration  $k$  est constante le long des droites de pente  $c$ . Nous avons choisi dans le paragraphe 1.1.1.1 de travailler avec un diagramme fondamental triangulaire. Dans le cas particulier d'un diagramme fondamental triangulaire, un profil de concentration décroissant génère une onde cinématique qui se propage vers l'aval à la vitesse  $u$ . Un profil de concentration croissant avec une diminution du débit (de A vers B sur la figure 1.4a)) génère une onde de choc qui se propage vers l'amont à la vitesse  $c$  comme le montre la figure 1.4b). Cette vitesse peut être immédiatement déterminée à partir du diagramme fondamental. Elle correspond à la pente entre les états de trafic A et B et satisfait la condition de Rankine-Hugoniot :

$$c = \frac{q_B - q_A}{k_A - k_B} \quad (1.3)$$

Dans le cas particulier où A et B sont deux états de trafic congestionnés, l'onde créée est appelée onde de sur-congestion et se propage vers l'amont à la vitesse  $w$  qui correspond à la vitesse maximale de remontée de l'information en congestion.



**Figure 1.4** – a) Estimation de la vitesse de l'onde de choc associée à un profil de concentration croissante par la méthode de Rankine-Hugoniot et b) onde de choc associée dans le plan  $(x, t)$ . Cette figure est inspirée de la figure 2.4 dans [Chiabaut 09].

## 1.2 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique

### 1.2.1 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique dans une approche empirique

Les temps inter-véhiculaires en un point du réseau permettent de caractériser le trafic à l'échelle microscopique dans une approche eulérienne. Dans une approche lagrangienne à l'échelle microscopique, le trafic peut être analysé empiriquement à partir de données de trajectoires. Celles-ci décrivent l'évolution de la position des véhicules en fonction du temps. Elles permettent d'étudier le comportement individuel des usagers en donnant par exemple accès à des informations sur les vitesses instantanées et les accélérations par simple dérivation des positions. Elles décrivent également de façon détaillée les changements de voie, les origines et destinations de chaque véhicule sur la section d'étude ou les niveaux d'utilisation de chaque voie. Le projet américain NGSIM [NGSIM 08] a été le premier projet de grande envergure de mesure de trajectoires individuelles de véhicules. Les trajectoires ont été mesurées à partir de caméras positionnées au sommet d'un immeuble en proximité immédiate de l'infrastructure étudiée. Les données fournies en libre accès ont permis de nombreuses avancées scientifiques en théorie du trafic. Le premier jeu de données utilisé dans le cadre de cette thèse a été mesuré aux Pays-Bas. Il nous a été communiqué dans le cadre d'un partenariat avec Winnie Daamen de l'Université Technologique de Delft. Comme nous le précisons dans l'introduction, les données microscopiques utilisées dans cette thèse ont également été collectées dans le cadre du projet MOCOPO. Ce projet avait pour objectif de fournir à la communauté scientifique, non seulement des données trafic précises mais aussi des données de pollution. Nous nous concentrerons sur les aspects trafic du projet MOCOPO. Les zones d'étude et la technique de mesure des données de trajectoires sont présentées dans la suite du paragraphe.

#### 1.2.1.1 Présentation des sites d'étude

Les données microscopiques analysées dans cette thèse ont été mesurées sur deux convergents autoroutiers et une zone d'entrecroisement. Le premier convergent est localisé à Bodegraven (Pays-Bas) sur l'autoroute A12 en direction d'Utrecht. Comme l'indique la figure 1.5, la section courante comporte trois voies de circulation et la bretelle d'accélération mesure 283 m. Sa largeur sur les 200 premiers mètres est constante puis elle diminue progressivement sur les 83 derniers mètres pour forcer les changements de voie d'insertion à la fin de la bretelle. La vitesse maximale autorisée sur la section courante est de 120 km/h. La vitesse maximale autorisée sur la route en amont de la bretelle d'insertion est de 100 km/h. Sur la voie principale, le marquage au sol autorise les changements de voie de la voie la plus à droite vers la voie du milieu et interdit les changements de voie de la voie du milieu vers la voie la plus à droite.

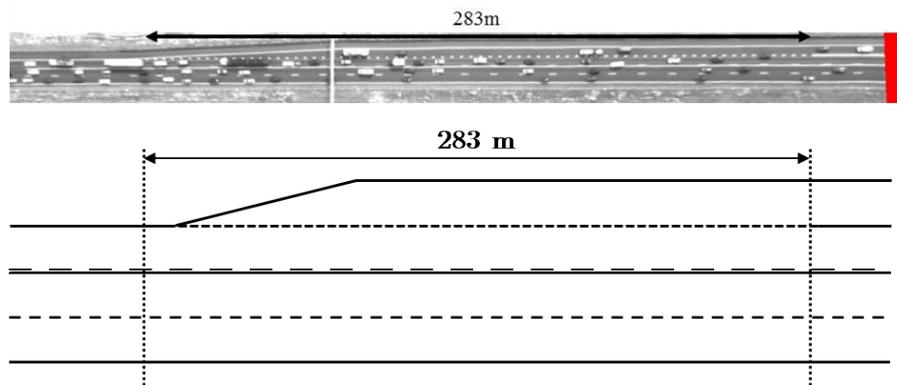


Figure 1.5 – Vue aérienne du convergent étudié à Bodegraven

Le deuxième convergent est situé à Grenoble (France) à la jonction entre l'autoroute A41 et la Rocade Sud de Grenoble (RN87) dans le sens intérieur. La figure 1.6a présente une vue aérienne de la zone d'étude et la figure 1.6b en propose un schéma simplifié. La section courante comporte deux voies de circulation et la vitesse maximale autorisée est de 90 km/h. La voie d'accélération mesure 210 m à partir du début de la ligne discontinue avec une réduction progressive de sa largeur sur les 120 derniers mètres. Malgré la courbure prononcée au début de la bretelle d'insertion, les véhicules peuvent s'insérer sur la section courante à une vitesse élevée.

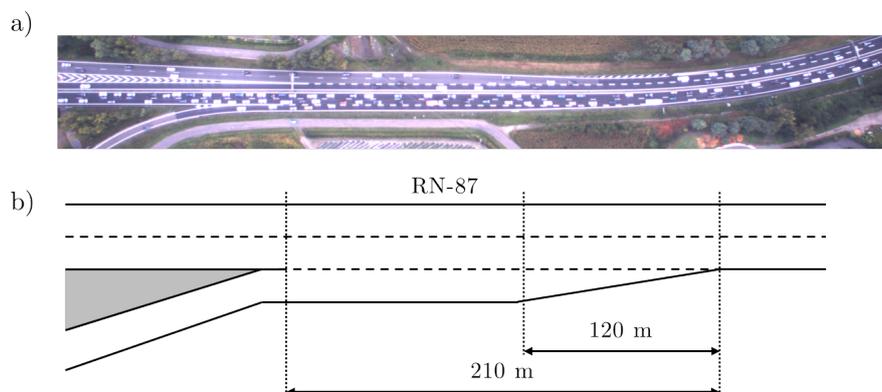
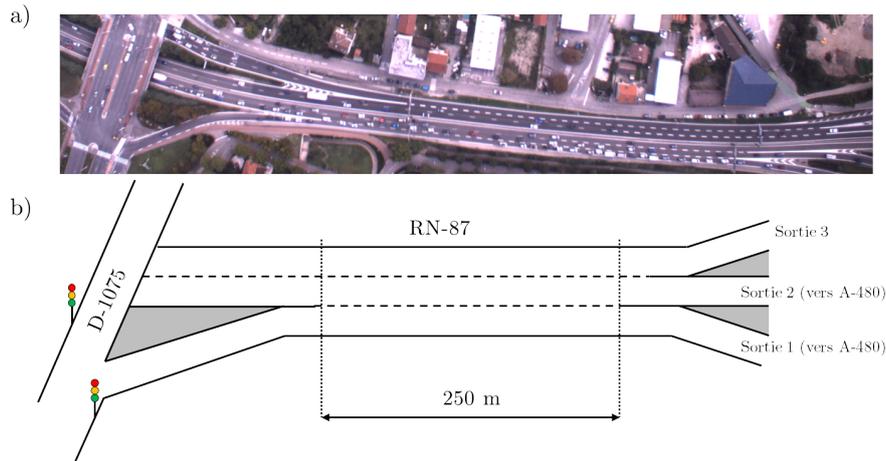


Figure 1.6 – a) Vue aérienne du convergent étudié à Grenoble et b) schéma de la zone d'étude

La zone d'entrecroisement est située à la jonction entre la RN87 et l'autoroute A480 au Sud-Ouest de Grenoble. La section principale comporte deux voies de circulation qui se séparent en deux voies distinctes en aval de la zone d'étude. La vitesse maximale autorisée est de 70 km/h. La voie auxiliaire entre le convergent et le divergent mesure 300 m. Les changements de voie sont autorisés sur une longueur de 250 m. La zone d'entrecroisement a également été équipée de magnétomètres en entrée et en sortie. La configuration du réseau en amont de la bretelle d'insertion est spécifique à la zone d'étude. Un carrefour à feux est en effet installé juste en amont de la bretelle d'insertion. Celui-ci régule le trafic et crée des pelotons de véhicules. Lorsque le feu est rouge, aucun véhicule ne se présentera sur la voie auxiliaire en provenance de la bretelle d'insertion. A contrario, lorsque le feu est vert, un nombre élevé de véhicules arrivera sur la voie auxiliaire depuis la bretelle d'insertion.



**Figure 1.7** – a) Vue aérienne de la zone d'entrecroisement étudiée à Grenoble et b) schéma de la zone d'étude

### 1.2.1.2 Dispositif expérimental

La campagne de mesure à Grenoble s'est déroulée du 12 septembre au 16 septembre 2011. Les données ont été mesurées à l'aide d'une caméra haute-résolution montée sous un hélicoptère. Celui-ci était en vol stationnaire à une altitude de 500 m à la verticale des zones d'étude entre 35 min à Bodegraven et 60 min à Grenoble. Les vidéos ont été enregistrées à une fréquence constante de 15 images par seconde à Bodegraven et à une fréquence variable de 15 à 30 images par seconde à Grenoble. Le dispositif expérimental a été complété à Grenoble avec deux caméras grand angle pour filmer le fonctionnement de l'infrastructure en amont et en aval de la zone d'étude et déterminer éventuellement si la congestion se formait en aval de la zone d'étude.



**Figure 1.8** – Dispositif expérimental mis en œuvre à Grenoble : hélicoptère et caméras

Préalablement au traitement des images brutes, la première tâche consistait à évaluer la distorsion introduite sur les images par la caméra haute résolution. Pour cela, nous avons créé un damier noir et blanc qui a été disposé au sol et pris en photo depuis un point haut avec la caméra haute résolution. Puis connaissant la taille des cases du damier, la distorsion introduite par la caméra sur l'image a été évaluée.

Les vidéos brutes sont ensuite traitées selon une procédure en quatre étapes pour obtenir les trajectoires des véhicules. La première étape de la procédure consiste à corriger la distorsion introduite par la caméra haute définition. L'hélicoptère ne pouvant pas maintenir une position

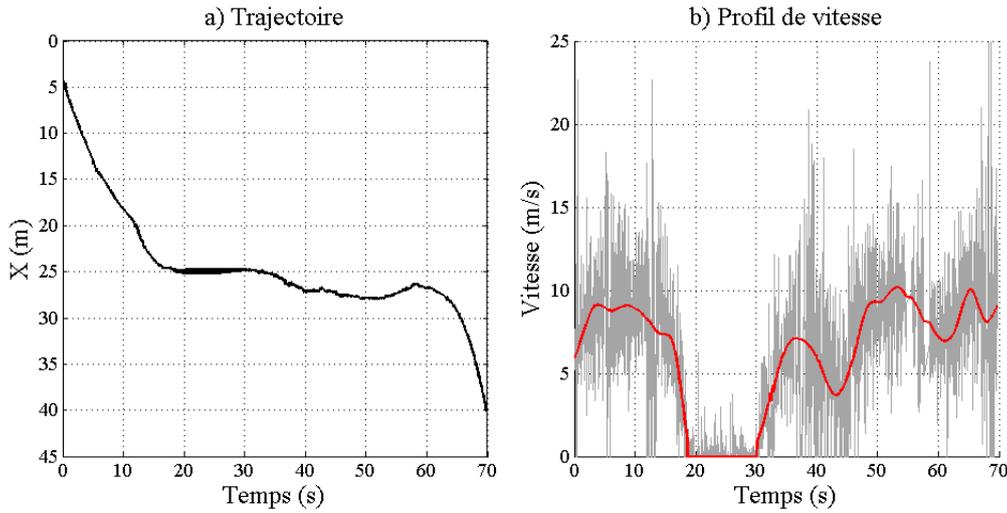
fixe pendant le vol stationnaire, la deuxième étape de la procédure consiste à corriger les mouvements de l'hélicoptère. Pour cela, une image de référence a été choisie pour définir un repère fixe. Puis toutes les images des films ont été stabilisées dans ce repère fixe. La stabilisation des images a été réalisée avec un outil spécifique développé à l'Université Technologique de Delft [Knoppers 12]. A cause des mouvements de l'hélicoptère, la caméra n'a pas filmé exactement la même section de l'infrastructure pendant toute la durée du film. Une région d'intérêt commune à l'ensemble des images a donc été choisie.

L'étape suivant la stabilisation des images consiste à reconnaître les véhicules d'une image à l'autre. La démarche consiste alors à déterminer une image de fond moyenne qui est ensuite soustraite à chaque image du film. Les pixels différant de l'image de fond sont regroupés sous la forme d'un octogone. Le centre de gravité de l'octogone donne la position du véhicule dans le repère fixe obtenu à l'issue de l'étape de stabilisation des images. Pour un véhicule donné, les octogones présents sur une série d'images successives sont regroupés sous la forme d'une trajectoire. L'étape d'identification automatique des véhicules présente cependant deux problèmes principaux :

- Pour un véhicule donné, la forme de l'octogone peut varier d'une série d'images à l'autre. Le véhicule considéré peut être alors repéré par des identifiants différents dans le même jeu de données. Les portions de trajectoires devront être fusionnées pour obtenir la trajectoire globale du véhicule sur toute la section d'étude ;
- Deux véhicules très proches peuvent être assimilés à un unique véhicule. On obtient alors en sortie un octogone unique qui délimitera les contours des deux véhicules. La trajectoire obtenue n'aura pas de sens physique car elle représentera l'évolution temporelle du centre de gravité des deux véhicules.

Pour pallier ces deux problèmes, la quatrième et dernière étape de la procédure de traitement est une étape de correction manuelle des trajectoires brutes à l'aide d'une interface développée spécifiquement sous Matlab.

Pour des applications spécifiques, comme par exemple le calage des modèles qui nécessite dans certains cas une connaissance précise de l'évolution temporelle de la vitesse et de l'accélération, les trajectoires peuvent être éventuellement lissées pour corriger les erreurs de mesure. Les positions obtenues en sortie du processus de traitement des images sont bruitées. Les erreurs de mesure s'amplifient lorsque les trajectoires sont dérivées pour calculer le profil de vitesse ou le profil d'accélération. La figure 1.9 illustre non seulement un exemple de trajectoire mesurée sur la zone d'entrecroisement présentée à la figure 1.7a mais aussi les profils de vitesse brut et lissé associés. Il existe de nombreuses méthodes de redressement de données de trajectoires, des plus simples comme les moyennes glissantes, aux plus élaborées comme les splines avec optimisation bi-niveau. Un état de l'art détaillé des différentes méthodes de filtrage est proposé dans [Marczak 12]. Pour nos applications, dans le chapitre 2 notamment, nous choisirons une moyenne glissante symétrique exponentielle [Thiemann 08].



**Figure 1.9** – a) Exemple d'une trajectoire mesurée sur la zone d'entrecroisement décrite sur la figure 1.7 et b) profils de vitesse brut et lissé associés. Sur cet exemple, le profil de vitesse a été lissé par une moyenne glissante avec une fenêtre temporelle pondérée d'une largeur d'une seconde [Thiemann 08]

### 1.2.1.3 Lien entre échelles microscopique et macroscopique : caractérisation du trafic à l'échelle macroscopique à partir de trajectoires individuelles

Comme nous le précisons au début du paragraphe 1.2.1, les trajectoires des véhicules sont le principal outil pour caractériser le trafic dans une approche lagrangienne. Les variables macroscopiques et eulériennes du trafic que sont le débit et la concentration, peuvent être estimées en analysant les trajectoires individuelles des véhicules. Les trajectoires donnent en effet des informations très précises sur les positions des véhicules au cours du temps sur la section d'étude considérée. Il est donc très facile de positionner un observateur fixe sur la section d'étude pour déterminer les instants de passage des véhicules au droit de l'observateur et construire les courbes de véhicules cumulés et obtenir ainsi le débit en mesurant la pente des CVC.

Les trajectoires sont couramment représentées en exprimant la position en fonction du temps dans le plan  $(x, t)$ . [Edie 63] propose d'estimer très simplement le débit et la concentration en considérant une région A du plan  $(x, t)$  dont l'aire est notée  $|A|$ . Le débit  $q$  et la concentration  $k$  sont respectivement donnés par les expressions suivantes :

$$q = \frac{1}{|A|} \sum_{i=1}^n D_i \quad k = \frac{1}{|A|} \sum_{i=1}^n T_i \quad (1.4)$$

Où  $n$  est le nombre de véhicules traversant l'aire A,  $D_i$  est la distance parcourue par le véhicule  $i$  dans l'aire A et  $T_i$  est le temps nécessaire au véhicule  $i$  pour traverser l'aire A. Si  $q$  et  $k$  sont connus, l'équation de la mécanique des fluides présentée au paragraphe 1.1.1.1 permet d'estimer la vitesse moyenne du flux en écrivant  $v = \frac{q}{k}$

### 1.2.2 Caractérisation du trafic à l'échelle microscopique dans une approche en simulation

L'architecture d'un logiciel de simulation est principalement composée d'un module d'affectation et d'un module de calcul de l'écoulement.

Le module d'affectation permet de générer la matrice Origine/Destination (matrice OD) et de choisir les itinéraires que les usagers emprunteront sur le réseau étudié. La matrice OD représente la répartition, pour une période déterminée, de la demande entre les couples de points générateurs et destinataires de déplacements.

Le module de calcul de l'écoulement permet de reproduire le comportement de conduite des usagers. Il est principalement constitué :

- D'un modèle de poursuite qui reproduit le comportement d'un usager en réponse à une action du véhicule le précédant ;
- D'un modèle de changement de voie distinguant différents types de changements de voie :
  - Les changements de voie de confort lorsqu'un usager change de voie pour augmenter sa vitesse ;
  - Les changements de voie de courtoisie lorsqu'un usager change de voie pour faciliter par exemple l'insertion d'un second usager depuis une bretelle d'insertion sur un convergent autoroutier ;
  - Les changements de voie obligatoires comme par exemple les manœuvres d'insertion sur un convergent autoroutier ou une zone d'entrecroisement.

Dans ce paragraphe, nous nous concentrerons principalement sur le module de calcul de l'écoulement en présentant dans un premier temps les principales familles de modèles de poursuite puis en décrivant dans un deuxième temps les principes des modèles de changements de voie.

#### 1.2.2.1 Modèles de poursuite

En simulation, le comportement individuel des usagers peut être reproduit par des modèles microscopiques qui reproduisent d'une part le comportement de poursuite et d'autre part le comportement de changement de voie. Deux types de conduite peuvent être distingués dans les modèles de poursuite :

- Un type de conduite en situation fluide dans lequel un véhicule circule à sa vitesse désirée sans être contraint par le véhicule qui le précède, communément appelé leader ;
- Un type de conduite en situation congestionnée dans lequel un véhicule est contraint par son leader.

De nombreuses lois de poursuite ont été proposées dans la littérature. Nous pouvons notamment citer les modèles à distance de sécurité [Pipes 53, Kometani 59, Gipps 81], les modèles de réponse à un stimulus [Gazis 61, Edie 63, May 67, Heyes 72, Ceder 76], les modèles à vitesse optimale [Newell 61, Bando 95], le modèle de conducteur intelligent [Treiber 00] et les modèles d'automates cellulaires [Cremer 86, Nagel 92]. Un état de l'art et une description générale du fonctionnement des modèles sont proposés dans [Brackstone 99].

Pour nos approches en simulation, nous avons retenu le modèle de Newell [Newell 02], qui correspond à la résolution numérique en lagrangien du modèle LWR avec un diagramme fondamental triangulaire. Nous avons fait ce choix car le modèle de Newell et ses extensions (que nous présentons ultérieurement dans ce paragraphe) permettent de reproduire fidèlement l'écoulement du trafic [Leclercq 09]. Malgré ses différentes extensions, le modèle de Newell reste simple et donc facilement utilisable en pratique. De plus, les modèles complexes ne permettent pas de reproduire les phénomènes du trafic plus fidèlement que les modèles simples [Brockfeld 04].

L'expression du modèle de Newell indique que la position du véhicule  $i$  à l'instant  $t + \Delta t$  est le minimum de la position du véhicule  $i$  à l'instant  $t$  majorée de la distance parcourue pendant  $\Delta t$  à la vitesse fluide  $u$  et de la position du leader  $i - 1$  à l'instant  $t$  minorée de l'espacement minimal en congestion. L'expression du modèle est donc :

$$x_i^{t+\Delta t} = \min \left( \underbrace{x_i^t + u\Delta t}_{\text{fluide}}; \underbrace{x_{i-1}^t - w\Delta t}_{\text{congestion}} \right) \quad (1.5)$$

Le terme  $x_i^t + u\Delta t$  de l'équation 1.5 correspond au terme du modèle en situation fluide et le terme  $x_{i-1}^t - w\Delta t$  correspond au terme en situation congestionnée. En pratique, pour obtenir un schéma numérique exact, le modèle de Newell est résolu avec un pas de simulation  $\Delta t = \frac{1}{w\kappa}$  [Laval 07]. La version du modèle de Newell décrite par l'équation 1.5 suppose que l'accélération des véhicules est infinie. Les changements de vitesse sont donc instantanés. Pour pallier cette limite, [Leclercq 02, Giorgi 02] intègrent l'accélération bornée des véhicules dans le modèle de Newell. La formulation du modèle devient alors :

$$x_i^{t+\Delta t} = \min \left( \underbrace{x_i^t + \min(u, v_i^t + a\Delta t)\Delta t}_{\text{fluide}}; \underbrace{x_{i-1}^t - w\Delta t}_{\text{congestion}} \right) \quad (1.6)$$

La résolution du modèle sous cette forme crée des phénomènes de sur-anticipation lors de la gestion des changements de voie. En effet, si un véhicule s'insère devant son suiveur sur la voie cible à une distance inférieure à l'espacement minimal pour les conditions de trafic sur la voie cible, ce dernier va immédiatement s'arrêter. Pour éviter le phénomène de sur-anticipation (*overreaction effect*), [Laval 07] intègre le processus de relaxation dans le modèle de Newell. La relaxation est un phénomène physique qui intervient en congestion. Lorsqu'un véhicule effectue une manœuvre de changement de voie dans un écoulement congestionné, il peut accepter une distance inter-véhiculaire avec son prédécesseur plus faible que la distance d'équilibre. Le véhicule qui a changé de voie initiera alors un processus de relaxation pour revenir progressivement à une distance inter-véhiculaire d'équilibre. [Laval 07] intègre dans un cadre microscopique la variable macroscopique  $\Delta N_i$  correspondant à la différence de débit cumulé entre deux véhicules successifs. Le modèle de Newell étendu s'exprime finalement :

$$x_i^{t+\Delta t} = \min \left( \underbrace{x_i^t + \min(u, v_i^t + a\Delta t)\Delta t}_{\text{fluide}}; \underbrace{x_{i-1}^t + v_{i-1}^{t+\Delta t}\Delta t - \frac{\Delta N_i^{t+\Delta t}}{K(v_{i-1}^{t+\Delta t})}}_{\text{congestion}} \right) \quad (1.7)$$

Avec :

- $\Delta N_i^t$  la différence de débit cumulé entre deux véhicules consécutifs à l'instant  $t$  :

$$\Delta N_i^{t+\Delta t} = \min \left( 1; \Delta N_i^t \left( \frac{1}{K(v_{i-1}^t)} + (v_{i-1}^{t+\Delta t} - v_{i-1}^t + \epsilon)\Delta t \right) K(v_{i-1}^{t+\Delta t}) \right) \quad (1.8)$$

- $K(v)$  la concentration en congestion associée à la vitesse  $v$ .  $K(v)$  est donnée par le diagramme fondamental présenté au paragraphe 1.1.1.1 et s'exprime :

$$K(v) = \frac{w\kappa}{w + v} \quad (1.9)$$

$w$  est la vitesse maximale de remontée des ondes en congestion et correspond à la pente du diagramme fondamental en congestion (par convention, nous supposons que  $w$  est positif et que la pente du diagramme fondamental en congestion est  $-w$ ).  $\kappa$  est la concentration maximale qui correspond à la situation pour laquelle tous les véhicules sont à l'arrêt pare-choc contre pare-choc. Arguant du fait que le calage du modèle de relaxation de [Laval 07] n'est pas direct, [Duret 11] en propose une formulation strictement équivalente en travaillant non pas à partir de  $\Delta N_i$  mais à partir du débit de dépassement. Cette nouvelle variable, correspondant au temps que met un véhicule à réagir au changement de vitesse de son leader, est facilement mesurable dans des données de trajectoires réelles.

### 1.2.2.2 Modèles de changement de voie

Comme nous l'avons précisé précédemment, nous pouvons distinguer les changements de voie de confort (*discretionary lane changes*) des changements de voie obligatoires (*mandatory lane changes*).

#### *Modélisation des changements de voie de confort*

Les changements de voie de confort interviennent lorsqu'un conducteur estime que les conditions de trafic sur la voie cible sont plus avantageuses que les conditions de trafic sur sa voie de circulation actuelle. Les changements de voie de confort interviennent par exemple lors du dépassement d'un poids lourd qui circule moins vite que les véhicules particuliers ou pour rejoindre une voie dont la vitesse moyenne est plus élevée. Les changements de voie de confort sont modélisés suivant un processus en trois étapes [Knoop 14].

La première étape du processus se situe au niveau stratégique et correspond à la décision d'entreprendre ou non une manœuvre de changement de voie principalement pour augmenter la vitesse de circulation. Cette étape consiste à exprimer à chaque pas de temps la probabilité pour un usager de changer de voie afin d'optimiser sa trajectoire (gain de vitesse dépassement d'un poids-lourds). Les modèles actuels de changement de voie sont construits sur des processus décisionnels complexes qui intègrent jusqu'à 30 paramètres pour les plus compliqués [Gipps 86, Hidas 02, Hidas 05, Wagner 97, Ahmed 96].

La deuxième étape caractérise l'intérêt de changer de voie. Un conducteur qui a décidé de changer de voie à l'étape précédente, ne réalisera effectivement sa manœuvre qu'à la condition que la situation de trafic soit plus avantageuse sur la voie cible. Les modèles expriment principalement l'intérêt de changer de voie comme une fonction de la différence des vitesses pratiquées sur la voie cible et sur la voie origine. [Laval 06b, Laval 07]. Le modèle proposé dans

[Laval 07] est la formulation continue du modèle discret initialement proposé dans [Laval 06b]. La probabilité de changer de voie  $y$  est exprimée comme une fraction de véhicules par unité de temps souhaitant changer de voie. Cette probabilité est estimée en fonction de la différence entre les vitesses pratiquées respectivement sur la voie origine et sur la voie destination et un paramètre  $\tau$  représentant le temps que met un véhicule pour effectuer une manœuvre de changement de voie lorsque la voie d'origine est bloquée et la voie cible est congestionnée.

Enfin, la dernière étape du processus exprime la possibilité de réaliser le changement de voie en garantissant la sécurité des conducteurs. La théorie d'acceptation des créneaux est principalement implémentée pour modéliser l'exécution des changements de voie. Cette théorie stipule que si le créneau d'insertion sur la voie cible est supérieur à une valeur seuil propre à chaque conducteur, alors le créneau proposé est accepté et la manœuvre est réalisée. Nous présenterons plus en détails les hypothèses de la théorie d'acceptation des créneaux dans le paragraphe suivant après avoir présenté les modèles de changements de voie obligatoires.

### *Modélisation des changements de voie obligatoires*

Les changements de voie obligatoires interviennent principalement sur les discontinuités du réseau routier lorsque les usagers sont obligés de changer de direction. Plusieurs techniques ont été développées pour modéliser ces changements de voie notamment sur les convergents autoroutiers. Si la majorité des modèles est bâtie sur la théorie d'acceptation des créneaux, des approches utilisant la théorie des jeux ou des choix discrets ont aussi été développées.

Dans le processus de changement de voie, le créneau d'insertion est un écart spatial ou temporel, entre deux véhicules circulant sur la voie cible, dans lequel le véhicule souhaitant changer de voie peut effectuer sa manœuvre. La durée d'un créneau d'insertion temporelle est la différence entre les instants de passage du leader et du suiveur potentiels sur la voie cible en un point donné de la section d'étude. La longueur d'un créneau d'insertion spatial est la distance nette (de pare-choc à pare-choc) entre le leader et le suiveur potentiels sur la voie cible à un instant donné. La théorie d'acceptation des créneaux repose sur le principe que chaque conducteur admet un créneau d'insertion critique. Ce créneau critique dépend notamment des caractéristiques du conducteur, des caractéristiques du véhicule, de la conception de l'infrastructure et des conditions de trafic. Si un conducteur rencontre sur la voie cible un créneau d'insertion dont la longueur est supérieure au créneau critique, alors le créneau proposé sera accepté. Dans le cas contraire, il sera rejeté [Barcelo 10]. Les premiers modèles d'insertion bâtis sur la théorie d'acceptation des créneaux simplifiaient les interactions entre les véhicules en supposant que les véhicules souhaitant s'insérer depuis la voie d'insertion n'influençaient pas le trafic sur la section courante [Michaels 89, Yang 96, Lee 06].

Les simulateurs courants, comme par exemple Aimsun ou Vissim, sont souvent construits sur des modèles très simples d'acceptation des créneaux [Xiao 05]. Le modèle exact de Vissim n'est pas spécifié. Mais le paramètre d'agressivité des conducteurs, qui peut être modifié par l'utilisateur [Bloomberg 00], permet de modifier le comportement d'insertion notamment lorsque les conducteurs arrivent à la fin de la bretelle d'insertion [PTV 08]. Le modèle d'insertion d'Aimsun peut-être assimilé au modèle de changements de voie de Gipps [Barcelo 05], avec des temps d'attente plus élevés [Hidas 05] et avec des paramètres supplémentaires (temps de

réaction, temps d'attente maximum sur la voie d'insertion) pour reproduire la nécessité grandissante de changer de voie lorsque les conducteurs approchent de la fin de la voie d'insertion. Aucun des outils de simulation commercialisés ne reproduit fidèlement le comportement d'insertion en congestion sur les convergents autoroutiers [Sarvi 07]. PARAMICS sous-estime en effet la capacité alors qu'Aimsun et Vissim suppriment des véhicules qui cherchent à s'insérer depuis la bretelle après un certain temps d'attente.

Certains modèles construits sur la théorie d'acceptation des créneaux, ont en outre été spécifiquement développés pour reproduire les changements de voie coopératifs [Hidas 02, Hidas 05] et les changements de voie forcés [Ahmed 99, Rao 06]. La coopération est reproduite dans [Hidas 05] en modélisant la décision du véhicule circulant sur la section principale, juste derrière le véhicule souhaitant s'insérer, de céder ou non la priorité à ce dernier. [Choudhury 07] présente une formulation explicite du créneau d'insertion critique en fonction de nombreux paramètres. Les auteurs incluent la décision d'initier des changements coopératifs dans le processus décisionnel du véhicule souhaitant s'insérer (à la différence de [Hidas 05]). Dans cette approche, la prise en compte d'un créneau d'insertion cible et de l'ajustement en conséquence des vitesses pour atteindre ce créneau cible permettrait de mieux reproduire le comportement d'insertion sur les convergents autoroutiers. Cependant, de nombreux paramètres du modèle de changement de voie proposé dans [Choudhury 07] sont difficiles à estimer et ne semblent pas significatifs pour reproduire le comportement d'insertion.

[Kita 99, Kita 02] ont été parmi les premiers à modéliser les interactions entre les véhicules lors du processus d'insertion comme un jeu. Chaque véhicule impliqué dans le processus d'insertion détermine ses actions en considérant les alternatives offertes aux autres véhicules. Le processus décisionnel est principalement basé sur le risque de collision. De plus, les vitesses des véhicules sont supposées constantes et les interactions entre les véhicules ne débutent qu'à partir du moment où les véhicules ont commencé le processus de collaboration. [Wang 05] améliore le modèle initialement proposé dans [Kita 02] en y incorporant explicitement les actions initiées sur la section courante et la distance à la fin de la bretelle d'insertion. Dans ce modèle, les probabilités d'initier des changements de voie coopératifs ou de courtoisie suivent des distributions binomiales. [Liu 07] propose un modèle construit sur la théorie des jeux plus abouti. Les auteurs incorporent en effet des lois comportementales plus réalistes et supposent que les vitesses des véhicules varient lors du processus d'insertion. Les véhicules circulant sur la section courante cherchent à maintenir leur comportement de poursuite d'équilibre en limitant les variations de vitesse alors que les véhicules souhaitant s'insérer cherchent à effectuer leur manœuvre le plus vite possible en respectant les règles de sécurité. L'inconvénient de ce modèle réside dans le fait que le jeu n'implique que les véhicules souhaitant s'insérer et les véhicules circulant juste derrière eux sur la section courante.

Par rapport aux modèles basés sur la théorie d'acceptation des créneaux ou sur la théorie des jeux, les modèles de choix discrets n'ont été que très peu développés. Nous pouvons cependant citer [Kondyli 11] qui propose un modèle décomposé en un modèle d'acceptation de créneau, un modèle de décélération (un pour les changements de voie d'insertion libres et un pour les changements de voie d'insertion coopératifs) et un modèle de turbulences.

Modèle	Vitesse moyenne sur la section principale	Vitesse instantanée du véhicule s'insérant	Vitesse instantanée du suiveur sur la voie cible	Vitesse instantanée du leader sur la voie cible	Différence entre la vitesse moyenne sur la section principale et la vitesse instantanée du véhicule s'insérant	Différence entre la vitesse instantanée du leader sur la voie cible et la vitesse instantanée du véhicule s'insérant	Différence entre la vitesse instantanée du suiveur sur la voie cible et la vitesse instantanée du véhicule s'insérant	Accélération du véhicule s'insérant	Accélération du suiveur sur la voie cible	Accélération du leader sur la voie cible	Distance à la fin de la bretelle d'insertion	Agressivité du suiveur sur la voie cible	Caractéristiques du véhicule s'insérant	Temps de réaction	Temps maximum de cédez-le-passage	Distance de sécurité	Accélération maximale acceptable pour le véhicule s'insérant et son suiveur sur la voie cible
[Ahmed 99]		×	×	×							×						
[Lee 06]	×	×		×					×		×						
[Rao 06]	×	×		×					×		×						
[Choudhury 07]					×	×	×	×	×		×						
[Hidas 02]		×	×	×				×	×	×							
[Hidas 05]		×	×	×				×	×			×	×				
Aimsun [Barcelo 05]														×	×		
Vissim [PTV 08]	×	×														×	×

**Tableau 1.1** – Facteurs influençant le créneau d'insertion critique [Marczak 13b]

### 1.2.2.3 Formulation théorique des créneaux d'insertion critiques dans les modèles de changement de voie

Le paragraphe précédent nous a permis de montrer que la majorité des changements de voie, qu'ils soient discrets ou obligatoires sont construits sur la théorie d'acceptation des créneaux. Cette théorie stipule que chaque conducteur admet un créneau d'insertion critique. Si un conducteur expérimente un créneau d'insertion dont la longueur est supérieure au créneau d'insertion critique alors il l'acceptera. Dans le cas contraire, il le rejettera. Nous proposons ici une revue bibliographique des formulations théoriques des créneaux d'insertion critiques.

[Ahmed 99, Lee 06, Rao 06, Choudhury 07] sont les seuls papiers référencés dans le Tableau 1.1 décrivant explicitement la formulation théorique du créneau d'insertion critique. Comme [Choudhury 07] est construit sur les résultats de [Ahmed 99, Lee 06, Rao 06] et propose la formulation la plus explicite, nous retenons la formulation de ce papier pour la comparer aux observations empiriques que nous effectuerons dans le chapitre 2. [Choudhury 07] propose non seulement une distinction entre changement de voie normal, de courtoise ou forcé mais propose aussi de distinguer le créneau d'insertion avant  $G_{nt}^{iLead}$  du créneau d'insertion arrière  $G_{nt}^{iLag}$ .

$G_{nt}^{iLead}$  est défini comme la distance nette entre le véhicule qui souhaite s'insérer et son leader potentiel sur la voie cible.  $G_{nt}^{iLag}$  est défini comme la distance nette entre le suiveur potentiel sur la voie cible et le véhicule qui souhaite s'insérer. Les formulations explicites de  $G_{nt}^{iLag}$  et  $G_{nt}^{iLead}$  sont données par :

$$G_{nt}^{iLead} = \exp \left( \begin{array}{l} \gamma^{ilead} + \frac{1.32}{1 + \exp(0.42 + 0.355v_n)} d_{nt} + 0.521 \left( 1 + \frac{1}{1 + \exp(-\max(0, \Delta V_{nt}^{avg}))} \right) \\ -0.505 \min(0, \Delta V_{nt}^{lead}) + \alpha_{nt}^{ilead} v_n + \epsilon_{nt}^{ilead} \end{array} \right) \quad (1.10)$$

$$G_{nt}^{iLag} = \exp \left( \begin{array}{l} \gamma^{ilag} + \frac{0.439}{1 + \exp(0.0242 + 0.00018v_n)} d_{nt} + 0.208 \max(0, \Delta V_{nt}^{lag}) \\ +0.184 \min(0, \Delta V_{nt}^{lag}) + 0.0545 \max(0, a_{nt}^{lag}) + \alpha_{nt}^{ilag} v_n + \epsilon_{nt}^{ilag} \end{array} \right) \quad (1.11)$$

Avec :

- $i$  qui représente le type de changement de voie.  $i$  peut donc prendre trois valeurs : normal, courtoisie ou forcé ;
- $\gamma^{ilead}$  et  $\gamma^{ilag}$  qui représentent respectivement les créneaux d'insertion avant et arrière pour le type d'insertion  $i$  ;
- $d_{nt}$  la distance restante par rapport à la fin de la bretelle ;
- $\Delta V_{nt}^{avg}$  la différence entre la vitesse moyenne pratiquée sur la voie cible et la vitesse du véhicule qui souhaite s'insérer ;
- $\Delta V_{nt}^{lead}$  (resp.  $\Delta V_{nt}^{lag}$ ) la vitesse relative entre le leader potentiel (resp. le suiveur potentiel) et le véhicule qui souhaite s'insérer ;
- $a_{nt}^{lag}$  l'accélération du suiveur potentiel ;
- $\epsilon_{nt}^{ilead}$  et  $\epsilon_{nt}^{ilag}$  des termes d'erreur :  $\epsilon_{nt}^{ilead} \sim \mathcal{N}(0, \sigma_{ilead}^2)$ ,  $\epsilon_{nt}^{ilag} \sim \mathcal{N}(0, \sigma_{ilag}^2)$

Cette formulation est confrontée aux observations empiriques dans le chapitre 2 pour évaluer la pertinence de la théorie d'acceptation des créneaux à reproduire le comportement d'insertion des usagers à l'échelle microscopique.

### 1.3 Conclusion du chapitre

Ce premier chapitre nous a permis de présenter l'ensemble des outils théoriques et expérimentaux utilisés dans cette thèse. Nous avons présenté dans un premier temps les moyens de caractériser le trafic comme un flux de véhicules à l'échelle macroscopique. Les notions de débit, de concentration, de vitesse moyenne du flux et de diagramme fondamental ont été introduites. Nous avons également présenté le modèle LWR dont la théorie sera la base des développements analytiques présentés dans le chapitre 3.

Dans un deuxième temps, les outils permettant de caractériser le trafic à l'échelle microscopique ont été présentés. Nous avons décrit en particulier les données de trajectoire et une technique de mesure pour les obtenir. Les modèles de poursuite et de changement de voie existants ont été ensuite synthétisés. Nous avons particulièrement insisté sur la théorie d'acceptation des créneaux qui est le fondement théorique de nombreux modèles de changements de voie qu'ils soient de confort ou obligatoires. Une formulation des créneaux d'insertion critiques en fonction de la configuration de la voie d'insertion et des caractéristiques des conducteurs a été détaillée. Cette formulation sera confrontée dans le chapitre 2 aux observations empiriques pour vérifier

la pertinence de la théorie d'acceptation des créneaux à reproduire le comportement d'insertion à l'échelle microscopique.

La structure adoptée dans ce premier chapitre distingue les modèles macroscopiques des modèles microscopiques [Buisson 96]. Or cette caractérisation des modèles de trafic n'est plus pertinente au regard des travaux récents sur la dualité [Daganzo 06a, Leclercq 07b]. Une classification plus pertinente des modèles de trafic a été initiée dans [Bourrel 03]. Elle est fondée sur la loi régissant les interactions entre les véhicules et distingue les modèles à loi comportementale individualisée des modèles à loi comportementale moyenne.



## Chapitre 2

# Analyse phénoménologique du processus de changement de voie basée sur l'observation empirique

Le chapitre 1 décrit les outils théoriques et expérimentaux mis en œuvre dans le cadre de cette thèse. Nous y avons notamment présenté les zones d'étude et les méthodes de collecte des données. Nous proposons dans ce chapitre une analyse phénoménologique, basée sur l'observation empirique, du comportement de changement de voie sur les zones d'étude présentées dans le chapitre 1. Nous réaliserons cette étude en utilisant les données de trajectoires qui permettent une analyse précise des comportements individuels. Les résultats de l'approche empirique sont primordiaux car :

- Ils apportent des éclairages sur les mécanismes du trafic routier ;
- Ils alimentent les modèles de trafic pour garantir que ces derniers reproduisent fidèlement les phénomènes du trafic routier ;
- Ils permettent également de valider les outils de simulation pour en favoriser le déploiement opérationnel.

Nous nous concentrons principalement dans ce chapitre sur les changements de voie obligatoires. Le premier paragraphe présente les résultats obtenus sur les convergents autoroutiers alors que le deuxième paragraphe détaille les résultats de l'analyse réalisée sur la zone d'entrecroisement.

### 2.1 Étude du comportement d'insertion sur deux convergents autoroutiers

Les résultats présentés dans ce paragraphe ont fait l'objet d'une communication au congrès international ISTTT (*International Symposium on Transportation and Traffic Theory*), figurant parmi les plus sélectifs dans le domaine, [Marczak 13a] puis d'une publication en revue dans *Transportation Research Part C : Emerging Technologies* [Marczak 13b].

### 2.1.1 Revue de la littérature sur l'analyse empirique des changements de voie d'insertion sur les convergents autoroutiers

L'analyse phénoménologique du comportement d'insertion à l'échelle microscopique s'appuie principalement sur des données trajectoires. Comme nous l'avons précisé dans le chapitre 1, une trajectoire décrit les positions longitudinales et latérales d'un véhicule au cours du temps. Les trajectoires peuvent être mesurées soit en équipant les véhicules de GPS, soit à partir d'enregistrements vidéo. Les tableaux 2.1 et 2.2, issus de [Marczak 13b], présentent une synthèse des études empiriques réalisées sur le comportement d'insertion en distinguant les études utilisant des enregistrements vidéo des études utilisant des véhicules équipés de GPS.

Article	[Hidas 05]	[Choudhury 07]	[Sarvi 07]	
Localisation	Sydney (Aus.)	I-80 Emeryville, US-101 Los Angeles (USA)	Tokyo	
Conditions de trafic	Congestion	Congestion	Congestion	
Nombre de voie sur la section courante (sur la bretelle d'accès)	Non renseigné	6(1)	2(2)	
Technique de mesure	Enregistrement vidéo	Enregistrement vidéo	Enregistrement vidéo	Véhicules instrumentés
Nombre d'insertions observées	73	Non renseigné	200	Non renseigné
Nombre de conducteurs différents	73 VL	Non renseigné	159 VL, 41 PL	Non renseigné
Durée des mesures	4 h	3*15 min	8 h	Non renseigné
Période d'acquisition des données	0.2 s	0.1 s	0.15 s	Non renseigné
Précision des mesures	1 m	1 m	Non renseigné	Non renseigné
Variables analysées	L, S, M : V instantanée, V relative, créneaux	L, S, M : X, V et A instantanée, V relative, créneaux, position longitudinale de l'insertion	L, S, M : X, V et A instantanées	L, S, M : V moyennes sur deux zones du convergent

**Tableau 2.1** – Articles utilisant principalement des enregistrements vidéo pour étudier le comportement d'insertion. *L*, *S* et *M* caractérisent respectivement le leader, le suiveur et le véhicule qui s'insère depuis la bretelle d'accès. *X*, *V* et *A* sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération. *RA* signifie régulation d'accès. Le tableau est extrait de [Marczak 13b]

Article	[Kondyli 10, Kondyli 11]	[Wu 07]
Localisation	I-95 Jacksonville (USA)	M27 Jonction 11, Southampton (UK)
Conditions de trafic	273 convergents fluides et 42 en congestion	Principalement fluides
Nombre de voie sur la section courante (sur la bretelle d'accès)	3(1 ou 2 selon le convergent)	3(2)
Technique de mesure	Véhicules instrumentés	Enregistrement vidéo (11 caméras) Véhicules instrumentés
Nombre d'insertions observées	315	Caméras utilisées pour analyser le trafic sur la section principale 78 sans RA et 88 avec RA
Nombre de conducteurs différents	31	Non renseigné
Durée des mesures	31*1 h	2*14 jours (avec et sans RA)
Période d'acquisition des données	0.5 s	0.1 s
Précision des mesures	Non renseigné	Non renseigné
Variables analysées		

**Tableau 2.2** – *Articles utilisant principalement des véhicules instrumentés pour étudier le comportement d'insertion. L, S et M caractérisent respectivement le leader, le suiveur et le véhicule qui s'insère depuis la bretelle d'accès. X, V et A sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération. RA signifie régulation d'accès. Le tableau est extrait de [Marczak 13b]*

Le développement et le calage de modèles de changement de voie ont été les objectifs principaux des études empiriques réalisées précédemment. Leurs auteurs se sont principalement attachés à reproduire en simulation le comportement d'insertion sur la base des analyses phénoménologiques. Ils ont cherché notamment à caractériser une longueur limite de créneau d'insertion, propre à chaque conducteur, au-delà de laquelle tout créneau proposé sur la voie cible est accepté par le conducteur souhaitant s'insérer [Hidas 05, Choudhury 07, Kondyli 10, Kondyli 11]. Rappelons que le créneau d'insertion est un écart inter-véhiculaire, spatial ou temporel, sur la voie cible dans lequel un véhicule souhaitant changer de voie peut réaliser sa manœuvre.

[Sarvi 07] décrit les phases d'accélération et de décélération lors du processus d'insertion. Les auteurs ont combiné des informations mesurées à partir de GPS et d'enregistrements vidéo pour caler un modèle permettant de reproduire le comportement d'accélération et de décélération des conducteurs pendant le processus de changement de voie. Cependant, les conclusions ont été obtenues à partir d'un échantillon de taille réduite (moins de 200 trajectoires), soulevant ainsi la question de leur représentativité statistique. Une étude plus récente de trajectoires d'insertion mesurées pendant 35 min aux Pays-Bas a en effet souligné la grande variabilité des comportements individuels au droit des convergents autoroutiers [Daamen 10]. Si [Daamen 10] évoque le fait que certains créneaux acceptables sont rejetés, aucune des études précédentes ne

propose une analyse plus approfondie des créneaux d'insertion rejetés.

Les recherches mentionnées précédemment utilisent des données mesurées sur un unique site d'étude. [Kondyli 10] présente effectivement des données mesurées sur cinq convergents autoroutiers. Mais les zones d'étude sont en fait situées sur la même autoroute et dans la même ville. Les comportements d'insertion varient d'un individu à l'autre [Daamen 10] ou lors de l'activation d'une mesure de régulation du trafic [Wu 07]. Ils peuvent également varier d'un pays à l'autre à cause, par exemple, de conceptions routières différentes ou de différences culturelles. Cependant, aucune étude n'a été réalisée pour comparer des jeux de données conséquents mesurés sur des sites différents et valider cette hypothèse. Nous proposons ainsi dans les paragraphes suivants une comparaison des jeux de données mesurés sur les convergents présentés dans le paragraphe 1.2.1.1 en distinguant non seulement les créneaux d'insertion acceptés mais aussi les créneaux d'insertion rejetés.

### 2.1.2 Définitions des variables analysées et cadre de l'étude

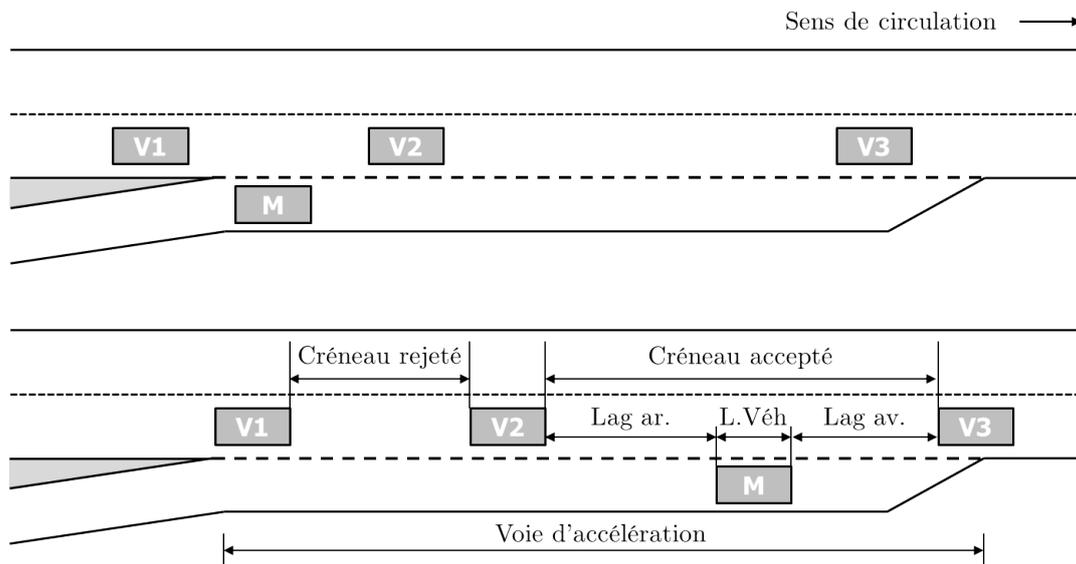


Figure 2.1 – Définitions des variables étudiées dans le cadre de l'analyse empirique

Dans un premier temps, nous définissons les variables utilisées dans l'analyse des données. Nous considérons la situation présentée sur la figure 2.1. Un véhicule noté  $M$  souhaite s'insérer depuis la voie d'insertion. Il va dépasser l'écart proposé entre les véhicules  $V1$  et  $V2$  pour finalement s'insérer entre les véhicules  $V2$  et  $V3$ . L'écart entre les véhicules  $V1$  et  $V2$  sera qualifié de créneau d'insertion rejeté. L'écart entre les véhicules  $V2$  et  $V3$  sera qualifié de créneau d'insertion accepté car le véhicule  $M$  va effectivement y réaliser sa manœuvre de changement de voie. Les véhicules évoluant dans le temps et l'espace, il est nécessaire de définir un instant de mesure des créneaux d'insertion, qu'ils soient acceptés ou rejetés. Dans la situation illustrée sur la figure 2.1, le créneau rejeté est mesuré à l'instant auquel le véhicule  $M$  arrive à la hauteur du véhicule  $V1$ . Le créneau d'insertion accepté est mesuré à l'instant d'insertion qui correspond à l'instant particulier auquel le centre de gravité du véhicule  $M$  est situé sur la ligne discontinue entre la voie d'insertion et la voie de droite de la section courante [Daamen 10]. La

position du véhicule  $M$  à l'instant d'insertion est définie comme la position d'insertion. Cette position est mesurée par rapport au début de la ligne discontinue entre la section principale et la bretelle d'insertion. De même, la vitesse instantanée du véhicule  $M$  à l'instant d'insertion est définie comme la vitesse d'insertion. En pratique, les données étant bruitées (voir figure 1.9), nous utilisons une moyenne glissante sur une fenêtre temporelle d'une seconde centrée sur l'instant d'insertion pour calculer la vitesse instantanée à cet instant [Thiemann 08].

Afin d'analyser le comportement d'insertion, nous proposons le cadre conceptuel décrit sur la figure 2.2. Dans ce cadre, la décision de changer de voie dépend des créneaux d'insertion proposés sur la voie cible, de la configuration géométrique de la voie d'insertion et des caractéristiques du véhicule souhaitant s'insérer. Les créneaux d'insertion proposés dépendent quant à eux, des conditions de trafic sur la voie cible, des caractéristiques des véhicules circulant sur la voie cible et du comportement de courtoisie ou de changement de voie coopératif des véhicules circulant sur la voie cible. La décision de s'insérer se traduira finalement par un créneau accepté ou rejeté. Si le véhicule souhaitant changer de voie décide de s'insérer, sa manœuvre modifiera consécutivement les conditions de trafic sur la voie cible. Cela n'aura pas d'influence sur le processus décisionnel du véhicule considéré mais pourra modifier le comportement d'insertion des véhicules suivants.

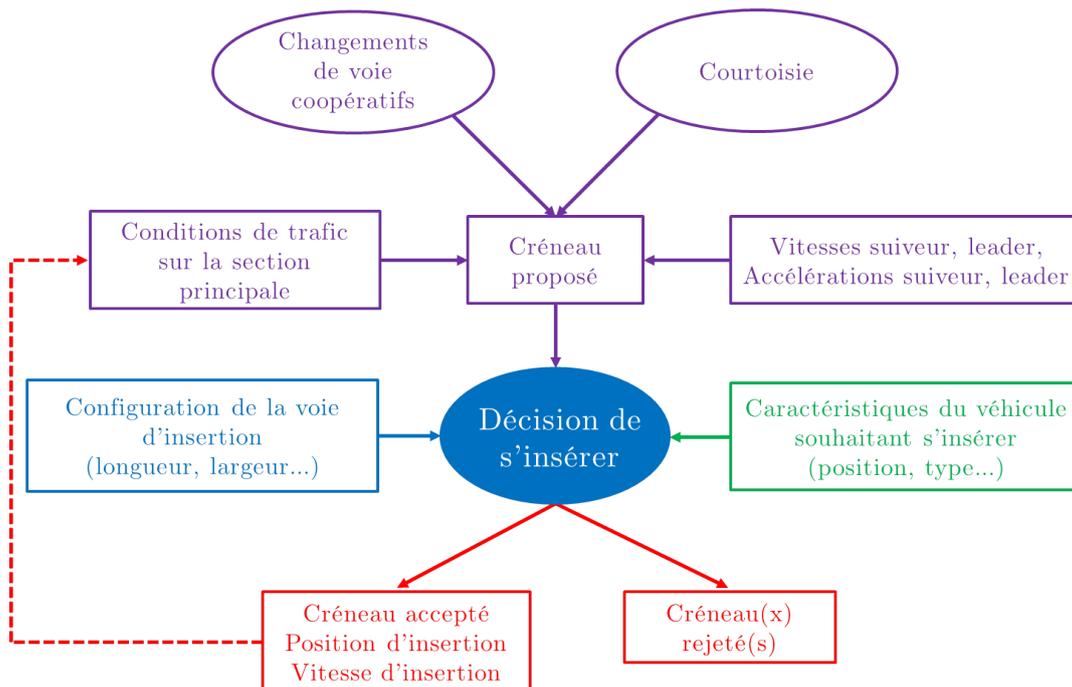
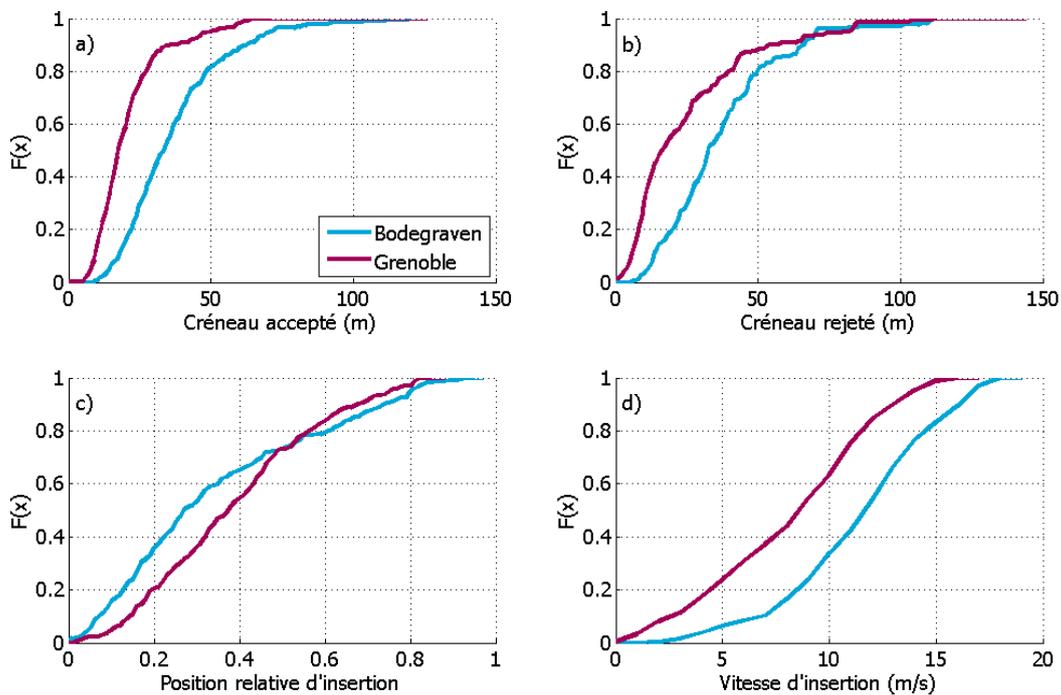


Figure 2.2 – Cadre d'analyse du comportement d'insertion sur un convergent autoroutier

### 2.1.3 Statistiques descriptives, premières comparaisons des jeux de données

Pour déterminer dans quelle mesure le comportement d'insertion est différent sur les deux sites d'étude, nous commençons l'analyse en présentant les distributions cumulées des longueurs des créneaux acceptés et rejetés, des positions relatives d'insertion et des vitesses d'insertion pratiquées, voir figure 2.3. Comme nous l'avons évoqué dans le chapitre 1, la bretelle d'insertion est plus longue à Bodegraven qu'à Grenoble. Nous avons donc normalisé sur la figure 2.3c les

positions d'insertion par rapport à la longueur totale des bretelles d'insertion pour pouvoir effectuer des comparaisons entre les deux sites d'étude.



**Figure 2.3** – Probabilités cumulées a) des créneaux acceptés, b) des créneaux rejetés, c) des positions relatives d'insertion et d) des vitesses pratiquées au moment de l'insertion

Les créneaux d'insertion acceptés et rejetés par les véhicules qui s'insèrent sont plus longs à Bodegraven qu'à Grenoble. Seuls les créneaux acceptés les plus longs sont similaires sur les deux sites d'étude. La figure 2.3c montre que les positions d'insertion sont davantage distribuées le long de la bretelle d'insertion à Bodegraven qu'à Grenoble où les véhicules semblent changer de voie vers le milieu de la voie d'accélération. Concernant la vitesse d'insertion, la forme des distributions cumulées est identique pour les deux jeux de données. Cependant les vitesses d'insertion pratiquées à Bodegraven sont plus élevées de 3 m/s que les vitesses d'insertion pratiquées à Grenoble. Les conditions de trafic sont en effet davantage dégradées à Grenoble qu'à Bodegraven.

La figure 2.4 illustre la relation entre les créneaux d'insertion acceptés et les vitesses pratiquées aux instants d'insertion. La figure 2.4 confirme que les conditions de trafic sont davantage dégradées à Grenoble qu'à Bodegraven. Les observations à Bodegraven sont en effet plus concentrées dans la partie droite de la figure, pour les valeurs élevées de vitesse.

Les créneaux d'insertion acceptés semblent augmenter avec la vitesse. Lorsque les conditions de trafic sont plus fluides, la concentration diminue et les écarts inter-véhiculaires sont donc en moyenne plus élevés. On peut également observer que le nuage de points est davantage dispersé pour les valeurs élevées de la vitesse soulignant ainsi l'augmentation de la variabilité des comportements individuels lorsque les conditions de trafic se fluidifient.

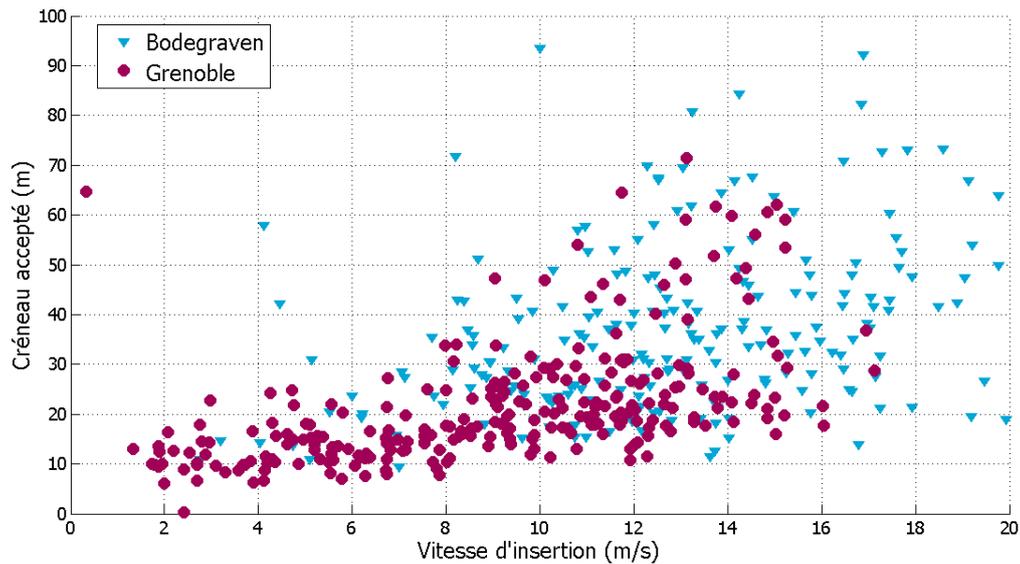


Figure 2.4 – Évolution des créneaux d'insertion en fonction de la vitesse d'insertion

La figure 2.5 présente l'évolution de la vitesse d'insertion en fonction de la position relative d'insertion. Comme nous l'avons précisé précédemment, la position a été normalisée car la longueur de la voie d'insertion est différente sur les deux sites d'étude. Nous pouvons observer une grande variabilité des vitesses d'insertion en fonction de la position relative d'insertion. En particulier, nous pouvons remarquer que les vitesses d'insertion ne diminuent pas lorsque les conducteurs changent de voie à la fin de la bretelle d'insertion. Les vitesses pratiquées au moment de l'insertion sont davantage liées aux conditions de trafic sur la voie cible qu'à la position des changements de voie. Cette observation est importante car elle permettra de comparer la théorie d'acceptation des créneaux aux observations empiriques dans la suite du paragraphe.

Nous avons expliqué dans le paragraphe 1.2.2.3 que la théorie d'acceptation des créneaux stipule que chaque conducteur admet un créneau d'insertion critique au-delà duquel un créneau expérimenté sur la voie cible est accepté. En conséquence, les créneaux rejetés sont plus courts que les créneaux effectivement acceptés. Ce point a déjà été réfuté empiriquement dans [Daamen 10]. La théorie d'acceptation des créneaux stipule également que si aucun créneau sur la voie cible n'est supérieur à la valeur critique, les véhicules vont atteindre la fin de la bretelle sans avoir changé de voie. Cette conséquence est clairement visible dans les outils de simulation dans lesquels des files d'attente se créent à la fin de la bretelle d'insertion principalement quand les conditions de trafic se dégradent [Bloomberg 00]. La figure 2.5 montre clairement que la vitesse d'insertion ne diminue pas lorsque les conducteurs se rapprochent de la fin de la bretelle d'insertion (ce qui devrait être la conséquence de la formation d'une file d'attente sur la bretelle d'insertion). L'étude des enregistrements vidéo montre également que, même en congestion, les véhicules arrivent à s'insérer sans être temporairement à l'arrêt à la fin de la bretelle d'insertion.

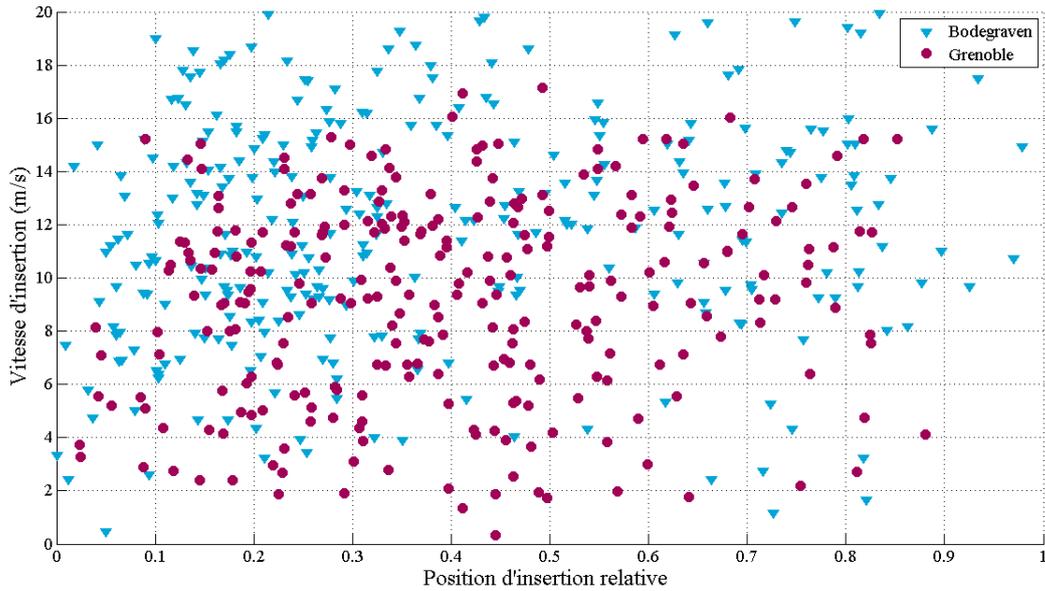


Figure 2.5 – Évolution de la vitesse d'insertion en fonction de la position relative d'insertion

La figure 2.6 décrit l'évolution des créneaux d'insertion acceptés et rejetés en fonction de la position par rapport à la fin de la bretelle d'insertion. Les figures 2.6a et 2.6b illustrent respectivement les résultats de l'analyse des données collectées à Bodegraven et à Grenoble. Les points et les triangles représentent respectivement les créneaux d'insertion acceptés et les créneaux d'insertion rejetés.

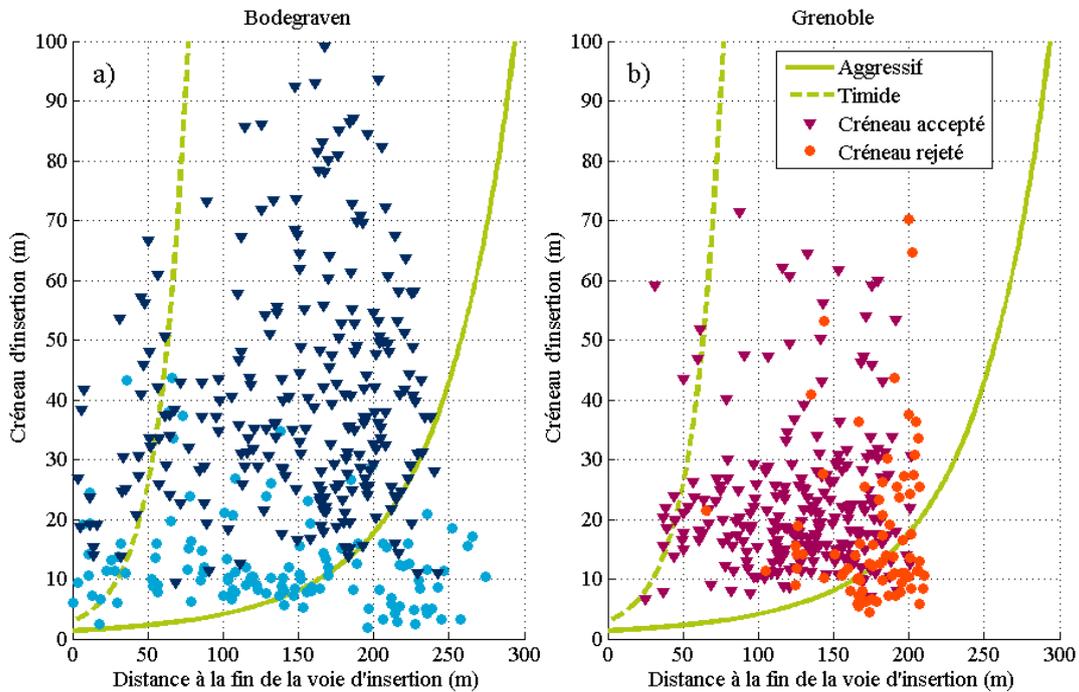
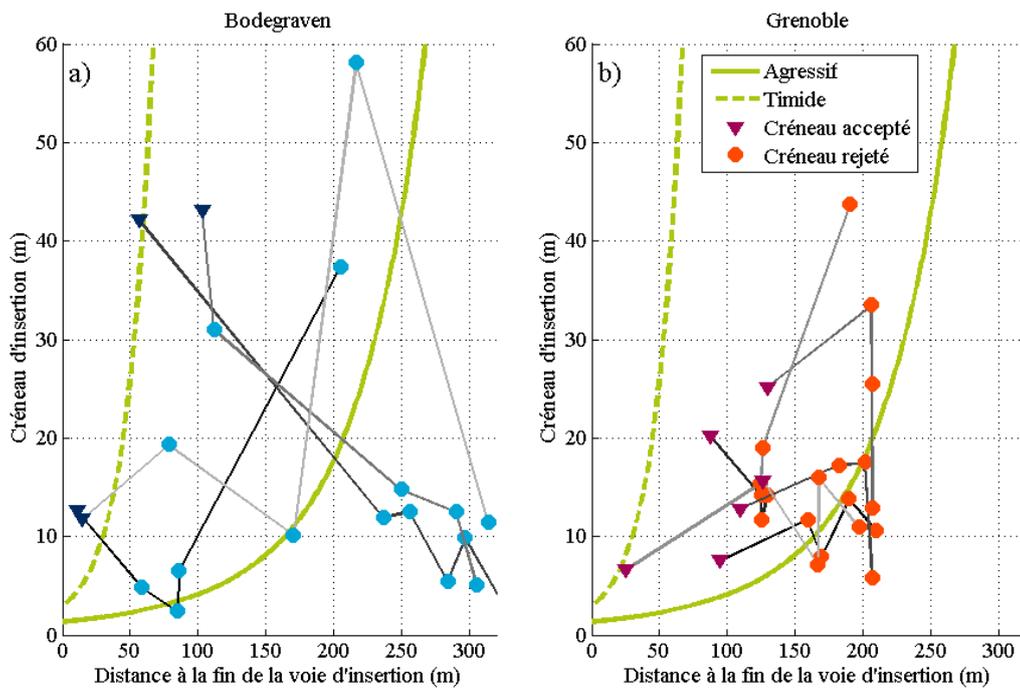


Figure 2.6 – Évolution des créneaux d'insertion en fonction de la position d'insertion par rapport à la fin de la bretelle et comparaison avec le modèle théorique proposé dans [Choudhury 07]

Nous pouvons observer dans un premier temps sur les figures 2.6a et 2.6b qu'il est difficile de retenir une valeur seuil pour séparer distinctement les créneaux acceptés des créneaux rejetés. Les créneaux acceptés semblent toutefois plus longs que les créneaux rejetés à Bodegraven. A Grenoble, les créneaux maximum rejetés sont du même ordre de grandeur que les créneaux maximum acceptés. A Bodegraven, les créneaux rejetés sont dispersés tout le long de la voie d'insertion alors qu'ils semblent davantage concentrés au début de celle-ci à Grenoble.

Nous avons également superposé sur les figures 2.6a et 2.6b, les courbes théoriques données dans [Choudhury 07] et présentées aux équations 1.10 et 1.11. La théorie d'acceptation des créneaux stipule que tous les créneaux d'insertion situés sous la courbe continue (resp. en pointillés) sont inférieurs au créneau d'insertion critique et devraient être en conséquence rejetés par un conducteur agressif (resp. timide). De plus, tous les créneaux situés au-dessus des courbes devraient être théoriquement acceptés. Même s'il est difficile de distinguer dans les données un conducteur agressif d'un conducteur timide, les figures 2.6a et 2.6b montrent clairement que les courbes théoriques ne permettent pas de distinguer les créneaux d'insertion acceptés des créneaux d'insertion rejetés.



**Figure 2.7** – Évolution de la longueur des créneaux d'insertion proposés pour un échantillon de véhicules considérés individuellement

Les résultats présentés sur les figures 2.6a et 2.6b ont été obtenus en agrégeant l'ensemble des observations dans un unique jeu de données. Pour affiner la comparaison entre les observations et les valeurs théoriques des créneaux d'insertion et pour répondre à une question posée lors de la présentation de l'article [Mahmassani 13], nous avons extrait du jeu de données un échantillon de véhicules qui rejettent au minimum quatre créneaux avant de s'insérer dans le cinquième créneau proposé sur la section courante. Les résultats sont présentés sur la figure 2.7. Nous pouvons constater que les véhicules qui passent en revue plusieurs créneaux d'insertion changent

de voie à la fin de la bretelle d’accès. En outre, le créneau finalement accepté ne correspond pas forcément au créneau le plus long expérimenté par les véhicules de l’échantillon considéré.

Les observations réalisées dans ce paragraphe sur l’ensemble des observations (figure 2.6) et sur l’échantillon de véhicules considérés individuellement (figure 2.7) questionnent donc la pertinence de la théorie d’acceptation des créneaux pour reproduire le comportement d’insertion à l’échelle microscopique. De plus, même si les résultats de la théorie d’acceptation des créneaux étaient conformes aux observations empiriques, cette dernière serait difficile à implémenter dans le cadre analytique présenté dans le chapitre 3. Ainsi, afin de pallier les limites de la théorie d’acceptation des créneaux, nous proposerons dans le paragraphe suivant un modèle simple pour reproduire les changements de voie. Ce modèle consistera simplement à exprimer la probabilité de changer de voie en fonction de la position longitudinale le long de la bretelle d’insertion en supposant que cette position est le résultat de l’ensemble du processus décisionnel.

#### 2.1.4 Statistiques explicatives : construction d’une régression logistique

Nous avons présenté dans les paragraphes précédents des statistiques descriptives du comportement d’insertion. L’objectif de ce paragraphe est maintenant de quantifier les effets des variables caractérisant l’environnement des véhicules sur la probabilité d’accepter ou de rejeter un créneau d’insertion. Contrairement à la théorie d’acceptation des créneaux, nous n’estimerons pas cette probabilité en comparant uniquement la longueur du créneau proposé à une valeur seuil. A ce titre, nous avons construit une variable binaire  $Y$  égale à 1 si un créneau proposé est accepté et 0 si le créneau proposé est rejeté. Le tableau 2.3 présente la taille des échantillons utilisés respectivement sur les données mesurées à Bodegraven et à Grenoble pour ajuster la régression logistique.

	Nombre de créneaux acceptés	Nombre de créneaux rejetés	Total
Bodegraven	377	100	477
Grenoble	242	117	359
Total	619	217	836

**Tableau 2.3** – Tailles des échantillons sur les deux jeux de données

Comme le montre le tableau 1.1, de nombreuses variables sont utilisées pour caractériser le comportement d’insertion. Afin de réduire le nombre de variables explicatives dans la régression logistique, nous avons exploré dans un premier temps les jeux de données à l’aide d’une analyse en composantes principales [Govaert 09]. A l’issue de cette étude préliminaire, nous avons finalement retenu les variables explicatives suivantes :

- $X_x$  : la position normalisée le long de la bretelle d’accélération par rapport au début de celle-ci. La position a été normalisée en utilisant la longueur de la bretelle d’insertion. Nous avons effectué cette transformation pour pouvoir comparer les résultats obtenus sur les deux jeux de données ;
- $X_{gap}$  : la longueur du créneau d’insertion proposé, c’est-à-dire la distance inter-véhiculaire nette entre le leader et le suiveur potentiels sur la voie cible. Comme nous l’avons montré

dans le paragraphe précédent, la longueur du créneau d'insertion dépend des conditions de trafic. En situation fluide, les créneaux d'insertion seront plus longs qu'en situation congestionnée. Nous avons donc normalisé la valeur du créneau par rapport à la longueur du plus long créneau expérimenté par le véhicule souhaitant s'insérer ;

- $X_{\Delta V_{PL-PF}}$  : la différence entre les vitesses pratiquées par le leader et le suiveur sur la section principale ;
- $X_{\Delta V_{MV-PF}}$  : la différence entre les vitesses pratiquées par le véhicule qui cherche à s'insérer et son suiveur potentiel sur la section principale.

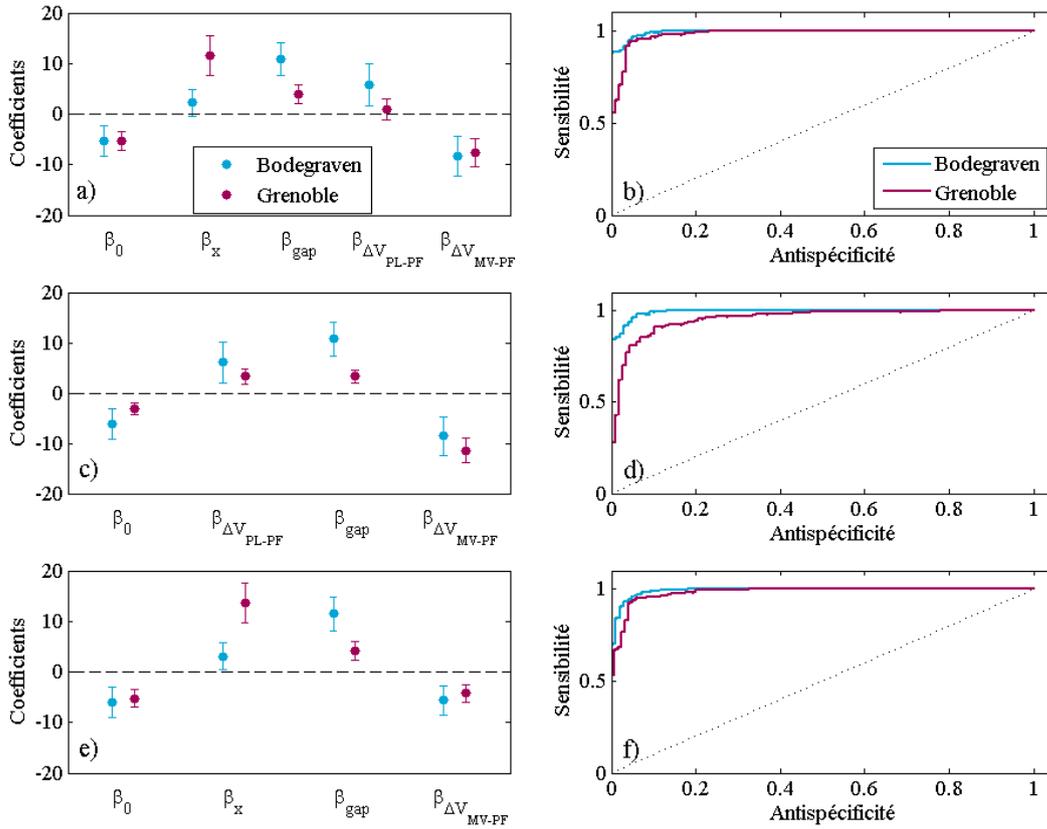
Les variables explicatives retenues dans notre étude sont cohérentes avec les variables considérées dans une étude précédente [Kita 93]. En utilisant une fonction logit, le modèle de régression logistique s'écrit finalement :

$$p(1|X) = \frac{e^{\beta_0 + \beta_x X_x + \beta_{gap} X_{gap} + \beta_{V_{PL-PF}} X_{\Delta V_{PL-PF}} + \beta_{V_{MV-PF}} X_{\Delta V_{MV-PF}}}}{1 + e^{\beta_0 + \beta_x X_x + \beta_{gap} X_{gap} + \beta_{V_{PL-PF}} X_{\Delta V_{PL-PF}} + \beta_{V_{MV-PF}} X_{\Delta V_{MV-PF}}}} \quad (2.1)$$

Où  $p(1|X)$  est la probabilité qu'un créneau d'insertion soit accepté connaissant les variables explicatives  $X$ . Le vecteur  $(\beta_0, \beta_x, \beta_{gap}, \beta_{V_{PL-PF}}, \beta_{V_{MV-PF}})$  représente les coefficients de la régression à ajuster sur les jeux de données. Le signe et la valeur des coefficients quantifient l'influence des variables explicatives sur la probabilité d'accepter ou de rejeter un créneau d'insertion. Un coefficient positif augmente la probabilité d'accepter un créneau. A contrario, un coefficient négatif diminue la probabilité d'accepter un créneau et augmente donc la probabilité de le rejeter.

La sensibilité correspond à la fraction des créneaux réellement acceptés et qui ont été prédits comme acceptés par la régression. L'antispécificité correspond à la fraction des créneaux réellement rejetés et classés comme acceptés par la régression. La performance de la régression logistique est évaluée par la mesure ROC (de l'anglais *Receiver Operating Characteristic*) [Zweig 93]. Celle-ci est décrite par une courbe qui donne la sensibilité en fonction de l'antispécificité. Le classificateur idéal ne prédit ni faux positif (créneau déclaré comme accepté par le modèle alors qu'il est rejeté), ni faux négatif (créneau déclaré rejeté par le modèle alors qu'il est accepté). La courbe ROC associée à ce classificateur est donc réduite à un point situé en (0,1). Le caractère discriminatoire de la régression est d'autant plus marqué que la courbe ROC associée est proche du classificateur idéal. La figure 2.8 illustre les résultats de la régression logistique. La colonne de gauche de la figure 2.8 donne les valeurs ajustées des coefficients avec les intervalles de confiance à 95% correspondant. La colonne de droite présente les courbes ROC pour les différentes régressions testées.

Nous pouvons observer dans un premier temps sur la figure 2.8a que les intervalles de confiance des coefficients  $\beta_{V_{PL-PF}}$  et  $\beta_{V_{MV-PF}}$  estimés sur les deux jeux de données se recouvrent partiellement. La différence de vitesse entre le leader potentiel et le suiveur potentiel et la différence de vitesse entre le véhicule qui s'insère et son suiveur potentiel jouent donc un rôle identique sur les deux sites d'étude. De façon analogue, on peut également constater que les intervalles de confiance pour les coefficients  $\beta_x$  et  $\beta_{gap}$  sont disjoints. La position le long de la bretelle d'insertion et la longueur du créneau d'insertion jouent donc un rôle significativement différent sur les deux sites d'étude.



**Figure 2.8** – Résultats de l'ajustement des coefficients des régressions et évaluation de la qualité des régressions par les courbes ROC

Le coefficient  $\beta_x$  est positif. La probabilité d'accepter un créneau d'insertion est d'autant plus grande que le véhicule arrive à la fin de la bretelle d'insertion. La position le long de la bretelle contribue davantage à la probabilité d'accepter un créneau d'insertion à Grenoble qu'à Bodegraven. Le coefficient  $\beta_x$  ajusté sur les données mesurées à Grenoble est en effet supérieur au coefficient  $\beta_x$  ajusté sur les données mesurées à Bodegraven. Nous pouvons en outre remarquer que l'intervalle de confiance associé au coefficient  $\beta_x$  ajusté sur le jeu de données mesurées à Bodegraven contient zéro.  $\beta_x$  n'a donc pas été déterminé significativement à partir des données mesurées à Bodegraven. Cette conclusion est conforme aux observations effectuées sur la figure 2.6a. Nous avons en effet souligné le fait que les créneaux rejetés à Bodegraven sont dispersés tout le long de la bretelle d'insertion et qu'il n'est pas possible de déterminer une position limite au-delà de laquelle tous les créneaux proposés sont acceptés. La position à Bodegraven ne joue donc pas de rôle discriminatoire pour distinguer les créneaux acceptés des créneaux rejetés. Les caractéristiques géométriques des deux sites d'étude étant différentes, on peut en déduire que la configuration géométrique du convergent a effectivement un effet sur le comportement d'insertion.

Le coefficient  $\beta_{gap}$  est également positif. Plus un créneau d'insertion sera long, plus la probabilité qu'il soit accepté sera élevée. Toutefois la longueur du créneau contribue davantage à la probabilité d'accepter ce créneau à Bodegraven qu'à Grenoble.

Le coefficient  $\beta_{\Delta V_{PL-PF}}$  est positif. Plus le leader potentiel sur la voie cible circule rapide-

ment par rapport au suiveur potentiel, plus la probabilité d'accepter le créneau d'insertion est élevée. Ce résultat est intuitif. En effet, si le leader circule plus vite que le suiveur, la distance entre les deux véhicules, et donc la longueur du créneau d'insertion, augmente. Le créneau d'insertion résultant est plus attractif car la manœuvre d'insertion est plus aisée.

Le coefficient  $\beta_{\Delta V_{MV-PF}}$  étant négatif, la probabilité d'accepter un créneau d'insertion sera d'autant plus faible que la différence des vitesses entre le véhicule cherchant à s'insérer et son suiveur potentiel sur la voie cible sera grande. Selon les définitions présentées au début du chapitre, un véhicule cherchant à s'insérer rejette un créneau d'insertion lorsqu'il le dépasse. La vitesse pratiquée par le véhicule cherchant à s'insérer est donc plus élevée que la vitesse du suiveur potentiel.

On peut également observer que les intervalles de confiance de  $\beta_x$  pour le jeu de données mesuré à Bodegraven et de  $\beta_{\Delta V_{PL-PF}}$  pour le jeu de données mesuré à Grenoble contiennent 0. Les deux coefficients n'ont donc pas été déterminés de façon significative. Nous avons ajusté à nouveau les coefficients de la régression logistique en supprimant les variables dont les coefficients n'étaient initialement pas significatifs, voir figure 2.8c et e. Les résultats de l'analyse (signe des coefficients restants) sont identiques avec cependant une légère dégradation du caractère discriminatoire de la régression ajustée sur le jeu de données pour lequel le coefficient supprimé a été estimé initialement de façon significative. Les courbes ROC sont en effet plus éloignées du classificateur idéal, voir figure 2.8d et f.

Les résultats de la régression logistique ont été utilisés pour quantifier l'influence des variables explicatives sur la probabilité d'accepter ou de rejeter un créneau d'insertion proposé sur la voie cible. Bien qu'une probabilité soit exprimée par la régression logistique, ce modèle ne peut être implémenté dans un module de gestion des changements de voie. En effet, les données ont été agrégées dans un unique jeu de données en distinguant uniquement les créneaux d'insertion acceptés des créneaux d'insertion rejetés. Nous ne prenons donc pas en compte l'évolution temporelle des changements de voie comme le permettent les outils de simulation.

## 2.2 Étude du comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement

Les résultats présentés dans ce paragraphe ont fait l'objet d'une communication au congrès international *Transportation Research Board* à Washington [Marczak 14b].

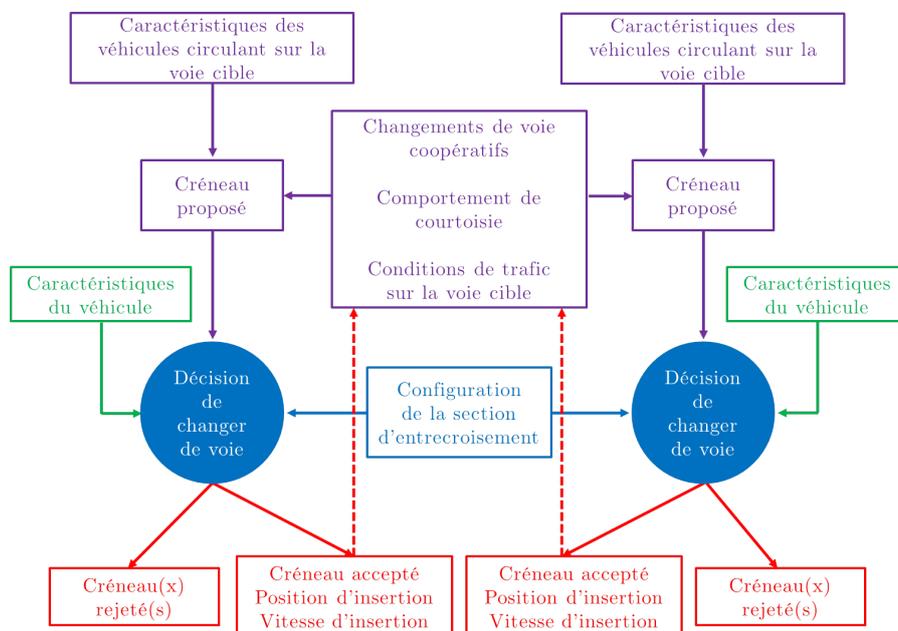
### 2.2.1 Revue de la littérature sur l'analyse empirique des changements de voie sur les zones d'entrecroisement

Les données de trajectoires mesurées sur les zones d'entrecroisement sont particulièrement rares. Par conséquent, peu d'analyses phénoménologiques à l'échelle microscopique ont été réalisées sur les zones d'entrecroisement. Nous pouvons néanmoins citer les travaux réalisés dans le cadre du programme de recherche américain PATH [Lee 09, Skabardonis 10]. L'objectif de ces travaux était de caractériser empiriquement et à l'échelle macroscopique, les conditions du déclenchement de l'apparition de la congestion sur deux zones d'entrecroisement aux États-Unis. En construisant les courbes de véhicules cumulés, les auteurs montrent que les changements de

voie sont responsables de l'apparition de la congestion sur les zones d'entrecroisement étudiées. Les auteurs expliquent également que la position des changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire ont un effet important sur le débit de sortie effectif en aval de la zone d'entrecroisement. Le comportement d'accélération et de décélération des véhicules changeant de voie est étudié dans [Sarvi 11]. Les auteurs montrent que le comportement d'accélération est impacté par les véhicules dans l'environnement proche des véhicules qui souhaitent changer de voie. Cette étude souligne donc l'importance des conditions de trafic sur la voie cible dans le processus décisionnel de changement de voie. Cependant, nous pouvons questionner la portée de ces résultats car l'étude a été réalisée sur un échantillon de taille réduite (moins de 130 véhicules qui changent de voie). Nous proposons dans la suite du paragraphe une analyse détaillée du comportement de changement de voie sur des échantillons de trajectoires statistiquement significatifs.

### 2.2.2 Définitions des variables analysées et cadre de l'étude

La zone d'entrecroisement étudiée dans ce paragraphe a été décrite dans le paragraphe 1.2.1.1. Les zones d'entrecroisement sont composées d'un convergent relié immédiatement à un divergent par une voie auxiliaire. Les interactions sur les zones d'entrecroisement sont particulièrement complexes à étudier car elles impliquent de nombreux changements de voie. On observe en effet des changements de voie obligatoires dans deux directions : de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement. Des changements de voie de confort ou de courtoisie se produisent éventuellement pour faciliter les changements de voie de direction.



**Figure 2.9** – Cadre d'analyse du comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement pour les changements de voie obligatoires

La figure 2.9, adaptée de la figure 2.2, décrit le cadre d'analyse du comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement. Les changements de voie obligatoires peuvent

modifier les conditions de trafic sur la voie cible influençant ainsi le processus de décision des conducteurs circulant sur cette même voie, voir figure 2.9.

Quelle que soit la complexité du processus décisionnel lors d'un changement de voie obligatoire, celui-ci se traduira toujours par la position effective du changement de voie, la vitesse au moment de l'insertion et la longueur du créneau d'insertion accepté. La position du changement de voie étant la variable la plus facile à mesurer, nous concentrerons donc principalement l'analyse du comportement de changement de voie à l'étude des positions effectives de ces manœuvres. Pour approfondir l'étude du comportement d'insertion nous analyserons dans un deuxième temps les créneaux d'insertion acceptés.

Comme précédemment, la position du changement de voie est définie comme la position du véhicule à l'instant auquel son centre de gravité franchit la ligne discontinue entre la section courante et la voie auxiliaire. Elle est mesurée par rapport au début de la ligne discontinue. Nous distinguons les changements de voie de la voie principale vers la voie auxiliaire des changements de voie dans la direction opposée. La vitesse d'insertion est la vitesse pratiquée par le véhicule à l'instant auquel son centre de gravité franchit la ligne discontinue entre la section courante et la voie auxiliaire. Comme pour l'analyse du comportement d'insertion sur les convergents autoroutiers, nous avons employé une moyenne glissante sur une fenêtre temporelle d'une seconde centrée sur l'instant d'insertion pour lisser la vitesse et réduire le biais introduit par les erreurs de mesure.

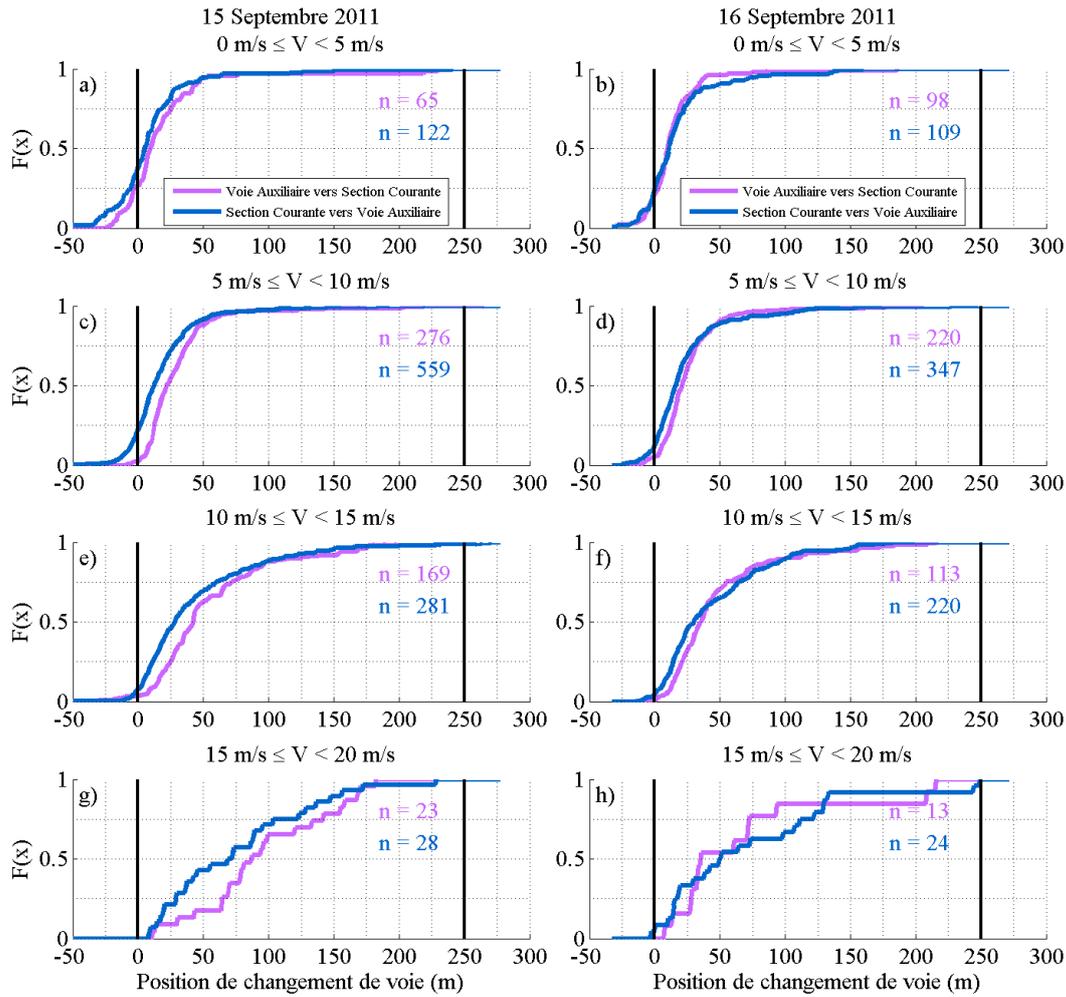
L'analyse présentée dans la suite du paragraphe porte sur deux jours de données. Nous avons extrait de ces données, des échantillons de :

- 544 changements de voie de la voie auxiliaire vers la section principale et 995 changements de voie dans le sens inverse pour le jeudi 15 septembre 2011 ;
- 450 changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante et 705 changements de voie dans le sens inverse pour le vendredi 16 septembre 2011.

Dans le paragraphe 2.2.3, nous nous concentrons sur l'étude des distributions cumulées empiriques des positions des changements de voie. Ensuite, le paragraphe 2.2.4 propose des ajustements théoriques des distributions empiriques dont les résultats seront utilisés plus en détail dans le chapitre 3.

### 2.2.3 Étude des positions des changements de voie

Dans un premier temps, nos analyses sont focalisées sur les distributions cumulées des positions des changements de voie mesurées à partir du début de la ligne discontinue entre la voie auxiliaire et la section courante. Le comportement de changement de voie étant influencé par les conditions de trafic, les données ont été triées par classes de vitesse de 5 m/s. La vitesse maximale autorisée sur la zone d'entrecroisement étudiée est de 70 km/h (20 m/s).



**Figure 2.10** – Distributions cumulées des changements de voie par classes de vitesses pour les changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement.

Nous obtenons de l'étude de la figure 2.10 les conclusions suivantes :

- On remarque tout d'abord que pour chaque classe de vitesses les distributions cumulées ont des formes semblables, que ce soit en comparant la direction des changements de voie (de la section courante vers la voie auxiliaire ou inversement) ou en comparant les jours analysés. En moyenne, les flux d'entrecroisement surviennent donc au même endroit sur la zone d'entrecroisement ;
- Pour les vitesses les plus faibles, 80% des changements de voie, indépendamment de leur direction, sont effectués dans les 50 premiers mètres de la ligne discontinue entre la voie auxiliaire et la section principale ;
- Pour les vitesses les plus faibles, près de 25% des changements de voie sont effectués sur le zébra avant le début de la ligne discontinue. Cela signifie que près de 25% des usagers ne respectent pas la signalisation horizontale lorsque les conditions de trafic sont congestionnées ;
- Les distributions cumulées sont plus étalées pour les classes de vitesse élevées. Les changements de voie sont donc plus dispersés le long de la voie auxiliaire lorsque les conditions

de trafic sont plus fluides ;

- Les changements de voie restent toutefois concentrés dans les 150 premiers mètres alors que la voie auxiliaire mesure au total 250 m lorsque les conditions de trafic sont plus fluides ;
- Pour les vitesses comprises entre 15 m/s et 20 m/s, les distributions cumulées ont une forme particulière car la taille des échantillons est réduite. Les campagnes de mesure étaient en effet principalement concentrées sur des périodes de congestion.

La forme des distributions cumulées est identique au sein d'une classe de vitesse que ce soit pour des directions de changement de voie opposées pour un jour de mesure ou pour une direction de changement de voie identique pour deux jours de mesure différents. Nous avons alors pratiqué des tests de Kolmogorov-Smirnov [Williams 01] pour vérifier si les distributions cumulées, bien que semblables, sont issues de la même distribution statistique. Les 16 tests effectués sur les données sont synthétisés dans le tableau 2.4. Les tests se sont avérés être systématiquement négatifs. Bien que les distributions cumulées soient semblables, nous pouvons donc en conclure :

- Au sein d'une classe de vitesses, les changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement ne suivent pas la même distribution statistique ;
- Pour une direction donnée, les distributions des positions de changements de voie varient d'un jour à l'autre.

Classes de vitesses	Direction opposée	Vers la section courante	Vers la voie auxiliaire
$0\text{ m/s} \leq V < 5\text{ m/s}$	Distributions cumulées de la figure 2.10a puis de la figure 2.10b	Distributions cumulées des figures 2.10a et 2.10b	Distributions cumulées des figures 2.10a et 2.10b
$5\text{ m/s} \leq V < 10\text{ m/s}$	Distributions cumulées de la figure 2.10c puis de la figure 2.10d	Distributions cumulées des figures 2.10c et 2.10d	Distributions cumulées des figures 2.10c et 2.10d
$10\text{ m/s} \leq V < 15\text{ m/s}$	Distributions cumulées de la figure 2.10e puis de la figure 2.10f	Distributions cumulées des figures 2.10e et 2.10f	Distributions cumulées des figures 2.10e et 2.10f
$15\text{ m/s} \leq V < 20\text{ m/s}$	Distributions cumulées de la figure 2.10g puis de la figure 2.10h	Distributions cumulées des figures 2.10g et 2.10h	Distributions cumulées des figures 2.10g et 2.10h

**Tableau 2.4** – Synthèse des tests de Kolmogorov-Smirnov effectués sur les données

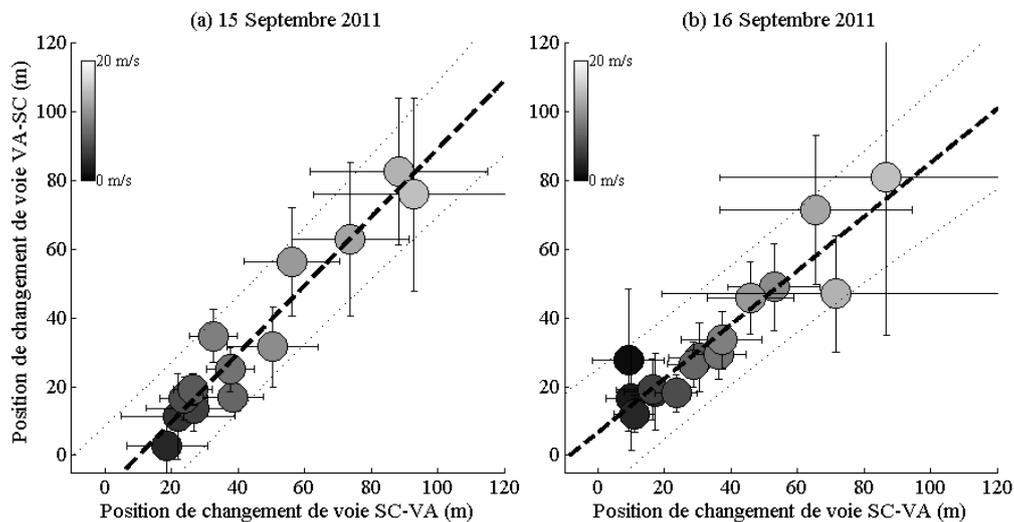
L'étude des positions de changements de voie se poursuit en quantifiant la relation entre les changements de voie s'effectuant dans des directions opposées. La figure 2.11 illustre la relation entre  $x_{SC-VA}$ , la position moyenne des changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et  $x_{VA-SC}$ , la position moyenne des changements de voie dans la direction opposée.

Les données ont à nouveau été agrégées en fonction de la vitesse. Nous avons également représenté les écarts types des échantillons dans chaque classe de vitesse. Nous confirmons les résultats précédents. Lorsque les conditions de trafic sont dégradées, les changements de voie sont effectués en moyenne dans une zone réduite au début de la zone d'entrecroisement.

Lorsque les conditions de trafic sont plus fluides les positions des changements de voie sont plus étalées le long de la bretelle. Pour les deux jours de mesure, les positions moyennes ont été ajustées par une régression linéaire dont les équations pour le 15 et le 16 septembre 2011 sont respectivement :

- $x_{SC-VA} = 0.99x_{VA-SC} - 10.36$  ( $R^2 = 0.92$ ;  $CCP = 0.96$ )
- $x_{SC-VA} = 0.78x_{VA-SC} + 6.46$  ( $R^2 = 0.86$ ;  $CCP = 0.93$ )

Le coefficient  $R$  est le carré du coefficient de corrélation de Pearson  $CCP$  qui est une mesure de la corrélation entre deux variables. Le  $CCP$  est, dans les deux cas, supérieur à 0.51, le seuil d'acceptation de la corrélation entre deux variables à un niveau de confiance à 95% pour 13 degrés de liberté (15 observations - 2). Nous pouvons donc en conclure qu'il existe effectivement, sur la zone d'entrecroisement étudiée, une corrélation entre les changements de voie dans les directions opposées pour des conditions de trafic homogènes.



**Figure 2.11** – Position moyenne des changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire en fonction de la position moyenne des changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante.

## 2.2.4 Ajustement théorique des distributions des positions de changements de voie

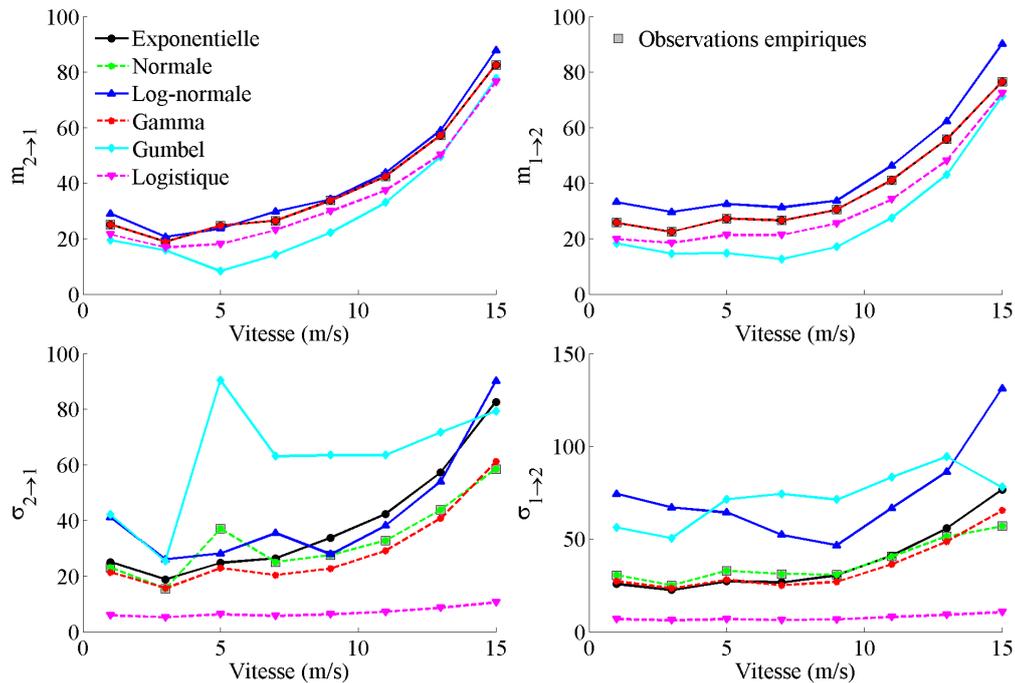
Nous présenterons dans le chapitre 3 des modèles macroscopiques pour prédire le fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier. Ces modèles intégreront explicitement les comportements microscopiques des usagers pour en étudier les effets sur la capacité effective à l'échelle macroscopique. Une description précise des distributions des positions longitudinales des changements de voie est donc nécessaire pour affiner la précision des modèles macroscopiques. L'objet de ce paragraphe est d'ajuster théoriquement les distributions empiriques obtenues dans le paragraphe précédent selon un processus en deux étapes :

- Dans un premier temps, les différents jours de mesure sont regroupés dans un unique jeu de données. Puis, les données sont triées par classe de vitesse en distinguant les changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire des changements

de voie dans la direction opposée. La vitesse à l'instant du changement de voie est utilisée pour trier les données et créer des classes de vitesses d'une largeur de  $2 \text{ m/s}$ . Les paramètres des distributions exponentielle, normale, log-normale, gamma, de Gumbel et logistique sont ensuite ajustés dans chaque classe de vitesse au sens du maximum de vraisemblance. La moyenne et l'écart-type théoriques dans chaque classe de vitesse sont ensuite respectivement comparés à la moyenne et à l'écart type empiriques. Les distributions théoriques dont la moyenne et l'écart type théoriques sont les plus proches des valeurs empiriques sont retenues à l'issue de cette première étape ;

- La deuxième étape consiste alors à retenir la distribution théorique la plus pertinente aux regards des observations empiriques en choisissant la distribution dont la distance de Kolmogorov-Smirnov par rapport à la distribution cumulée empirique est la plus petite possible. La distance de Kolmogorov-Smirnov entre deux distributions est le maximum de l'écart entre les distributions cumulées correspondantes.

La comparaison entre les moyennes et les écarts types théoriques et empiriques est présentée sur la figure 2.12. La loi gamma et, en particulier, la loi normale, renvoient des valeurs théoriques proches des valeurs empiriques dans toutes les situations. Les résultats de la loi normale sont particulièrement cohérents aux valeurs empiriques car la moyenne et l'écart type sont exactement les deux paramètres de la loi à ajuster sur les données.



**Figure 2.12** – Comparaison entre les valeurs empiriques de la moyenne et de l'écart type et les valeurs théoriques obtenues par l'ajustement des distributions

A l'issue de la première étape, nous avons finalement retenu la loi normale et la loi gamma. Pour choisir le meilleur ajustement, nous avons comparé la distribution empirique totale aux distributions théoriques totales associées respectivement à la loi normale et à la loi gamma. Pour cela, nous faisons varier la vitesse du changement de voie et nous exprimons les para-

mètres des distributions théoriques pour chaque valeur de vitesse. Puis, pour chaque jeu de paramètres, nous générons aléatoirement des positions de changement de voie qui sont agrégées dans un unique jeu de données pour chaque distribution théorique. Enfin nous choisissons la distribution théorique qui minimise la distance de Kolmogorov-Smirnov par rapport à la distribution empirique totale dont les résultats sont présentés dans le tableau 2.5.

Distribution	Direction	
	Vers la voie auxiliaire	Vers la section courante
normale	0.154	0.159
gamma	0.120	0.056

**Tableau 2.5** – Distances de Kolmogorov-Smirnov par rapport aux distributions empiriques totales pour la loi normale et la loi gamma

Le tableau 2.5 montre que la distribution gamma permet le meilleur ajustement, au sens de la distance de Kolmogorov-Smirnov, des distributions empiriques des positions de changement de voie. Nous retenons donc la distribution gamma pour ajuster théoriquement les observations empiriques. Une loi gamma, dont les paramètres de forme et position sont respectivement notés  $a$  et  $b$ , admet pour densité de probabilité :

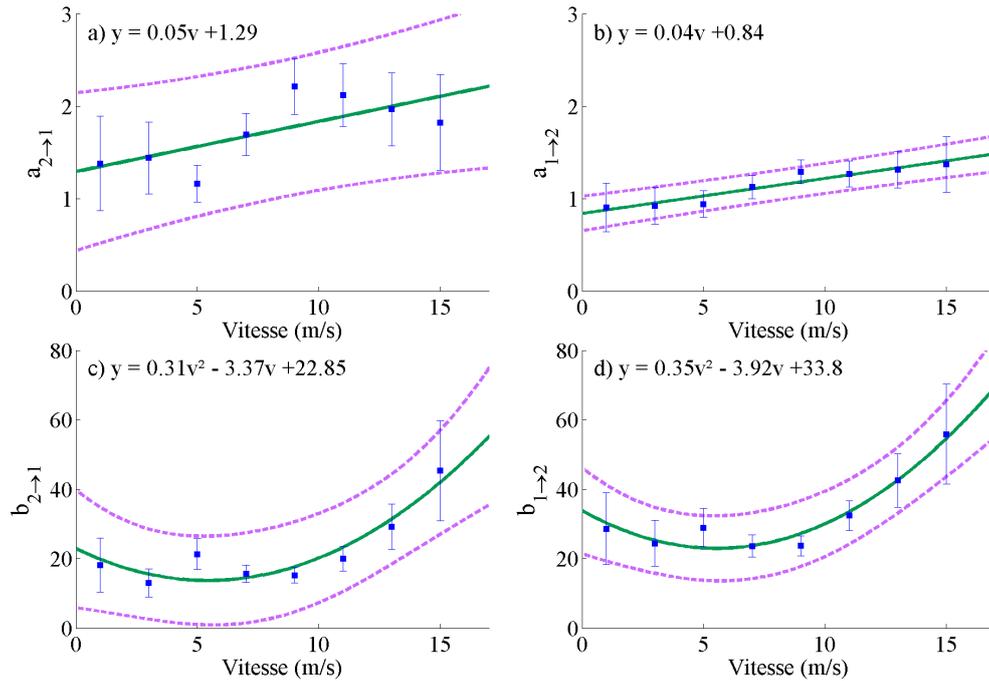
$$f(x, a, b) = \frac{x^{a-1} e^{-\frac{x}{b}}}{b^a \gamma(a)} \tag{2.2}$$

Avec  $\gamma$  la fonction définie pour tout nombre complexe  $z$  par :

$$\gamma(z) = \int_0^{+\infty} t^{z-1} \exp(-t) dt \tag{2.3}$$

La figure 2.13 présente les résultats de l'ajustement de  $a$  et  $b$  en fonction de la vitesse d'insertion pour les changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante et les changements de voie dans le sens opposé. Les carrés bleus sont les résultats de l'ajustement de  $a$  et  $b$  sur chaque classe de vitesse avec leur intervalle de confiance à 95% correspondant. La courbe verte et les tirets violets sont respectivement le polynôme d'interpolation et l'intervalle de confiance à 95% de l'interpolation.

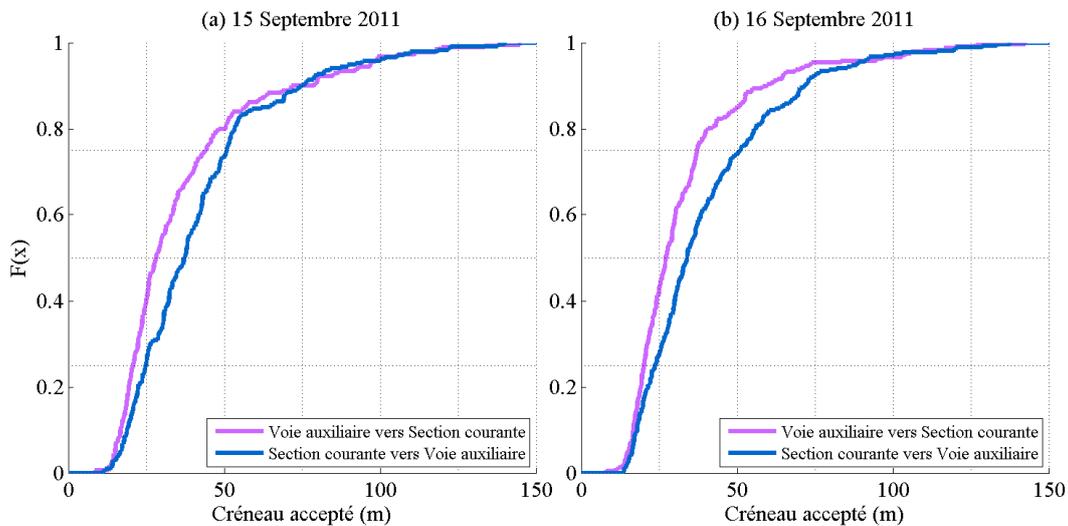
Nous pouvons constater sur la figure 2.13 que les paramètres de la distribution gamma ajustés empiriquement sont différents pour les changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et les changements de voie dans le sens opposé. Cette observation est cohérente avec les résultats des tests de Kolmogorov-Smirnov effectués dans le paragraphe 2.2.3.



**Figure 2.13** – Résultats de l’ajustement des paramètres de la distribution gamma en fonction de la vitesse au moment du changement de voie pour les changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante (figures 2.13a et c) et inversement (figures 2.13b et d)

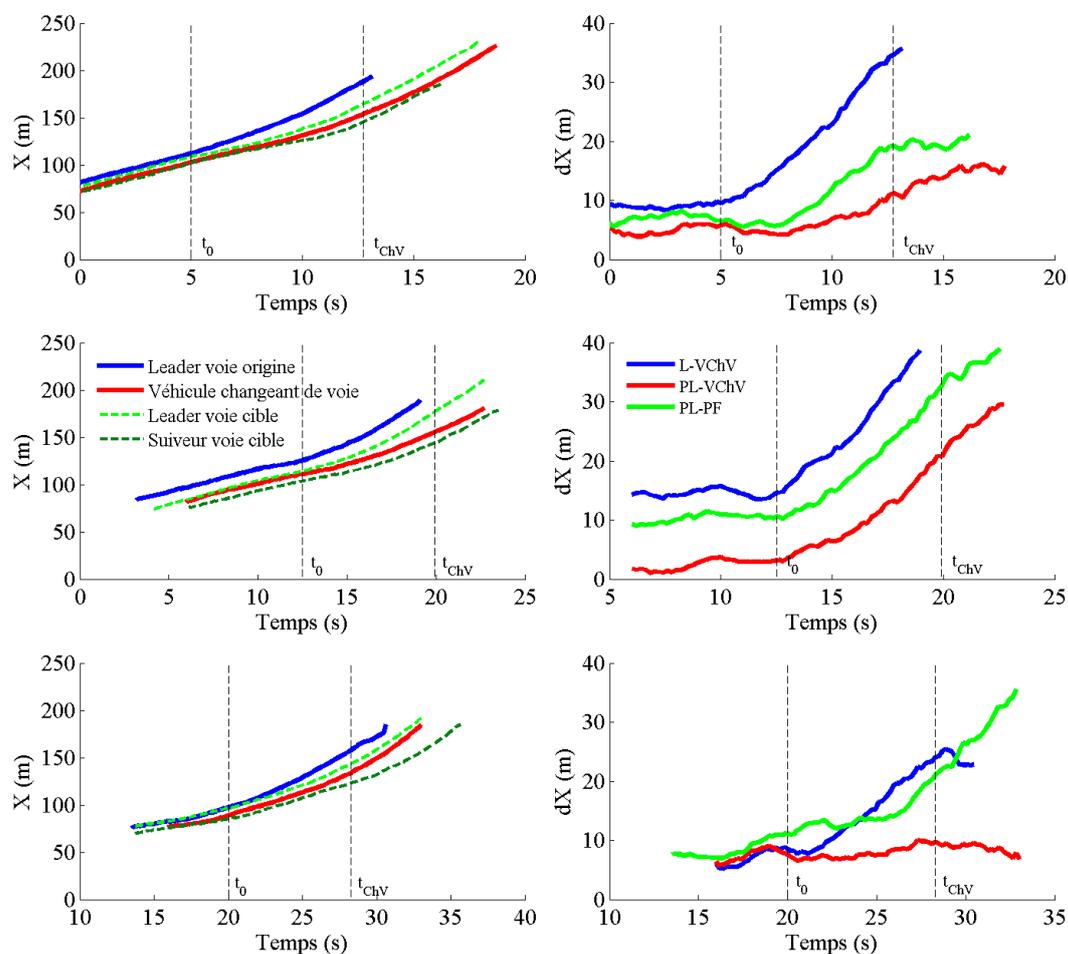
### 2.2.5 Créneaux et écarts temporels acceptés

Nous proposons dans ce paragraphe une description des créneaux d’insertion acceptés par les véhicules qui changent de voie. La figure 2.14 présente les distributions cumulées des créneaux d’insertion acceptés pour les véhicules qui changent de voie depuis la voie auxiliaire et ceux qui changent de voie depuis la section courante pour deux jours de données.



**Figure 2.14** – Distributions cumulées des créneaux d’insertion acceptés par les véhicule qui changent de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement.

La figure 2.14 montre que les véhicules qui s'insèrent depuis la voie auxiliaire acceptent des créneaux d'insertion plus courts que les véhicules qui s'insèrent depuis la voie principale. Nous avons précisé dans le chapitre 1 qu'un carrefour à feux, situé en amont de la bretelle d'accès, régule le flux de véhicules traversant la zone d'entrecroisement en provenance de la bretelle d'insertion. Pendant les périodes de feux rouges, peu de véhicules circulent sur la voie auxiliaire en provenance de la bretelle d'insertion. Pendant ces périodes, les créneaux proposés aux véhicules qui changent de voie depuis la section principale sont donc plus longs. Nous pouvons cependant remarquer que les créneaux d'insertion les plus longs sont similaires pour les deux types de changements de voie. Les résultats observés pour le 15 septembre (figure 2.14a) sont cohérents avec les résultats observés le 16 septembre (figure 2.14b).



**Figure 2.15** – Illustration du processus d'anticipation sur trois groupes de trajectoires de véhicules et écarts inter-véhiculaires nets entre ces derniers

Comme nous le présentons sur la figure 2.9, le processus décisionnel de changement de voie sur les zones d'entrecroisement est complexe à analyser car il implique de nombreux véhicules sur les différentes voies de circulation. En particulier, les créneaux d'insertion acceptés sont le résultat des interactions entre les véhicules impliqués dans le processus de changement de voie. Comme nous le montrent les exemples de la figure 2.15 nous pouvons observer des phénomènes d'anticipation lors des changements de voie. La colonne de gauche de la figure 2.15 présente

les trajectoires des véhicules. La courbe rouge est la trajectoire du véhicule souhaitant changer de voie. La courbe bleue correspond à la trajectoire du leader sur la voie origine. Les courbes en pointillés vert clair et vert foncé sont respectivement les trajectoires du leader et du suiveur sur la voie cible. La colonne de droite de la figure 2.15 représente l'évolution temporelle des écarts inter-véhiculaires pendant le changement de voie. A compter de l'instant  $t_0$ , les écarts inter-véhiculaires augmentent. A ce même instant le véhicule souhaitant changer de voie atteint la position  $X = 100 \text{ m}$  qui correspond au début de la ligne discontinue entre la voie auxiliaire et la voie principale.

Dès cet instant, le véhicule souhaitant changer de voie initie sa manœuvre en ne considérant plus le leader sur la voie origine mais le véhicule circulant juste devant lui sur la voie cible et en augmentant progressivement l'écart inter-véhiculaire avec ce dernier. Parallèlement sur la voie cible, le suiveur augmente progressivement l'écart avec le leader pour faciliter l'insertion du véhicule souhaitant changer de voie. Le processus d'anticipation contribue donc à la réduction de la capacité effective de la zone d'entrecroisement en créant des vides dans le flux de trafic. Cette observation sera implémentée dans le modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement présenté dans le chapitre suivant.

## 2.3 Conclusion du chapitre

Ce chapitre a permis, sur la base d'observations empiriques, d'obtenir des informations détaillées sur le comportement de changement de voie au niveau des discontinuités du réseau autoroutier.

Nous avons présenté dans un premier temps une étude comparative du comportement d'insertion sur deux convergents autoroutiers situés respectivement à Bodegraven (Pays-Bas) et à Grenoble (France). En utilisant des données microscopiques très précises, nous avons non seulement analysé les créneaux d'insertion acceptés mais aussi les créneaux d'insertion rejetés. Nous avons observé dans un premier temps une grande variabilité des comportements individuels. Nous avons également mis à jour des différences de comportement sur les deux sites d'étude : le comportement des conducteurs qui s'insèrent à Grenoble semble plus agressif car ils acceptent des créneaux d'insertion plus courts que les conducteurs qui s'insèrent à Bodegraven. La voie d'accélération plus courte et les conditions de trafic davantage dégradées à Grenoble peuvent expliquer cette différence. Les observations empiriques ont été confrontées à l'expression théorique des créneaux d'insertion critiques proposée dans [Choudhury 07] pour des conducteurs agressifs et timides. L'approche théorique ne permet pas de distinguer les créneaux d'insertion acceptés des créneaux d'insertion rejetés. De plus, en considérant les véhicules individuellement et en caractérisant l'évolution de la longueur des créneaux proposés en fonction de la position à la fin de la bretelle d'insertion, nous avons pu constater que les véhicules ne s'inséraient pas dans le créneau d'insertion le plus long. La pertinence de la théorie d'acceptation des créneaux pour reproduire le comportement d'insertion à l'échelle microscopique a donc été remise en question.

Concernant les convergents autoroutiers, nous avons en outre proposé un modèle d'analyse statistique pour évaluer la probabilité d'accepter ou de rejeter un créneau d'insertion en fonc-

tion notamment de la position longitudinale le long de la bretelle d'insertion, de la longueur du créneau d'insertion et des différences de vitesses pratiquées entre le véhicule qui souhaite s'insérer et les véhicules dans son environnement proche. Le modèle a été développé en utilisant une régression logistique dont les coefficients ont été ajustés sur les deux jeux de données. Les résultats de la régression logistique montrent que la position le long de la voie d'insertion, la longueur du créneau et la vitesse relative entre le véhicule qui souhaite s'insérer et son suiveur sur la voie cible, sont des facteurs qui augmentent la probabilité d'accepter un créneau.

Dans un deuxième temps, nous avons également caractérisé le comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement en nous intéressant principalement aux positions longitudinales de ces changements de voie et aux créneaux d'insertion acceptés. Nous avons montré que les changements de voie, indépendamment de leur direction, sont réalisés au même endroit le long de la ligne discontinue entre la section principale et la voie auxiliaire. En congestion, les changements de voie sont réalisés majoritairement dans les 50 premiers mètres de la voie auxiliaire. Près de 25% des usagers effectuent même leur manœuvre avant le début de la ligne discontinue. Puis, lorsque les conditions de trafic se fluidifient, les changements de voie sont davantage dispersés le long de la ligne discontinue. Ils restent cependant concentrés dans les 150 premiers mètres de la zone d'entrecroisement. La longueur totale de la zone d'entrecroisement étudiée n'est donc que partiellement utilisée. Nous avons également mis à jour le phénomène d'anticipation qui survient lorsque les véhicules souhaitant changer de voie considèrent le véhicule qui les précède sur la voie cible. Les suiveurs potentiels sur la voie cible peuvent également augmenter les écarts inter-véhiculaires avec leur prédécesseur pour faciliter les changements de voie. Ce phénomène d'anticipation réduit la capacité effective de la zone d'entrecroisement en introduisant des vides supplémentaires dans le flux de trafic.

Les résultats de l'analyse empirique réalisée dans ce chapitre seront intégrés dans le cadre de modélisation analytique détaillé dans le chapitre suivant.

## Chapitre 3

# Modélisation du fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier

L'objectif de ce chapitre est de proposer des modèles analytiques simples pour prédire le fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier à l'échelle macroscopique. Comme nous le précisons dans l'introduction, nous avons choisi de développer une approche analytique car elle permet d'obtenir rapidement une estimation de la capacité réelle des discontinuités du réseau autoroutier sans avoir recours à la micro-simulation qui peut s'avérer fastidieuse à mettre en œuvre. Nous nous placerons dans le cadre du modèle de Lighthill et Whitham [Lighthill 55] et Richards [Richards 56] dont les principes ont été présentés au chapitre 1. Les expressions analytiques de la capacité intégreront explicitement les comportements microscopiques des usagers. Le chapitre 2 nous a permis de souligner empiriquement la grande variabilité des comportements individuels. Pour simplifier les développements analytiques, nous prendrons donc en compte un comportement moyen représentatif du comportement de l'ensemble des usagers.

Le premier paragraphe présente un modèle analytique pour estimer la capacité d'un divergent. Le deuxième paragraphe décrit un modèle analytique pour estimer la capacité d'un convergent. Enfin, les modèles adaptés respectivement à un divergent et à un convergent sont agrégés dans le dernier paragraphe pour proposer un modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement. Chaque paragraphe est organisé selon un schéma identique. Après avoir proposé une revue bibliographique, nous présentons les hypothèses de modélisation et les notations retenues. Nous détaillons ensuite les développements théoriques qui sont confrontés à des résultats de micro-simulation avant de faire l'objet d'une analyse de sensibilité pour évaluer l'influence des différents paramètres sur la capacité effective de la discontinuité étudiée.

L'ensemble des résultats présentés dans ce chapitre ont fait l'objet d'un article accepté pour publication dans *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering* [Marczak 14c].

### 3.1 Expression analytique de la capacité d'un divergent

Les résultats présentés spécifiquement dans ce paragraphe ont fait l'objet d'une communication au congrès international *Transportation Research Board* à Washington [Marczak 14a] puis d'une publication en revue dans *Transportation Research Record : Journal of the Transportation*

*Research Board.*

### 3.1.1 Revue bibliographique sur la modélisation des divergents

Un divergent autoroutier est une discontinuité du réseau caractérisée par une origine en amont et au moins deux destinations en aval. Les bretelles de sortie sur le réseau autoroutier sont des exemples de divergents. La modélisation des divergents d'un point de vue lagrangien est immédiate car les véhicules, qui connaissent leur destination, sont suivis dans leur mouvement. Il suffit donc d'affecter aux véhicules la voie en aval du divergent en fonction de leur destination.

Newell propose le premier d'utiliser la règle FIFO (*First-in-First-out*) pour modéliser le fonctionnement des divergents d'un point de vue eulérien [Newell 93]. La règle FIFO stipule que l'ordre des véhicules est respecté. Pour la modélisation des divergents, cette règle a pour conséquence que le temps de parcours en amont du point de divergence est identique quelle que soit la destination des véhicules. La règle FIFO a été généralisée pour reproduire le fonctionnement de nœuds du réseau à plusieurs entrées et plusieurs sorties [Daganzo 95, Lebacque 96]. Plus récemment, ce principe a également été utilisé dans [Chevallier 08] pour résoudre le modèle LWR en tenant compte de la destination des véhicules en aval du divergent.

Cependant, des études empiriques ont montré que la règle FIFO n'est pas adaptée aux sections d'autoroutes multivoies [Munoz 02, Daganzo 99, Rudjanakanoknad 12]. En effet, si on considère par exemple un divergent sur une section d'autoroute multivoie dont la bretelle de sortie est saturée, alors la règle FIFO stipule que toutes les voies de la section courante seront également saturées. Or, les véhicules continuant sur la section courante peuvent changer de voie vers les voies les plus à gauche pour dépasser les véhicules souhaitant quitter la section courante et qui se rabattent vers la voie de droite. Dans cette situation les véhicules continuant tout droit ne seront pas bloqués par la congestion provenant de la bretelle mais seront simplement retardés. Pour pallier cette limite, un modèle adapté aux divergents qui relève l'hypothèse FIFO a été proposé dans [Schnetzler 12]. Dans ce modèle, l'hypothèse FIFO ou non FIFO est liée à l'existence d'une route mono-voie ou multivoie en section courante d'un divergent. Sous cette hypothèse, le cas non FIFO suppose que tous les véhicules se positionnent sur la voie leur permettant d'atteindre leur destination. Si une branche du divergent est saturée, le cas non FIFO stipule que les véhicules souhaitant atteindre la branche saturée effectuent leur changement de voie en amont du divergent pour rejoindre la queue de la congestion. Le modèle proposé dans [Schnetzler 12] distingue en outre un mode de fonctionnement partiellement FIFO reposant sur des hypothèses de répartition sur les voies en fonction de la destination avec en conséquence des effets FIFO différenciés sur chaque voie.

Les modèles adaptés aux divergents décrits dans la littérature présentent cependant deux inconvénients majeurs :

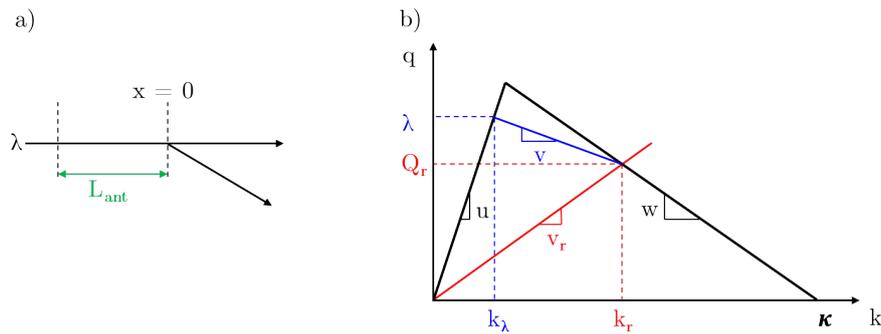
- Ils sont ponctuels et ne caractérisent donc pas l'étendue spatiale des divergents ;
- Ils ne prennent pas en compte les comportements microscopiques des usagers (accélération, décélération) qui peuvent réduire la capacité effective des divergents.

Pour nous affranchir de ces inconvénients, nous proposons dans les paragraphes suivants un modèle analytique permettant d'estimer la capacité effective d'un divergent et qui repose sur l'hypothèse que les véhicules souhaitant quitter la section courante anticipent leur manœuvre

et roulent temporairement à une vitesse plus faible que la vitesse libre. Ce modèle est inspiré des travaux réalisés dans [Laval 06a, Laval 09] pour évaluer la réduction de capacité causée par des poids lourds dont les caractéristiques physiques ne leur permettent pas de maintenir la vitesse libre sur une section d'autoroute en pente. Ces travaux seront présentés plus en détail dans les paragraphes suivants. La construction du modèle proposé dans le cadre de cette thèse s'appuie en outre sur les principes du modèle LWR présentés au paragraphe 1.1.2.

### 3.1.2 Hypothèses de modélisation

Les hypothèses de modélisation sont présentées sur la figure 3.1.



**Figure 3.1** – a) Représentation théorique du divergent et b) diagramme fondamental représentant les effets d'une obstruction mobile circulant à  $v_r$  ( $v_r < u$ )

Nous considérons un divergent composé d'une unique voie sur la section principale et d'une bretelle de sortie présenté sur la figure 3.1a. Chaque voie obéit à un diagramme fondamental triangulaire avec une vitesse libre  $u$ , une vitesse maximale de remontée des ondes en congestion  $w$  et une concentration maximale  $\kappa$ . La capacité  $q_x$  d'une voie est par conséquent égale à :

$$q_x = \frac{uw\kappa}{u + w} \quad (3.1)$$

La demande en amont du convergent est notée  $\lambda$ . Dans un premier temps, la bretelle de sortie n'est pas précédée d'une voie de décélération. Les changements de voie sont donc ponctuels et se produisent en  $x = 0$ .  $\beta$  est le pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section principale. L'écart temporel  $h$  entre deux changements de voie successifs est supposé constant et vaut par conséquent :

$$h = \frac{1}{\beta\lambda} \quad (3.2)$$

Nous supposons également que les véhicules souhaitant changer de voie anticipent leur manœuvre, dans une zone d'anticipation de longueur  $L_{ant}$  située en amont du point de divergence, et roulent temporairement à une vitesse  $v_r$  inférieure à  $u$ . Les véhicules circulant à une vitesse plus faible sont considérés comme des obstructions mobiles qui introduisent des discontinuités dans le flux de trafic. Comme le trafic est strictement FIFO, les véhicules qui ralentissent créent (i) une zone de vide juste en aval de leur trajectoire et (ii) un état de trafic congestionné, noté  $Q_r$  sur la figure 3.1b, juste en amont de leur trajectoire. La réduction de capacité au droit du point de divergence est causée par les vides créés lors des périodes de ralentissement. Selon les

principes du modèle LWR présenté dans le paragraphe 1.1.2, la transition entre les états de trafic associés respectivement à  $\lambda$  et  $Q_r$  se propage dans le plan  $(x, t)$  à la vitesse  $v$  donnée par la formule de Rankine-Hugoniot, (voir figure 3.1b) :

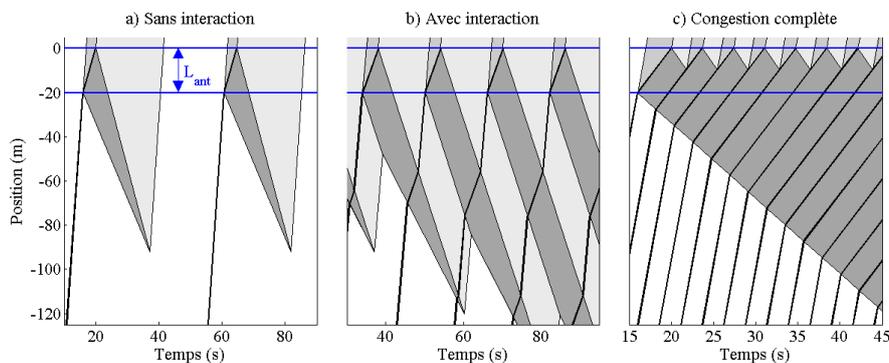
$$v = \frac{Q_r - \lambda}{k_r - k_\lambda} \quad (3.3)$$

Si  $\lambda$  est inférieure à  $Q_r$  alors  $v$  est positive et les ralentissements créent une onde cinématique qui se propage vers l'aval. Si  $\lambda$  est supérieure à  $Q_r$  alors  $v$  est négative et les ralentissements introduisent une onde de choc qui se propage vers l'amont. Pour simplifier les développements analytiques nous supposons, dans un premier temps, que la décélération et l'accélération des véhicules sont infinies. Les changements de vitesses sont donc instantanés. Nous relèverons l'hypothèse d'accélération infinie dans un deuxième temps en introduisant une accélération bornée  $a$  sur la trajectoire des véhicules.

### 3.1.3 Développements théoriques du modèle analytique adapté aux divergents

#### 3.1.3.1 Expression de la capacité effective du divergent sous l'hypothèse d'accélération infinie

Comme nous le précisons dans le paragraphe précédent, si la demande  $\lambda$  est inférieure à  $Q_r$  alors  $v$  est positive et l'onde cinématique résultante se propage vers l'aval. Dans ce cas, le débit effectif qui s'écoule au droit du point de divergence sera égal à la demande. Nous pouvons distinguer trois cas lorsque  $\lambda$  est supérieure à  $Q_r$  et que, par conséquent, l'onde de choc se propage vers l'amont. Les trois cas sont présentés sur la figure 3.2.



**Figure 3.2** – Illustration des différentes situations lorsque la demande  $\lambda$  est supérieure à  $Q_r$ . a) situation sans interaction, b) situation avec interaction et c) congestion complète

Dans la première situation présentée sur la figure 3.2a, un véhicule qui change de voie n'est pas ralenti par le véhicule précédent qui a changé de voie. Les véhicules qui changent de voie ne ralentissent qu'en atteignant le début de la zone d'anticipation. Dans ce cas, le débit effectif qui s'écoule au droit du point de divergence correspond à la demande et il n'y a donc pas réduction de la capacité effective du divergent. Dans les deux situations présentées sur les figures 3.2b et c, les véhicules qui changent de voie sont ralentis par l'onde de choc initiée par les véhicules qui ont changé de voie précédemment. Cependant, dans la situation présentée sur la figure 3.2b

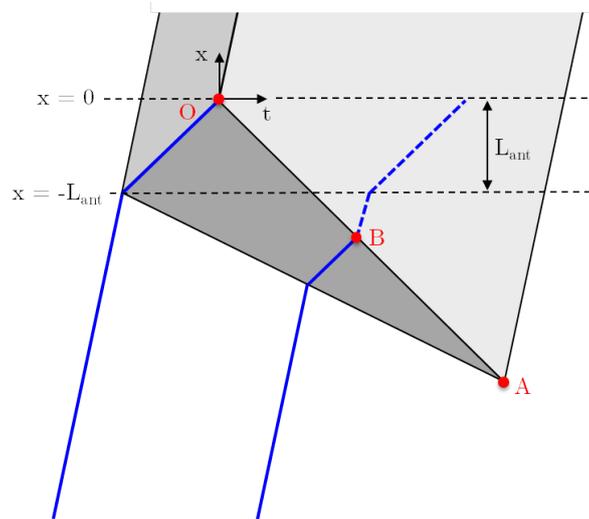
(situation avec interaction), les véhicules contraints peuvent ré-accélérer avant d'atteindre le début de la zone d'anticipation contrairement à la situation illustrée sur la figure 3.2c (situation de congestion complète). Dans ces deux situations, on observera une réduction de la capacité effective du divergent. L'approche que nous mettons en œuvre est uniquement déterministe. Nous pouvons donc facilement obtenir les équations des ondes de choc et des trajectoires des véhicules dans le plan  $(x, t)$ . De plus, comme nous avons supposé que les écarts temporels entre deux véhicules successifs souhaitant changer de voie sont constants, nous pouvons déterminer les conditions pour atteindre les situations présentées sur la figure 3.2 en ne considérant que les trajectoires des deux premiers véhicules.

En supposant que les véhicules roulent à la vitesse libre  $u$  en amont du point de divergence, les équations dans le plan  $(x, t)$  des premiers véhicules souhaitant changer de voie sont respectivement :

$$x_1(t) = u \left( t - \left( \frac{v_r}{u} - 1 \right) \frac{L_{ant}}{v_r} \right) \quad (3.4)$$

$$x_2(t) = u \left( t - \left( \left( \frac{v_r}{u} - 1 \right) \frac{L_{ant}}{v_r} + h \right) \right) \quad (3.5)$$

Supposons désormais que  $\lambda$  est supérieur à  $Q_r$ . Le ralentissement des véhicules souhaitant changer de voie initie donc une onde de choc qui se propage vers l'amont. La figure 3.3 illustre cette situation. L'origine du plan  $(x, t)$  est située à l'instant et à la position pour lesquels le premier véhicule quitte effectivement la voie principale.



**Figure 3.3** – Illustration de la méthodologie pour déterminer la capacité effective du divergent

Le point A sur la figure 3.3 correspond à l'instant et à la position pour lesquels la perturbation initiée par le premier véhicule qui a changé de voie se résorbe. Le point A a pour coordonnées dans le plan  $(x, t)$  :

$$\begin{cases} t_A = \frac{v_r - v}{v + w} \frac{L_{ant}}{v_r} \\ x_A = w \frac{v - v_r}{v + w} \frac{L_{ant}}{v_r} \end{cases} \quad (3.6)$$

La frontière entre les situations avec et sans interaction peut être caractérisée en écrivant que la trajectoire du second véhicule qui souhaite changer de voie passe par le point A.

$$x_2(t_A) = x_A \quad (3.7)$$

En isolant  $\beta$  et en substituant  $v$  par sa valeur littérale donnée à l'équation 3.3, on obtient alors la condition suivante :

$$\beta = \frac{uv_r}{(u - v_r)L_{ant}} \left( \frac{1}{q_d} - \frac{1}{q_x} \right) \quad (3.8)$$

Par conséquent, il n'y a pas d'interaction entre les véhicules souhaitant changer de voie si et seulement si la condition suivante est satisfaite :

$$\beta \leq \frac{uv_r}{(u - v_r)L_{ant}} \left( \frac{1}{q_d} - \frac{1}{q_x} \right) \quad (3.9)$$

Le point B sur la figure 3.3 correspond à l'instant et à la position pour lesquels le deuxième véhicule souhaitant changer de voie peut circuler à nouveau à la vitesse libre  $u$  et n'est plus contraint par la perturbation initiée par le premier véhicule. Le point B a pour coordonnées dans le plan  $(x, t)$  :

$$\begin{cases} t_B = \frac{u(v_r - v)}{(u - v)(v_r + w)}h \\ x_B = w \frac{u(v - v_r)}{(u - v)(v_r + w)}h \end{cases} \quad (3.10)$$

La situation avec congestion complète sera atteinte si le point B est situé au début de la zone d'anticipation. En écrivant donc  $x_B = -L_{ant}$  et en substituant  $v$  par sa valeur littérale, la situation de congestion complète est atteinte si et seulement si la condition suivante est satisfaite :

$$\frac{1}{\kappa L_{ant}} \leq \beta \quad (3.11)$$

Finalement, en combinant les inéquations 3.9 et 3.11 on obtient la condition suivante pour que la situation avec interaction soit atteinte :

$$\frac{uv_r}{(u - v_r)L_{ant}} \left( \frac{1}{q_d} - \frac{1}{q_x} \right) \leq \beta \leq \frac{1}{\kappa L_{ant}} \quad (3.12)$$

Cependant, la condition 3.12 n'est pas suffisante pour caractériser entièrement la situation avec interaction. Plusieurs véhicules souhaitant changer de voie peuvent en effet être ralentis par une même onde de choc. En notant  $n$  le nombre de véhicules dans cette situation, et en généralisant la démarche précédente, on montre que la frontière entre les domaines pour lesquels  $n - 1$  et  $n$  véhicules souhaitant changer de voie sont ralentis par la même onde de choc est donnée par :

$$\beta = \frac{nuv_r}{(u - v_r)L_{ant}} \left( \frac{1}{q_d} - \frac{1}{q_x} \right) \quad (3.13)$$

L'étape suivante consiste à déterminer la capacité du divergent dans les situations avec interaction et de congestion complète. Comme les écarts temporels entre deux véhicules successifs sont constants, la capacité peut s'écrire :

$$C^d = \frac{1}{\beta H_d} \quad (3.14)$$

$H_d$  étant l'écart temporel entre deux manœuvres de changement de voie successives au droit du point de divergences.

Dans un premier temps nous supposons que la situation avec interaction est atteinte. Dans cette situation,  $H_d$  est égal à :

$$H_d = \frac{(u - v_r)L_{ant}}{wv_r} + \left(\frac{1}{u} - \frac{1}{w}\right) \frac{1}{\beta\kappa} \quad (3.15)$$

La capacité du divergent dans la situation avec interaction s'exprime finalement :

$$C^d = \frac{q_x}{1 + \beta q_x \left(\frac{1}{v_r} - \frac{1}{u}\right) L_{ant}} \quad (3.16)$$

$C^d$  est indépendante du nombre de véhicules souhaitant changer de voie et ralentis par l'onde de choc initiée par le premier véhicule.

Supposons maintenant que le pourcentage de débit tournant soit suffisamment élevé pour que la situation de congestion complète soit atteinte. Dans ce cas, l'écart temporel entre deux changements de voie successifs au droit du point de divergences est donné par :

$$H_d = \frac{v_r + w}{wv_r\beta\kappa} \quad (3.17)$$

Dans ce cas, la capacité est :

$$C^d = \frac{v_r w \kappa}{v_r + w} = Q_r \quad (3.18)$$

La capacité du divergent est égale au débit introduit par les obstructions mobiles circulant à la vitesse  $v_r$ . Finalement en supposant que l'accélération des véhicules est infinie, la capacité du divergent s'exprime sous la forme :

$$C^d = \begin{cases} \frac{q_x}{1 + \beta q_x \left(\frac{1}{v_r} - \frac{1}{u}\right) L_{ant}} & \text{si } \beta \leq \frac{1}{\kappa L_{ant}} \\ \frac{v_r w \kappa}{v_r + w} & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.19)$$

Cette expression de la capacité effective du divergent a été obtenue en supposant que tous les véhicules changent de voie en  $x = 0$ . Il est intéressant de constater que l'expression est identique lorsque nous considérons que le divergent a une étendue spatiale. En effet, nous avons également fait l'hypothèse que tous les véhicules souhaitant quitter la section courante adoptent la même vitesse de ralentissement. La réduction de la capacité intervient donc de façon équivalente à la fin de la zone d'anticipation.

### 3.1.3.2 Expression de la capacité effective du divergent sous l'hypothèse d'accélération bornée

Nous avons supposé jusqu'à présent que l'accélération des véhicules était infinie. Nous allons relever cette hypothèse dans la suite du paragraphe en considérant une accélération bornée  $a$ , constante lors de la phase d'accélération. L'introduction de  $a$  dans la trajectoire des véhicules influence la capacité effective uniquement dans la situation avec interaction. En effet dans la

situation sans interaction, il n'y a pas de réduction de la capacité du divergent. Dans la situation de congestion complète, les véhicules qui souhaitent changer de voie circulent à la vitesse  $v_r$  entre le moment où ils sont ralentis par la perturbation initiée par le premier véhicule et le moment où ils quittent effectivement la voie principale. Dans cette situation particulière, les véhicules qui changent de voie n'accélèrent donc pas pour atteindre à nouveau la vitesse libre  $u$ . La capacité ne dépend donc pas de  $a$  dans la situation de congestion complète.

Dans la situation avec interaction, nous pouvons distinguer deux cas, selon que les véhicules souhaitant changer de voie achèvent ou non leur phase d'accélération avant d'atteindre le début de la zone d'anticipation. En s'appuyant sur les équations des trajectoires et des ondes de choc, on démontre que les véhicules souhaitant changer de voie achèvent leur phase d'accélération exactement au début de la zone d'anticipation si et seulement si la condition suivante est satisfaite :

$$\beta_{lim} = \frac{2a}{(u^2 - v_r^2 + 2L_{ant}a)\kappa} \quad (3.20)$$

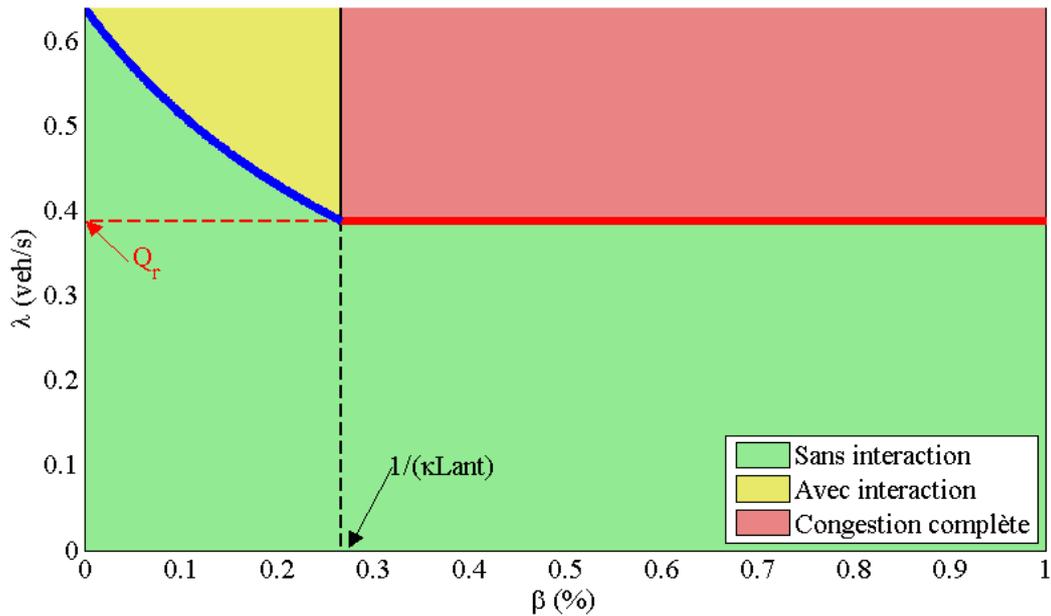
Si  $\beta$  est inférieur à  $\beta_{lim}$  alors les véhicules souhaitant changer de voie achèvent leur phase d'accélération avant d'atteindre le début de la zone d'anticipation. Dans le cas contraire, si  $\beta$  est supérieur à  $\beta_{lim}$  alors les véhicules souhaitant changer de voie atteignent le début de la zone d'anticipation avant d'avoir achevé leur phase d'accélération. En supposant que l'accélération est constante, la période d'accélération pour atteindre la vitesse libre  $u$  dure  $\Delta T = \frac{u - v_r}{a}$  sur une distance  $\Delta X = \frac{u^2 - v_r^2}{a}$ . En introduisant l'expression de la phase d'accélération dans les équations des trajectoires, on montre que la capacité effective du divergent avec accélération bornée est :

$$C^d = \begin{cases} \frac{q_x}{1 + \beta q_x \left( \left( \frac{1}{v_r} - \frac{1}{u} \right) L_{ant} + \frac{(u - v_r)^2}{2ua} \right)} & \text{si } \beta \in [0; \beta_{lim}] \\ \frac{w\kappa}{1 + \frac{(u + w)(L_{ant}a - v_r^2) + \Omega}{v_r \left( \Gamma - \Delta - (u + w)w + \frac{ua}{\beta q_x} \right)}} & \text{si } \beta \in \left] \beta_{lim}; \frac{1}{\kappa L_{ant}} \right] \\ \frac{v_r w \kappa}{v_r + w} & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.21)$$

Avec

$$\begin{aligned} \Delta &= \sqrt{-(u + w) \left( (u + w)(2aL_{ant} - v_r^2) - \frac{2uwa}{\beta q_x} \right)} \\ \Gamma &= \sqrt{(u + w) \left( (u + w)(v_r^2 + w^2 - 2aL_{ant}) + 2w\Delta - \frac{2uwa}{\beta q_x} \right)} \\ \Omega &= \sqrt{v_r^2(u + w) \left( (u + w)(v_r^2 - 2(w^2 + aL_{ant})) + 2(\Gamma - \Delta)w + \frac{2uwa}{\beta q_x} \right)} \end{aligned} \quad (3.22)$$

La figure 3.4 présente à titre d'illustration l'évolution de  $C^d$ , la capacité du divergent, en fonction de  $\beta$ , le pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section principale. Nous pouvons également distinguer sur la figure 3.4 les différents domaines de fonctionnement du divergent. La région verte correspond à la situation sans interaction dans laquelle la capacité du divergent est égale à la capacité théorique  $q_x$ . La région jaune correspond à la situation avec interaction. L'évolution de la capacité effective  $C^d$  en fonction de  $\beta$  est donnée par la portion de courbe bleue. Enfin, la partie rouge correspond à la situation de congestion complète pour laquelle la capacité effective du divergent est égale à  $Q_r$ .



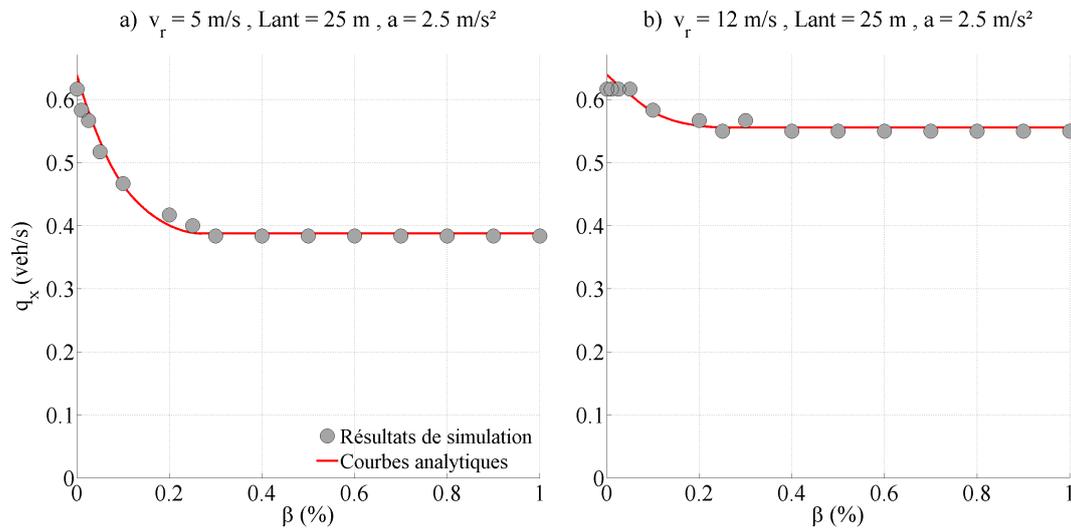
**Figure 3.4** – Évolution de la capacité en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section principale et représentation des différents modes de fonctionnement du divergent

### 3.1.4 Vérification en simulation de l'expression analytique de la capacité et sensibilité du modèle analytique à ses paramètres

Dans un premier temps, l'expression analytique de la capacité du divergent est vérifiée en simulation. Le modèle de Newell avec accélération bornée présenté dans le chapitre 1 est utilisé. Pour obtenir un schéma numérique exact, le modèle de Newell est résolu avec un pas de temps  $\Delta t = \frac{1}{w\kappa}$  [Leclercq 09]. L'approche analytique ne met pas en œuvre d'aspects stochastiques. Nous avons en effet supposé que les écarts temporels entre deux véhicules successifs sont constants et que tous les véhicules souhaitant changer de voie adoptent la même vitesse de ralentissement dans la zone d'anticipation. De plus, nous avons supposé que l'accélération et les paramètres associés au diagramme fondamental sont identiques pour tous les véhicules. L'approche développée dans les paragraphes précédents étant déterministe, il est possible de vérifier en simulation l'expression analytique de la capacité sans réaliser de répliques.

Nous avons donc réalisé une unique simulation pour un jeu de paramètres donné. La figure 3.5 présente la comparaison entre l'expression analytique de la capacité et les résultats de

simulation. Nous pouvons observer que les résultats de simulation concordent avec l'expression analytique de la capacité du divergent. Les légers écarts que nous constatons sont la conséquence de la résolution numérique du modèle de Newell. Celui-ci est en effet résolu en simulation avec un pas de temps discret alors que l'approche analytique est continue. Contrairement à la simulation, l'approche analytique permet donc de déterminer exactement les positions des véhicules à tous les instants.



**Figure 3.5** – Confrontation de l'expression analytique de la capacité du divergent et des résultats de simulation pour différents jeux de paramètres

L'expression analytique étant vérifiée en simulation, nous proposons maintenant une analyse de sensibilité pour quantifier l'influence des paramètres du modèle sur la capacité effective du divergent. Le complément du ratio entre la capacité effective et la capacité théorique est utilisé pour quantifier l'influence des paramètres [Leclercq 11]. Celui-ci est noté  $c$  et est donné par l'expression suivante :

$$c = 1 - \frac{C^d}{q_x} \quad (3.23)$$

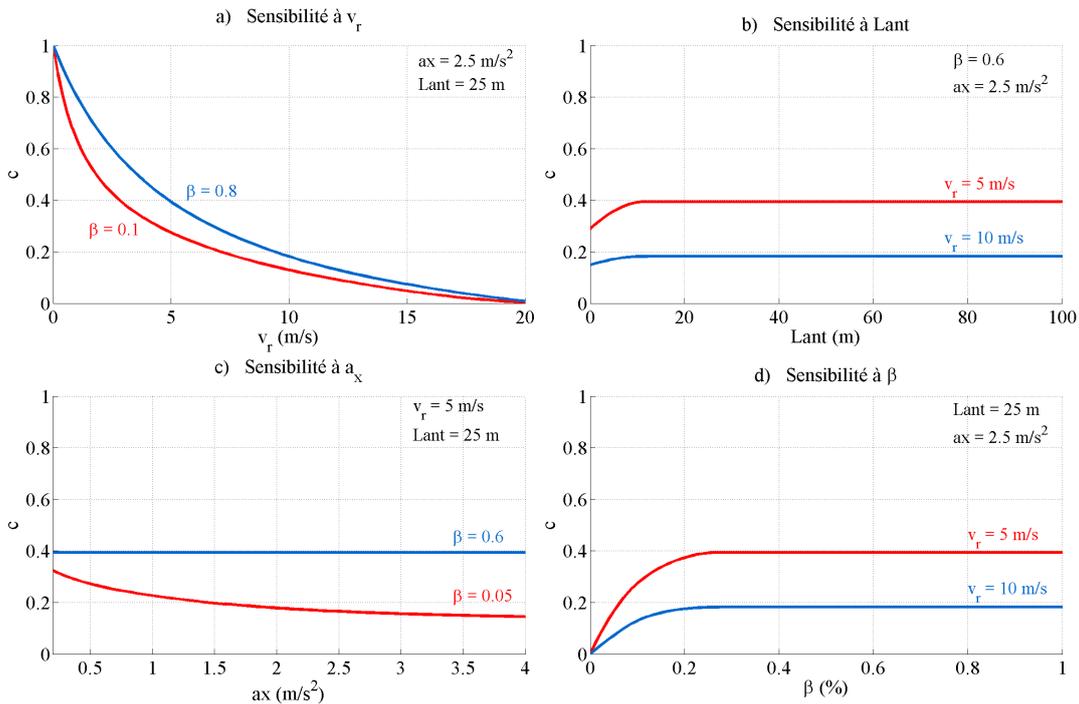
Les résultats de l'analyse de sensibilité sont présentés sur la figure 3.6. La figure 3.6a décrit la sensibilité de la capacité effective à la vitesse de ralentissement  $v_r$  pour différentes valeurs de  $\beta$ . L'influence de  $v_r$  sur la capacité effective est très importante. On peut remarquer, et c'est un résultat intuitif, que plus  $v_r$  est élevée, plus  $c$  est faible et donc la capacité effective est plus élevée.

La sensibilité de la capacité à la longueur de la zone d'anticipation  $L_{ant}$  est illustrée sur la figure 3.6b.  $L_{ant}$  a une influence limitée sur la capacité effective. En effet,  $c$  augmente légèrement (et donc la capacité effective diminue) pour les faibles valeurs de  $L_{ant}$ . Puis  $c$  atteint un palier lorsque  $L_{ant}$  continue d'augmenter.

Les résultats de la sensibilité à  $a$  sont présentés sur la figure 3.6c. On peut remarquer que l'influence de  $a$  est constante pour les valeurs élevées de  $\beta$  (par exemple pour  $\beta = 0.6$ ). Cette observation est conforme avec les développements analytiques. Nous avons en effet précisé dans le paragraphe précédent que l'accélération des véhicules n'intervient que dans la situation

avec interaction. Or pour des valeurs élevées de  $\beta$ , la situation de congestion complète est immédiatement atteinte. Pour les valeurs plus faibles de  $\beta$ , une augmentation de  $a$  entraîne une diminution de  $c$ . Nous pouvons en conclure que  $a$  augmente la capacité effective du divergent.

Enfin, la sensibilité au pourcentage de débit tournant pour différentes valeurs de  $v_r$  est évaluée sur la figure 3.6d. Plus  $\beta$  est élevé, plus  $c$  est élevé.  $\beta$  diminue donc la capacité effective du divergent. Cependant, on peut remarquer que l'influence de  $\beta$  est constante à partir d'une valeur limite du pourcentage de débit tournant qui correspond à  $\frac{1}{\kappa L_{ant}}$ . Nous avons en effet démontré qu'au-delà de cette limite la situation de congestion complète est atteinte. Or, l'expression de la capacité du divergent dans cette situation est indépendante de  $\beta$ .



**Figure 3.6** – Sensibilité de l'expression analytique de la capacité aux différents paramètres : a) sensibilité à la vitesse de ralentissement, b) sensibilité à la longueur de la zone d'anticipation, c) sensibilité à l'accélération et d) sensibilité au pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section courante

### 3.1.5 Confrontation des approches

Nous avons précisé au début de cette partie que nous nous sommes inspirés des travaux réalisés précédemment dans [Laval 06a, Laval 09]. L'objectif de ce paragraphe est de comparer les deux approches pour déterminer dans quelle mesure l'accélération bornée affine l'estimation de la capacité effective du divergent par rapport aux hypothèses de [Laval 06a, Laval 09]. Ces travaux considèrent une section d'autoroute en pente, dont la longueur sera notée par analogie  $L_{ant}$ , et un trafic composé de véhicules particuliers et de poids-lourds. Le pourcentage de poids-lourds est noté  $\beta$  et il est assimilable au pourcentage de véhicules souhaitant changer de voie de l'approche analytique détaillée dans les paragraphes précédents. Contraints par leurs caractéristiques physiques, les poids-lourds circulent temporairement à une vitesse plus faible sur la section en pente. En appliquant la théorie du renouvellement et en supposant

que les poids lourds sont aléatoirement répartis dans le flux de trafic, [Laval 06a] détermine la distribution des écarts temporels entre deux poids lourds successifs au début de la section en pente. Les écarts temporels suivent une distribution exponentielle dont la densité de probabilité est donnée par :

$$f_H(h) = \begin{cases} l_1 e^{-l_1 h} & \text{si } h \leq \tau(v_r) \\ e^{\tau(v_r)(l_0 - l_1)} l_0 e^{-l_0 h} & \text{si } h > \tau(v_r) \end{cases} \quad (3.24)$$

Avec

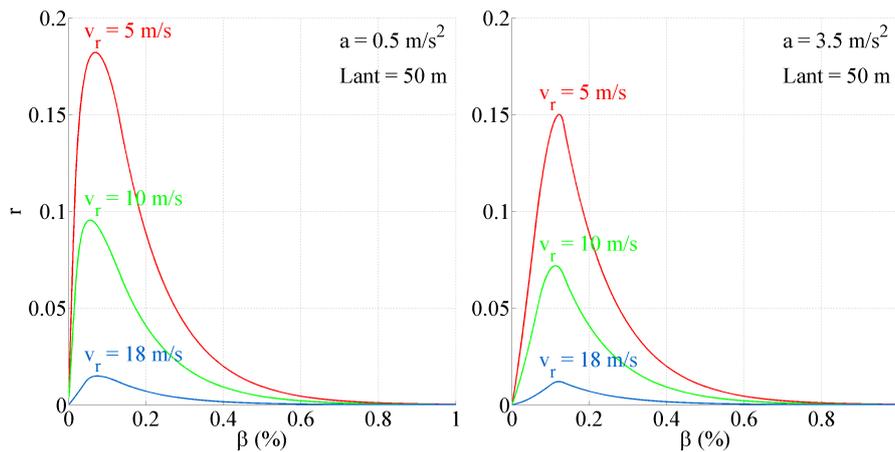
$$l_0 = \beta \frac{uw\kappa}{u+w} \quad l_1 = \beta \frac{v_r w \kappa}{v_r + w} \quad \tau(v_r) = L_{ant} \frac{v_r + w}{v_r w} \quad (3.25)$$

$l_0$  est le pourcentage de la capacité théorique utilisée par les véhicules souhaitant quitter la section principale.  $l_1$  est le débit de véhicules souhaitant changer de voie associé à l'état de trafic introduit par une obstruction mobile circulant à  $v_r$  et noté  $Q_r$  sur la figure 3.1b.  $\tau$  correspond à la durée de la perturbation initiée par une obstruction mobile circulant à  $v_r$  dans la zone de longueur  $L_{ant}$ .

Finalement la capacité effective du divergent s'exprime par :

$$C^d = \frac{1}{\beta \bar{H}} \quad (3.26)$$

Où  $\bar{H}$  est la valeur moyenne des écarts temporels entre deux poids lourds successifs.  $\bar{H}$  est déterminée facilement à partir de la densité de probabilité de l'équation 3.24. Les approches sont comparées en utilisant l'écart relatif  $r$  entre les capacités effectives. L'expression de la capacité présentée dans les paragraphes précédents suppose que l'accélération est bornée et que les écarts temporels sont constants. L'expression de la capacité proposée dans [Laval 06a] considère une accélération infinie mais des écarts temporels distribués. La figure 3.7 présente l'évolution de  $r$  en fonction de  $\beta$  pour deux jeux de paramètres différents.



**Figure 3.7** – Comparaison des expressions analytiques de la capacité des divergents pour différentes valeurs de la vitesse de ralentissement et de l'accélération

La figure 3.7 montre que la méthode proposée dans cette thèse sous-estime la capacité effective du divergent pour les faibles valeurs de  $\beta$ . L'écart entre les deux approches est au maximum de 18% pour un pourcentage de débit tournant de l'ordre de 15%. Lorsque  $\beta$  augmente, les écarts entre les deux expressions analytiques se réduisent soulignant ainsi la cohérence entre

les deux approches. L'accélération bornée n'a finalement que peu d'effet sur l'estimation de la capacité effective du divergent car elle n'intervient que pour les valeurs de  $\beta$  inférieures à  $\frac{1}{\kappa L_{ant}}$ .

Le modèle de divergent est un élément d'un modèle général adapté aux zones d'entrecroisement. Dans la suite du développement, nous considérerons des écarts temporels distribués entre deux changements de voie successifs. Nous retenons donc à l'issue de cette première étape, l'approche analytique initialement développée dans [Laval 06a].

## 3.2 Expression analytique de la capacité d'un convergent autoroutier

### 3.2.1 Revue de la littérature sur la modélisation des convergents

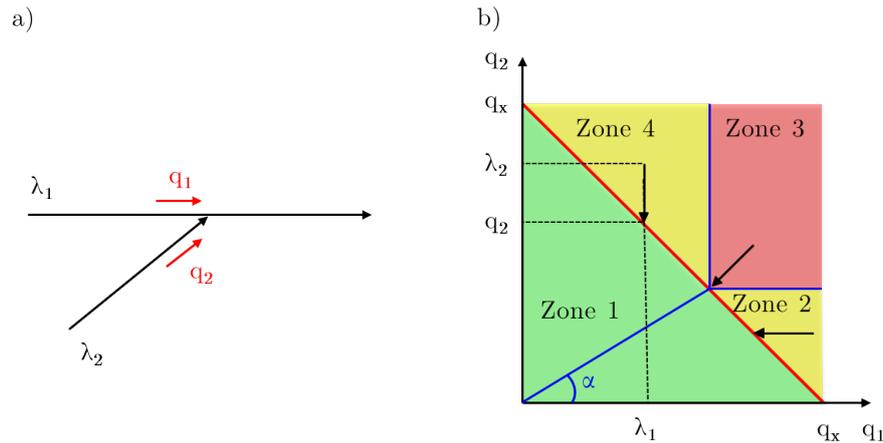
Nous complétons dans ce paragraphe la revue bibliographique exhaustive des outils de simulation microscopiques réalisée dans le paragraphe 1.2.2.2 en présentant les modèles macroscopiques adaptés aux convergents autoroutiers.

De nombreux modèles ont été développés pour reproduire le fonctionnement des convergents autoroutiers. Le modèle macroscopique le plus simple a été proposé initialement par Newell [Newell 82] et formalisé ultérieurement par Daganzo [Daganzo 95]. Ce modèle est construit uniquement sur une courbe de capacité et un schéma d'allocation qui décrit la répartition des flux entrants en aval du convergent.

La courbe de capacité donne le débit d'insertion  $q_2$  en fonction de la capacité  $q_x$  en aval du convergent et du débit  $q_1$  traversant le convergent depuis la voie principale. La figure 3.8b donne un exemple de courbe de capacité dont l'équation est simplement  $q_1 + q_2 = q_x$ .

Le schéma d'allocation donne les débits effectifs  $(q_1, q_2)$  en fonction des demandes  $(\lambda_1, \lambda_2)$  sur les branches principale et secondaire en amont du convergent. La figure 3.8b donne également un exemple de schéma d'allocation.

Si la somme des demandes est inférieure à la capacité théorique en aval du convergent  $\lambda_1 + \lambda_2 \leq q_x$ , les branches principale et secondaire du convergent seront fluides et les demandes seront satisfaites. Le fonctionnement du convergent est dégradé lorsque les demandes sont situées au-dessus de la courbe de capacité  $\lambda_1 + \lambda_2 > q_x$ . Dans la zone 2, la demande sur la branche secondaire est faible et la demande sur la branche principale est élevée. Dans cette situation, toute la demande sur la branche secondaire est satisfaite. Le débit effectif sur la branche principale est plus faible que la demande et la congestion se forme sur la branche principale du convergent. Dans la zone 4, le débit effectif sur la branche secondaire est plus faible que la demande et toute la demande sur la branche principale est satisfaite. Dans ce cas, la congestion se forme sur la branche secondaire du convergent. Enfin, dans la zone 3, pour des niveaux de demande élevés, les débits effectifs sur chacune des branches du convergent se partagent la capacité aval du convergent selon une proportion  $\alpha$ . Bien qu'il n'existe pas de consensus sur sa définition [Torné 14],  $\alpha$  peut être interprété comme le rapport des capacités effectives des deux entrées du convergent.



**Figure 3.8** – a) Représentation théorique du convergent et b) diagramme de Daganzo intégrant un exemple de courbe de capacité et de schéma d'allocation. Dans la zone 1, les demandes sont inférieures à la capacité et, par conséquent, les deux entrées du convergent sont fluides. Dans la zone 2, la voie 1 du convergent est saturée alors que la voie 2 est fluide. Dans la zone 3, la voie 1 est fluide alors que la voie 2 est saturée. Enfin, dans la zone 4, les deux entrées du convergents sont saturées et les débits effectifs sur chaque branche se partagent la capacité aval selon le coefficient de partage de priorité  $\alpha$ .

Bien que très simple, le modèle de Daganzo est conforme aux observations empiriques [Bar-Gera 10, Reina 14]. Cependant, sous la forme que nous venons de décrire, la capacité du modèle de Daganzo est un paramètre exogène du modèle. Or des études récentes ont montré que des phénomènes microscopiques comme les changements de voie, les périodes d'accélération ou la relaxation réduisent la capacité effective du convergent [Mauch 02, Cassidy 05, Laval 06b, Papageorgiou 08a, Papageorgiou 08c, Duret 10b]. Des chutes de capacité entre 10% et 30% ont été observées empiriquement [Hall 91, Elefteriadou 95, Cassidy 99, Bertini 05, Cassidy 05]. Les mécanismes à l'origine de la chute de capacité n'ont pas encore fait consensus. Un premier point de vue affirme que les périodes d'accélération créent des vides dans le flux de trafic qui réduisent la capacité effective du convergent [Laval 06b, Duret 10b, Leclercq 11]. Un autre point de vue défend l'hypothèse que la chute de capacité se produit en aval du convergent lorsque les véhicules achèvent leur processus de relaxation [Papageorgiou 08a, Papageorgiou 08c, Kim 13]. Des modèles ont été proposés pour reproduire la chute de capacité [Koshi 83, Hall 90, Evans 01, Kerner 04, Siebel 09]. Mais ces modèles traitent la chute de capacité d'un point de vue exogène sans étudier les effets des phénomènes microscopiques à l'échelle macroscopique.

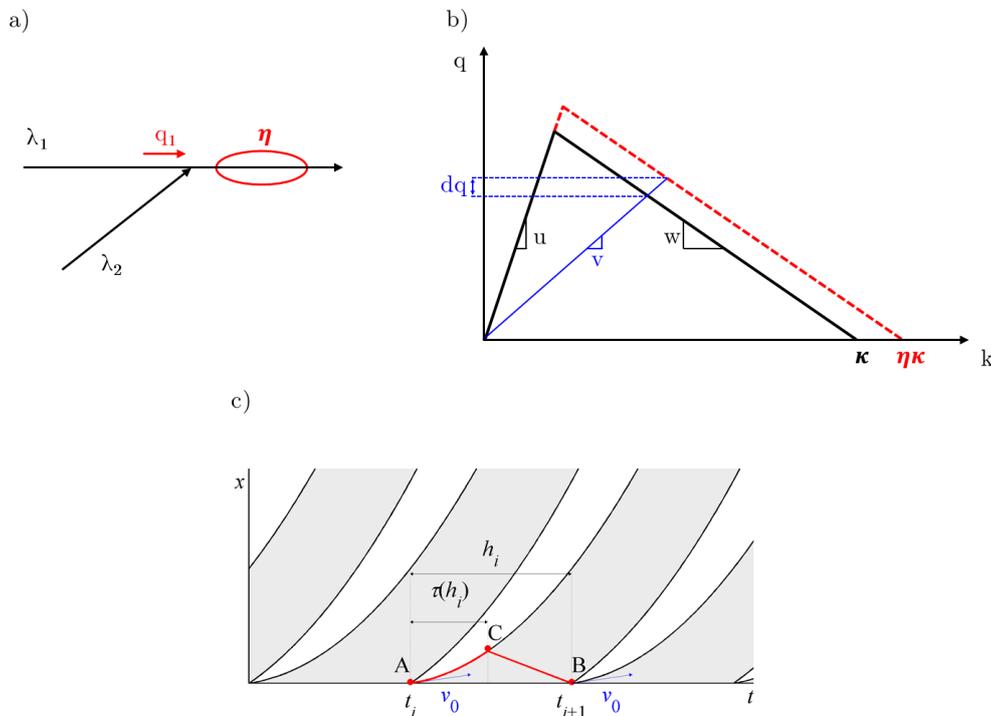
Un modèle analytique pour estimer la capacité d'un carrefour giratoire a été proposé dans [Chevallier 07]. Ce modèle repose sur les principes du modèle de Daganzo et peut être adapté aux convergents. Il suppose que la réduction de la capacité est causée par la recherche d'un créneau d'insertion acceptable. Les auteurs introduisent alors un feu tricolore fictif pour reproduire les interactions entre les véhicules et évaluer leurs effets à l'échelle macroscopique. Plus récemment, un modèle analytique qui s'appuie également sur le modèle de Daganzo a été développé dans [Leclercq 11]. Ce modèle, noté LL-modèle dans la suite du chapitre, suppose que les périodes d'accélération des véhicules qui se sont insérés créent des vides dans le flux de trafic et que ces vides sont responsables de la chute de capacité [Laval 06b]. La capacité

est ajustée de façon endogène en intégrant explicitement les comportements microscopiques des usagers. Nous nous inspirons principalement du LL-modèle dans la suite des travaux et le paragraphe suivant en propose une description précise.

### 3.2.2 Description et améliorations du LL-modèle

La formulation du LL-modèle utilise les notations et repose sur les hypothèses suivantes :

- La section courante et la bretelle d'insertion du convergent théorique comportent une voie de circulation. La voie principale est la voie 1 alors que la bretelle d'insertion est la voie 2, voir figure 3.9a ;
- Chaque voie de circulation obéit à un diagramme fondamental triangulaire avec une vitesse libre  $u$ , une vitesse maximale des ondes de congestion  $w$  et une concentration maximale  $\kappa$ , voir figure 3.9b ;
- La demande et le débit sur la voie  $i$  sont respectivement notés  $\lambda_i$  et  $q_i$  ;
- Les véhicules qui circulent sur la voie non saturée maintiennent la vitesse libre puis adoptent instantanément la vitesse moyenne du flux sur la voie saturée à l'instant du changement de voie ;
- Après les changements de voie, les véhicules ré-accélèrent avec une accélération constante  $a$ . Les phases d'accélération créent des vides dans le flux de trafic et ces vides sont responsables de la chute de capacité du convergent [Laval 06b].



**Figure 3.9** – a) Représentation théorique du convergent, b) diagrammes fondamentaux avec et sans prise en compte de la relaxation et c) illustration du processus d'insertion pour une bretelle de longueur nulle d'après [Leclercq 11]

Pour illustrer la méthode développée dans [Leclercq 11], supposons dans un premier temps que la voie principale du convergent soit saturée et que la bretelle d'insertion reste fluide. Dans ce cas, le débit effectif sur la bretelle d'insertion est égal à la demande  $\lambda_2$ . L'objectif est alors de déterminer le débit effectif  $q_1$  sur la voie principale, voir figure 3.9a. Dans un premier temps, [Leclercq 11] suppose que la bretelle d'insertion n'a pas d'étendue spatiale et que, par conséquent, tous les véhicules s'insèrent en  $x = 0$  à la vitesse  $v_1$ . Les instants d'insertion sont notés  $t_i$  sur la figure 3.9c. Le principe du modèle consiste alors à déterminer le nombre effectif de véhicules qui va pouvoir s'écouler entre deux instants d'insertion successifs. La théorie variationnelle nous enseigne que le nombre effectif de véhicules qui s'écoulent entre  $t_i$  et  $t_{i+1}$  peut être déterminé de façon équivalente en empruntant le chemin  $A \rightarrow C \rightarrow B$  [Daganzo 05a]. Ayant considéré une seule voie sur la section principale, les véhicules qui s'insèrent ne peuvent pas être dépassés. Dans ce cas, le nombre effectif de véhicules est simplement mesuré sur le chemin  $C \rightarrow B$  et vaut :

$$n_i = w\kappa(h_i - \tau(h_i)) \quad (3.27)$$

Avec

$$\tau(h_i) = -\frac{w + v_1}{a} + \frac{1}{a}\sqrt{(w + v_1)^2 + 2awh_i} \quad (3.28)$$

Formellement, la capacité effective du convergent s'obtient en faisant tendre le nombre d'insertion vers l'infini.

$$C^m = \lim_{N \rightarrow \infty} \left( \frac{\sum_{i=1}^N n_i}{\sum_{i=1}^N h_i} \right) \quad (3.29)$$

La capacité effective du convergent s'obtient donc en calculant la valeur moyenne des  $n_i$  et des  $h_i$ . La moyenne des  $h_i$  correspond à l'inverse du débit effectif depuis la bretelle d'insertion. La difficulté principale réside dans le fait que  $\tau$ , et donc a fortiori  $n_i$ , n'étant pas une fonction linéaire de  $h_i$ , la moyenne des  $n_i$  est délicate à estimer. Finalement, en approximant  $\tau$  par son développement de Taylor au second ordre, les auteurs obtiennent l'expression suivante de la capacité (équation 5 dans [Leclercq 11]) :

$$C^m = w\kappa + w\kappa\lambda_2 \left( \frac{w + v_1}{a} - \frac{1}{a}\sqrt{(w + v_1)^2 + \frac{2aw}{\lambda_2}} + \frac{as^2w^2}{2\left((w + v_1)^2 + \frac{2aw}{\lambda_2}\right)^{3/2}} \right) \quad (3.30)$$

Avec  $s$  l'écart-type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives. Pour généraliser l'expression de la capacité à des convergents de longueur non nulle, [Leclercq 11] ajuste le paramètre  $s$ . Les écarts temporels entre deux insertions successives et les positions des changements de voie sont supposés indépendants. De plus, les positions entre deux changements de voie successifs sont également supposées indépendantes. La variance totale du processus d'insertion est alors la somme des variances et  $s$  peut donc s'exprimer sous la forme  $s = \sqrt{s_h^2 + \frac{2s_x^2}{w^2}}$ , où  $s_h$  et  $s_x$  sont respectivement les écarts types de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives et de la distribution des positions d'insertion.

[Leclercq 11] suppose que les véhicules qui s'insèrent adoptent instantanément la vitesse moyenne sur la section principale. Dans ce cas,  $v_1$  est directement liée, d'après le diagramme fondamental, au débit effectif  $q_1$  que l'on cherche à déterminer selon la relation :

$$v_1 = \frac{wq_1}{w\kappa - q_1} \quad (3.31)$$

$C^m$  peut être alors considérée comme une fonction de  $q_1$ . En écrivant la conservation du nombre de véhicules qui circulent depuis les deux entrées du convergent, on obtient l'équation suivante dont l'inconnue à déterminer est  $q_1$  :

$$q_1 + \lambda_2 = C^m(q_1) \quad (3.32)$$

En résolvant l'équation 3.32, il est ainsi possible de déterminer, pour une valeur de demande sur la bretelle, le débit sur la section principale et donc la capacité effective du convergent.

[Leclercq 11] considère dans un deuxième temps, la situation pour laquelle la section principale et la bretelle d'insertion sont congestionnées. Nous évoquons dans la présentation du modèle de Daganzo que les débits effectifs sur les deux entrées du convergent se partagent dans ce cas la capacité avale selon un coefficient de partage de priorité  $\alpha$ . Ce point de fonctionnement, caractérisé par un débit effectif  $Q_\alpha$  sur la section principale, peut être déterminé numériquement en résolvant l'équation :

$$\left(1 + \frac{1}{\alpha}\right) Q_\alpha = C^m(Q_\alpha) \quad (3.33)$$

Il est également important de noter à ce stade, que la voie d'insertion étant également congestionnée, la vitesse d'insertion est  $v_1 = \frac{w\alpha Q_\alpha}{w\kappa - \alpha Q_\alpha}$ . Dans cette situation, les véhicules n'adaptent pas leur vitesse en fonction des conditions de trafic sur la voie cible mais s'insèrent à la vitesse moyenne du flux sur la bretelle.

La courbe de capacité complète est ensuite construite en faisant varier  $\lambda_2$  de 0 jusqu'à  $\alpha Q_\alpha$ , puis est finalement intégrée dans le modèle macroscopique de Daganzo dont les règles de projection sont inchangées par rapport à la version originale du modèle présentée dans le paragraphe précédent.

Le modèle analytique proposé dans [Leclercq 11] présente cependant au moins deux inconvénients majeurs :

- Pour intégrer l'étendue spatiale des convergents dans l'expression analytique de la capacité, les auteurs considèrent une bretelle d'insertion de longueur  $L$ . Ils supposent également que les positions des changements de voie suivent une loi normale lorsque les conditions de trafic sur la bretelle d'insertion sont fluides. En s'appuyant sur les travaux empiriques de [Daamen 10], les auteurs fixent la moyenne de la distribution à  $\frac{L}{4}$  et ajustent l'écart type,  $s_x$  pour garantir que 99.5% des changements de voie se produisent entre 0 et  $Lm$ . Lorsque la section courante et la bretelle sont congestionnées, les auteurs supposent que les positions des changements de voie suivent une distribution uniforme dont l'écart type est  $\frac{L}{\sqrt{12}}$ . Dans les deux situations,  $s_x$  est exprimé uniquement en fonction de la longueur de la bretelle d'insertion. Sous cette hypothèse et en particulier dans les situations pour lesquelles les conditions de trafic sur la bretelle d'insertion sont fluides,

le comportement d'insertion dépend uniquement des caractéristiques géométriques de la bretelle d'insertion. Or, nous avons montré dans le chapitre 2 que le comportement d'insertion sur les convergents autoroutiers dépend également des conditions de trafic sur la voie cible ;

- Il sous-estime la capacité effective du convergent pour différentes raisons :
  - 1) L'extension du modèle à une section d'autoroute multivoie suppose que la chute de capacité intervient de façon identique sur l'ensemble des voies de circulation. Si cette hypothèse est vérifiée lorsque la répartition des débits par voie est homogène, elle ne l'est plus si cette dernière est hétérogène ;
  - 2) Les interactions entre les ondes de choc créées par les obstructions mobiles ne sont pas correctement intégrées. Les auteurs ne tiennent en effet pas compte du fait que le vide créé par un véhicule qui s'est inséré peut être partiellement comblé par l'onde de choc initiée par un véhicule qui s'est inséré précédemment plus loin sur la bretelle ;
  - 3) Le modèle analytique ne tient pas compte du processus de relaxation. Lors des manœuvres d'insertion, les véhicules peuvent accepter des écarts inter-véhiculaires avec le véhicule qui les précède plus faibles que les écarts inter-véhiculaires d'équilibre. Il en résulte que le débit effectif au droit du point de convergence est plus élevé.

Notre objectif final étant de proposer une formulation analytique pour une zone d'entrecroisement théorique avec une voie de circulation sur la section principale et une voie auxiliaire, nous ne tiendrons pas compte du point 1). De plus, la solution que nous développerons pour répondre au point 3) permettra également de pallier le point 2).

Sans spécifier pour le moment la forme de la distribution, nous supposons que l'écart type des écarts temporels entre deux insertions successives est une fonction de la demande sur la bretelle d'insertion  $s_h = s_h(\lambda_2)$ . Les positions longitudinales des changements de voie sont une variables aléatoires  $X$  qui suit une distribution  $\mathcal{D}$  dépendant d'un vecteur de paramètres  $p$ . Nous avons montré empiriquement dans le chapitre 2 que le comportement d'insertion dépend des conditions de trafic sur la voie cible. Pour reproduire cette dépendance, nous supposons que le vecteur  $p$  est une fonction du débit sur la voie cible. Il est donc possible d'écrire :

$$X \sim \mathcal{D}(p(q_1)) \quad (3.34)$$

$$s_x = \sqrt{\text{var}(X)} \quad (3.35)$$

Avec  $\text{var}$  la variation de la distribution  $\mathcal{D}$ . En s'inspirant des travaux de [Leclercq 11], l'écart-type final s'écrit :

$$s = \sqrt{s_h(\lambda_2)^2 + \frac{2\text{var}(X)}{w^2}} \quad (3.36)$$

L'estimation de  $\mathcal{D}$  et de la relation entre  $p$  et les conditions de trafic sur la voie cible sera effectuée à partir de considérations empiriques. Comme  $\mathcal{D}$  est ajustée empiriquement, les caractéristiques géométriques du site d'étude sont implicitement prises en compte dans la distribution.

Pour intégrer explicitement la relaxation dans le modèle analytique, nous proposons d'ajouter un paramètre dynamique de dilatation  $\eta$  ( $\eta \geq 1$ ) sur le diagramme fondamental en aval

du point de convergence, voir figure 3.9b. Dans cette démarche, nous introduisons donc uniquement les effets de la relaxation à l'échelle macroscopique. De plus, nous ne considérons pas l'ensemble du processus de relaxation qui, lorsqu'il est achevé, participe à la réduction de la capacité effective en aval du convergent [Papageorgiou 08a, Papageorgiou 08c]. Les véhicules en relaxation admettent des écarts inter-véhiculaires plus faibles avec les véhicules les précédant. Ils induisent alors des états de trafic hors équilibre caractérisés par des débits plus élevés que les débits associés aux états de trafic d'équilibre sur le diagramme fondamental. La figure 3.9b montre, effectivement, que pour une même vitesse moyenne en congestion, le débit estimé par le diagramme fondamental associé à la concentration maximale  $\eta\kappa$  est plus élevé que le débit estimé par le diagramme fondamental associé à la concentration maximale  $\kappa$ . En supposant que les conditions de trafic sur la bretelle restent fluides, la relaxation n'intervient qu'à partir d'une valeur du débit d'insertion pour laquelle la congestion se forme sur la section courante. La courbe de capacité se construit (i) en supposant que la demande est très élevée sur la section courante et (ii) en augmentant progressivement la demande sur la bretelle d'insertion. La valeur critique  $\lambda_2^c$  de la demande sur la bretelle à partir de laquelle la congestion se forme sur la section courante s'obtient donc en résolvant l'équation

$$q_x + \lambda_2^c = C^m(q_x) \quad (3.37)$$

Nous supposons de plus que la relaxation à l'échelle macroscopique dépend du débit d'insertion depuis la voie fluide. La relaxation aura d'autant plus d'effets sur le débit effectif que le nombre d'insertions depuis la voie fluide est élevé. Pour caractériser la relation entre  $\eta$  et  $\lambda$ , le débit sur la voie fluide, nous introduisons donc une fonction dont l'expression est donnée par :

$$\eta(\lambda_2) = \begin{cases} 1 & \text{si } \lambda_2 \leq \lambda_2^c \\ \frac{\eta_{max} - 1}{\alpha Q_\alpha - \lambda_2^c} (\lambda_2 - \lambda_2^c) + 1 & \text{sinon} \end{cases} \quad (3.38)$$

Avec  $Q_\alpha$  le débit effectif sur la voie principale lorsque les deux voies de circulation sont congestionnées et  $\eta_{max}$  la relaxation maximale associée au point de fonctionnement ( $Q_\alpha$ ,  $\alpha Q_\alpha$ ) du modèle de Daganzo. Sous cette hypothèse  $\eta_{max}$  est le seul paramètre exogène ajouté au modèle pour intégrer la relaxation.

En reprenant les hypothèses présentées sur la figure 3.9a, la nouvelle expression de la capacité du convergent est :

$$C^m = w\eta\kappa + w\eta\kappa\lambda_2 \left( \frac{w + v_1}{a} - \frac{1}{a} \sqrt{(w + v_1)^2 + \frac{2aw}{\lambda_2}} + \frac{as^2w^2}{2 \left( (w + v_1)^2 + \frac{2aw}{\lambda_2} \right)^{3/2}} \right) \quad (3.39)$$

Avec  $s$  présenté à l'équation 3.36.

La résolution du modèle amélioré est identique à la démarche présentée précédemment. Afin de vérifier la solvabilité du modèle, nous avons fait varier les paramètres de l'expression de la capacité dans des intervalles physiquement admissibles. Il apparaît que la borne supérieure et la borne inférieure des fonctions associés aux équations 3.32 et 3.33 sont respectivement positives et négatives. Ces fonctions étant en outre continues et strictement décroissantes, elles admettent une solution dans les intervalles de variation des paramètres que nous avons retenus.

### 3.2.3 Vérification en simulation du modèle analytique adapté aux convergents

#### 3.2.3.1 Hypothèses de modélisation

Pour vérifier en simulation l'expression analytique de la capacité présentée dans le paragraphe précédent, nous considérons un convergent théorique simple avec une voie sur la section principale et une voie sur la bretelle d'accès. Les voies de circulation admettent un diagramme fondamental triangulaire avec une vitesse libre  $u$ , une concentration maximale  $\kappa$  et une vitesse maximale de remontée de la congestion  $w$ . La loi de poursuite correspond au modèle de Newell avec intégration de l'accélération bornée et de la relaxation. L'expression du modèle a été présentée à l'équation 1.7. Le modèle de changement de voie est une adaptation du modèle de changement de voie présentée dans [Laval 06b, Laval 07] qui exprime la probabilité de changement de changement en fonction notamment de la vitesse relative entre le leader potentiel et le suiveur potentiel sur la voie cible. La demande en amont de la section principale est fixée à 95 % de la capacité théorique pour que le convergent atteigne rapidement l'état de fonctionnement à la capacité effective.

#### 3.2.3.2 Choix des paramètres

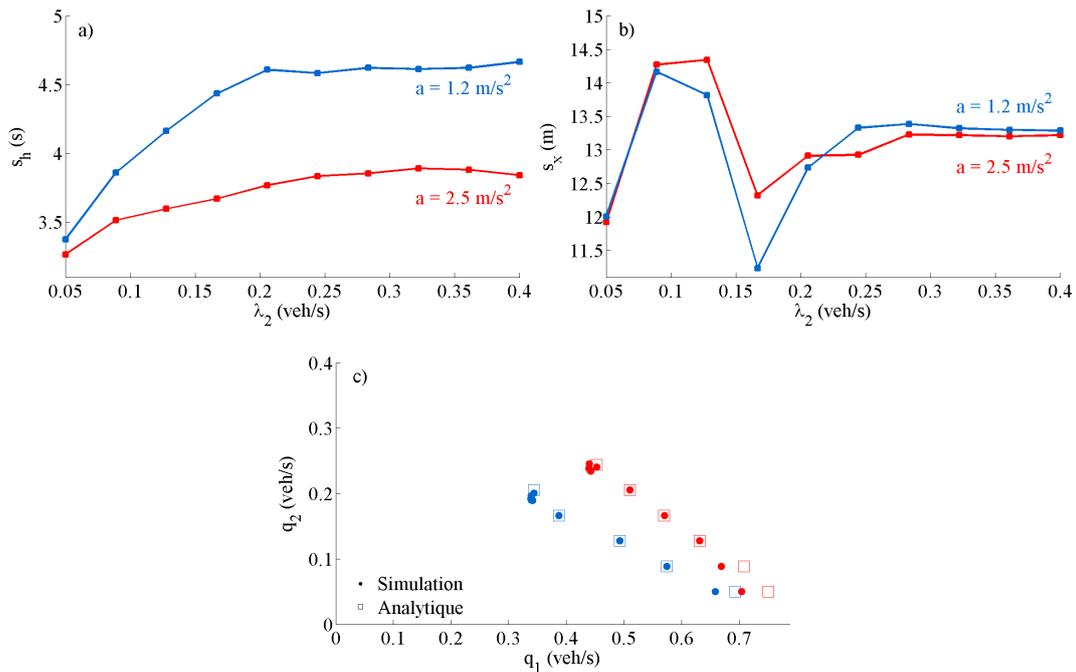
Le paramètre d'accélération  $a$  et les paramètres associés au diagramme fondamental jouent un rôle identique que ce soit dans l'approche analytique ou dans l'approche en simulation. Nous avons fixé la valeur de  $a$  à  $1.2 m/s^2$  et  $2.5 m/s^2$ . Nous avons également retenu les valeurs suivantes pour les paramètres du diagramme fondamental :  $u = 20 m/s$ ,  $w = 5.4 m/s$  et  $\kappa = 0.15 veh/m$ .

La différence principale entre l'approche en simulation et l'approche analytique concerne la prise en compte de la relaxation. Dans l'expression analytique, la relaxation est introduite à l'échelle macroscopique en considérant un paramètre dynamique de dilatation du diagramme fondamental noté  $\eta$ . Dans l'approche en simulation, la relaxation est caractérisée à l'échelle microscopique en considérant un paramètre  $\epsilon$  qui correspond à la différence de vitesse que le véhicule en phase de relaxation accepte par rapport à son leader. Le paramètre  $\epsilon$  de la version initiale du modèle de relaxation [Laval 07] a été calé dans [Leclercq 07a] sur les données NGSIM [NGSIM 08]. La formulation équivalente du modèle de relaxation intégrant les débits de dépassement, a également été calée sur les données NGSIM dans [Duret 11]. Les deux études ont obtenu des résultats similaires. Les valeurs de  $\epsilon$  sont comprises entre 0.99 et 1.93  $m/s$ . Les résultats du calage exhibent donc des temps de relaxation de l'ordre de 15  $s$ .

Plus le paramètre de relaxation est faible, plus les temps de relaxation sont longs. Par conséquent, les véhicules en relaxation admettront plus longtemps des écarts inter-véhiculaires faibles avec leur prédécesseur pour des valeurs faibles de  $\epsilon$ . Pour notre approche en simulation, nous retenons la valeur de  $\epsilon = 1 m/s$ .

### 3.2.3.3 Confrontation de l'expression analytique de la capacité aux résultats de micro-simulation

L'expression analytique de la capacité présentée dans le paragraphe 3.2.2 admet comme paramètres  $s_h$ , l'écart type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives et  $s_x$  l'écart type de la distribution des positions de changement de voie. Nous avons précisé dans le paragraphe 2.1 que les données ont été principalement mesurées en congestion. Ne disposant pas de suffisamment de données pour caractériser l'ensemble des conditions de trafic, nous n'avons pas été en mesure d'ajuster empiriquement les paramètres des distributions pour estimer les valeurs de  $s_h$  et de  $s_x$ . Notre objectif étant de vérifier en simulation le modèle analytique, nous proposons de réaliser dans un premier temps les simulations dont les résultats permettront d'ajuster ensuite  $s_h$  et  $s_x$ . Les figures 3.10a et b présentent les valeurs moyennes de  $s_h$  et  $s_x$ , obtenues sur 500 répliques, en fonction de la demande  $\lambda_2$  sur la bretelle d'insertion. La figure 3.10c compare les estimations du modèle analytique aux résultats de simulation pour différentes valeurs de l'accélération. Nous pouvons observer que les prédictions analytiques sont conformes aux résultats de simulation.



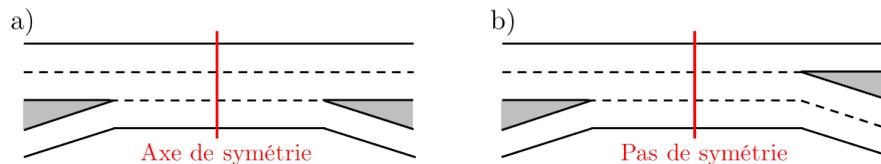
**Figure 3.10** – a) Évolution de  $s_h$  en fonction de  $\lambda_2$ , b) évolution de  $s_x$  en fonction de  $\lambda_2$  et c) confrontation des résultats du modèle analytique aux résultats de micro-simulation

## 3.3 Expression analytique de la capacité d'une zone d'entrecroisement

### 3.3.1 Revue de la littérature sur la modélisation des zones d'entrecroisement

Comme nous le précisons dans le chapitre 1, les zones d'entrecroisement sont des discontinuités du réseau autoroutier formées d'un convergent immédiatement suivi d'un divergent,

les deux étant reliés par une voie auxiliaire. Le *Highway Capacity Manual* (HCM, [TRB 10]) distingue trois types de zones d'entrecroisement (Type A, Type B et Type C) en fonction de leurs caractéristiques géométriques et du nombre minimum de changements de voie nécessaires pour atteindre la destination en aval de la zone d'entrecroisement. Le guide hollandais de dimensionnement des infrastructures autoroutières [SDU Uitgeverij 93] distingue les zones d'entrecroisement symétrique des zones d'entrecroisement asymétriques dont des exemples sont présentés à titre d'illustration sur la figure 3.11.



**Figure 3.11** – Représentations, selon le guide hollandais de dimensionnement des infrastructures autoroutières, a) d'une zone d'entrecroisement symétrique et b) d'une zone d'entrecroisement asymétrique

Le fonctionnement des zones d'entrecroisement est estimé grâce à des procédures analytiques. En particulier, en s'inspirant des résultats de [Lertworawanich 00], [Lertworawanich 01] décrit un modèle pour prédire la capacité des zones d'entrecroisement du Type B. Le modèle s'appuie sur les principes de la théorie d'acceptation des créneaux et de l'optimisation linéaire pour exprimer la capacité de la zone d'entrecroisement en fonction notamment de la matrice origine-destination et des vitesses pratiquées par les véhicules qui changent de voie et ceux qui ne changent pas de voie. Ce modèle a été ajusté ultérieurement pour prédire la capacité des zones d'entrecroisement du Type A [Lertworawanich 03].

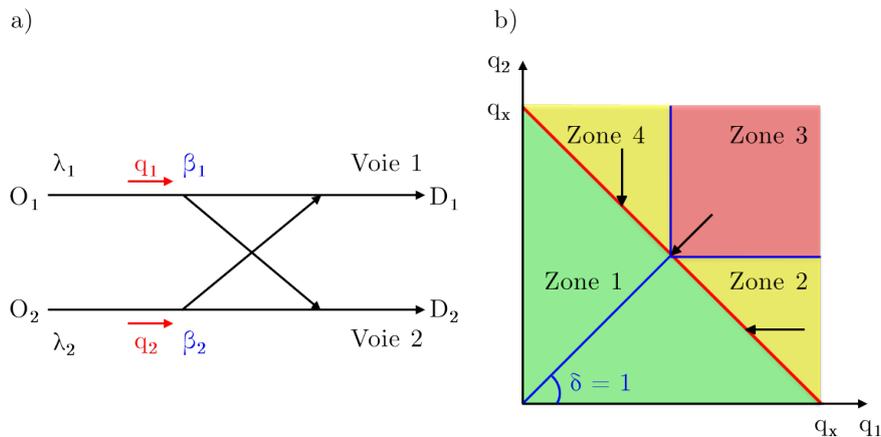
La méthode de dimensionnement des zones d'entrecroisement du HCM 2010 [TRB 10] est une mise à jour de la méthode de la version précédente du HCM [TRB 00] qui intègre les résultats obtenus dans [Roess 09b, Roess 09a]. La capacité des zones d'entrecroisement est exprimée en fonction de la matrice origine-destination, de la vitesse moyenne des flux et de la configuration géométrique (nombre de voies, longueur de la zone d'entrecroisement). Les courbes analytiques utilisées dans le HCM sont des abaques ajustés sur des données boucles mesurées sur de nombreux sites d'étude aux États-Unis.

Ces études estiment la capacité des zones d'entrecroisement d'un point de vue exogène sans prendre en compte les effets des phénomènes microscopiques liés au trafic routier comme par exemple les changements de voie ou les accélérations et ralentissements des véhicules. Or ces phénomènes participent à la réduction de la capacité effective des zones d'entrecroisement [Lee 09, Skabardonis 10]. Il en résulte des écarts importants entre les prédictions des modèles analytiques et les observations empiriques [Cassidy 89, Rakha 06].

Certains auteurs proposent donc d'utiliser les logiciels de micro-simulation qui leur semblent plus pertinents pour prédire la capacité et le fonctionnement des zones d'entrecroisement. Ainsi, [Skabardonis 02] ajuste les paramètres de CORSIM en utilisant des données mesurées sur huit zones d'entrecroisement dont les configurations géométriques sont différentes. Le modèle calé prédit correctement la capacité et le fonctionnement des zones d'entrecroisement étudiées. Ce-

pendant, les résultats de l'étude ne fournissent pas d'outil simple de prédiction de la capacité des zones d'entrecroisement. Pour pallier cette limite, [Dijker 03, Calvert 12] testent en simulation de nombreuses configurations de zones d'entrecroisement. Les résultats des simulations sont ensuite ajustés en fonction du pourcentage de véhicules qui changent de voie pour fournir des abaques de la capacité des zones d'entrecroisement. D'autres approches en simulation s'intéressent spécifiquement au développement de modèles pour reproduire les interactions entre les véhicules qui changent de voie. Ces interactions sont modélisées grâce aux concepts des agents intelligents [Hidas 05], à la théorie cinétique des gaz [Ngoduy 06] ou à la théorie d'acceptation des créneaux [Bahm 11]. Dans les approches en simulation, les comportements des usagers à l'échelle microscopique sont intégrés implicitement dans la loi de poursuite et le modèle de changements de voie.

Cependant, aucune des approches mentionnées précédemment, qu'elle soit analytique ou en simulation, ne propose une formulation explicite de l'effet des comportements microscopiques sur la capacité des zones d'entrecroisement à l'échelle macroscopique. L'objectif de ce paragraphe est donc de proposer un modèle macroscopique simple adapté aux zones d'entrecroisement avec (i) un schéma d'allocation similaire au modèle de Daganzo pour les convergents (voir figure 3.12c) et (ii) une expression endogène de la capacité qui intègre explicitement les comportements microscopiques des usagers.



**Figure 3.12** – a) Représentation théorique d'une zone d'entrecroisement à l'échelle macroscopique et b) schéma de principe du fonctionnement du modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement. Dans la zone 1, les demandes sont inférieures à la capacité et, par conséquent, les deux entrées de la zone d'entrecroisement sont fluides. Dans la zone 2, la voie 1 est saturée alors que la voie 2 est fluide. Dans la zone 4, la voie 1 est fluide alors que la voie 2 est saturée. Enfin, dans la zone 3, les deux entrées de la zone d'entrecroisement sont saturées et les débits effectifs sur chaque branche se partagent la capacité aval selon un coefficient de partage de priorité  $\delta$  égal à 1.

Nous pouvons observer sur la figure 3.12a que les véhicules qui vont de l'origine  $O_1$  vers la destination  $D_2$  quittent la voie 1 et s'insèrent sur la voie 2. De même, les véhicules qui vont de l'origine  $O_2$  vers la destination  $D_1$  quittent la voie 1 et s'insèrent sur la voie 2. A l'échelle macroscopique, nous considérons donc la zone d'entrecroisement, présentée précédemment sur la figure 3.12a, comme la superposition de deux convergents et deux divergents, voir figure

3.12b. Les fonctionnements des divergents et des convergents sont estimés en utilisant les résultats présentés respectivement aux paragraphes 3.1 et 3.2. Nous considérerons dans la suite du développement la zone d'entrecroisement décrite sur la figure 3.12b. Nous supposons en outre que la section courante est la voie 1 et que la voie auxiliaire est la voie 2.

La demande et le débit effectif sur la voie  $i$  en amont de la zone d'entrecroisement sont notés respectivement  $\lambda_i$  et  $q_i$ .  $\beta_1$  et  $\beta_2$  sont respectivement les pourcentages de véhicules qui souhaitent aller de la voie 1 vers la voie 2 et inversement. Lorsque les deux voies de circulation sont saturées, nous supposons également que les débits effectifs sur chacune des voies se partagent équitablement la capacité avale de la zone d'entrecroisement selon un rapport de un pour un.

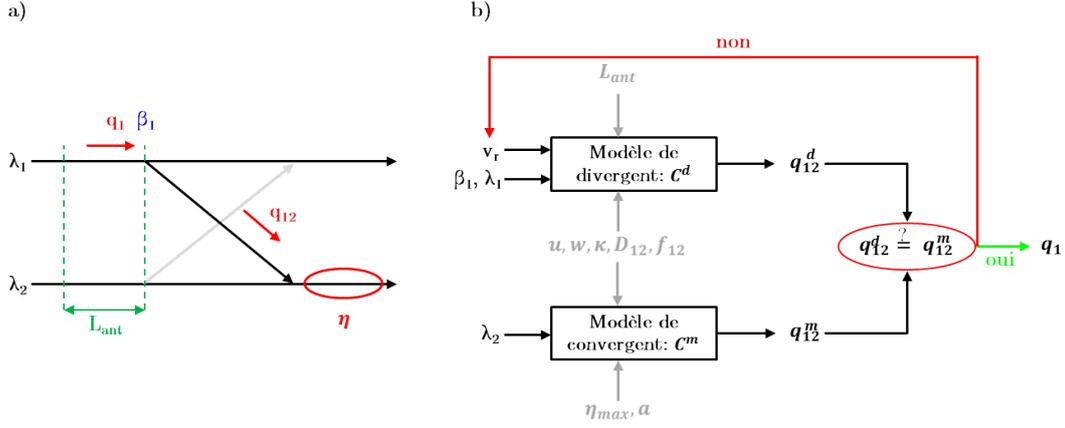
### 3.3.2 Association d'un divergent et d'un convergent

Préalablement, à la présentation proprement dite du modèle pour les zones d'entrecroisement, les paramètres utilisés dans les paragraphes précédents sont synthétisés dans le tableau 3.1. Les paramètres propres à chaque modèle seront ajustés pour garantir la cohérence des rétroactions entre les éléments du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement.

Paramètres communs aux deux modèles	Paramètres propres à chaque modèle	
	Divergent	Convergent
$u$ : vitesse libre	$v_r$ : vitesse d'anticipation	$a_i$ : coefficient de partage de priorité
$w$ : vitesse maximale de remontée de la congestion	$L_{ant}$ : longueur de la zone d'anticipation	$s_H$ : écart type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives
$\kappa$ : concentration maximale		
$a$ : accélération		

**Tableau 3.1** – Synthèse des paramètres en distinguant les paramètres communs à chaque modèle et les paramètres qui leur sont propres

La première étape du développement du modèle global consiste à associer un convergent avec un divergent comme le montre la figure 3.13a. Nous supposons en outre que le divergent et le convergent sont respectivement situés sur la voie 1 et sur la voie 2. Dans le cadre théorique proposé au paragraphe 3.1, nous supposons que les véhicules roulent temporairement à une vitesse  $v_r$  inférieure à la vitesse libre  $u$  avant de quitter la voie. Sous cette hypothèse, les véhicules qui quittent la voie 1 s'insèrent donc sur la voie 2 à la vitesse  $v_r$  et peuvent donc éventuellement perturber le fonctionnement de la voie 2. L'objectif est donc de prendre en compte les rétroactions entre les modèles présentés aux paragraphes 3.1 et 3.2 pour déterminer dans quelle mesure les états de trafic sur les voies 1 et 2 sont cohérents.



**Figure 3.13** – a) Association théorique d'un convergent et d'un divergent et b) schéma représentant le fonctionnement de l'association d'un divergent et d'un convergent

Supposons dans un premier temps que la voie 1 reste fluide et que la voie 2 est saturée. Le modèle analytique présenté au chapitre 3.2 permet d'estimer le fonctionnement de l'association d'un divergent et d'un convergent à condition d'ajuster la distribution de la variable aléatoire  $X$  représentant les positions longitudinales des changements de voie  $\mathcal{D}$  et la relation entre les paramètres de  $\mathcal{D}$  et le débit effectif sur la voie saturée. Conformément aux résultats du paragraphe 2.2.4, nous supposons que les positions des changements de voie d'insertion suivent une distribution gamma. Les résultats présentés sur la figure 2.13 donnent l'expression des paramètres de la distribution en fonction de la vitesse d'insertion des véhicules qui changent de voie. Comme la voie cible est congestionnée, la vitesse individuelle d'insertion donne une approximation correcte de la vitesse moyenne sur la voie cible. Le débit et la vitesse moyenne du flux étant liés par le diagramme fondamental, nous obtenons directement l'expression des paramètres de  $\mathcal{D}$  en substituant  $v$  par  $v = \frac{wq_2}{w\kappa - q_2}$  dans les expressions présentées sur la figure 2.13.

Nous supposons maintenant que la voie 2 reste fluide et que la voie 1 est saturée à cause des ralentissements des véhicules souhaitant changer de voie. Pour une demande  $\lambda_2$  donnée, le modèle de convergent présenté dans le paragraphe 3.2.2 estime un débit effectif  $q_{12}^m$  sur la rampe, voir figure 3.13b. Pour une valeur donnée de  $v_r$  le modèle de divergent présenté dans le paragraphe 3.1 renvoie également un débit tournant effectif  $q_{12}^d$ . Conformément à la figure 3.13 et pour garantir l'égalité entre  $q_{12}^m$  et  $q_{12}^d$  nous proposons d'ajuster la vitesse de ralentissement  $v_r$ . Ainsi,  $v_r$  doit satisfaire à l'équation suivante :

$$\lambda_2 + \beta_1 C^d(v_r) = C^m(v_r, s^d(v_r)) \quad (3.40)$$

En supposant à nouveau que les écarts temporels entre deux changements de voie successifs et les positions de changement de voie sont indépendants,  $s^d$  est

$$s^d(v_r) = \sqrt{s_H^2 + \frac{2var(X_{12})}{w^2}} \quad (3.41)$$

Avec  $s_H$  l'écart type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives. Comme nous avons supposé que les conditions de trafic sur la voie 1 sont dégradées à cause des

changements de voie de la voie 1 vers la voie 2, les écarts temporels entre deux changements de voie successifs suivent une distribution dont la densité de probabilité est présentée à l'équation 3.24. On obtient alors l'expression suivante de  $s_H$

$$s_H(v_r) = \frac{\sqrt{(l_1 - l_0)(2l_1(1 + \tau l_0)e^{\tau l_1} - l_1 + l_0)e^{-2\tau l_1} + l_0^2}}{l_0 l_1} \quad (3.42)$$

Les expressions de  $l_0$ ,  $l_1$  et  $\tau$  sont décrites à l'équation 3.25.

Après avoir résolu l'équation 3.40 et obtenu la valeur  $v_r^s$  qui garantit l'égalité entre  $q_{12}^m$  et  $q_{12}^d$ , le débit effectif  $q_1$  sur la voie 1 est donné par :

$$q_1 = C^d(v_r^s) \quad (3.43)$$

Il est intéressant de constater qu'en associant les modèles adaptés respectivement aux divergents et aux convergents, il est possible d'ajuster de façon endogène la vitesse de ralentissement  $v_r$ . La figure 3.14 illustre les évolutions de  $v_r$  pour différentes valeurs de  $a$  en fonction de la demande sur la voie 2 notée  $\lambda_2$ . On peut remarquer que  $v_r$  est une fonction décroissante de  $\lambda_2$ . Plus le nombre de véhicules est élevé sur la voie 2, plus les véhicules cherchant à s'insérer depuis la voie 1 anticipent leur manœuvre en ralentissant fortement. Ils dégradent alors d'autant plus les conditions de circulation sur la voie 1. Le ralentissement des véhicules est conforme aux observations empiriques du phénomène d'anticipation réalisées sur la zone d'entrecroisement dans le paragraphe 2.2.5.

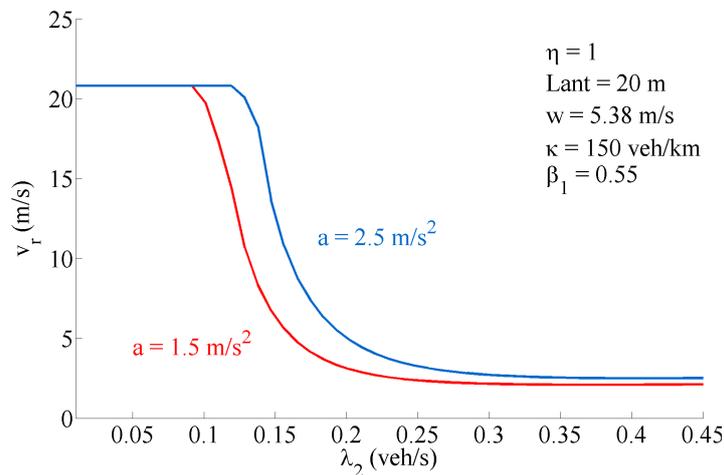
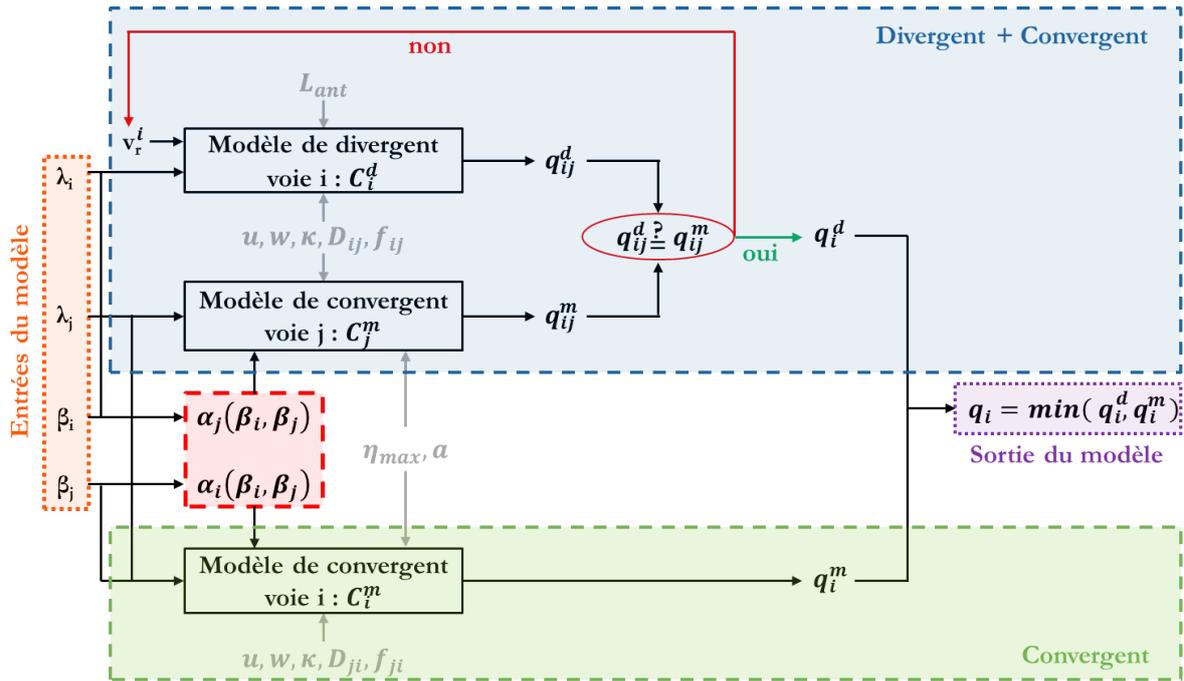


Figure 3.14 – Évolution de la vitesse de ralentissement  $v_r$  en fonction de la demande  $\lambda_2$

### 3.3.3 Description du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement

L'objectif de ce paragraphe est de décrire le modèle global adapté aux zones d'entrecroisement dont le fonctionnement complet est présenté sur la figure 3.15.



**Figure 3.15** – Schéma représentant le fonctionnement du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement en prenant en compte les rétroactions entre les différents éléments

Comme nous le précisons dans les hypothèses, la zone d'entrecroisement est considérée à l'échelle macroscopique comme la superposition de deux convergents et de deux divergents. Pour illustrer le fonctionnement du modèle global, nous considérons la situation pour laquelle uniquement la voie  $i$  est saturée. Les deux possibilités sont  $i = 1$  et  $j = 2$  ou  $i = 2$  et  $j = 1$ . Dans cette situation, le fonctionnement de la zone d'entrecroisement est dicté par deux mécanismes :

- Premièrement, les véhicules qui quittent la voie  $i$  anticipent leur changement de voie et roulent temporairement à une vitesse plus faible dans la zone d'anticipation. Si le nombre de véhicules souhaitant changer de voie est suffisamment élevé, le fonctionnement de la zone d'entrecroisement est dicté par le modèle détaillé dans le paragraphe 3.3.2 et dont le fonctionnement est représenté par le bloc en pointillés bleus sur la figure 3.15. Le débit effectif estimé par ce modèle est noté  $q_i^d$  sur la figure 3.15 ;
- Deuxièmement, les véhicules qui quittent la voie  $j$  pour s'insérer sur la voie  $i$  peuvent également dégrader les conditions de trafic sur la voie  $i$ . Dans ce cas, le fonctionnement de la zone d'entrecroisement est dicté par le modèle présenté dans le paragraphe 3.2 et dont le fonctionnement est synthétisé par le bloc en pointillés verts sur la figure 3.15. Le débit effectif estimé par ce modèle est noté  $q_i^m$  sur la figure 3.15.

La démarche consiste alors (i) à déterminer le débit effectif sur la voie  $i$  en appliquant indépendamment les modèles présentés respectivement aux paragraphes 3.2 et 3.3.2 puis (ii) choisir le modèle qui réduit le plus le débit effectif sur la voie  $i$  ( $q_i = \min(q_i^d, q_i^m)$ ). Cette démarche simplifie le problème global en supposant que le fonctionnement d'entrecroisement est décrit distinctement soit par un fonctionnement de convergent soit par un fonctionnement de divergent. Le modèle est strictement symétrique lorsque l'on considère que la voie  $j$  est saturée et que la voie  $i$  est fluide.

Nous faisons en outre l'hypothèse forte que les débits effectifs, lorsque les deux voies de circulation sont congestionnées, se partagent la capacité aval de la zone d'entrecroisement dans un rapport fixe de un pour un quelles que soient les valeurs de  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Cette hypothèse a donc pour conséquence que  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  dépendent de  $\beta_1$  et  $\beta_2$  et dépendent donc de la structure de la demande.

Une étude récente a prouvé empiriquement que les coefficients de partage de priorité sur les convergents autoroutiers peuvent être raisonnablement estimés par le rapport du nombre de voies de la bretelle d'insertion sur le nombre de voies de la section courante [Bar-Gera 10]. Bien que les auteurs de cette étude aient constaté des écarts entre les prédictions et les observations, ils ont démontré que les coefficients de partage de priorité dépendaient principalement de l'offre de l'infrastructure.

L'étude des partages de priorité sur les convergents autoroutiers a été poursuivie dans [Reina 14]. Les auteurs étudient empiriquement l'effet de la répartition des débits par voie sur le partage de priorité des flux au droit de six convergents aux États-Unis. Les résultats de l'étude montrent que la prise en compte de la répartition des débits par voie permet une estimation plus fidèle des coefficients de partage de priorité que la simple prise en compte des caractéristiques géométriques du convergent. Cette étude montre donc que les coefficients de partage de priorité ne dépendent pas uniquement de la structure de l'offre mais aussi des caractéristiques de la demande. Un coefficient de partage de priorité dynamique a été introduit en simulation dans [Chevallier 07] pour tenir compte de l'agressivité des conducteurs lors des manœuvres d'insertion.

Pour satisfaire l'hypothèse d'équipartition des débits effectifs lorsque les deux voies de circulation sont saturées, nous proposons donc d'ajuster  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$ , les coefficients de partage de priorité des modèles de convergent. Cette étape, indépendante de l'estimation des débits effectifs, est représentée par le bloc en pointillés rouges sur la figure 3.15. On peut écrire :

$$\begin{cases} q_{\alpha_1} = \frac{\alpha_2 q_{\alpha_2}}{\beta_1} \\ q_{\alpha_2} = \frac{\alpha_1 q_{\alpha_1}}{\beta_2} \end{cases} \quad (3.44)$$

Il est intéressant de constater que si le système précédent est vérifié, la condition très simple suivante est obtenue :

$$\alpha_1 \alpha_2 = \beta_1 \beta_2 \quad (3.45)$$

On peut supposer de plus que  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont proportionnels et qu'il existe donc un coefficient de proportionnalité  $\mu$  tel que :

$$\alpha_2 = \mu \alpha_1 \quad (3.46)$$

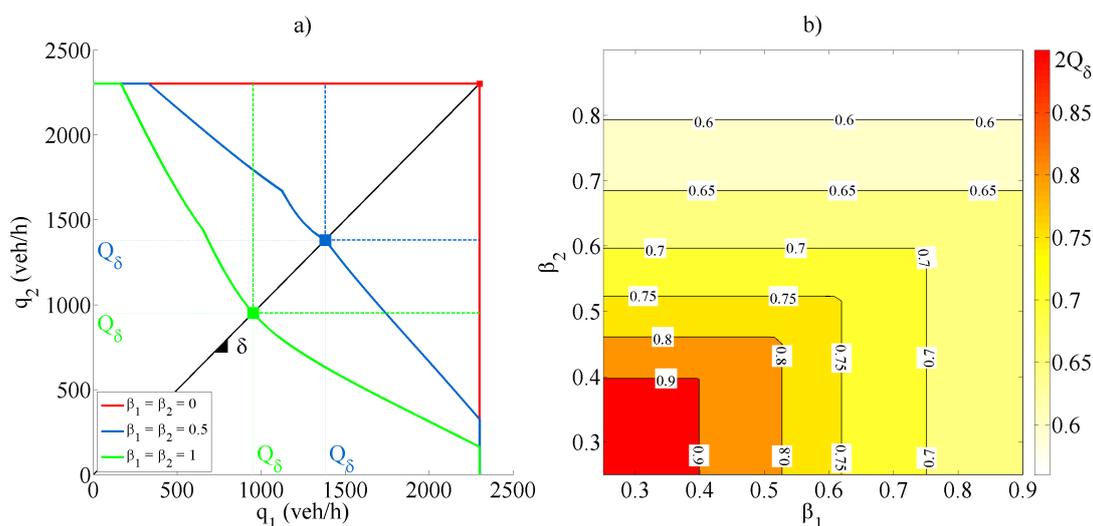
Dans ce cas, il vient immédiatement :

$$\begin{cases} \alpha_1 = \sqrt{\frac{\beta_1 \beta_2}{\mu}} \\ \alpha_2 = \sqrt{\mu \beta_1 \beta_2} \end{cases} \quad (3.47)$$

Nous supposons qu'en cas de congestion établie sur les deux voies de circulation de la zone d'entrecroisement, les débits effectifs se partagent la capacité aval selon un rapport de un pour un. On obtient donc l'équation suivante :

$$\min \left( q_{\alpha_1}, \frac{\alpha_2 q_{\alpha_2}}{\beta_1} \right) = \min \left( q_{\alpha_2}, \frac{\alpha_1 q_{\alpha_1}}{\beta_2} \right) \quad (3.48)$$

En substituant  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  par les expressions littérales présentées à l'équation 3.47, l'équation 3.48 devient une équation dont l'inconnue à déterminer est  $\mu$ . En résolvant l'équation 3.48 en  $\mu$  on trouve la valeur de  $\mu$  qui permet non seulement d'ajuster les valeurs de  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  mais aussi de garantir la continuité de la courbe de capacité globale. Les paramètres  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  ne sont plus des paramètres exogènes du modèle car ils sont ajustés en fonction des pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . A titre d'illustration, la figure 3.16 présente les domaines de fonctionnement du modèle adapté aux zones d'entrecroisement ainsi que les courbes de capacité analytiques construites pour des valeurs particulières du couple  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Pour la figure 3.16 nous avons supposé que  $\beta_1 = \beta_2$ .



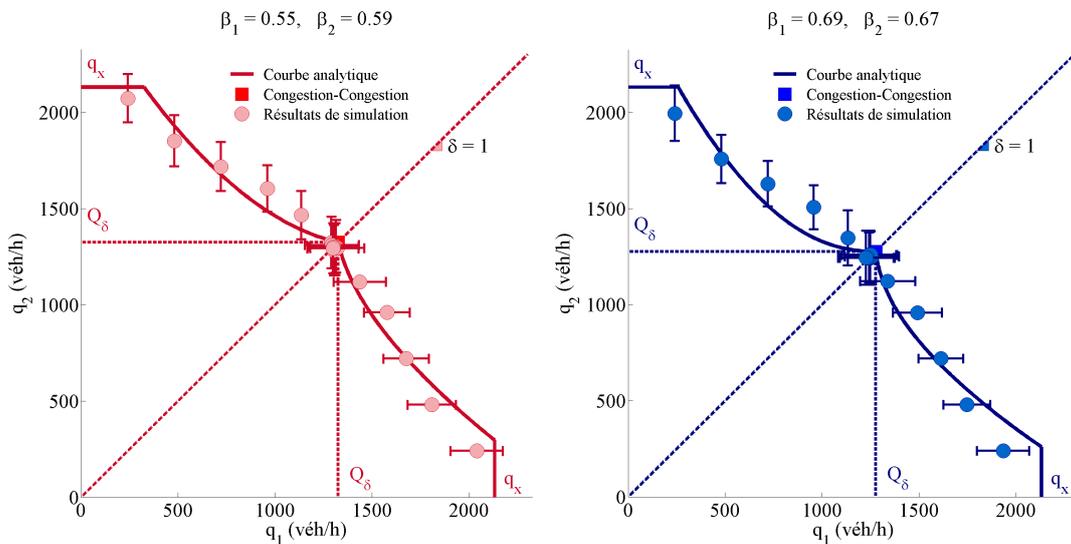
**Figure 3.16** – a) Illustration de courbes de capacité analytique pour des valeurs particulières des pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$  et b) abaques de l'évolution de la capacité effective de la zone d'entrecroisement en fonction de  $\beta_1$  et  $\beta_2$

### 3.3.4 Vérification en simulation du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement

De la même manière que dans le paragraphe 3.2.3, nous avons utilisé le modèle de Newell avec accélération bornée et relaxation présenté à l'équation 1.7. Nous avons introduit une zone d'anticipation juste en amont de la zone de changement de voie. Dans cette zone particulière, les véhicules souhaitant changer de voie considèrent temporairement le leader sur la voie adjacente si les conditions de trafic sur la voie adjacente sont davantage dégradées que les conditions de trafic sur la voie de circulation à l'origine de la manœuvre de changement de voie. Nous reproduisons ainsi le comportement d'anticipation dans le processus décisionnel de changer de voie présenté dans le paragraphe 2.2.5.

Le modèle de changement de voie exprime la probabilité de changer de voie en fonction de la position longitudinale des véhicules. Les positions des changements de voie en simulation suivent une distribution gamma, conformément aux observations empiriques du paragraphe 2.2. Les paramètres de la distribution sont ajustés en fonction de la vitesse moyenne sur la voie cible comme dans l'approche analytique. La vitesse moyenne est évaluée dans la zone de changement de voie. Les expressions des paramètres de la distribution en fonction de la vitesse sont présentées sur la figure 2.13. Pour chaque véhicule souhaitant changer de voie, la position de la manœuvre est tirée aléatoirement dans la zone d'anticipation, avant de pénétrer dans la zone de changement de voie.

Nous avons réalisé 1500 réplifications pour moyennner les aspects stochastiques du modèle (distribution des positions de changement de voie, distribution des écarts temporels en entrée du réseau, et distribution de l'ordre des véhicules souhaitant changer de voie). 15 minutes de trajectoires sont simulées à chaque réplification et les débits effectifs sont mesurés sur les 5 dernières minutes de simulation. Nous avons présenté dans le paragraphe 1.1.1.3 la courbe de véhicules cumulés dont la pente à chaque instant correspond au débit. Les débits effectifs en micro-simulation sont mesurés sur les courbes de véhicules cumulés par origine mesurées 1500 m en aval de la zone de la zone de changement de voie pour garantir que le processus de relaxation soit achevé et ne pas surestimer le débit effectif.



**Figure 3.17** – Confrontation des courbes de capacité analytiques pour la zone d'entrecroisement aux résultats de micro-simulation pour deux couples de pourcentages de débit tournant

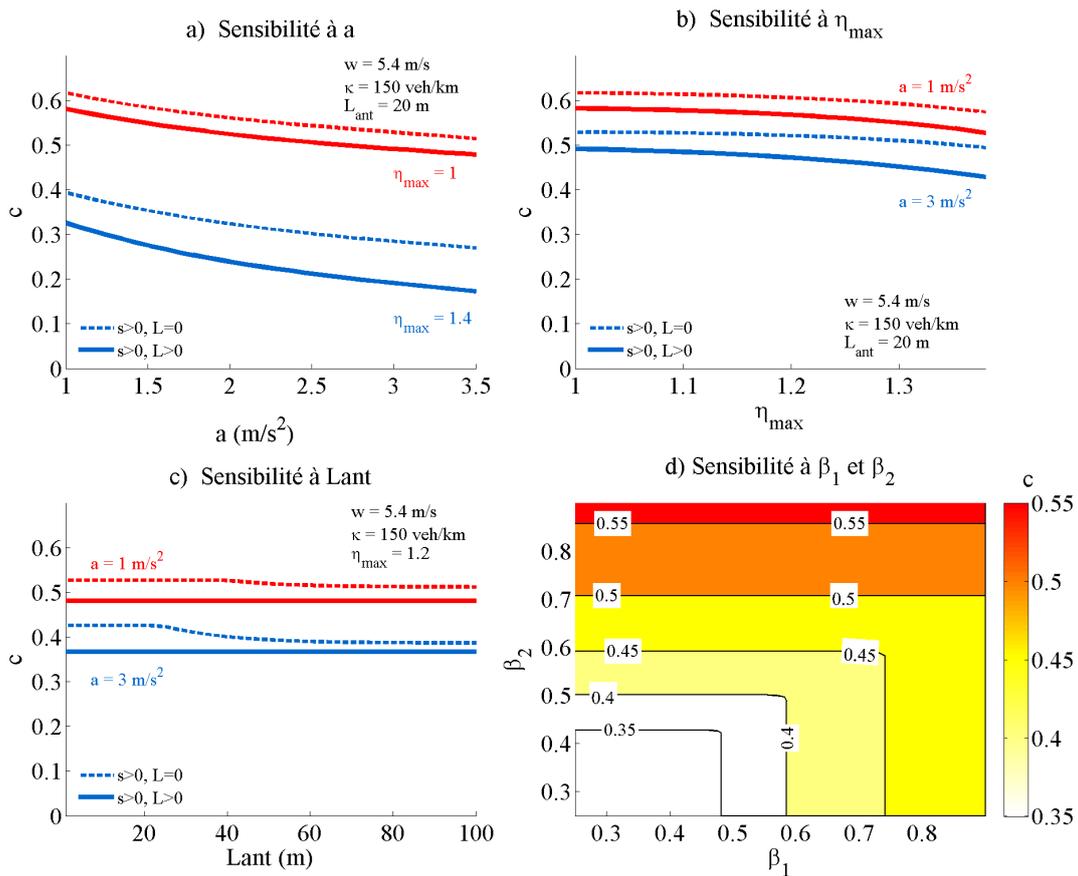
La figure 3.17 compare l'expression analytique de la capacité aux résultats de simulation pour deux couples de pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$  qui correspondent respectivement aux couples minimum et maximum observés dans les données (voir paragraphe 4.3.1.2) Nous y avons représenté (i) les valeurs moyennes des débits effectifs calculées sur les 1500 réplifications et (ii) les écarts types pour évaluer la dispersion des résultats de simulation. L'expression analytique de la courbe de capacité est conforme aux résultats de simulation.

### 3.3.5 Analyse de la sensibilité du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement à ses paramètres

L'expression analytique de la capacité étant vérifiée en simulation, nous proposons une analyse de sensibilité pour quantifier l'influence des paramètres sur la capacité théorique estimée par le modèle. Conformément au paragraphe 3.1.4, le complément du ratio entre la capacité effective et la capacité théorique est utilisé pour évaluer la sensibilité du modèle à ses paramètres. La capacité effective de la zone d'entrecroisement est obtenue lorsque les deux voies de la zone d'entrecroisement sont saturées. Elle est notée  $Q_\delta$  sur la figure 3.17. Dans ce cas, et d'après l'équation 3.48 l'expression de  $c$  devient :

$$c = 1 - \frac{2Q_\delta}{2q_x} = 1 - \frac{Q_\delta}{q_x} = 1 - \frac{\min\left(q_{\alpha_1}, \frac{\alpha_2 q_{\alpha_2}}{\beta_1}\right)}{q_x} \quad (3.49)$$

La figure 3.18 présente les résultats de l'étude de sensibilité. Nous nous concentrons sur l'étude de la sensibilité à  $a$ ,  $\eta$ ,  $L_{ant}$ ,  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Nous n'avons pas pris en compte les paramètres associés au diagramme fondamental car ils peuvent être facilement calés in situ.



**Figure 3.18** – Résultats de l'étude de sensibilité : a) sensibilité au paramètre d'accélération  $a$ , b) sensibilité au paramètre de relaxation  $\eta_{max}$ , c) sensibilité à la longueur de la zone d'anticipation et d) sensibilité aux pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$

Sur la figure 3.18, les courbes en pointillés ont été obtenues en supposant que les changements de voie sont ponctuels et que les écarts temporels entre deux changements de voie

successifs sont distribués. Les courbes continues ont été obtenues en faisant l’hypothèse que les positions des changements de voie et les écarts temporels entre deux changements de voie successifs sont distribués. On peut remarquer de façon générale que la capacité effective de la zone d’entrecroisement est plus élevée lorsque les positions des changements sont distribuées.

La figure 3.18a présente les résultats de la sensibilité à  $a$  pour différentes valeurs de  $\eta$ . Lorsque  $a$  augmente,  $c$  diminue. Le paramètre d’accélération augmente donc la capacité effective de la zone d’entrecroisement. Lorsque  $a$  est élevée, la durée de la phase d’accélération est plus faible et, par conséquent, les vides créés dans le flux de trafic sont moins importants et la capacité est moins réduite.

La figure 3.18b se concentre sur l’analyse de sensibilité au paramètre de relaxation  $\eta_{max}$  pour différentes valeurs de  $a$ . Lorsque  $\eta_{max}$  augmente,  $c$  diminue. Le paramètre de relaxation augmente également la capacité effective de la zone d’entrecroisement.

Les résultats de l’analyse de sensibilité à la longueur de la zone d’anticipation sont présentés sur la figure 3.18c.  $L_{ant}$  a peu d’influence sur la capacité effective. La sensibilité du modèle est testée sur un unique point de fonctionnement qui, comme le montre la figure 3.15, est le minimum des débits effectifs estimés par le modèle de divergent et le modèle de convergent. Si ce point est obtenu par le comportement de convergent,  $L_{ant}$  n’intervient pas car c’est un paramètre spécifique au modèle de divergent. Dans le cas où se point de fonctionnement est obtenu par le comportement de divergent, l’analyse de sensibilité réalisée au paragraphe 3.1.4 montre que l’influence de  $L_{ant}$  est également faible.

Enfin, la figure 3.18d présente la sensibilité aux pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$ .  $\beta_1$  et  $\beta_2$  ne sont pas des paramètres du modèle mais des variables d’entrée. Cependant, les pourcentages de débits tournants sont des variables importantes qui influencent fortement la capacité effective d’une zone d’entrecroisement [Lertworawanich 03]. Les distributions des positions des changements de voie introduites dans le modèle macroscopique étant différentes selon la destination des changements de voie,  $c$  n’est pas symétrique en fonction de  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Pour les valeurs les plus faibles de  $\beta_1$  et  $\beta_2$  la chute de capacité est de moins de 5 %. Lorsque  $\beta_1$  et  $\beta_2$  augmentent, la chute de capacité augmente également. Pour les valeurs les plus élevées de la capacité, moins de 45% de la capacité théorique sont utilisés.

### 3.4 Conclusion du chapitre

L’objectif de ce chapitre était de développer des modèles analytiques pour estimer le fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier. En s’appuyant sur les résultats empiriques du chapitre 2, nous avons explicitement intégré les comportements individuels des usagers pour exprimer de façon endogène la capacité effective des discontinuités du réseau autoroutier considérées dans ce chapitre.

Le modèle élaboré pour les divergents repose sur l’hypothèse que les véhicules souhaitant quitter la voie principale anticipent leur manœuvre et roulent temporairement à une vitesse plus faible que la vitesse libre. Si la demande est suffisamment élevée sur la voie principale, les ralentissements des véhicules vont initier des ondes de choc qui se propageront vers l’amont et réduiront ainsi la capacité effective au droit du point de divergence.

Le modèle adapté aux convergents, initialement proposé dans [Leclercq 11], a été amélioré en intégrant la relaxation et une distribution explicite des positions de changement de voie dont les paramètres sont ajustés en fonction des conditions de trafic sur la voie cible. Les effets de la relaxation sont introduits à l'échelle macroscopique sur le diagramme fondamental en considérant un paramètre dynamique qui (*i*) dépend de la demande sur la voie fluide et qui (*ii*) diminue les écarts inter-véhiculaires en augmentant la concentration.

Un modèle pour estimer le fonctionnement d'une zone d'entrecroisement a également été proposé. Ce modèle suppose qu'une zone d'entrecroisement est la superposition de deux convergents et de deux divergents. Cette hypothèse permet d'agréger dans un unique modèle les développements analytiques réalisés respectivement sur les divergents et sur les convergents. Pour reproduire en simulation le phénomène d'anticipation observé dans le chapitre 2, nous avons introduit en amont de la zone d'entrecroisement une zone d'anticipation dans laquelle les véhicules souhaitant changer de voie considèrent temporairement le leader sur la voie adjacente si les conditions de circulation y sont davantage dégradées que les conditions de circulation sur la voie d'origine.

Chaque modèle a fait l'objet d'une étude de sensibilité pour déterminer l'influence des différents paramètres. Les résultats de l'analyse de sensibilité montrent que l'accélération des véhicules est le paramètre qui influence le plus la capacité effective du convergent et de la zone d'entrecroisement. L'influence de  $a$  sur le modèle de divergent est limitée car  $a$  n'intervient dans l'expression analytique de la capacité que pour des valeurs faibles du pourcentage de débit tournant. Les résultats analytiques ont en outre été systématiquement confrontés à des résultats de micro-simulation. Pour chaque modèle, les résultats des deux approches sont similaires soulignant ainsi la pertinence des développements analytiques. Bien qu'ils soient construits en partie sur des considérations empiriques, les développements effectués dans ce chapitre sont uniquement théoriques et n'ont pas été validés sur des données réelles. L'étape de validation empirique est importante pour favoriser le déploiement opérationnel des outils théoriques développés dans ce chapitre. L'objectif du chapitre suivant est de confronter les données présentées dans le chapitre 1 et analysées dans le chapitre 2 aux développements théoriques effectués dans le chapitre 3.



## Chapitre 4

# Confrontation des résultats théoriques aux observations empiriques : vers une application opérationnelle des modèles

L'analyse empirique réalisée dans le chapitre 2 a permis de mettre en relief des phénomènes physiques qui interviennent sur les discontinuités du réseau autoroutier. Ensuite, dans le chapitre 3, ces résultats ont été intégrés dans des modèles analytiques permettant d'estimer rapidement la capacité effective d'un divergent, d'un convergent et d'une zone d'entrecroisement. Afin de favoriser le déploiement opérationnel des outils décrits dans cette thèse, nous confrontons dans ce chapitre les prévisions théoriques des modèles aux observations empiriques. Nous proposons également des utilisations pratiques des modèles pour évaluer des stratégies d'optimisation de l'écoulement du flux. Nous validons dans un premier temps l'hypothèse principale du modèle analytique adapté aux divergents. Le modèle de convergent ayant déjà fait l'objet d'une validation détaillée dans la littérature, nous en décrivons une utilisation concrète pour expliquer dans une approche phénoménologique le succès de la régulation d'accès. Enfin, nous vérifions empiriquement les résultats du modèle adapté aux zones d'entrecroisement avant de présenter une stratégie de régulation qui consiste à dissocier les flux d'entrecroisement.

### 4.1 Validation à l'échelle macroscopique de l'hypothèse principale du modèle analytique adapté aux divergents

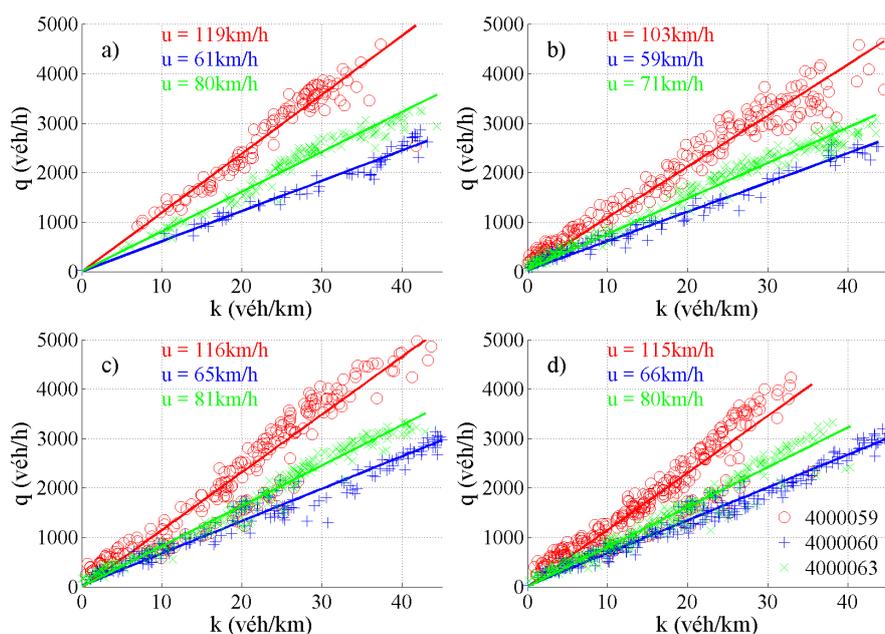
Un modèle analytique pour estimer la capacité d'un divergent a été présenté dans le paragraphe 3.1. Le modèle repose sur l'hypothèse que les véhicules souhaitant quitter la section principale anticipent leur manœuvre et roulent temporairement à une vitesse plus faible que la vitesse libre. Lorsque la demande est élevée, le ralentissement des véhicules crée des vides dans le flux de trafic qui réduisent la capacité réelle au droit du point de divergence.

L'objectif de ce paragraphe est de vérifier empiriquement si une diminution de la vitesse moyenne est observée au début du divergent. Le divergent de l'autoroute GA 400, présenté dans le paragraphe 1.1.1.1, est équipé de trois détecteurs respectivement situés 500 m en amont du

point de divergence (détecteur 4000056), au droit du point de divergence (détecteur 4000060) et 530 m en aval du point de divergence (détecteur 4000063), voir figure 1.2. La configuration du divergent et son équipement en détecteurs permettent de vérifier notre hypothèse. La figure 4.1 présente les diagrammes fondamentaux mesurés sur les trois détecteurs pour quatre jours de mesure. Les données représentées sur les diagrammes fondamentaux ont été mesurées sur les deux voies de circulation en section courante, voir figure 1.2.

La vitesse pratiquée en amont du point de divergence est de l'ordre de 120 km/h, ce qui correspond à la vitesse maximale autorisée sur la section courante de l'infrastructure. Au droit du point de divergence, la vitesse moyenne mesurée en situation fluide est de l'ordre de 65 km/h. A cet endroit, l'infrastructure n'est pas équipée de panneaux de signalisation réduisant la vitesse maximale autorisée. La diminution de la vitesse libre est donc la cause d'une modification du comportement des usagers. La bretelle de sortie est équipée d'une voie de ralentissement très courte qui contraint les usagers à ralentir sur la section courante pour pouvoir effectuer leur manœuvre de sortie en toute sécurité. Il en résulte une chute importante de la vitesse libre au droit du point de divergence. La vitesse libre augmente à nouveau en aval du point de divergence pour atteindre une valeur de l'ordre de 80 km/h.

Nous avons ainsi observé une diminution de la vitesse libre pratiquée au droit du point de divergence qui correspond à un comportement d'anticipation de la part des usagers. Cette observation empirique permet de valider l'hypothèse supposant que les véhicules ralentissent avant de quitter la section courante. Toutefois, il est important de noter que les observations empiriques effectuées dans ce paragraphe, contrairement à l'hypothèse effectuée dans le paragraphe 3.1, dépendent de la configuration géométrique de la bretelle de sortie.



**Figure 4.1** – Diagrammes fondamentaux mesurés en amont, au droit et aval d'un divergent pour quatre jours de mesure.

## 4.2 Application du modèle analytique adapté aux convergents : approche phénoménologique pour expliquer le succès de la régulation d'accès

### 4.2.1 Revue de la littérature sur la régulation d'accès

La régulation d'accès est une mesure dynamique de gestion du trafic routier qui permet d'optimiser le fonctionnement d'un convergent autoroutier. Cette mesure consiste à retenir une partie de la demande sur la bretelle d'insertion grâce à un feu tricolore afin d'optimiser l'écoulement du flux en section courante. La régulation d'accès modifie les conditions d'insertion et agit par conséquent sur la capacité effective du convergent. [Papageorgiou 08b] distingue le niveau stratégique de la régulation d'accès de son niveau tactique.

La stratégie de contrôle adaptée au convergent est élaborée au premier niveau. Plus précisément, [Papageorgiou 02] distingue les stratégies de régulation fixes, qui sont ajustées en fonction de l'historique des données mesurées sur le convergent à réguler, des stratégies de régulation adaptatives dont l'objectif est de maintenir un état de fonctionnement prédéfini et qui sont ajustées en fonction des données mesurées en temps réel sur le convergent à réguler.

Le cycle de feu, permettant d'appliquer localement la stratégie de régulation, est ajusté au niveau tactique. [Papageorgiou 08b] propose une revue bibliographique des tactiques de régulation couramment implémentées en pratique. La première tactique consiste à fixer le cycle de feu à 2s afin d'écouler au goutte à goutte les véhicules souhaitant s'insérer. Le débit d'insertion est par conséquent très faible.

Afin d'augmenter le débit de sortie de la bretelle d'insertion, la seconde tactique permet d'écouler un nombre prédéterminé de véhicules par phase de vert. Il est intéressant de constater que dans ces premières tactiques, la phase de vert est ajustée en fonction du nombre de véhicules à insérer par cycle de feu. Le débit de sortie de la bretelle reste relativement faible et, par conséquent, le temps perdu sur la bretelle est élevé. Afin de pallier cet inconvénient, des tactiques de régulation consistant à ajuster a priori le phase de vert ont été élaborées. Le débit de sortie est effectivement plus élevé mais, les véhicules s'insérant sur la section courante étant plus nombreux, les perturbations qu'ils génèrent y réduisent davantage la capacité effective.

Si les effets bénéfiques de la régulation d'accès sur la réduction de la congestion ont été prouvés empiriquement [Haj-Salem 95], peu d'études ont proposé une approche phénoménologique pour déterminer les causes de ce succès. Une étude empirique réalisée sur un convergent autoroutier en Angleterre a montré que les comportements des conducteurs étaient modifiés lors de l'activation de la régulation d'accès [Wu 07]. Lorsque celle-ci est active, les usagers circulant depuis la bretelle d'insertion ont tendance à s'insérer plus tôt et à une vitesse plus faible. Les usagers circulant sur la section courante se déportent alors vers les voies de droite (les conducteurs roulent à gauche en Angleterre), augmentant par conséquent la longueur des écarts inter-véhiculaires, facilitant ainsi les manœuvres d'insertion depuis la bretelle et limitant par conséquent la perturbation du flux en section courante.

Cependant, cette étude a probablement été menée sous des conditions de trafic initiales relativement fluides. En effet, lorsque le débit augmente, les changements de voie de courtoisie de la voie de gauche vers les voies de droite sont plus difficiles à réaliser car le nombre de

véhicules sur l'infrastructure est plus élevé. Dans ce cas, les créneaux d'insertion seront plus courts et les manœuvres d'insertion à faible vitesse perturberont davantage le trafic sur la section courante.

Une approche analytique pour étudier les effets des insertions à basse vitesse sur un écoulement fluide proche de la capacité a été proposée dans [Duret 10b]. Les auteurs considèrent un convergent sans étendue spatiale et supposent que tous les véhicules s'insèrent à la même vitesse initiale. Les résultats de l'étude présentent une formule analytique de la capacité effective du convergent qui, d'un point de vue opérationnel, permettrait d'optimiser le débit d'insertion et la vitesse d'insertion. Le succès de la régulation d'accès s'explique dans ces travaux par la réduction du différentiel de vitesse entre la bretelle d'insertion et la section courante.

Mais le problème principal de cette étude repose sur l'hypothèse d'indépendance du fonctionnement de la bretelle d'insertion et de la section courante. En effet, les auteurs supposent que la vitesse d'insertion est indépendante des conditions de trafic sur la voie cible. Cette hypothèse est pertinente lorsque les manœuvres d'insertion n'interagissent pas, c'est-à-dire lorsque un véhicule ne s'insère pas dans un état de trafic localement congestionné initié par le véhicule qui a changé de voie précédemment. Lorsque les manœuvres d'insertion interagissent, un véhicule peut s'insérer dans un flux de trafic localement congestionné. Il ne peut donc pas s'insérer à une vitesse trop élevée sous peine de rentrer en collision avec le véhicule le précédant. Ces situations seront d'autant plus probables lorsque les positions d'insertion sont distribuées et que la zone d'insertion a une étendue spatiale élevée.

#### 4.2.2 Ajustement du modèle analytique adapté aux convergents pour expliquer le succès de la régulation d'accès

L'objectif de ce paragraphe est de déterminer les causes permettant d'expliquer le succès de la régulation d'accès en adoptant une approche phénoménologique. Nous supposons que la régulation d'accès est efficace car elle homogénéise le comportement d'insertion en réduisant la variabilité individuelle des conducteurs souhaitant s'insérer. Nous déploierons pour cela le modèle analytique adapté aux convergents et présenté au paragraphe 3.2.2.

Comme nous le précisons précédemment, ce modèle consiste à estimer  $n_i$ , le nombre effectif de véhicules qui s'écoulent entre deux insertions successives. Dans la version initiale du modèle, nous avons supposé en outre que la vitesse d'insertion est identique pour tous les véhicules souhaitant s'insérer. Nous allons relever désormais cette hypothèse en considérant que les vitesses d'insertion  $v_i$  sont distribuées et suivent une loi  $\mathcal{V}(V_0, s_v)$  de moyenne  $V_0$  et d'écart type  $s_v$ . En appliquant les principes présentés au paragraphe 3.2.2 pour obtenir l'équation 3.39, nous avons :

$$n_i = w\kappa(h_i - \tau(h_i, v_i)) \quad (4.1)$$

Où  $\tau$  est désormais considérée comme une fonction de  $h_i$  et de  $v_i$  et non plus uniquement comme une fonction de  $h_i$ . En effectuant le développement de Taylor de la fonction  $\tau$  et en évaluant ses dérivées partielles sur le vecteur des moyennes des distributions de  $h_i$  et de  $v_i$ ,

nous obtenons l'approximation suivante de  $\tau$  :

$$\begin{aligned} \tau(h_i, v_i) = & \tau(H_0, V_0) + \frac{\partial\tau}{\partial h}(h_i - H_0) + \frac{\partial\tau}{\partial v}(v_i - V_0) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial h^2}(h_i - H_0)^2 + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial v^2}(v_i - V_0)^2 \\ & + \frac{\partial^2\tau}{\partial h\partial v}(h_i - H_0)(v_i - V_0) \end{aligned} \quad (4.2)$$

En sommant terme à terme les deux membres de l'égalité 4.2 pour  $i$  de 1 à  $N$  et en faisant tendre  $N$  vers l'infini il vient :

$$\begin{aligned} \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \tau(h_i, v_i) &= \Delta \\ \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N h_i &= H_0 \\ \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N v_i &= V_0 \end{aligned} \quad (4.3)$$

On obtient alors l'expression suivante :

$$\Delta = \tau(H_0, V_0) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial h^2} s_h^2 + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial v^2} s_v^2 + \frac{\partial^2\tau}{\partial h\partial v} \sigma_{hv}^2 \quad (4.4)$$

Avec  $\sigma_{hv}^2$  la covariance entre les écarts temporels et les vitesses d'insertion. En supposant de plus que ces deux variables sont indépendantes, on a  $\sigma_{hv}^2 = 0$ , et on aboutit finalement à l'égalité :

$$\Delta = \tau(H_0, V_0) + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial h^2} s_h^2 + \frac{1}{2} \frac{\partial^2\tau}{\partial v^2} s_v^2 \quad (4.5)$$

Avec

$$\frac{\partial^2\tau}{\partial h^2} = \frac{-w^2 a}{((w + V_0)^2 + 2awH_0)^{3/2}} \quad (4.6)$$

et

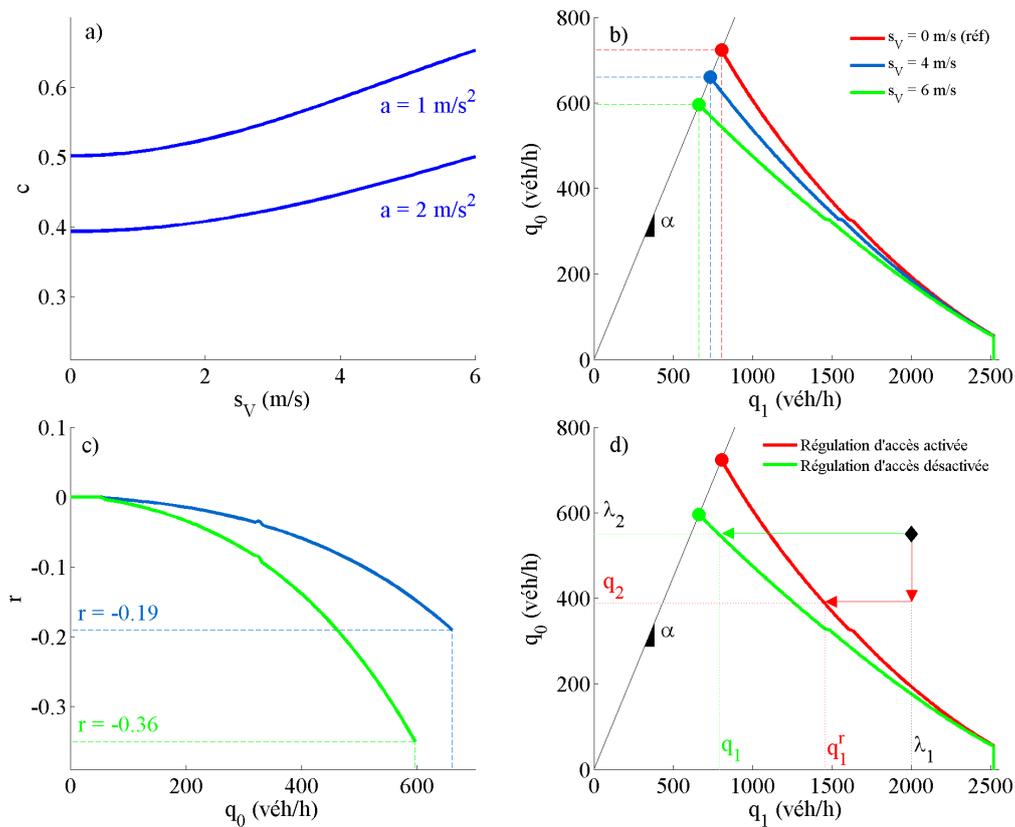
$$\frac{\partial^2\tau}{\partial v^2} = \frac{2wH_0}{((w + V_0)^2 + 2awH_0)^{3/2}} \quad (4.7)$$

Finalement l'expression de la capacité effective du convergent est :

$$C^m = w\kappa + \frac{w\kappa}{H_0} \left( \frac{w + V_0}{a} - \frac{\sqrt{(w + V_0)^2 + 2awH_0}}{a} + \frac{w^2 a s_h^2 - 2wH_0 s_v^2}{2((w + V_0)^2 + 2awH_0)^{3/2}} \right) \quad (4.8)$$

La résolution du modèle analytique a été présentée en détail au paragraphe 3.2.2. Par rapport à la version initiale du modèle, l'expression de la capacité décrite dans ce paragraphe introduit l'écart type de la distribution des vitesses d'insertion dont la sensibilité est présentée sur la figure 4.2a pour différentes valeurs de l'accélération. Nous avons considéré l'indicateur  $c$ , qui correspond au complément du ratio entre la capacité effective et la capacité théorique pour quantifier la sensibilité du modèle à la variabilité de la vitesse d'insertion  $s_v$ . Les résultats montrent que plus  $s_v$  est élevé plus la chute de capacité est importante. Ainsi, en diminuant la variabilité des vitesses d'insertion (c'est-à-dire en diminuant l'écart type), il est possible

d'augmenter la capacité effective du convergent. A titre d'illustration, la figure 4.2b présente les courbes de capacité du convergent construites pour trois valeurs différentes de  $s_v$ . La courbe rouge sur la figure 4.2b est construite avec  $s_v = 0 \text{ m/s}^2$  et constitue la courbe de référence. La figure 4.2c présente l'évolution de la capacité relative en fonction du débit sur la voie d'insertion par rapport à la courbe de capacité de référence. On observe ainsi une diminution de près de 20 % de la capacité lorsque  $s_v$  augmente de 0 à 4 m/s et une diminution de près de 35 % lorsque  $s_v$  augmente jusqu'à 6 m/s. Les gains en pourcentage semblent importants mais en valeur absolue pour les situations retenues, la capacité sur chacune des voies d'entrée du convergent est de l'ordre de 600 à 750 véh/h.



**Figure 4.2** – a) Sensibilité du modèle analytique à  $s_v$  pour différentes valeurs d'accélération, b) courbes de capacité pour différentes valeurs de  $s_v$  et c) évolution de la capacité relative en fonction de la demande sur la bretelle par rapport à la courbe de capacité de référence ( $s_v = 0 \text{ m/s}^2$ ) et d) illustration du fonctionnement du modèle de Daganzo avec et sans activation de la régulation d'accès.

La figure 4.2d illustre le fonctionnement du modèle de Daganzo, présenté en détail au paragraphe 3.2.1, avec et sans activation de la régulation d'accès. Les courbes verte et rouge correspondent respectivement aux situations avec et sans activation de la régulation en supposant que cette dernière homogénéise les comportements d'insertions en réduisant la variabilité des vitesses pratiquées au moment de l'insertion. Pour des demandes ( $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$ ) respectivement sur la section principale et la bretelle d'insertion, la situation sans activation de la régulation d'accès renvoie un débit effectif ( $q_1$ ,  $\lambda_2$ ).

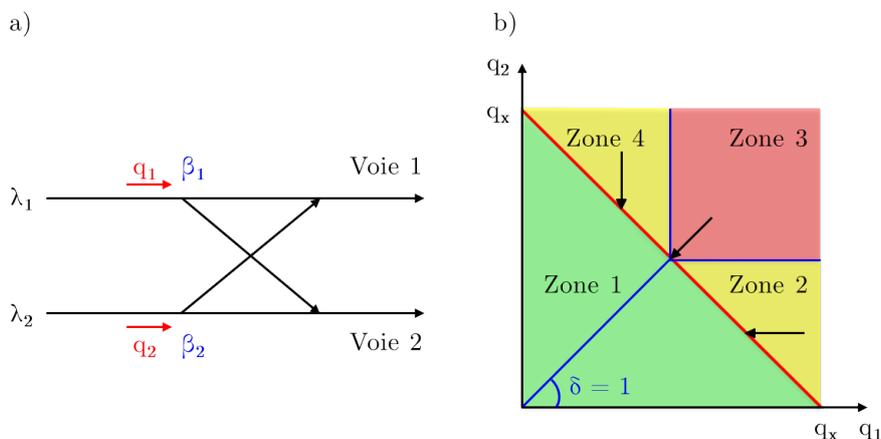
Comme nous le précisons au début du paragraphe, la régulation d'accès consiste à retenir

une partie de la demande souhaitant s'insérer en retenant temporairement les véhicules sur la bretelle d'insertion grâce à un feu tricolore. Le débit d'insertion effectif d'insertion effectif est, dans ce cas, réduit à  $q_2$ . Les règles de projection du modèle de Daganzo étant inchangées par rapport à la situation précédente, la régulation du débit d'insertion et l'homogénéisation consécutive du comportement d'insertion permet de limiter la réduction du débit en section courante à  $q_1^r$ . Le débit  $q_1^r$  est supérieur à  $q_1$  à cause (i) de la réduction du débit d'insertion et (ii) de l'homogénéisation des vitesses d'insertion

### 4.3 Validation empirique du modèle analytique pour estimer la capacité d'une zone d'entrecroisement

Nous avons présenté dans le chapitre 3 la construction de la courbe de capacité d'un modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement. Comme le rappelle la figure 4.3, ce modèle distingue quatre zones de fonctionnement :

- Dans la zone 1, les demandes sur chacune des voies d'entrée sont inférieures à la capacité effective de la zone d'entrecroisement. Les demandes sont satisfaites et les conditions de trafic sur l'infrastructure sont fluides ;
- Dans la zone 2, la demande sur la voie 1 est élevée alors que la demande sur la voie 2 est plus faible. Dans ce cas, la demande sur la voie 2 est satisfaite et le débit effectif sur la voie 1 est inférieur à la demande sur la voie 1. La voie 2 reste en situation fluide et la congestion apparaît sur la voie 1 ;
- Dans la zone 4, la voie 1 est fluide alors que les conditions de trafic sont dégradées sur la voie 2 ;
- Dans la zone 3, les demandes sur les deux voies d'entrée sont élevées. La congestion se forme sur les deux voies de circulation. Les débits effectifs se partagent équitablement la capacité effective en aval de la zone d'entrecroisement selon un rapport de un pour un.



**Figure 4.3** – a) Zone d'entrecroisement théorique considérée pour la construction du modèle analytique et b) principes de fonctionnement du modèle

L'objectif de ce paragraphe est de comparer les résultats théoriques du modèle aux observations empiriques. La zone d'entrecroisement étudiée se situe sur la Rocade Sud de Grenoble (voir chapitre 1). La voie principale de la zone d'étude comporte deux voies de circulation. Or nous avons développé le modèle sur une zone d'entrecroisement simple avec une voie de circulation sur la voie principale et une voie auxiliaire. La configuration de la zone d'entrecroisement à Grenoble est particulière car il y a trois destinations possibles en aval, voir figure 1.7. L'analyse des enregistrements vidéo montre que les usagers circulant sur la section principale anticipent leur destination et rejoignent, en amont de la zone d'étude, la voie de circulation qui leur permet de limiter le nombre de changements de voie sur la zone d'entrecroisement. On observe donc peu de changements de voie entre les deux voies de circulation sur la section courante. Les mécanismes d'entrecroisement se limitent aux changements de voie de la voie de droite de la section principale vers la voie auxiliaire et inversement. La zone d'entrecroisement étudiée est donc assimilable à la zone d'entrecroisement théorique considérée pour les développements analytiques.

### 4.3.1 Confrontation des résultats du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement aux observations empiriques

#### 4.3.1.1 Ajustement du modèle pour limiter le nombre de paramètres

La version du modèle présentée au paragraphe 3.3 est paramétrée notamment par l'écart type, noté  $s_h$  de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives. Pour réduire le nombre de paramètres à caler, nous supposons que les écarts temporels entre deux véhicules successifs sur la voie  $i$  suivent une loi exponentielle décalée dont l'expression de la densité de probabilité  $f_H^i$  est donnée par [Gattuso 05, Chevallier 07] :

$$f_H^i(h) = \begin{cases} \rho_i e^{-\rho_i(h-h_m)} & \text{si } h_m \leq h \\ 0 & \text{sinon} \end{cases} \quad (4.9)$$

$h_m$  est la distance minimale de sécurité qui est égale à l'inverse de la capacité théorique de la voie principale  $h_m = \frac{1}{q_x}$ .  $\rho_i$  est le paramètre de forme de la distribution.

$$\rho_i = \frac{\lambda_i}{1 - \lambda_i h_m} \quad (4.10)$$

Sous cette hypothèse, l'écart type de la distribution des écarts temporels entre deux insertions successives est donné par l'inverse du paramètre de forme :

$$s_h(\lambda_2) = \frac{1}{\rho_2} = \frac{1}{\lambda_{12}} - \frac{1}{q_x} \quad (4.11)$$

Il est intéressant de constater alors que  $s_h$  n'est plus un paramètre du modèle mais est ajusté de façon endogène comme une fonction de la demande sur la voie qui n'est pas saturée. Le choix de la distribution exponentielle décalée est donc pertinent car il ne nécessite pas le calage d'un paramètre supplémentaire. Il est en outre important de noter que la forme de la distribution n'intervient pas, mais que seul la valeur de son écart type influence la capacité effective de

la zone d'entrecroisement. L'analyse de sensibilité réalisée dans [Leclercq 11] prouve que la capacité effective augmente avec l'écart type. Cette observation permet donc de quantifier a priori le choix d'une autre distribution des écarts temporels entre deux véhicules successifs.

#### 4.3.1.2 Recueil des observations pour la validation empirique du modèle

Comme nous le précisons au début de ce paragraphe, le modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement distingue quatre zones de fonctionnement. Nous nous sommes attachés à extraire des enregistrements vidéo des périodes de fonctionnement correspondant aux zones théoriques du modèle macroscopique. Nous avons ainsi pu extraire :

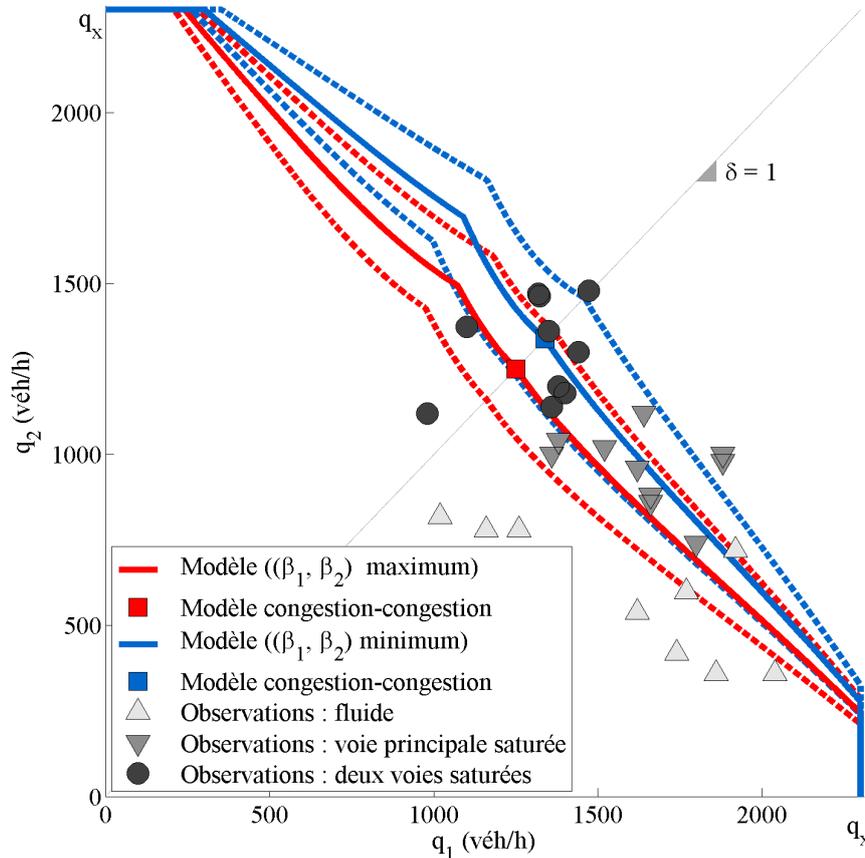
- Des périodes de fonctionnement associées à des états de trafic fluides ;
- Des périodes pour lesquelles la voie de droite de la section principale est saturée et la voie auxiliaire est en situation fluide ;
- Des périodes pour lesquelles la voie la plus à droite de la section principale et la voie auxiliaire sont congestionnées.

Comme nous le précisons dans le chapitre 1, l'arrivée des véhicules sur la voie auxiliaire est régulée par un feu tricolore localisé en amont sur le réseau de surface. Nous n'avons donc pas pu trouver de périodes pour lesquelles la voie auxiliaire est congestionnée et la section courante fluide.

Les états de trafic sur la zone d'étude sont transitoires. On observe de courtes périodes de congestion qui alternent avec des périodes de trafic fluide. Ainsi, pour garantir l'homogénéité des états de trafic, les données mesurées ont été agrégées sur 2 minutes. Pour chacune des périodes retenues, nous avons estimé (i) le débit effectif moyen au début de la zone d'entrecroisement et (ii) le pourcentage de véhicules qui changent de voie. Nous nous sommes positionnés au début de la zone d'entrecroisement car, lorsque celle-ci est tête de bouchon, la congestion se forme à ce niveau. Sous ces conditions particulières, nous obtenons donc une estimation pertinente de la capacité réelle. L'estimation du débit effectif est fiable car celui-ci est déterminé en un point. Les changements de voie étant distribués, certains véhicules ont pu être omis en évaluant les pourcentages de débits tournants. Nous estimons à 15% la précision sur les pourcentages de débits tournants.

La courbe de capacité théorique dépend des paramètres du diagramme fondamental associé à la zone d'étude. La vitesse libre  $u$  a été ajustée sur les données. Nous avons obtenu 20  $m/s$  qui correspond effectivement à la vitesse maximum autorisée sur la zone d'étude. Nous n'avons pas réussi à obtenir de valeurs fiables de  $w$  et de  $\kappa$ . Cependant,  $w$  varie peu en fonction du site d'étude [Chiabaut 09], nous avons choisi  $w = 5.38 m/s$ . Nous avons retenu une valeur de 150 véh/km/voie pour la concentration maximale. La courbe de capacité théorique du modèle est également paramétrée par les pourcentages de débits tournants  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Or, il est difficile d'obtenir de nombreuses observations empiriques pour un couple donné de  $\beta_1$  et  $\beta_2$ . Pour pallier ce problème, nous avons estimé les couples minimum et maximum des pourcentages de débits tournants observés sur les périodes extraites des données. Puis, nous avons construit (i) les courbes de capacités associées aux couples extrêmes de  $\beta_1$  et  $\beta_2$  et (ii) les enveloppes correspondant à la précision de 15%. Si le modèle est pertinent, les observations en congestion devraient se situer entre les courbes théoriques estimées à partir des couples extrêmes de  $\beta_1$

et  $\beta_2$  alors que les observations en situation fluide devraient principalement se localiser sous les courbes théoriques. La figure 4.4 présente la comparaison entre les courbes de capacité théoriques et les observations empiriques.



**Figure 4.4** – Confrontation des observations empiriques aux valeurs théoriques estimées par le modèle adapté aux zones d'entrecroisement

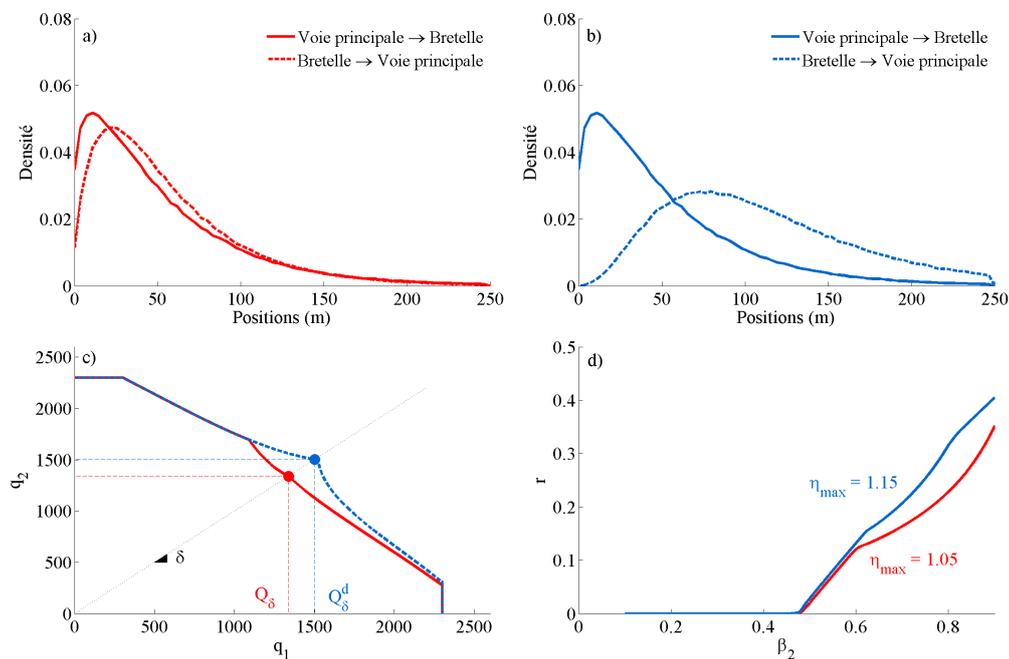
Nous pouvons remarquer dans un premier temps que les observations en situation fluide sont effectivement en-dessous des courbes de capacité théoriques. Cette première observation est conforme à la théorie du modèle. Les observations pour lesquelles uniquement la voie principale est saturée, sont situées entre les deux courbes de capacité théoriques. Les observations correspondant à des conditions de trafic dégradées sur les deux voies de circulation sont localisées autour de la première bissectrice. Nous confirmons ainsi que les débits effectifs totaux pour chacune des voies, et non pas uniquement les débits effectifs tournants, se partagent la capacité aval de la zone d'entrecroisement dans un rapport de un pour un. Les observations empiriques sont, en outre, proches des valeurs théoriques prédites par le modèle.

### 4.3.2 Stratégie pour optimiser le fonctionnement d'une zone d'entrecroisement

L'analyse empirique réalisée dans le chapitre 2 a démontré que les changements de voie, indépendamment de leur direction, se produisent au même endroit sur la zone d'entrecroisement. Une première proposition d'aménagement simple consiste à tracer une ligne mixte

(continue et en pointillés) entre la voie principale et la voie auxiliaire pour forcer, par exemple, les changements de voie vers la section principale à s'effectuer plus loin et dissocier ainsi les flux d'entrecroisement.

Les résultats de cet aménagement sur la capacité effective de la zone d'entrecroisement sont testés en modifiant l'expression du paramètre de forme de la distribution gamma, dont l'évolution en fonction de la vitesse d'insertion est présentée sur la figure 2.13, pour les changements de voie de la bretelle vers la section courante afin d'augmenter la moyenne et l'écart-type de la distribution. Nous faisons le choix d'augmenter à la fois la moyenne et l'écart type pour reproduire le fait qu'une fraction des usagers ne respectent pas le marquage au sol. Nous avons en effet montré dans le chapitre 2 que 20 % des conducteurs changent de voie sur le zébra avant la ligne discontinue lorsque les conditions de trafic sont dégradées.



**Figure 4.5** – Dissociation des flux d'entrecroisement a) distributions ajustées empiriquement, b) distributions théoriques décalées, c) courbes de capacité théorique obtenues à partir des distributions ajustées empiriquement et des distributions décalées et d) évolution du gain de capacité en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant changer de voie depuis la bretelle.

Afin de décaler les flux d'entrecroisement, nous modifions l'expression du paramètre de forme de la distribution des positions de changement depuis la bretelle. Ce paramètre de forme s'écrit en fonction de la vitesse  $y = 0.05v + 3.29$ . Les figures 4.5a et 4.5b présentent respectivement les distributions ajustées empiriquement et les distributions décalées pour une plage de vitesses comprises entre  $10\text{ m/s}$  et  $15\text{ m/s}$ . La figure 4.5c est la superposition des courbes de capacité analytiques construites avec les différentes distributions.  $Q_\delta$  et  $Q_\delta^d$  correspondent respectivement aux débits effectifs pour les distributions ajustées empiriquement et les distributions décalées lorsque les deux voies de la zone d'entrecroisement sont saturées. Le décalage des distributions des positions de changement de voie permet un gain de capacité lorsque la voie 1 est saturée. Pour quantifier ce gain de capacité, la figure 4.5d illustre l'évolution de  $r$ ,

l'écart relatif entre  $Q_\delta$  et  $Q_\delta^d$ , en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant changer de voie depuis la bretelle pour différentes valeurs du paramètre maximal de relaxation  $\eta_{max}$ . Le gain de capacité débute lorsque  $\beta_2$  est supérieur à 45 %. Il est de l'ordre de 35 % pour les valeurs élevées de  $\beta_2$ .

## 4.4 Conclusion du chapitre

Ce chapitre débute par une vérification empirique de l'hypothèse principale à la base du modèle analytique adapté aux divergents. Cette hypothèse affirmait que les véhicules souhaitant quitter la section principale anticipent leur manœuvre et roulent temporairement à une vitesse plus faible que la vitesse libre. Grâce à des données mesurées sur des boucles électromagnétiques, nous avons effectivement constaté une diminution de la vitesse moyenne au début de la voie de décélération du divergent.

Les prévisions du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement ont également été validées sur les données mesurées sur la zone d'entrecroisement du Rondeau à Grenoble. La théorie du modèle est cohérente avec les observations réalisées sur les données.

Ce chapitre nous a également permis d'utiliser les modèles développés dans le cadre de la thèse pour évaluer des stratégies d'optimisation de l'écoulement du flux. Une approche phénoménologique, qui stipule que le succès de la régulation d'accès s'explique par l'homogénéisation du comportement d'insertion, a notamment été proposée. Nous avons également étudié une stratégie pour optimiser l'écoulement du flux sur une zone d'entrecroisement qui consiste à dissocier les débits d'entrecroisement en introduisant une ligne mixte entre la section courante et la voie auxiliaire.

# Conclusion générale et perspectives de recherche futures

La thèse se concentrait sur l'étude des discontinuités du réseau autoroutier que sont les convergents, les divergents et les zones d'entrecroisement. Les objectifs de la thèse étaient les suivants :

- Analyser avec précision le comportement de changement de voie en adoptant une démarche phénoménologique basée sur l'observation empirique ;
- Améliorer ou développer des modèles analytiques simples pour estimer le fonctionnement des discontinuités du réseau autoroutier à l'échelle macroscopique en intégrant explicitement les comportements individuels des usagers. Une approche analytique a été retenue car elle permet d'obtenir rapidement une première estimation des capacités effectives sans avoir recours à la micro-simulation qui, en raison du nombre élevé de paramètres et de la complexité des modèles, peut s'avérer difficile à mettre en œuvre ;
- Confronter les prévisions des modèles analytiques aux observations empiriques et à des résultats de micro-simulation pour en favoriser le déploiement opérationnel.

Après avoir présenté dans un premier temps les outils méthodologiques et expérimentaux mobilisés, la thèse proposait dans un deuxième temps, une analyse comportementale du processus de changement de voie au niveau de deux convergents autoroutiers et d'une zone d'entrecroisement. Des données de trajectoires, qui permettent notamment une analyse précise des changements de voie à l'échelle du véhicule, ont été utilisées. Nous nous sommes principalement concentrés sur les changements de voie car ce sont les mécanismes principaux qui expliquent la réduction de la capacité sur les discontinuités du réseau autoroutier. Dans l'ensemble du chapitre 2, nous avons souligné la grande variabilité des comportements de changements de voie.

Concernant spécifiquement les convergents autoroutiers, nous avons réalisé une étude originale en considérant non seulement les créneaux d'insertion acceptés mais aussi les créneaux d'insertion rejetés. Nous avons ainsi quantifié empiriquement l'influence des conditions de trafic et de la configuration de l'infrastructure sur la décision de changer de voie. Nous avons également démontré que la théorie d'acceptation des créneaux, qui est le fondement théorique de nombreux modèles de changement de voie d'insertion, ne reproduit pas fidèlement le comportement d'insertion à l'échelle microscopique. Cette théorie stipule en effet que les usagers changent de voie dans le premier créneau d'insertion supérieur à une valeur seuil individuelle.

Or, nous avons prouvé que les usagers pouvaient s'insérer dans des créneaux dont la longueur était inférieure à celle de créneaux expérimentés préalablement à la manœuvre de changement de voie.

Concernant spécifiquement la zone d'entrecroisement, nous avons par ailleurs démontré que les flux d'entrecroisement n'intervenaient que dans la première moitié de la zone d'entrecroisement. Lorsque les conditions de trafic sont saturées les changements de voie se produisent dans les 50 premiers mètres de la zone d'entrecroisement, voire avant le ligne discontinue. Nous avons également montré que les flux d'entrecroisement étaient le résultat d'une démarche de compétition et de collaboration qui se traduit notamment par le processus d'anticipation pendant lequel les usagers souhaitant changer de voie considèrent le véhicule circulant juste devant eux sur la voie cible.

Puis, sur la base des observations empiriques, le troisième chapitre de la thèse présente des modèles analytiques adaptés aux discontinuités du réseau autoroutier et qui intègrent explicitement les comportements individuels des usagers. Le premier modèle, adapté aux divergents, repose sur l'hypothèse que les véhicules qui quittent la voie principale anticipent leur manœuvre et roulent temporairement à une vitesse plus faible que la vitesse libre. Conformément aux principes du modèle LWR, ces véhicules sont considérés comme des obstructions mobiles qui, si la demande est suffisamment élevée, vont réduire la capacité effective du divergent en créant des vides dans le flux de véhicules. Les développements analytiques du modèle de divergent ont été confrontés à une approche en micro-simulation dont les résultats vérifient les prévisions analytiques.

Nous avons ensuite amélioré un modèle analytique adapté aux convergents en intégrant la relaxation et le comportement des usagers en fonction des conditions de trafic sur la voie cible. Les véhicules en relaxation acceptent des distances inter-véhiculaires plus faibles que les distance d'équilibre, augmentant ainsi le débit effectif au droit du point de convergence. Ce phénomène a été pris en compte dans le modèle analytique en introduisant un paramètre dynamique de dilatation de la partie congestionnée du diagramme fondamental. Le comportement d'insertion des usagers est intégré dans le modèle en ajustant dynamiquement les paramètres de la distribution des positions de changement de voie en fonction du débit effectif sur la voie cible.

Enfin, nous avons développé un modèle adapté aux zones d'entrecroisement en considérant ces dernières à l'échelle macroscopique comme la superposition de deux divergents et de deux convergents. Les sous-modèles développés spécifiquement pour les divergents et les convergents ont ainsi été agrégés dans un modèle global adapté aux zones d'entrecroisement. Les rétroactions entre les sous-modèles ont été garanties en ajustant les paramètres spécifiques à chaque sous-modèle. La confrontation des prévisions analytiques aux résultats de micro-simulation a souligné, malgré sa simplicité, la pertinence du modèle analytique adapté aux zones d'entrecroisement.

	Convergent	Divergent	Zone d'entrecroisement
Approche empirique	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Étude des positions des changements de voie</li> <li>✓ Étude des créneaux acceptés et rejetés</li> <li>✓ Caractérisation des variables significatives du comportement d'insertion</li> </ul>		<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Étude des positions des changements de voie</li> <li>✓ Ajustement des distributions des positions de changement de voie</li> <li>✓ Étude des créneaux acceptés</li> <li>✓ Caractérisation de la relation entre les changements de voie</li> </ul>
Approche analytique	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Intégration de la relaxation</li> <li>✓ Adaptation du comportement de changement de voie en fonction des conditions de trafic</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Expression de la capacité effective</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Développement d'un modèle macroscopique</li> <li>✓ Expression de la capacité effective</li> </ul>
Simulation			<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Développement d'un modèle de changement de voie</li> </ul>
Vérification	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Vérification en simulation de l'expression analytique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Validation empirique des hypothèses</li> <li>✓ Vérification en simulation de l'expression analytique</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Validation empirique des hypothèses</li> <li>✓ Vérification en simulation de l'expression analytique</li> </ul>
Applications opérationnelles	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pistes de réflexion sur le dimensionnement des convergents</li> <li>✓ Modèle macroscopique facile d'utilisation</li> <li>✓ Approche phénoménologique pour expliquer le succès de la régulation d'accès</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Abaque de la capacité effective en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section courante</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Pistes de réflexion sur le dimensionnement des zones d'entrecroisement</li> <li>✓ Abaque de la capacité effective en fonction des pourcentages des débits d'entrecroisement</li> <li>✓ Modèle macroscopique facile d'utilisation</li> <li>✓ Stratégie d'optimisation de l'écoulement du flux</li> </ul>

**Tableau 4.1** – Synthèse des travaux réalisés dans le cadre de la thèse. Une case verte signifiait que les résultats disponibles dans la littérature sont nombreux. Une case orange montrait que des travaux ont été réalisés mais dans un nombre limité. Une case rouge signifiait qu'il n'y avait pas, à notre connaissance, de résultats significatifs

Le deuxième et le troisième chapitres de cette thèse proposant respectivement une approche empirique puis une approche analytique, le quatrième chapitre est une confrontation des deux approches qui permet *(i)* de valider les hypothèses de construction des modèles, *(ii)* de confronter les prévisions des modèles aux observations empiriques et *(iii)* de proposer des pistes pour optimiser le fonctionnement des nœuds du réseau autoroutier. En particulier, nous avons proposé une approche phénoménologique s'appuyant sur le modèle adapté aux convergents pour expliquer le succès de la régulation d'accès. Nous avons en outre montré que le modèle adapté aux zones d'entrecroisement est conforme aux observations empiriques et nous avons proposé une stratégie d'optimisation de l'écoulement qui consiste à dissocier les flux d'entrecroisement. Le tableau 4.1 complète le tableau 1 initialement proposé dans le chapitre introductif en y superposant les résultats obtenus dans le cadre de la thèse.

Les travaux entrepris dans le cadre de cette thèse sont à poursuivre selon deux axes principaux de recherche orientés respectivement vers l'analyse empirique de données de trafic et la modélisation. Dans un premier temps, les résultats de l'analyse phénoménologique conduite dans le chapitre 2 sur les convergents autoroutiers peuvent être approfondis en :

- Réalisant l'analyse des données mesurées à Grenoble sur tous les jours de la campagne de mesure pour quantifier la variabilité journalière des comportements d'insertion sur le même site d'étude ;
- Menant les analyses sur d'autres sites d'étude pour généraliser les résultats obtenus dans cette thèse. Les effets de la configuration géométrique sur le comportement d'insertion pourront être alors quantifiés précisément. Les résultats de ces travaux auront des applications opérationnelles immédiates car ils permettront de mettre en perspective les guides de dimensionnement des infrastructures routières ;
- Définissant un critère de congestion fiable pour identifier dans les données les périodes de déclenchement de la congestion et étudier les facteurs déterminants participant à la dégradation des conditions de trafic. Comme le notent [Duret 10b, Duret 10a], le débit de la bretelle d'accès et les vitesses individuelles pratiquées par les véhicules souhaitant s'insérer sont les variables qui déterminent l'amplitude de la chute de capacité sur les convergents autoroutiers. Or la régulation d'accès permet d'agir non seulement sur le débit d'insertion mais aussi sur les vitesses individuelles au moment des changements de voie. Une connaissance empirique précise des effets de ces variables sur les conditions de trafic en section courante permettra donc d'adapter les stratégies de régulation pour optimiser l'écoulement du flux sur l'infrastructure ;
- Réalisant une étude empirique avec et sans activation d'une mesure de régulation d'accès pour déterminer, dans une approche phénoménologique basée sur l'observation, quels sont les mécanismes qui participent au succès de la mesure.

Par ailleurs, les résultats obtenus dans le paragraphe 2.2 sur le comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement sont à approfondir en :

- Étudiant l'intégralité des données mesurées sur la zone d'entrecroisement à Grenoble pour quantifier la variabilité journalière des comportements de changement de voie sur

la même zone d'étude ;

- Menant une expérience de terrain avec des véhicules équipés de caméras embarquées pour étudier précisément le processus décisionnel des usagers lors des changements de voie. Cette étude permettra notamment d'apporter des éclairages sur le phénomène d'anticipation que nous avons présenté au paragraphe 2.2.5 ;
- Généralisant les analyses présentées dans le paragraphe 2.2 à d'autres zones d'étude pour vérifier dans quelle mesure les résultats obtenus dans cette thèse sont reproductibles pour des configurations géométriques différentes. La section retenue sur l'autoroute US 101 dans le cadre du projet NGSIM est une zone d'entrecroisement. Les données recueillies sur ce site et disponibles en ligne constituent donc une source potentielle de données à analyser pour compléter les résultats sur le comportement de changement de voie sur une zone d'entrecroisement obtenus dans le cadre de cette thèse.

Concernant l'approche en modélisation, les travaux du chapitre 3 sont à compléter en :

- Intégrant explicitement l'accélération bornée et la distribution des écarts temporels dans le modèle analytique adapté aux divergents présenté au chapitre 3.1. Dans un souci de simplification des développements analytiques nous avons (i) supposé que l'accélération des véhicules était bornée et les écarts temporels entre deux changements de voie successifs étaient constants ou (ii) supposé que l'accélération des véhicules était infinie et les écarts temporels étaient distribués ;
- Complétant le modèle analytique adapté aux divergents en distribuant les vitesses de ralentissement. Dans la version actuelle du modèle nous avons en effet supposé que la vitesse de ralentissement était identique pour tous les véhicules ;
- Considérant plusieurs voies sur la section courante du divergent et en relevant l'hypothèse FIFO pour préciser l'expression analytique de la capacité d'un divergent ;
- Affinant l'intégration de la variabilité individuelle des comportements dans le modèle analytique adapté aux convergents. Cette amélioration permettra de reproduire notamment l'émergence des ondes de sur-congestion qui sont majoritairement la conséquence de différences de comportement [Zheng 11]. La version du modèle de convergent proposée dans cette thèse prend en compte la variabilité des comportements en ajustant de façon endogène la distribution des positions de changement de voie en fonction des conditions de trafic. Mais l'accélération des véhicules et les écarts inter-véhiculaires d'équilibre sont supposés être identiques pour tous les véhicules. Des travaux dans ce sens ont d'ores et déjà été réalisés dans [Leclercq 14] ;
- Développant le modèle analytique adapté aux convergents en considérant non seulement plusieurs voies sur la section courante mais aussi en intégrant un fonctionnement hétérogène de celles-ci. La version du modèle proposée initialement dans [Leclercq 11] est validée empiriquement sur des données mesurées sur une section d'autoroute à trois voies située à Manchester. Les données sont filtrées en ne retenant que les périodes pour lesquelles le fonctionnement des trois voies en section courante est homogène. De plus, les auteurs bornent la capacité effective en considérant deux situations extrêmes.

La première situation suppose que la chute de capacité n'intervient que sur la voie de gauche sur laquelle s'insèrent les véhicules en provenance de la bretelle (les véhicules en Angleterre roulent à gauche). La capacité des voies de droite étant donnée par la capacité théorique du diagramme fondamental, cette première situation surestime la capacité effective du convergent étudié. La deuxième situation suppose que la chute de capacité intervient de façon identique sur toutes les voies de circulation en section courante. Comme nous le précisons dans le chapitre 3.2.2, cette deuxième situation sous-estime donc la capacité effective du convergent étudié. Les manœuvres d'insertion dégradent dans un premier temps les conditions de trafic sur la voie de droite de la section courante. A cause de ralentissement, les usagers circulant initialement sur la voie de droite vont changer de voie vers les voies de gauche qui sont encore fluides, réduisant consécutivement la capacité effective sur ces voies [Cassidy 05]. Pour préciser l'expression de la capacité d'un convergent, les perspectives de recherche devront intégrer analytiquement un modèle de changement de voie de confort pour reproduire le phénomène présenté dans [Cassidy 05].

- Agrégeant les modèles analytiques améliorés adaptés respectivement aux divergents et aux convergents dans un modèle adapté aux zones d'entrecroisement. Il sera alors possible d'estimer la capacité effective de zones d'entrecroisement aux configurations géométriques différentes.

La poursuite des travaux de thèse selon ces axes de recherche permettra d'affiner les réponses apportées aux objectifs de la thèse. En particulier, nous obtiendrons une connaissance plus fine des mécanismes à l'œuvre sur les discontinuités du réseau autoroutier. De plus, des outils simples, adaptés à de nombreuses configurations géométriques, seront mis à disposition pour prédire le fonctionnement de ces discontinuités et évaluer des stratégies pour optimiser l'écoulement du flux de trafic.

# Table des figures

1.1	Représentation triangulaire du diagramme fondamental caractérisant la relation entre le débit et la concentration . . . . .	8
1.2	Configuration géométrique du convergent étudié sur la GA 400 et disposition des boucles électromagnétiques. La section courante est à deux voies de circulation	10
1.3	Outils d'analyse du trafic à l'échelle macroscopique : a) diagramme fondamental b) courbes de véhicules cumulés et c) courbes de véhicules cumulés obliques. La tendance retirée aux CVC brutes est notée $q_0$ . . . . .	11
1.4	a) Estimation de la vitesse de l'onde de choc associée à un profil de concentration croissante par la méthode de Rankine-Hugoniot et b) onde de choc associée dans le plan $(x, t)$ . Cette figure est inspirée de la figure 2.4 dans [Chiabaut 09]. . . . .	12
1.5	Vue aérienne du convergent étudié à Bodegraven . . . . .	14
1.6	a) Vue aérienne du convergent étudié à Grenoble et b) schéma de la zone d'étude	14
1.7	a) Vue aérienne de la zone d'entrecroisement étudiée à Grenoble et b) schéma de la zone d'étude . . . . .	15
1.8	Dispositif expérimental mis en œuvre à Grenoble : hélicoptère et caméras . . . . .	15
1.9	a) Exemple d'une trajectoire mesurée sur la zone d'entrecroisement décrite sur la figure 1.7 et b) profils de vitesse brut et lissé associés. Sur cet exemple, le profil de vitesse a été lissé par une moyenne glissante avec une fenêtre temporelle pondérée d'une largeur d'une seconde [Thiemann 08] . . . . .	17
2.1	Définitions des variables étudiées dans le cadre de l'analyse empirique . . . . .	30
2.2	Cadre d'analyse du comportement d'insertion sur un convergent autoroutier . . . . .	31
2.3	Probabilités cumulées a) des créneaux acceptés, b) des créneaux rejetés, c) des positions relatives d'insertion et d) des vitesses pratiquées au moment de l'insertion	32
2.4	Évolution des créneaux d'insertion en fonction de la vitesse d'insertion . . . . .	33
2.5	Évolution de la vitesse d'insertion en fonction de la position relative d'insertion	34
2.6	Évolution des créneaux d'insertion en fonction de la position d'insertion par rapport à la fin de la bretelle et comparaison avec le modèle théorique proposé dans [Choudhury 07] . . . . .	34
2.7	Évolution de la longueur des créneaux d'insertion proposés pour un échantillon de véhicules considérés individuellement . . . . .	35
2.8	Résultats de l'ajustement des coefficients des régressions et évaluation de la qualité des régressions par les courbes ROC . . . . .	38

---

2.9	Cadre d'analyse du comportement de changement de voie sur une zone d'entre-croisement pour les changements de voie obligatoires . . . . .	40
2.10	Distributions cumulées des changements de voie par classes de vitesses pour les changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement.	42
2.11	Position moyenne des changements de voie de la section courante vers la voie auxiliaire en fonction de la position moyenne des changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante. . . . .	44
2.12	Comparaison entre les valeurs empiriques de la moyenne et de l'écart type et les valeurs théoriques obtenues par l'ajustement des distributions . . . . .	45
2.13	Résultats de l'ajustement des paramètres de la distribution gamma en fonction de la vitesse au moment du changement de voie pour les changements de voie de la voie auxiliaire vers la section courante (figures 2.13a et c) et inversement (figures 2.13b et d) . . . . .	47
2.14	Distributions cumulées des créneaux d'insertion acceptés par les véhicule qui changent de voie de la section courante vers la voie auxiliaire et inversement. . . . .	47
2.15	Illustration du processus d'anticipation sur trois groupes de trajectoires de véhicules et écarts inter-véhiculaires nets entre ces derniers . . . . .	48
3.1	a) Représentation théorique du divergent et b) diagramme fondamental représentant les effets d'une obstruction mobile circulant à $v_r$ ( $v_r < u$ ) . . . . .	53
3.2	Illustration des différentes situations lorsque la demande $\lambda$ est supérieure à $Q_r$ . a) situation sans interaction, b) situation avec interaction et c) congestion complète	54
3.3	Illustration de la méthodologie pour déterminer la capacité effective du divergent	55
3.4	Évolution de la capacité en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section principale et représentation des différents modes de fonctionnement du divergent . . . . .	59
3.5	Confrontation de l'expression analytique de la capacité du divergent et des résultats de simulation pour différents jeux de paramètres . . . . .	60
3.6	Sensibilité de l'expression analytique de la capacité aux différents paramètres : a) sensibilité à la vitesse de ralentissement, b) sensibilité à la longueur de la zone d'anticipation, c) sensibilité à l'accélération et d) sensibilité au pourcentage de véhicules souhaitant quitter la section courante . . . . .	61
3.7	Comparaison des expressions analytiques de la capacité des divergents pour différentes valeurs de la vitesse de ralentissement et de l'accélération . . . . .	62
3.8	a) Représentation théorique du convergent et b) diagramme de Daganzo intégrant un exemple de courbe de capacité et de schéma d'allocation. Dans la zone 1, les demandes sont inférieures à la capacité et, par conséquent, les deux entrées du convergent sont fluides. Dans la zone 2, la voie 1 du convergent est saturée alors que la voie 2 est fluide. Dans la zone 3, la voie 1 est fluide alors que la voie 2 est saturée. Enfin, dans la zone 4, les deux entrées du convergents sont saturées et les débits effectifs sur chaque branche se partagent la capacité avale selon le coefficient de partage de priorité $\alpha$ . . . . .	64

---

---

3.9	a) Représentation théorique du convergent, b) diagrammes fondamentaux avec et sans prise en compte de la relaxation et c) illustration du processus d'insertion pour une bretelle de longueur nulle d'après [Leclercq 11] . . . . .	65
3.10	a) Évolution de $s_h$ en fonction de $\lambda_2$ , b) évolution de $s_x$ en fonction de $\lambda_2$ et c) confrontation des résultats du modèle analytique aux résultats de micro-simulation	71
3.11	Représentations, selon le guide hollandais de dimensionnement des infrastructures autoroutières, a) d'une zone d'entrecroisement symétrique et b) d'une zone d'entrecroisement asymétrique . . . . .	72
3.12	a) Représentation théorique d'une zone d'entrecroisement à l'échelle macroscopique et b) schéma de principe du fonctionnement du modèle macroscopique adapté aux zones d'entrecroisement. Dans la zone 1, les demandes sont inférieures à la capacité et, par conséquent, les deux entrées de la zone d'entrecroisement sont fluides. Dans la zone 2, la voie 1 est saturée alors que la voie 2 est fluide. Dans la zone 4, la voie 1 est fluide alors que la voie 2 est saturée. Enfin, dans la zone 3, les deux entrées de la zone d'entrecroisement sont saturées et les débits effectifs sur chaque branche se partagent la capacité avale selon un coefficient de partage de priorité $\delta$ égal à 1. . . . .	73
3.13	a) Association théorique d'un convergent et d'un divergent et b) schéma représentant le fonctionnement de l'association d'un divergent et d'un convergent . .	75
3.14	Évolution de la vitesse de ralentissement $v_r$ en fonction de la demande $\lambda_2$ . . . .	76
3.15	Schéma représentant le fonctionnement du modèle global adapté aux zones d'entrecroisement en prenant en compte les rétroactions entre les différents éléments	77
3.16	a) Illustration de courbes de capacité analytique pour des valeurs particulières des pourcentages de débits tournants $\beta_1$ et $\beta_2$ et b) abaques de l'évolution de la capacité effective de la zone d'entrecroisement en fonction de $\beta_1$ et $\beta_2$ . . . . .	79
3.17	Confrontation des courbes de capacité analytiques pour la zone d'entrecroisement aux résultats de micro-simulation pour deux couples de pourcentages de débit tournant . . . . .	80
3.18	Résultats de l'étude de sensibilité : a) sensibilité au paramètre d'accélération $a$ , b) sensibilité au paramètre de relaxation $\eta_{max}$ , c) sensibilité à la longueur de la zone d'anticipation et d) sensibilité aux pourcentages de débits tournants $\beta_1$ et $\beta_2$	81
4.1	Diagrammes fondamentaux mesurés en amont, au droit et aval d'un divergent pour quatre jours de mesure. . . . .	86
4.2	a) Sensibilité du modèle analytique à $s_v$ pour différentes valeurs d'accélération, b) courbes de capacité pour différentes valeurs de $s_v$ et c) évolution de la capacité relative en fonction de la demande sur la bretelle par rapport à la courbe de capacité de référence ( $s_v = 0m/s^2$ ) et d) illustration du fonctionnement du modèle de Daganzo avec et sans activation de la régulation d'accès. . . . .	90
4.3	a) Zone d'entrecroisement théorique considérée pour la construction du modèle analytique et b) principes de fonctionnement du modèle . . . . .	91

---

---

4.4	Confrontation des observations empiriques aux valeurs théoriques estimées par le modèle adapté aux zones d'entrecroisement . . . . .	94
4.5	Dissociation des flux d'entrecroisement a) distributions ajustées empiriquement, b) distributions théoriques décalées, c) courbes de capacité théoriques obtenues à partir des distributions ajustées empiriquement et des distributions décalées et d) évolution du gain de capacité en fonction du pourcentage de véhicules souhaitant changer de voie depuis la bretelle. . . . .	95

# Liste des tableaux

1	Synthèse de la revue bibliographique des travaux réalisés sur les discontinuités du réseau autoroutiers. Une case verte signifie que les résultats sont nombreux. Une case orange montre que des travaux ont été réalisés mais dans un nombre limité. Enfin une case rouge signifie qu'il n'y a pas, à notre connaissance, de résultats significatifs. . . . .	4
1.1	Facteurs influençant le créneau d'insertion critique [Marczak 13b] . . . . .	23
2.1	Articles utilisant principalement des enregistrements vidéo pour étudier le comportement d'insertion. L, S et M caractérisent respectivement le leader, le suiveur et le véhicule qui s'insère depuis la bretelle d'accès. X, V et A sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération. RA signifie régulation d'accès. Le tableau est extrait de [Marczak 13b] . . . . .	28
2.2	Articles utilisant principalement des véhicules instrumentés pour étudier le comportement d'insertion. L, S et M caractérisent respectivement le leader, le suiveur et le véhicule qui s'insère depuis la bretelle d'accès. X, V et A sont respectivement la position, la vitesse et l'accélération. RA signifie régulation d'accès. Le tableau est extrait de [Marczak 13b] . . . . .	29
2.3	Tailles des échantillons sur les deux jeux de données . . . . .	36
2.4	Synthèse des tests de Kolmogorov-Smirnov effectués sur les données . . . . .	43
2.5	Distances de Kolmogorov-Smirnov par rapport aux distributions empiriques totales pour la loi normale et la loi gamma . . . . .	46
3.1	Synthèse des paramètres en distinguant les paramètres communs à chaque modèle et les paramètres qui leur sont propres . . . . .	74
4.1	Synthèse des travaux réalisés dans le cadre de la thèse. Une case verte signifiait que les résultats disponibles dans la littérature sont nombreux. Une case orange montrait que des travaux ont été réalisés mais dans un nombre limité. Une case rouge signifiait qu'il n'y avait pas, à notre connaissance, de résultats significatifs	99



# Bibliographie

- [Ahmed 96] K.I. Ahmed, M. Ben-Akiva, H. Koutsopoulos & R. Mishalani. *Models of freeway lane changing and gap acceptance behavior*. In Lesort, J.B. (Ed.), Proc. of 13th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Pergamon, pages 501–515, 1996.
- [Ahmed 99] K.I. Ahmed. *Modeling drivers' acceleration and lane changing behavior*. Thèse de doctorat, Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, 1999.
- [Bahm 11] G. H. Bahm. *A simple lane change model for microscopic traffic flow simulation in weaving sections*. Transportation Letters : the International Journal of Transportation Research, vol. 3(4), pages 231–251, 2011.
- [Bando 95] M. Bando, K. Hasebe, A. Nakayama, A. Shibata & Y. Sugiyama. *Dynamical model of traffic congestion and numerical simulation*. Physical Review E, vol. 51, pages 1035–1042, 1995.
- [Bar-Gera 10] H. Bar-Gera & S. Ahn. *Empirical macroscopic evaluation of freeway merge-ratios*. Transportation Research Part C : Emerging Technologies, vol. 18(4), pages 457–470, 2010.
- [Barcelo 05] J. Barcelo & J. Casas. *Dynamic network simulation with AIMSUN*. In Kitamura, R., Kuwahara, M. (Eds.), Simulation approaches in transportation analysis : recent advances and challenges, Kluwer, Amsterdam, pages 57–98, 2005.
- [Barcelo 10] J. Barcelo. *Fundamentals of traffic simulation*. International Series in Operations Research and Management Science, 145, Springer, New York, 2010.
- [Bertini 05] R.L. Bertini & M.T. Leal. *Empirical study of traffic features at a freeway lane drop*. Journal of transportation engineering, vol. 131(6), pages 397–407, 2005.
- [Bloomberg 00] L. Bloomberg & J. Dale. *A comparison of the VISSIM and CORSIM traffic simulation models*. Institute of Transportation Engineers Annual Meeting, 2000.
- [Bourrel 03] E. Bourrel & J.B. Lessort. *Mixing microscopic and macroscopic representations of traffic flow : hybrid model based on Lighthill-Whitham-*

- Richards theory*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1852, pages 193–200, 2003.
- [Brackstone 99] M. Brackstone & M. McDonald. *Car-following : a historical review*. Transportation Research Part F : Traffic Psychology and Behaviour, vol. 2(4), pages 181–196, 1999.
- [Brockfeld 04] E. Brockfeld, R.D. Kuhne & P. Wagner. *Calibration and validation of microscopic traffic flow models*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1876, pages 67–70, 2004.
- [Buisson 96] C. Buisson. *Analyse bibliographique et première classification des algorithmes de simulation de l'écoulement du trafic routier*. Recherche Transports et Sécurité, vol. 53, pages 35–48, 1996.
- [Calvert 12] S.C. Calvert & M.M. Minderhoud. *Generic freeway weaving section capacity estimation through microsimulation*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 12-1026, 2012.
- [Cassidy 89] M.J. Cassidy, A. Skabardonis & A.D. May. *Operation of major freeway weaving sections : recent empirical evidence*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1225, pages 61–72, 1989.
- [Cassidy 99] M.J. Cassidy & R.L. Bertini. *Some traffic features at freeway bottlenecks*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 33(1), pages 25–42, 1999.
- [Cassidy 05] M.J. Cassidy & J. Rudjanakanoknad. *Increasing the capacity of an isolated merge by metering its on-ramp*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 33(10), pages 896–913, 2005.
- [Ceder 76] A. Ceder & A.D. May. *Further evaluation of single and two regime traffic flow models*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 567, pages 1–30, 1976.
- [Chevallier 07] E. Chevallier & L. Leclercq. *A macroscopic theory for unsignalized intersections*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 41B(10), pages 1139–1150, 2007.
- [Chevallier 08] E. Chevallier & L. Leclercq. *A macroscopic single-lane roundabout model to account for insertion delays and o-d patterns*. Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, vol. 23(2), pages 104–115, 2008.
- [Chiabaut 09] N. Chiabaut. *Écoulement du trafic routier et états d'équilibre en congestion*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), 2009.
- [Choudhury 07] C.F. Choudhury, M.E. Ben-Akiva, T. Toledo, G. Lee & A. Rao. *Modeling cooperative lane changing and forced merging behavior*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 07-3315, 2007.

- 
- [Cremer 86] M. Cremer & J. Ludwig. *A fast simulation model for traffic flow on the basis of Boolean operations*. Math. Comp. Simul., vol. 28, pages 297–303, 1986.
- [Daamen 10] W. Daamen, M. Loot & S.P. Hoogendoorn. *Empirical analysis of merging behavior at a freeway on-ramp*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 2188, pages 108–118, 2010.
- [Daganzo 95] C.F. Daganzo. *The cell transmission model, Part II : network traffic*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 39(2), pages 79–39, 1995.
- [Daganzo 99] C.F. Daganzo, M.J. Cassidy & R.L. Bertini. *Possible explanations of phase transitions in highway traffic*. Transportation Research Part A : Policy and Practice, vol. 33(5), pages 365–379, 1999.
- [Daganzo 05a] C.F. Daganzo. *A variational formulation of kinematic waves : basic theory and complex boundary conditions*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 39(2), pages 187–196, 2005.
- [Daganzo 05b] C.F. Daganzo. *A variational formulation of kinematic waves : solution methods*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 39(10), pages 934–950, 2005.
- [Daganzo 05c] C.F. Daganzo & M. Menendez. *A variational formulation of kinematic waves : bottlenecks properties and examples*. In Mahmassani, H.S. (Ed.), Proc. of 16th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 345–364, 2005.
- [Daganzo 06a] C.F. Daganzo. *In traffic flow, cellular automata = kinematic waves*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 40(5), pages 396–403, 2006.
- [Daganzo 06b] C.F. Daganzo. *On the variational theory of traffic flow : well-posedness, duality and applications*. Networks and Heterogeneous Media, vol. 1, pages 601–619, 2006.
- [Dijker 03] T. Dijker & H. Schuurman. *The capacity of asymmetrical weaving sections*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 03-3066, 2003.
- [Duret 10a] A. Duret. *Hétérogénéités du trafic autoroutier : Identification, quantification, modélisation et impact sur l’écoulement*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Travaux Publics de l’Etat (ENTPE), 2010.
- [Duret 10b] A. Duret, J. Bouffier & C. Buisson. *Onset of congestion due to low speed merging maneuvers within a free-flow traffic stream : Analytical solution*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 2188, pages 96–107, 2010.
-

- [Duret 11] A. Duret, S. Ahn & C. Buisson. *Passing rates to measure relaxation and impact of lane-changing in congestion*. Intelligent Transportation Systems, IEEE Transactions on, vol. 26(4), pages 285–297, 2011.
- [Edie 63] L.C. Edie. *Car following and steady state theory for non-congested traffic*. Operations Research, vol. 9, pages 66–76, 1963.
- [Elefteriadou 95] L. Elefteriadou, R.P. Roess & W.R. McShane. *The probabilistic nature of breakdown at freeway merge junctions*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1484, pages 80–89, 1995.
- [Evans 01] J.L. Evans, L. Elefteriadou & N. Gautam. *Probability of breakdown at freeway merges using Markov chains*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 35(3), pages 237–254, 2001.
- [Gattuso 05] D. Gattuso, G. Musolino & A. Tripodi. *Experimental analysis of driver behaviour at unsignalized urban intersections*. Recherche Transport Sécurité, vol. 88, pages 205–224, 2005.
- [Gazis 61] D.C. Gazis, R. Herman & R.W. Rothery. *Nonlinear follow-the-leader models of traffic flow*. Operations Research, vol. 9(4), pages 545–567, 1961.
- [Giorgi 02] F. Giorgi, L. Leclercq & J.B. Lessort. *A traffic flow model for urban traffic analysis : extensions of the LWR model for urban and environmental applications*. In Taylor, M.A.P (Ed.), Proc. of 15th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Pergamon, pages 393–415, 2002.
- [Gipps 81] P.G. Gipps. *A behavioural car-following model for computer simulation*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 15B(2), pages 105–111, 1981.
- [Gipps 86] P.G. Gipps. *Multsim : a model for simulating vehicular traffic on multi-lane arterial roads*. Mathematics and Computers in Simulation, vol. 28(4), pages 291–295, 1986.
- [Godunov 59] S.K. Godunov. *A difference scheme for numerical computation of discontinuous solutions of equations of fluid dynamics*. Mat. Sb., vol. 47, pages 271–290, 1959.
- [Govaert 09] G. Govaert. Data analysis. ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc. (Ed.), 318 p., 2009.
- [Haj-Salem 95] H. Haj-Salem & M. Papageorgiou. *Ramp metering impact on urban corridor traffic : field results*. Transportation Research Part A : Policy and Practice, vol. 29A(4), pages 303–319, 1995.
- [Hall 90] F.L. Hall & L.M. Hall. *Capacity and speed-flow analysis at the queen Elisabeth way in Ontario*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1287, pages 108–118, 1990.

- 
- [Hall 91] F.L. Hall & K. Agyemang-Duah. *Freeway capacity drop and the definition of capacity*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1320, pages 91–98, 1991.
- [Heyes 72] M.P. Heyes & R. Ashworth. *Further research on car following models*. Transportation Research, vol. 6, pages 287–291, 1972.
- [Hidas 02] P. Hidas. *Modelling lane changing and merging in microscopic traffic simulation*. Transportation Research Part C : Emerging Technologies, vol. 10(5), pages 351–371, 2002.
- [Hidas 05] P. Hidas. *Modelling vehicle interactions in microscopic simulation of merging and weaving*. Transportation Research Part C : Emerging Technologies, vol. 13(1), pages 37–62, 2005.
- [Kerner 04] B.S. Kerner. The physics of traffic. Springer, Heidelberg, 296 p., 2004.
- [Kim 13] S. Kim & B. Coifman. *Driver relaxation impacts on bottleneck activation, capacity, and the fundamental relationship*. Transportation Research Part C : Emerging Technologies, vol. 36(0), pages 564–580, 2013.
- [Kita 93] H. Kita. *Effects of merging lane length on the merging behavior at expressway on-ramps*. In Daganzo, C.F. (Ed.), Proc. of 12th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 37–51, 1993.
- [Kita 99] H. Kita & K. Fukuyama. *A merging-giveaway behavior model considering interactions at expressway on-ramp*. In Ceder, A. (Ed.), Proc. of 14th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 173–187, 1999.
- [Kita 02] H. Kita & T. Keishi. *A game theoretical analysis of merging-giveaway interaction : a joint estimation model*. In Taylor, M.A.P (Ed.), Proc. of 15th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Pergamon, pages 503–518, 2002.
- [Knoop 14] V. Knoop & C. Buisson. *The value of calibration and validation of probabilistic discretionary lane-change models*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 14-0103, 2014.
- [Knoppers 12] P. Knoppers, H. Van Lint & S.P. Hoogendoorn. *Automatic stabilization of aerial traffic images*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 12-1674, 2012.
- [Kometani 59] E. Kometani & T. Sasaki. *A safety index for traffic with linear spacing*. Operations Research, vol. 7(6), pages 704–720, 1959.
- [Kondyli 10] A. Kondyli & L. Elefteriadou. *Driver behavior at freeway-ramp merging areas based on instrumented vehicle observations*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 10-0624, 2010.
-

- [Kondyli 11] A. Kondyli & L. Elefteriadou. *Modeling driver behavior at freeway-ramp merges*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 2249, pages 29–37, 2011.
- [Koshi 83] M. Koshi, M. Iwasaki & I. Okhura. *Some findings and an overview on vehicular flow characteristics*. In Hurdle, V.F., Hauer, E., Steuart, G.F. (Eds.), Proc. of 8th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), university of Toronto Press, pages 403–426, 1983.
- [Laval 06a] J.A. Laval. *Stochastic processes of moving bottlenecks : Approximate formulas for highway capacity*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1988, pages 86–91, 2006.
- [Laval 06b] J.A. Laval & C.F. Daganzo. *Lane-changing in traffic streams*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 40B(3), pages 251–264, 2006.
- [Laval 07] J.A. Laval & L. Leclercq. *Microscopic modeling of the relaxation phenomenon using a macroscopic lane-changing model*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 42(6), pages 511–522, 2007.
- [Laval 09] J.A. Laval. *Effects of geometric design on freeway capacity : Impacts of truck lane restrictions*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 43(6), pages 720–728, 2009.
- [Lebacque 96] J.P. Lebacque. *The Godunov scheme and what it means for first order traffic flow models*. In Lesort, J.B. (Ed.), Proc. of 13th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Pergamon, pages 647–677, 1996.
- [Leclercq 02] L. Leclercq. *Modélisation dynamique du trafic et applications À l'estimation du bruit routier*. Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon, 2002.
- [Leclercq 07a] L. Leclercq, N. Chiabaut, J.A. Laval & C. Buisson. *Relaxation phenomenon after changing lanes : experimental validation with NGSIM data set*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1999, pages 79–85, 2007.
- [Leclercq 07b] L. Leclercq, J.A. Laval & E. Chevallier. *The Lagrangian coordinates and what it means for first order traffic flow models*. In Allsop, R.E., Bell, M.G.H., Heydecker, B.G. (Eds.), Proc. of 17th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 735–753, 2007.
- [Leclercq 09] L. Leclercq. *Le modèle LWR : théorie, confrontation expérimentale et applications au milieu urbain*. Habilitation à Diriger des Recherches (HDR), Institut National des Sciences Appliquées (INSA) de Lyon, Université Claude Bernard, Lyon I, 2009.

- 
- [Leclercq 11] L. Leclercq, J.A. Laval & N. Chiabaut. *Capacity drops at merges : an endogenous model*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 45(9), pages 1302–1313, 2011.
- [Leclercq 14] L. Leclercq, V.L. Knoop, F. Marczak & S.P. Hoogendoorn. *Capacity drops at merges : New analytical investigations*. Submitted for publication in IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems, 2014.
- [Lee 06] G. Lee. Modeling gap acceptance in freeway merges. Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, 2006.
- [Lee 09] J.H. Lee & M.J. Cassidy. *An empirical and theoretical study of freeway wave bottlenecks, California PATH program, University of California, Berkeley, 70p*, 2009.
- [Lertworawanich 00] P. Lertworawanich. Capacity estimations for ramp weaves based on gap acceptance. Pennsylvania State University, State College, 2000.
- [Lertworawanich 01] P. Lertworawanich & L. Elefteriadou. *Capacity estimations for type B weaving areas based on gap acceptance*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1776, pages 24–34, 2001.
- [Lertworawanich 03] P. Lertworawanich & L. Elefteriadou. *A methodology for estimating capacity at ramp weaves based on gap acceptance and linear optimization*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 37(5), pages 459–483, 2003.
- [Lighthill 55] M.J. Lighthill & J.B. Whitham. *On kinematic waves II : a theory of traffic flow in long crowded roads*. In Proc. of The Royal Society, volume A229, pages 317–345, 1955.
- [Liu 07] H.X. Liu, X. Wuping, M.A. Adams & J.X. Ban. *A game theoretical approach for modeling merging and yielding behaviour at freeway on-ramp sections*. In Allsop, R.E., Bell, M.G.H., Heydecker, B.G. (Eds.), Proc. of 17th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 691–710, 2007.
- [Mahmassani 13] H. Mahmassani. *Discussion privée*. International Symposium of Transportation and Traffic Theory, Noordwijk, Pays-Bas, 2013.
- [Marczak 12] F. Marczak & C. Buisson. *New filtering method for trajectory measurement errors and its comparison with existing methods*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 2315, pages 35–46, 2012.
- [Marczak 13a] F. Marczak, W. Daamen & C. Buisson. *Key variables of merging behaviour : empirical comparison between two sites and assessment of gap acceptance theory*. In Hoogendoorn, S.P., van Lint, H., Knoop, V.L. (Eds.), Proc. of 20th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), pages 678–697, 2013.
-

- [Marczak 13b] F. Marczak, W. Daamen & C. Buisson. *Merging behavior : Empirical comparison between two sites and new theory developments*. Transportation Research Part C : Emerging Technologies, vol. 36(0), pages 530–546, 2013.
- [Marczak 14a] F. Marczak & C. Buisson. *Analytical derivation of capacity at diverging junctions*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 14-1625, 2014.
- [Marczak 14b] F. Marczak, W. Daamen & C. Buisson. *Empirical analysis of lane changing behavior at a freeway weaving section*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 14-1097, 2014.
- [Marczak 14c] F. Marczak, L. Leclercq & C. Buisson. *A macroscopic model for freeway weaving sections*. Accepted for publication in Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 2014.
- [Mauch 02] M. Mauch & M.J. Cassidy. *Freeway traffic oscillations : observations and predictions*. In Taylor, M.A.P. (Ed.), Proc. of 15th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Pergamon, pages 653–673, 2002.
- [May 67] A.D. May & H.E.M Keller. *Non integer car following models*. Highway Research Record, vol. 199, pages 19–32, 1967.
- [Michaels 89] R.M. Michaels & J. Fazio. *Driver behavior model of merging*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1213, pages 4–10, 1989.
- [MOCOPO 11] MOCOPO. *Measuring and modelling Congestion and Pollution*. <http://www.mocopo.ifsttar.fr>, 2011.
- [Munoz 02] J.C Munoz & C.F. Daganzo. *The bottleneck mechanism of a freeway diverge*. Transportation Research Part A : Policy and Practice, vol. 36(6), pages 483–505, 2002.
- [Nagel 92] K. Nagel & M. Schreckenberg. *A cellular automaton model for freeway traffic*. Journal of Physics, vol. I(2), pages 2221–2229, 1992.
- [Newell 61] G.F. Newell. *Nonlinear effects in the dynamics of car-following*. Operations Research, vol. 9, pages 195–205, 1961.
- [Newell 82] G.F. Newell. Applications of queueing theory. second ed. Chapman & Hall, New York, 303 p., 1982.
- [Newell 93] G.F. Newell. *A simplified theory of kinematic waves in highway traffic, I) general theory, II) queuing at freeway, III) multi-destination*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 27(4), pages 281–313, 1993.
- [Newell 02] G.F. Newell. *A simplified car-following theory : a lower order model*. Transportation Research Part B : Methodological, vol. 36(3), pages 195–205, 2002.

- 
- [Ngoduy 06] D. Ngoduy. *Derivation of continuum traffic model for weaving sections on freeways*. *Transportmetrica*, vol. 2(3), pages 199–222, 2006.
- [NGSIM 08] NGSIM. *Next Generation Simulation*. <http://www.ngsim.fhwa.dot.gov>, 2008.
- [Papageorgiou 02] M. Papageorgiou & Apostolos Kotsialos. *Freeway ramp metering : an overview*. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, vol. 3(4), pages 271–281, 2002.
- [Papageorgiou 08a] M. Papageorgiou, E. Kosmatopoulos, I. Papamichail & Y. Wang. *A misapplication of the local ramp metering strategy ALINEA*. *IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems*, vol. 9(2), pages 360–365, 2008.
- [Papageorgiou 08b] M. Papageorgiou & I. Papamichail. *Overview of Traffic Signal Operation Policies for Ramp Metering*. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 2047, pages 28–36, 2008.
- [Papageorgiou 08c] M. Papageorgiou, I. Papamichail, A.D. Spiliopoulou & A.F. Lentzakis. *Real-time merging traffic control with applications to toll plaza and work zone management*. *Transportation Research Part C : Emerging Technologies*, vol. 16(5), pages 535–553, 2008.
- [Pipes 53] L.A. Pipes. *An operational analysis of traffic dynamics*. *Journal of Applied Physics*, vol. 24, pages 274–281, 1953.
- [PTV 08] PTV. *VISSIM 5.10 User Manual*. Karlsruhe, Germany, 2008.
- [Rakha 06] H. Rakha & Y. Zhang. *Analytical procedures for estimating capacity of freeway weaving, merge, and diverge sections*. *Journal of Transportation Engineering*, vol. 132(8), pages 618–628, 2006.
- [Rao 06] A. Rao. *Modeling anticipatory driving behavior*. Department of Civil and Environmental Engineering, MIT, 2006.
- [Reina 14] P. Reina & S. Ahn. *Prediction of merge ratio using lane flow distribution*. *Transportation Research Board Annual Meeting*, Paper 14-5459, 2014.
- [Richards 56] P.I. Richards. *Shockwaves on the highway*. *Operations Research*, vol. 4, pages 42–51, 1956.
- [Roess 09a] R.P. Roess & J.M. Ulerio. *Capacity of freeway weaving segments*. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 2130, pages 34–41, 2009.
- [Roess 09b] R.P. Roess & J.M. Ulerio. *Level of service analysis of freeway weaving segments*. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 2130, pages 25–33, 2009.
- [Rudjanakanoknad 12] J. Rudjanakanoknad. *Capacity change mechanism of a diverge bottleneck*. *Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board*, 2188, pages 21–30, 2012.
-

- [Sarvi 07] M. Sarvi & M. Kuwahara. *Microsimulation of freeway ramp merging processes under congested traffic conditions*. IEEE Transactions on Intelligent Transportation Systems, vol. 8(3), pages 470–479, 2007.
- [Sarvi 11] M. Sarvi, O. Ejtemai & A. Zavabeti. *Modelling freeway weaving manoeuvre*. In Australasian Transport Research Forum 2011 Proceedings, volume 34(0070), 16p, 2011.
- [Schnetzler 12] B. Schnetzler, X. Louis & J.P. Lebacque. *A multilane junction model*. Transportmetrica, vol. 8(4), pages 243–260, 2012.
- [SDU Uitgeverij 93] The Hague SDU Uitgeverij. *Guidelines for freeway design (Richtlijnen voor het Ontwerpen van Autosnelwegen)*, 1993.
- [Siebel 09] F. Siebel, W. Mauser, S. Moutari & M. Rasche. *Modeling synchronized flow at highway bottlenecks*. In Appert-Rolland, C., Chevoir, F., Gondret, P., Lassarre, S., Lebacque, J.P., Schreckenberg, M. (Eds.), Traffic and Granular Flow '07'. Springer, Berlin, pages 201–210, 2009.
- [Skabardonis 02] A. Skabardonis. *Simulation of freeway weaving areas*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 1802, pages 115–124, 2002.
- [Skabardonis 10] A. Skabardonis & A.M. Kim. *Weaving analysis, evaluation and refinement, California PATH program, University of California, Berkeley, 70p*, 2010.
- [Thiemann 08] C. Thiemann, M. Treiber & A. Kesting. *Estimating acceleration and lane-changing dynamics from Next Generation Simulation trajectory data*. Transportation Research Record : Journal of the Transportation Research Board, 2088, pages 90–101, 2008.
- [Torné 14] J.M. Torné, F. Soriguera & N. Geroliminis. *On the consistency of freeway macroscopic merging model*. Transportation Research Board Annual Meeting, Paper 14-0324, 2014.
- [TRB 00] TRB. *Highway Capacity Manual (HCM), Washington D.C. : National Research Council*, 2000.
- [TRB 10] TRB. *Highway Capacity Manual (HCM), Washington D.C. : National Research Council*, 2010.
- [Treiber 00] M. Treiber, A. Hennecke & D. Helbing. *Congested traffic states in empirical observations and microscopic simulations*. Physical Review E, vol. 51, pages 1805–1824, 2000.
- [Wagner 97] P. Wagner, K. Nagel & D. Wolf. *Realistic multi-lane traffic rules for cellular automata*. Physica A, vol. 234(3-4), pages 687–698, 1997.
- [Wang 05] J. Wang, R. Liu & F. Montgomery. *A simulation model for motorway merging behavior*. In Mahmassani, H.S. (Ed.), Proc. of 16th International Symposium on Traffic and Transportation Theory (ISTTT), Elsevier, pages 281–301, 2005.

- [Williams 01] D. Williams. *Weighing the odds : a course in probability and statistics*. Cambridge University Press, 548 p., 2001.
- [Wu 07] J. Wu, M. McDonald & K. Chatterjee. *A detailed evaluation of ramp metering impacts on driver behaviour*. *Transportation Research Part F : Psychology and Behaviour*, vol. 10(1), pages 61–75, 2007.
- [Xiao 05] H. Xiao, R. Ambadipudi, J. Hourdakis & P. Michalopoulos. *Methodology for selecting microscopic simulators : Comparative evaluation of AIMSUN and VISSIM*. *intelligent Transportation System Institute, Center for Transportation Studies, University of Minnesota, USA*, 2005.
- [Yang 96] Q. Yang & H.N. Koutsopoulos. *A microscopic traffic simulator for evaluation of dynamic traffic management systems*. *Transportation Research Part C : Emerging Technologies*, vol. 4(3), pages 113–129, 1996.
- [Zheng 11] Z. Zheng, S. Ahn, D. Chen & J. Laval. *Applications of wavelet transform for analysis of freeway traffic : bottlenecks, transient traffic and traffic conditions*. *Transportation Research Part B : Methodological*, vol. 45(2), pages 372–384, 2011.
- [Zweig 93] M.H. Zweig & G. Campbell. *Receiver-operating characteristic (ROC) plots : a fundamental evaluation tool in clinical medicine*. *Clinical Chemistry*, vol. 39(8), pages 561–577, 1993.

