

SETRA

Fonctions temps-débit sur les autoroutes interurbaines

*Rénovation des relations entre temps de parcours et débit
pour la simulation du trafic*

Rapport technique

Novembre 2001

Ce document a été rédigé par le SETRA pour la Direction des Routes

Les observations de temps de trajet et de trafic local (tickets de péage et relevés de capteurs), ainsi que les données géométriques et les incidents ont été fournies par les sociétés ASF et SAPRR.

Les études ont été menées sous la responsabilité et le pilotage de la Direction d'études Économie et Trafic du CSTR au SETRA.

Elles ont fait intervenir les personnes suivantes à chaque étape :

Déroulement du marché d'études avec le bureau d'études INGEROP

- Patrice DANZANVILLIERS SETRA (DE Économie et Trafic)
- Phuong-Tram SIMONET SETRA (DE Économie et Trafic)
- Pierre FLORENTIN INGEROP
- Thierry ANTOINE INGEROP
- Fabien LEURENT INRETS (Expert)
- Comité de pilotage représentants du SETRA, de la SAPRR, du CETE de l'Ouest, de la DREIF

Études complémentaires, synthèse et rédaction du rapport

- Phuong-Tram SIMONET SETRA (DE Économie et Trafic)
- Fabien LEURENT SETRA

Retirage de Juillet 2004

Retirage avec correction apportée en page 40 (§5.2.3 coefficient d'équivalence de 2,5)

Sommaire

NOTE DE SYNTHÈSE	1
INTRODUCTION.....	5
Contexte : connaître la relation entre niveau de trafic et temps de parcours	5
Objectif et champ	5
Méthode	6
Résultats	6
Contenu du présent rapport	7
1. SPÉCIFICATION DU TEMPS DE PARCOURS MOYEN.....	8
1.1. Principes	8
1.1.1. Agréger les débits VL et PL.....	8
1.1.2. Normaliser le débit en uvp	9
1.1.3. Normaliser les longueurs	9
1.1.4. Un temps unitaire facile à interpréter.....	9
1.1.5. Une fonction par classe de véhicules	10
1.2. Guide d'emploi des nouvelles courbes	11
1.2.1. Nouvelles définitions	11
1.2.2. Paramètres du fonctionnement à capacité.....	11
1.2.3. Facteurs de concentration.....	11
1.2.4. Paramètres du temps de parcours à vide.....	12
1.2.5. Paramètres de congestion	12
1.2.6. Valeurs à prendre en compte dans les projets.....	13
2. PARAMÈTRES POUR LE TEMPS DE PARCOURS MOYEN DES VL.....	14
2.1. Le support empirique	14
2.1.1. Les itinéraires.....	14
2.1.2. Les mesures locales du trafic	16
2.1.3. Questions de capacité	16
2.1.4. Les observations de temps de trajet	16
2.1.5. Premiers traitements des temps de trajet	17
2.2. Temps moyens des VL en fonction des débits VL et PL.....	18
2.2.1. Le temps libre unitaire	19
2.2.2. Les paramètres de congestion	21
2.3. Méthode d'estimation et résultats connexes (lecture optionnelle).....	21
2.3.1. Modèle probabiliste du temps de trajet.....	21
2.3.2. Estimation par la méthode du maximum de vraisemblance	22
2.3.3. Résultats connexes	22
3. PARAMÈTRES DU TEMPS DE PARCOURS MOYEN DES PL.....	23
3.1. Le support empirique.....	23
3.2. Temps moyens des PL en fonction des débits VL et PL	24
3.2.1. Le temps de parcours libre et le temps moyen par unité de distance	25
3.2.2. Le paramètre de congestion.....	25
3.3. Méthode d'estimation (lecture optionnelle, Cf. [7] chapitre 4)	27
3.3.1. Hypothèses	27
3.3.2. Proportionnalité des fonctions de répartition	27
3.3.3. Application à l'inférence.....	28
4. INTÉGRATION DANS UN MODÈLE D'AFFECTATION.....	29
4.1. Appliquer les fonctions temps-débit.....	29
4.1.1. Définition des classes de véhicules	29
4.1.2. Débit et période de référence	29
4.1.3. Typologie des arcs.....	30
4.2. Les diverses formes de congestion	30
4.2.1. Cas des incidents en section courante.....	30
4.2.2. Congestion aux nœuds.....	31

4.2.3.	<i>Sur les dépassements de capacité.....</i>	<i>31</i>
4.3.	Valoriser les temps de parcours.....	31
4.3.1.	<i>Evaluation comportementale.....</i>	<i>31</i>
4.3.2.	<i>Evaluation tutélaire.....</i>	<i>32</i>
4.3.3.	<i>Valoriser le temps d'arrêt</i>	<i>32</i>
4.3.4.	<i>Sur les variations aléatoires du temps de parcours</i>	<i>32</i>
4.4.	Variations temporelles.....	33
4.4.1.	<i>Définitions.....</i>	<i>33</i>
4.4.2.	<i>Analyse.....</i>	<i>33</i>
4.4.3.	<i>Facteur de concentration pour les camions</i>	<i>34</i>
4.4.4.	<i>Facteur de concentration pour les voitures.....</i>	<i>34</i>
4.4.5.	<i>Implémentation.....</i>	<i>35</i>
5.	COMPARAISONS DIVERSES	36
5.1.	Comparaisons empiriques.....	36
5.1.1.	<i>Qualité de l'ajustement</i>	<i>36</i>
5.1.2.	<i>Reconstitution des vitesses moyennes des capteurs.....</i>	<i>37</i>
5.2.	Comparaisons internationales.....	38
5.2.1.	<i>Comparaison avec les courbes BPR américaines</i>	<i>38</i>
5.2.2.	<i>Comparaison avec le H.C.M. américain.....</i>	<i>38</i>
5.2.3.	<i>Comparaison avec le Royaume-Uni.....</i>	<i>40</i>
5.2.4.	<i>Comparaison avec l'Allemagne</i>	<i>41</i>
5.3.	Comparaison avec les courbes dans ARIANE versions 5 et 6	43
5.3.1.	<i>Comparaison pour les VL</i>	<i>44</i>
5.3.2.	<i>Comparaison pour les PL</i>	<i>48</i>
6.	CONCLUSIONS	51
6.1.	Bilan	51
6.2.	Prolongements	51
7.	ANNEXES.....	52
7.1.	Annexe 1 : Synoptique de tous les itinéraires.....	53
7.2.	Annexe 2 : Tableau des effectifs par itinéraire	58
7.3.	Annexe 3 : Correction des effets d'extrémité	59
7.4.	Annexe 4 : Moments de pente des itinéraires étudiés.....	61
7.5.	Annexe 5 : Estimation du coefficient d'équivalence et de la capacité	62
7.6.	Annexe 6 : Facteurs de concentration.....	65
8.	BIBLIOGRAPHIE.....	68

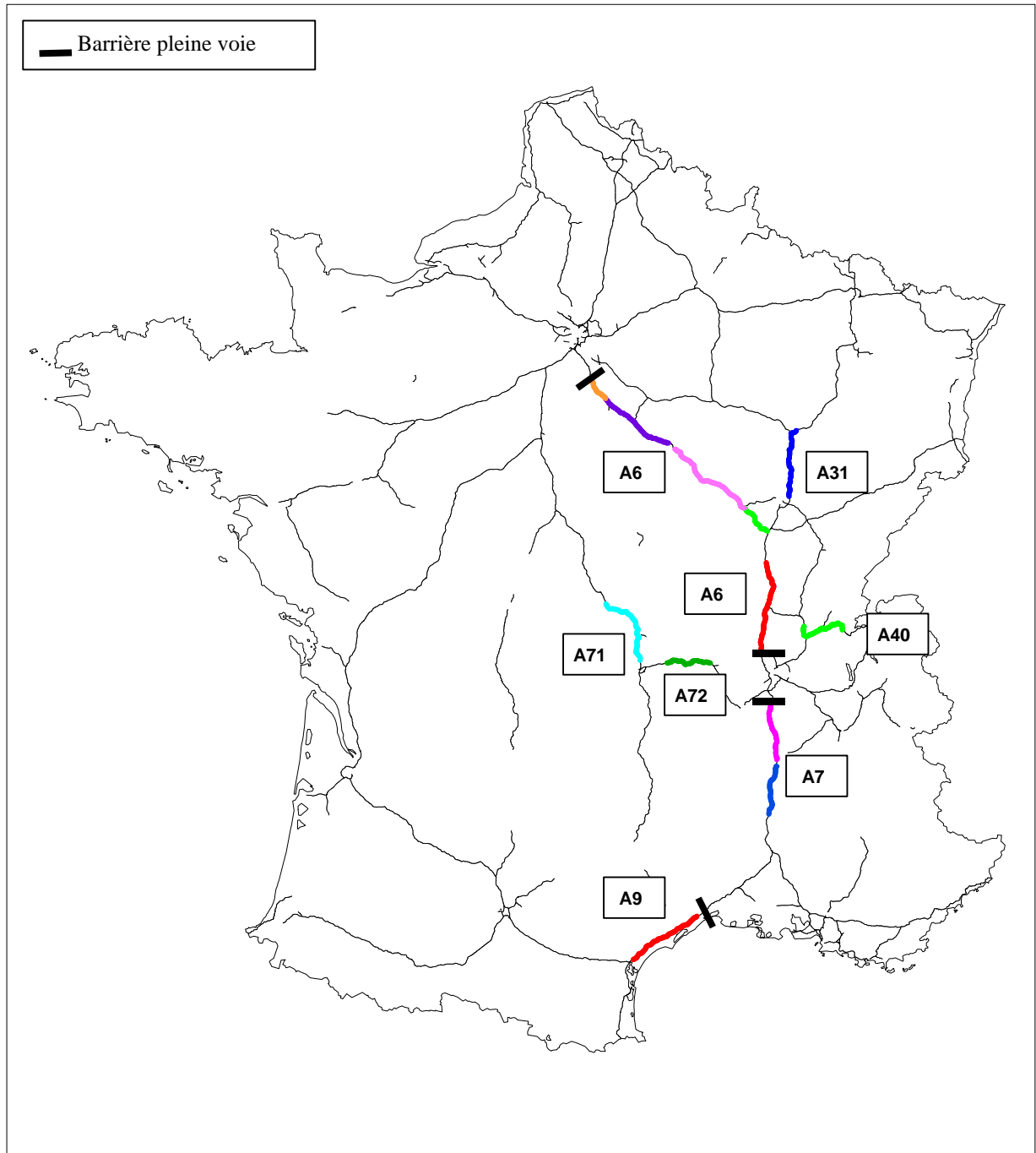
Liste des figures

Fig. 1 : Courbe BPR temps kilométrique-débit réduit.....	10
Fig. 2 : Itinéraires Chalon-Villefranche et Dijon-Langres Nord (source INGEROP, [3])	15
Fig. 3 : Autoroute à 3 voies : Courbe BPR temps VL-débit total en véh, par %PL.....	18
Fig. 4 : Autoroute à 2 voies : Courbe BPR temps VL-débit total en véh, par %PL.....	18
Fig. 5 : Temps de parcours à vide des VL, en fonction de R_2 au carré	20
Fig. 6 : Autoroute à 3 voies : Courbe BPR temps PL- débit total en véh, par %PL.....	24
Fig. 7 : Autoroute à 2 voies : Courbe BPR temps PL-débit total en véh, par %PL.....	25
Fig. 8 : Temps de parcours des PL, en fonction du débit PL réduit	26
Fig. 9 : Proportionnalité des fonctions de répartition du temps de trajet et du temps de parcours.....	28
Fig. 10 : Exemple d'ajustement de la fonction temps-débit des VL pour A6 Chalon-Villefranche	36
Fig. 11 : Comparaison avec les vitesses moyennes des capteurs	37
Fig. 12 : Nuage de points (a) Débit-Vitesse observée – (b) Débit-Vitesse prédite	38
Fig. 13 : Courbes débit-vitesse du HCM 2000 (extrait du HCM 2000, chapitre 23) :	39
Fig. 14 : Exemple de courbes débit-vitesse du COBA anglais.....	41
Fig. 15 : Exemple de courbes débit-vitesse du BVWP allemand.....	43
Fig. 16 : Autoroute à 3 voies : Temps de parcours des VL dans ARIANE.....	46
Fig. 17 : Autoroute à 3 voies : Temps de parcours des VL , formulation BPR.....	46
Fig. 18 : Autoroute à 2 voies : Temps de parcours des VL dans ARIANE.....	47
Fig. 19 : Autoroute à 2 voies : Temps de parcours des VL , formulation BPR.....	47
Fig. 20 : Autoroute à 3 voies : Temps de parcours des PL dans ARIANE	49
Fig. 21 : Autoroute à 3 voies : Temps de parcours des PL, formulation BPR	49
Fig. 22 : Autoroute à 2 voies : Temps de parcours des PL dans ARIANE	50
Fig. 23 : Autoroute à 2 voies : Temps de parcours des PL, formulation BPR	50
Fig. 24 : Synoptique de tous les itinéraires	53

Liste des tableaux

Tab. 1 : Paramètres du fonctionnement à capacité.....	11
Tab. 2 : Facteurs de concentration.....	11
Tab. 3 : Paramètres du temps de parcours à vide.....	12
Tab. 4 : Paramètres de congestion : coefficient γ	12
Tab. 5 : Paramètres de congestion : coefficient α	12
Tab. 6 : Tableau succinct des itinéraires et des effectifs de l'étude	17
Tab. 7 : Paramètres du temps de parcours à vide des VL selon le relief.....	19
Tab. 8 : Paramètres du temps de parcours à vide des VL pour l'autoroute A7.....	19
Tab. 9 : Moments de pente selon le relief (valeurs en fourchette)	20
Tab. 10 : Composition de la classe 3 de péage en 1997 (source ASF).....	23
Tab. 11 : Proportions de trajets de la classe 3 de péage sur les itinéraires étudiés.....	23
Tab. 12 : Paramètres du temps de parcours à vide des PL selon le relief.....	25
Tab. 13 : Comparaison entre courbes ARIANE et courbes BPR pour les VL.....	45
Tab. 14 : Comparaison entre courbes ARIANE et courbes BPR pour les PL.....	48
Tab. 15 : Effectifs par itinéraire découpés par lots suivant les conditions de trafic et temporelles	58
Tab. 16 : Correction des temps de parcours libre des VL	60
Tab. 17 : Correction des temps de parcours libre des PL.....	60
Tab. 18 : Moments de pente des itinéraires étudiés.....	61
Tab. 19 : Coefficients d'équivalence et capacités estimés pour les itinéraires étudiés.....	64
Tab. 20 : Valeurs de c_V et de c_C par section.....	67

Localisation des itinéraires autoroutiers étudiés



A6 Fleury – Nemours
Nemours – Auxerre Nord
Auxerre Sud – Pouilly
Pouilly – Beaune
Chalon – Villefranche

A31 Dijon Arc sur Tille – Langres Nord

A40 Bellegarde – Bourg Sud

A71 Montluçon – Riom

A7 Vienne – Valence Nord
Valence Sud – Montélimar Sud

A9 Montpellier – Narbonne Est

A72 Thiers Ouest – St Germain Laval

Note de synthèse

L'objectif de l'étude est une connaissance quantitative des relations entre les temps de parcours et les débits des classes de véhicules, sur des autoroutes interurbaines en France. À partir des ensembles d'observations des temps de trajet entre gares de péages et des niveaux de trafic local mesurés par boucles de comptage, les **fonctions temps-débit** ont été établies pour chaque classe de véhicules et par type de section d'autoroute. Le présent rapport donne la spécification du temps de parcours moyen par classe de véhicules et les valeurs numériques des paramètres de ces fonctions ainsi qu'une comparaison avec des mesures de terrain, puis avec les courbes étrangères et enfin avec les fonctions temps-débit utilisées jusqu'à présent dans le logiciel d'affectation de trafic et d'évaluation économique ARIANE.

Définitions de base

Les fonctions temps-débit établies présentent les spécificités suivantes :

- On s'intéresse seulement aux **régimes de circulation fluides** (taux d'occupation inférieur à 14 %), jusqu'au point de fonctionnement capacitatif qui marque le début de la saturation et des files d'attente. Nous excluons les régimes saturés provoqués par des causes autres que le volume local de trafic.
- Par **sens** de circulation et par **type de section** d'autoroute : selon le nombre de voies (2x3 voies ou 2x2 voies) et selon le relief. Il n'y a pas de paramètre de sinuosité et de visibilité pour les arcs de type autoroutier.
- **Distinction de 2 classes de véhicules** : les VL qui comprennent surtout des voitures, et les PL composés surtout de camions (respectivement classe 1 et classe 4 de péage en 1997). Par contre, le débit en VL correspond aux véhicules courts au sens des boucles et le débit en PL aux véhicules longs (longueur > 7,80 m).
- Ces fonctions expriment le temps de parcours *moyen* de chaque classe en fonction des débits *locaux*.
- Les débits sont évalués d'abord par classe de véhicules, sur une base **horaire**, par sens de circulation. Après avoir multiplié le débit horaire moyen de chaque classe par un **facteur de concentration** χ , qui intègre les fluctuations temporelles, on calcule un débit total en uvp en pondérant le débit VL par 1 et le débit PL par le coefficient d'équivalence e .

Spécification du temps de parcours moyen par classe de véhicules

Le modèle BPR pour les VL (fonction BPR d'après le *Bureau of Public Roads* américain) prend en compte le débit des 2 classes de véhicules. L'effet du débit des PL sur le temps de parcours des VL se traduit dans le débit total en uvp/h.

Le temps de parcours moyen des VL s'exprime en fonction du débit des VL et des PL :

$$\hat{t}_V(x_V, x_C) = L m_V \left[1 + \gamma_V \left(\frac{x_V + e x_C}{\kappa} \right)^{\alpha_V} \right]$$

- L : longueur de l'arc
 x_V, x_C : débit horaire des VL, des PL
 $x_V + e x_C$: débit horaire total en uvp
 m_V : temps de parcours moyen kilométrique des voitures, à vide
 γ_V : proportion d'augmentation du temps à la saturation

- α_V : sensibilité du temps de parcours au débit relatif $(x_V + e x_C) / \kappa$, à l'approche de la saturation
- κ : capacité horaire en uvp
- e : coefficient d'équivalence d'un PL en VL

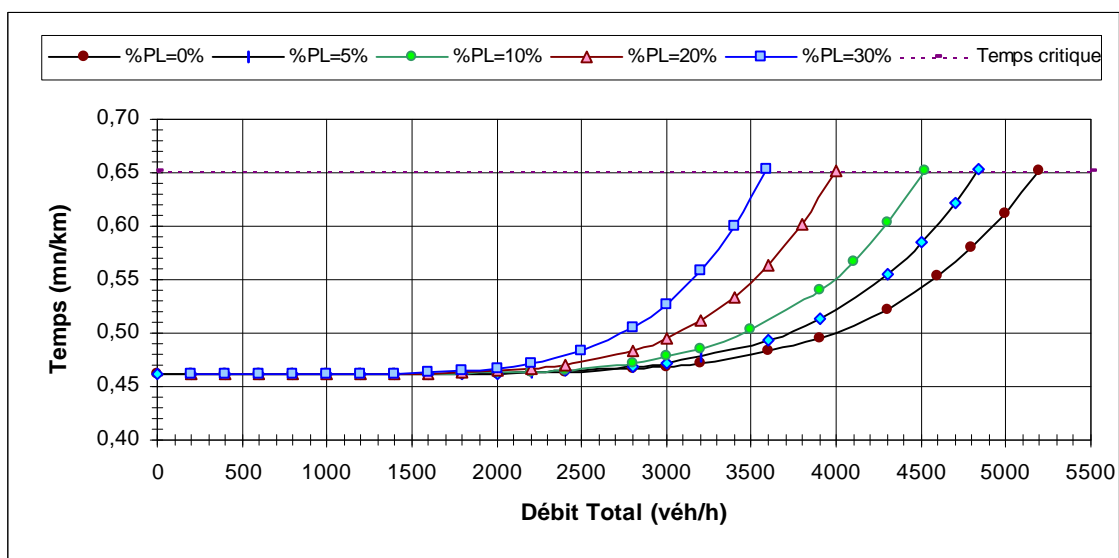
Dans le cas où l'on impose la condition d'homogénéité des vitesses de tous les VL à la saturation, le paramètre γ est fixé en fonction du temps critique par unité de distance τ^* : $\gamma_V = \tau^* / m_V - 1$.

Exemple :

Autoroute à 3 voies avec les valeurs :

- Capacité = 5 200 uvp/h ; $e = 2,5$; $\alpha_V = 6$
- Vitesse libre = 130 km/h ; $m_V = 0,462$ mn/km
- Vitesse à saturation = 90 km/h ; $\tau^* = 0,667$ mn/km

Autoroute à 3 voies : Courbe temps-débit des VL



Le modèle BPR pour les PL est de formulation symétrique à celle pour les VL. Le temps de parcours moyen des PL s'exprime ainsi en fonction des débits des voitures et des camions :

$$\hat{\tau}_C(x_V, x_C) = L m_C \left[1 + \gamma_C \left(\frac{x_V + e x_C}{\kappa} \right)^{\alpha_C} \right]$$

et avec la condition d'homogénéité des vitesses PL à la saturation, le paramètre γ_C est fixé en fonction du temps critique τ^* : $\gamma_C = \tau^* / m_C - 1$.

Valeurs numériques des paramètres

Paramètres du fonctionnement à capacité

Coefficient d'équivalence $e = 2,5$
 Capacité par voie 1 730 uvp/h/voie

	Pour les VL	Pour les PL
Vitesse critique V_{sat} (km/h)	93 ± 2	82 ± 2
Temps critique τ^* (mn/km)	$0,646 \pm 0,013$	$0,732 \pm 0,018$

Facteurs de concentration

(coefficient multiplicateur du débit horaire moyen pour traiter l'hétérogénéité des périodes)

Type d'arc	χ_v pour les VL	χ_C pour les PL
Autoroute à 3 voies	2,2	1
Autoroute à 2 voies	2,3 à 2,8	1

Paramètres du temps de parcours à vide

Type de relief	Paramètre	Pour les VL	Pour les PL
Plaine	m_V ou m_C (mn/km)	$0,458 \pm 0,012$	$0,691 \pm 0,024$
	Vitesse (km/h)	131 ± 4	87 ± 3
Vallonné	m_V ou m_C (mn/km)	$0,482 \pm 0,010$	$0,728 \pm 0,022$
	Vitesse (km/h)	$124,5 \pm 2,5$	$82,5 \pm 2,5$
Montagneux	m_V ou m_C (mn/km)	$0,507 \pm 0,015$	$0,728 \pm 0,022$
	Vitesse (km/h)	$118,5 \pm 3,5$	$82,5 \pm 2,5$

Paramètres de congestion

Paramètre γ	Type de relief	γ_v pour les VL	γ_C pour les PL
	Plaine	$0,41 \pm 0,04$	$0,05 \pm 0,01$
	Vallonné	$0,34 \pm 0,03$	$0,04 \pm 0,01$
	Montagneux	$0,27 \pm 0,04$	$0,04 \pm 0,01$

Paramètre α	Type d'arc	α_v pour les VL	α_C pour les PL
	Autoroute à 3 voies	6	1
	Autoroute à 2 voies	4	1

Comparaison avec les courbes dans ARIANE

Les différences introduites par la nouvelle formulation BPR pour les **courbes temps-débit des VL** sont :

- Une augmentation de la vitesse libre,
- Une augmentation également de la vitesse à la saturation,
- Une moindre sensibilité aux trafics faibles et moyens, une sensibilité forte à l'approche de la capacité
- L'effet des PL est plus discriminant quand le trafic dépasse la moitié de la capacité.

Les différences introduites par la nouvelle formulation BPR pour les **courbes temps-débit des PL** sont :

- Une faible diminution de la vitesse libre,
- Une augmentation de la vitesse à la saturation,
- Une faible variation avec le trafic, considérée comme linéaire.

Étendue de l'étude

Le support empirique

Douze itinéraires autoroutiers (entre 50 et 100 km de long) ont été observés, avec deux jeux d'observations pour chaque itinéraire dans chaque sens de circulation : d'une part des temps de trajet entre gare d'entrée et gare de sortie, d'autre part des mesures locales de trafic par périodes de six minutes. Les observations concernent l'année 1997, soit totalement soit en partie.

La durée de l'étude

Des traitements exploratoires et correctifs ont été effectués avant l'étude des fonctions : association à chaque trajet mesuré entre gares des mesures locales correspondantes de trafic sur l'itinéraire, apurement des observations soumises à un incident, retrait des trajets soumis à saturation avec un taux d'occupation supérieur à 12 %.

L'ensemble de l'étude s'est étendu d'octobre 1998 à novembre 2001, précédé d'une phase de pré étude et de collecte des données de 6 mois. Elle a mobilisé un temps total d'ingénieur d'environ 45 h.mois.

Les résultats connexes

On dispose d'une base de connaissance sur le trafic autoroutier en 1997.

L'étude a livré bien d'autres résultats, annexes pour l'objectif initial mais importants pour la connaissance du trafic routier. Citons la variabilité individuelle des temps de parcours locaux ou sur une section, en fonction des trafics : avec un écart-type proportionnel à la longueur du parcours.

Citons aussi une connaissance statistique des cadences et des durées des arrêts. La fréquence d'arrêt η est proportionnelle à la longueur d'itinéraire. La cadence d'arrêt, rapport entre la durée moyenne de parcours et η , vaut environ 2 heures, ce qui concorde avec les conseils de la sécurité routière. Concernant la durée des arrêts, la moyenne varie selon l'itinéraire de 8 à 18 mn, avec une médiane à 13 mn.

Fonctions temps-débit sur les autoroutes interurbaines

Rénovation des relations entre temps de parcours et débit pour la simulation du trafic

Introduction

Contexte : connaître la relation entre niveau de trafic et temps de parcours

Le temps de parcours est la mesure la plus répandue et la plus utile de la qualité de service en transport. Comme cette qualité influence les choix d'itinéraire, donc les trafics des routes et les recettes des péages, une connaissance empirique du temps de parcours est très importante pour planifier un réseau.

Une telle connaissance est nécessairement statistique, car le temps de parcours est variable par nature : en raison tant de facteurs macroscopiques comme la congestion, que de l'hétérogénéité des déplacements individuels (à trajet, période et type de véhicule donnés).

La solution pratique est de considérer le temps de parcours : (i) de façon statistique, pour un groupe de déplacements et certaines conditions temporelles ; (ii) au niveau d'une section de route, car chaque itinéraire se décompose en sections ; (iii) comme une fonction mathématique de facteurs exogènes tels que l'intensité du trafic.

Il s'agit donc de **modéliser le temps de parcours** en fonction de facteurs exogènes. Le principal modèle est une relation mathématique qui exprime le temps de parcours moyen d'une classe de véhicules (légers ou poids lourds) sur une section de route, en fonction des débits en véhicules des différentes classes. Cette relation s'appelle une **fonction temps-débit**, par classe de véhicules et par type de section (selon le nombre de voies, l'exploitation à sens unique ou non, le relief et la sinuosité).

En France, les études de planification routière interurbaine du Ministère des Transports utilisent des fonctions temps-débit : celles utilisées jusqu'à présent ont été établies au SETRA de 1978 à 1984. Depuis le parc automobile a évolué, de même que les comportements de conduite et les infrastructures : ces évolutions nécessitent une rénovation des fonctions temps-débit, qui motivent l'étude rapportée ici.

Objectif et champ

L'objectif de l'étude est une connaissance quantitative des relations entre les temps de parcours et les débits des classes de véhicules, sur des autoroutes interurbaines en France.

On s'intéresse seulement aux régimes fluides ou chargés de circulation, pas aux régimes saturés provoqués par des causes autres que le volume local de trafic (causes extérieures telles

que les incidents, accidents, remontées de file d'attente depuis un point en aval). Autrement dit, on étudie la congestion par « frottement » et non par « choc » ou répercussion de choc.

On distingue deux classes de véhicules : d'une part les véhicules légers (VL) qui comprennent surtout des voitures, d'autre part les véhicules lourds (PL pour poids lourds) qui comprennent surtout des camions. Cette distinction est opérée à deux niveaux : primo le niveau des temps de parcours, car chaque classe a son propre comportement routier et une vitesse limite légale spécifique ; secundo le niveau de la composition du trafic, car un VL et un PL contribuent différemment à la congestion.

Enfin on distingue plusieurs types de routes, ici d'autoroutes : selon le nombre de voies allouées à chaque sens de circulation, selon le relief et la sinuosité. En effet la nature de l'infrastructure conditionne les vitesses des véhicules.

Méthode

Une fonction temps-débit est une formule mathématique $Y = F(X, \Theta)$ avec Y le résultat (ici le temps pour une classe), X un vecteur d'arguments (ici les débits des classes), Θ un vecteur de paramètres comme la vitesse libre et F une fonction mathématique. Pour préciser complètement la formule, il faut : primo définir Y , X , F et Θ d'après des considérations physiques (un modèle physique de circulation) ; secundo estimer les valeurs numériques des paramètres Θ grâce à une étude statistique, qui nécessite de recueillir des observations puis de les exploiter par une méthode d'estimation.

L'étude rapportée ici a suivi ces deux étapes. Le SETRA a constitué des ensembles d'observations des temps de trajet¹ entre gares de péages et des niveaux de trafic local, fournies par les exploitants autoroutiers ASF et SAPRR. Puis, sous la maîtrise d'ouvrage du SETRA assisté d'un comité de pilotage, le bureau d'études INGEROP a apuré les observations et effectué les traitements statistiques. Le modèle physique et la méthode d'estimation statistique ont été développés par l'INRETS. En particulier il a fallu tenir compte des arrêts des véhicules entre les gares de péage. L'ensemble s'est étendu d'octobre 1998 à novembre 2001, précédé d'une phase de pré étude et de collecte des données de 6 mois.

Résultats

Les principaux résultats de l'étude sont d'une part un modèle physique simple du temps de parcours moyen en fonction des débits VL et PL, d'autre part les valeurs numériques des paramètres de ces fonctions. Les valeurs numériques établies valent pour certaines autoroutes interurbaines en France en 1997 : à deux ou trois voies, en relief plat, vallonné ou montagneux.

L'étude a livré bien d'autres résultats, annexes pour l'objectif initial mais importants pour la connaissance du trafic routier. Citons la variabilité individuelle des temps de parcours locaux ou sur une section, en fonction des trafics : avec un écart-type proportionnel à la longueur du parcours. Citons aussi une connaissance statistique des cadences et des durées des arrêts.

¹ Le temps de trajet est la somme du temps de parcours et d'un temps d'arrêt éventuel (Cf. § 2.3.1).

Contenu du présent rapport

Le présent Rapport Technique fait la synthèse de l'étude. Ses six parties présentent rapidement les éléments essentiels pour l'objectif principal :

1. Le modèle physique qui relie le temps de parcours d'une classe de véhicules, VL ou PL, aux débits des deux classes VL et PL.
2. Les valeurs estimées pour les temps de parcours des VL, ainsi que les observations et la méthode d'estimation statistique.
3. Les valeurs estimées pour les temps de parcours des PL : l'incidence du trafic est apparue minimale dans leur cas, ce qui a permis d'utiliser une méthode d'estimation simple.
4. Des prescriptions pour intégrer les nouvelles fonctions dans un logiciel de planification.
5. Une comparaison à diverses sources d'information, menée en trois temps. Primo, une confrontation à des observations empiriques, par billetterie autoroutière puis par capteur local de vitesse. Secundo, une comparaison aux fonctions temps-débit étrangères (États-Unis, Royaume-Uni, Allemagne). Tertio, une comparaison aux fonctions temps-débit utilisées jusqu'à présent pour les études de planification routière interurbaine du Ministère, incorporées au logiciel de simulation ARIANE.
6. Enfin quelques conclusions.

Le rapport renvoie aux principaux documents produits pour l'étude : depuis le Cahier des Charges du SETRA exprimant les besoins de l'étude jusqu'aux rapports finals des différentes phases, en passant par les documents méthodologiques servant de support scientifique à l'étude. La liste de ces références se trouve dans la bibliographie à la fin du rapport.

On trouvera également dans la bibliographie les références sur les courbes étrangères qui ont servi aux comparaisons avec les résultats de la présente étude.

1. Spécification du temps de parcours moyen

Dans ce premier chapitre, nous donnons le modèle physique qui relie le temps de parcours moyen d'une classe de véhicules aux débits des deux classes VL et PL.

Dans notre cas le modèle est en deux étapes :

1. L'agrégation des débits des deux classes de véhicules pour former un débit total noté x et mesuré en unités de voiture particulière (uvp).
2. Pour chaque classe c de véhicules, une formule $\tau_c(x)$ qui donne le temps moyen de la classe en fonction du débit total x .

Pour cette formule $\tau_c(x)$, nous avons retenu une fonction BPR à trois paramètres, qui est simple d'interprétation et d'emploi.

1.1. Principes

On s'intéresse seulement aux régimes fluides ou chargés de circulation, pas aux régimes saturés provoqués par des causes autres que le volume local de trafic (causes extérieures telles que les incidents, accidents, remontées de file d'attente depuis un point en aval). Autrement dit, on étudie la congestion par « frottement » et non par « choc » ou répercussion de choc.

On distingue deux classes de véhicules : d'une part les véhicules légers (VL) qui comprennent surtout des voitures, d'autre part les véhicules lourds (PL pour poids lourds) qui comprennent surtout des camions. Cette distinction est opérée à deux niveaux : primo le niveau des temps de parcours, car chaque classe a son propre comportement routier et une vitesse limite légale spécifique ; secundo le niveau de la composition du trafic, car un VL et un PL contribuent différemment à la congestion.

Pour chaque classe de véhicules, pour une section de route donnée aux caractéristiques homogènes (nombre de voies, vitesse limite, relief, sinuosité), on spécifie une relation entre le temps de parcours moyen de cette classe et les débits locaux en VL et PL. Dans le cas des VL, la relation se formule $\tau_V(x_V, x_C)$ pour le temps de parcours τ_V des VL (V pour Voitures), en fonction des débits x_V en VL (V pour voitures) et x_C en PL (C pour camions).

1.1.1. Agréger les débits VL et PL

Le premier principe du modèle consiste à former un débit total x qui rassemble le débit en VL (noté x_V car les VL sont surtout des voitures) et le débit en PL (noté x_C car les PL sont surtout des camions).

Le débit total est exprimé en unités de voiture particulière (uvp) : chaque classe de trafic a un coefficient d'équivalence en uvp, égal à 1 pour les VL et à une constante e pour les PL. En agrégeant les classes, on obtient la formule du débit uvp :

$$x = x_V + ex_C$$

1.1.2. Normaliser le débit en uvp

Le deuxième principe est de normaliser le débit en uvp écoulé par une route donnée notée a , en le rapportant à la capacité d'écoulement de cette route notée κ_a . Le rapport $\xi_a = \frac{x}{\kappa_a}$ est appelé le débit normalisé, ou débit réduit.

L'avantage est de faciliter la comparaison entre plusieurs routes a , b et c , en faisant ressortir les similitudes d'une part, les différences d'autre part. Deux autoroutes avec une pente et une sinuosité équivalentes, mais un nombre de voies différent, peuvent avoir des paramètres de congestion identiques si l'on traite par ailleurs l'effet du nombre de voies. Comme cet effet passe principalement par la capacité d'écoulement, la normalisation du débit permet d'homogénéiser les paramètres de congestion.

1.1.3. Normaliser les longueurs

Troisième principe, représenter l'effet de la longueur L_a sur le temps de parcours de la route, par une relation de proportionnalité, en suivant la formule

$$\tau(x, \kappa_a, L_a) = L_a f_a\left(\frac{x}{\kappa_a}\right)$$

avec une fonction f_a indépendante de la capacité et de la longueur.

Par hypothèse la route a présente des caractéristiques homogènes en nombre de voies, en pente et en sinuosité. Le temps de parcours par unité de distance est constant le long d'une route homogène, ce qui justifie de lui associer une fonction f_a , et de rendre le temps de parcours global proportionnel à la longueur.

1.1.4. Un temps unitaire facile à interpréter

Quatrième principe, le temps unitaire f_a est une fonction croissante du débit réduit ξ_a car, en dessous du point de saturation où $x_a = \kappa_a$, plus les véhicules sont nombreux et plus ils se ralentissent mutuellement.

On choisit une formule mathématique à trois paramètres m , γ et α , appelée fonction BPR d'après le *Bureau of Public Roads* américain :

$$f_a(\xi_a) = m\left(1 + \gamma(\xi_a)^\alpha\right).$$

Dans cette formule, on interprète les paramètres de la façon suivante :

- $m \geq 0$ est le temps de parcours libre par unité de distance, qui s'applique lorsque le trafic est très faible (i.e. $\xi = 0$).
- $\gamma \geq 0$ est la proportion d'augmentation du temps à la saturation: si $\xi = 1$ alors $f(1) = m(1 + \gamma)$.
- $\alpha \geq 0$ décrit le rythme de croissance du temps quand le débit réduit varie de 0 à 1 : si α est inférieur à 1 alors la croissance a lieu surtout au début, tandis que si α dépasse 1 elle a lieu surtout à la fin, à l'approche de la saturation.

Exemple

$m_V = 0,5$ mn/km	temps de parcours à vide
$\tau^* = 0,75$ mn/km	temps de parcours à la capacité
$\gamma = \tau^*/m_V - 1 = 0,5$	accroissement du temps à la capacité

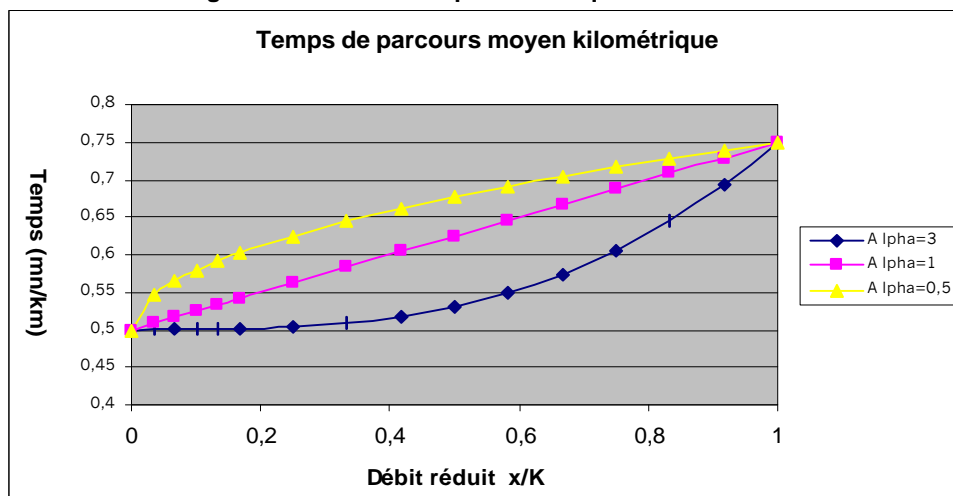
Pour $\gamma = 0,5$ fixé, nous allons examiner le rôle de l'exposant α qui détermine la forme de la courbe.

$\alpha = 3$: croissance faible à l'origine, rapide à la capacité

$\alpha = 1$: cas linéaire

$0 < \alpha < 1$: croissance forte à l'origine, faible à la capacité

Fig. 1 : Courbe BPR temps kilométrique-débit réduit



1.1.5. Une fonction par classe de véhicules

Le débit réduit est une notion globale, valable pour tous les véhicules. En revanche le temps de parcours moyen des VL est différent de celui des PL, d'autant plus que le trafic est plus fluide.

C'est pourquoi on modélise séparément

- $\tau_{aV}(x_{aV}, x_{aC}, \kappa_a, L_a) = L_a m_{aV} (1 + \gamma_{aV} \xi_a^{\alpha_{aV}})$ pour les véhicules légers VL,
- $\tau_{aC}(x_{aV}, x_{aC}, \kappa_a, L_a) = L_a m_{aC} (1 + \gamma_{aC} \xi_a^{\alpha_{aC}})$ pour les poids lourds PL.

Dans ces deux formules, les termes x_{aV} et x_{aC} sont fournis au moment d'appliquer le modèle, ce sont les variables exogènes.

Les termes L_a , κ_a et e_a sont des constantes physiques propres à la route, mesurées indépendamment du temps de parcours.

Enfin les paramètres m , γ et α font l'objet principal de notre étude : par des méthodes statistiques appropriées, nous avons mesuré leurs valeurs numériques pour différents types de routes, et nous avons obtenu des résultats récapitulés ci-après.

1.2. Guide d'emploi des nouvelles courbes

1.2.1. Nouvelles définitions

Les fonctions temps-débit proposées présentent les spécificités suivantes :

- On s'intéresse seulement aux **régimes de circulation fluides ou chargés** (taux d'occupation inférieur à 12 %), pas aux régimes saturés provoqués par des causes autres que le volume local de trafic.
- Par **type de section** d'autoroute : selon le nombre de voies (2x2 voies ou 2x3 voies), selon le relief (voir plus loin), et par sens de circulation. Il n'y a pas de paramètre de sinuosité et de visibilité pour les arcs de type autoroutier.
- Distinction de **2 classes de véhicules** : les VL qui comprennent surtout des voitures, et les PL composés surtout de camions (respectivement classes de péage 1 et 4 en 1997).
- Ces fonctions expriment le temps de parcours *moyen* de chaque classe en fonction des débits *locaux*.
- Les débits sont évalués d'abord par classe de véhicules, sur une base horaire, par sens de circulation. Après avoir multiplié le débit horaire moyen de chaque classe par un **facteur de concentration** χ , qui intègre les fluctuations temporelles, on calcule un débit total en uvp en pondérant le débit VL par 1 et le débit PL par le coefficient d'équivalence e .
- **Prise en compte du relief** : pour chaque itinéraire on considère les paramètres de pente R_1 et R_2 définis de la manière suivante, après découpage d'un itinéraire de longueur l en segments élémentaires l_i de pente homogène p_i :

$$R_1 = \left(\sum_i |p_i| l_i \right) / l \quad \text{et} \quad R_2^2 = \left(\sum_i p_i^2 l_i \right) / l$$

1.2.2. Paramètres du fonctionnement à capacité

Coefficient d'équivalence	e = 2,5	
Capacité par voie	1 730 uvp/h/voie	
	Pour les VL	Pour les PL
Vitesse critique V_{sat}	93 ± 2	82 ± 2
Temps critique τ^*	0,646 ± 0,013	0,732 ± 0,018

Tab. 1 : Paramètres du fonctionnement à capacité

1.2.3. Facteurs de concentration

Type d'arc	χ_v pour les VL	χ_C pour les PL
Autoroute à 3 voies	2,2	1
Autoroute à 2 voies	2,3 à 2,8	1

Tab. 2 : Facteurs de concentration

(pour les autoroutes à 2 voies, χ_V est élevé loin des grandes agglomérations)

Le rapport $c_V = \tilde{x}_V / \bar{x}_V$ pour les voitures et $c_C = \tilde{x}_C / \bar{x}_C$ pour les camions, est un facteur de concentration du débit. Ce facteur c permet de remplacer la connaissance des débits horaires des 8760 heures de l'année par la seule connaissance du débit moyen journalier annuel (TMJA) d'où l'on déduit le débit horaire moyen annuel (TMJA/24). La fonction temps-débit sera utilisée avec ce débit horaire moyen annuel multiplié par le facteur de concentration.

Rappel : \tilde{x}_V = débit équivalent de VL \tilde{x}_C = débit équivalent de PL
 \bar{x}_V = débit horaire moyen de VL \bar{x}_C = débit horaire moyen de PL

1.2.4. Paramètres du temps de parcours à vide

Type de relief	Paramètre	Pour les VL	Pour les PL
Plaine	m_V ou m_C (mn/km)	0,458 ± 0,012	0,691 ± 0,024
	Vitesse (km/h)	131 ± 4	87 ± 3
Vallonné	m_V ou m_C (mn/km)	0,482 ± 0,010	0,728 ± 0,022
	Vitesse (km/h)	124,5 ± 2,5	82,5 ± 2,5
Montagneux	m_V ou m_C (mn/km)	0,507 ± 0,015	0,728 ± 0,022
	Vitesse (km/h)	118,5 ± 3,5	82,5 ± 2,5

Tab. 3 : Paramètres du temps de parcours à vide

Lorsque les données de pente existent et permettent la détermination du paramètre R_2^2 , la valeur de m_V en fonction de R_2^2 peut être calculée : $m_V = 0,45156 + 0,005414 R_2^2$, avec m_V en mn/km et R_2 en %.

1.2.5. Paramètres de congestion

Le paramètre γ , proportion d'augmentation du temps à la saturation, est égal à : $\gamma_V = (\tau^* - m_V) / m_V$ pour les VL et $\gamma_C = (\tau^* - m_C) / m_C$ pour les PL.

Type de relief	γ_V pour les VL	γ_C pour les PL
Plaine	0,41 ± 0,04	0,05 ± 0,01
Vallonné	0,34 ± 0,03	0,04 ± 0,01
Montagneux	0,27 ± 0,04	0,04 ± 0,01

Tab. 4 : Paramètres de congestion : coefficient γ

Le paramètre α dépend du nombre de voies pour les VL.

Type d'arc	α_V pour les VL	α_C pour les PL
Autoroute à 3 voies	6	1
Autoroute à 2 voies	4	1

Tab. 5 : Paramètres de congestion : coefficient α

1.2.6. Valeurs à prendre en compte dans les projets

En situation d'étude, on peut adopter les valeurs standards des paramètres données dans les paragraphes précédents : en cas d'indication d'une fourchette de valeurs, la valeur centrale est à retenir, les valeurs en plus ou en moins par rapport à cette valeur centrale sont données à titre indicatif de la variabilité que l'on peut rencontrer.

Dans le cas où l'on disposerait de mesures permettant de calculer les valeurs de certains paramètres, elles pourront être adoptées, sans toutefois dépasser les fourchettes indiquées ici. En cas d'écart notable avec les fourchettes, ces valeurs devront faire l'objet de justifications précises (par exemple présence de caractéristiques géométriques particulières s'écartant sensiblement de celles des autoroutes ayant fait l'objet de la présente étude).

2. Paramètres pour le temps de parcours moyen des VL

Dans cette deuxième partie, nous décrivons les résultats et la méthode d'estimation des paramètres pour la fonction de temps de parcours moyen des véhicules légers (VL).

Nous présentons d'abord le support empirique, c'est-à-dire l'ensemble des observations utilisées : les sites observés, les échantillons de temps de trajet et de débits. Puis nous donnons les résultats obtenus. En complément, nous évoquons brièvement la méthode d'estimation statistique, ainsi que les résultats relatifs à la dispersion des temps de parcours et aux phénomènes d'arrêt.

2.1. Le support empirique

Douze itinéraires autoroutiers ont été observés, avec deux jeux d'observations pour chaque itinéraire dans chaque sens de circulation : d'une part des temps de trajet entre gare d'entrée et gare de sortie, d'autre part des mesures locales de trafic par périodes de six minutes. Les observations concernent l'année 1997, soit totalement soit en partie.

La description détaillée des itinéraires et des données recueillies figure dans le Cahier des Charges et les Rapports de chaque phase de l'étude (Cf. [1] , [3] , [4] , [5]).

2.1.1. Les itinéraires

Pour cette étude, il a été sélectionné un ensemble d'itinéraires sur autoroutes selon plusieurs critères : (i) niveau de trafic ; (ii) localisation géographique ; (iii) topologie, selon le relief (plaine, vallonné, montagneux), le profil en travers (3 voies, 2 voies, section comportant par endroit une voie spéciale pour véhicules lents) ; (iv) de configuration de péage (barrière pleine voie en entrée ou en sortie, gare de péage sur diffuseur).

Les longueurs des itinéraires, volontairement limitées entre 50 et 100 km (avec deux extrêmes à 20 et 136 km), ont été choisies de façon à limiter l'occurrence des arrêts².

Les 12 itinéraires choisis font partie de 7 autoroutes exploitées par deux sociétés concessionnaires ASF (A7, A9, A72) et SAPRR (A6, A31, A40, A71).

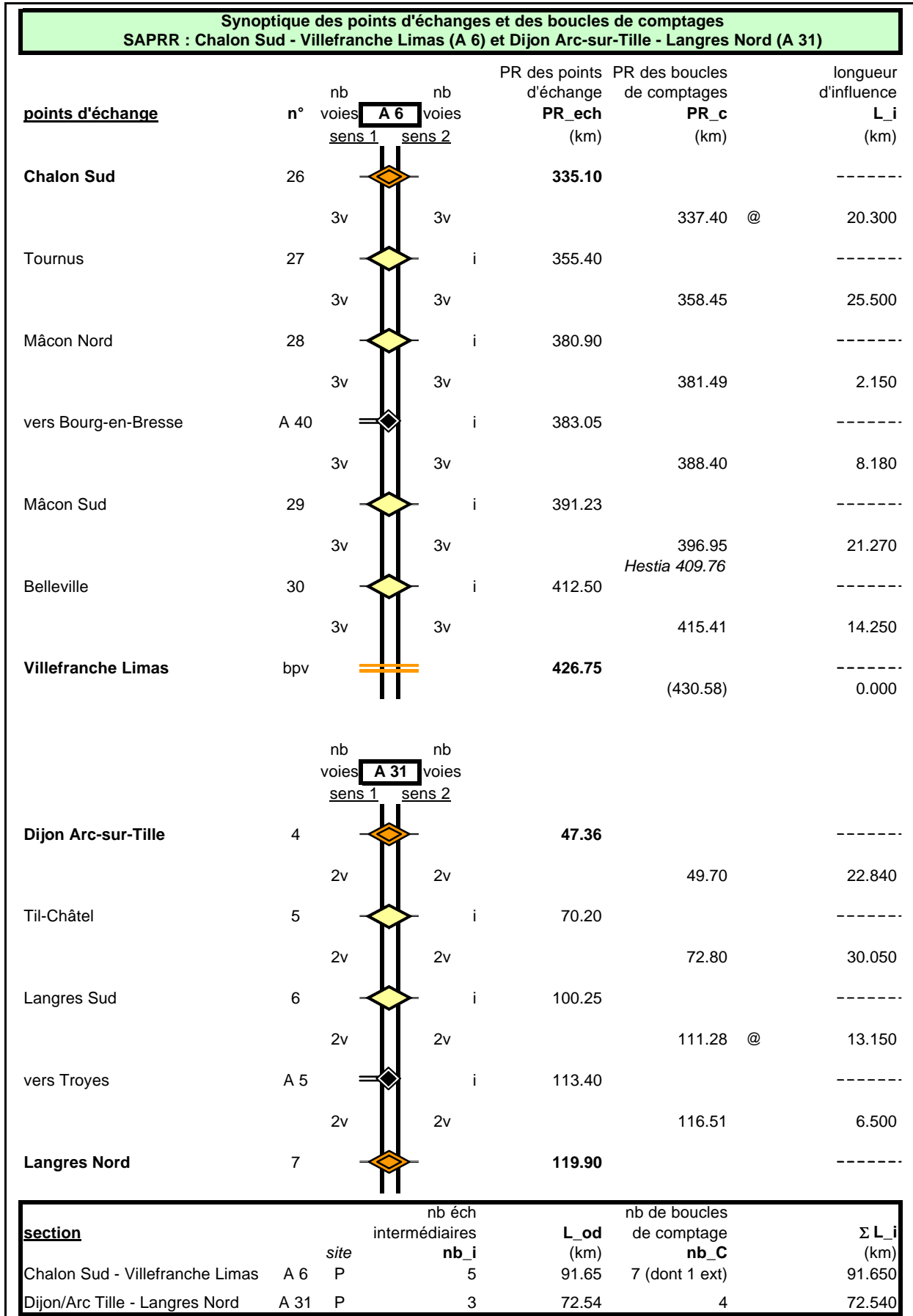
Chaque itinéraire est subdivisé en sections homogènes pour les caractères permanents (nombre de voies, relief), délimitées par des échangeurs. Dans les documents de l'étude, ces sections sont appelées « canton » selon la tradition de l'exploitation, ou « arc » selon la tradition de la planification. Chaque section ainsi définie comporte une seule boucle de comptage ; en cas de pluralité de boucles entre deux points d'échange, la limite de la section est située au milieu du segment interboucle. Chaque boucle de comptage agit ainsi sur une « longueur d'influence ».

Les informations d'ordre général sont la description des itinéraires, leur découpage en arcs, les caractères permanents des arcs (longueur, nombre de voies, relief). On dispose aussi d'informations sur les incidents et les événements météo pendant la période observée.

Le tableau synoptique complet de tous les itinéraires figure en Annexe 1. Le synoptique suivant schématise deux itinéraires, avec les points d'échange et les boucles de comptages.

² L'analyse par la suite a montré que le phénomène des arrêts sur des sections de telles longueurs est loin d'être négligeable. Ceci a donné lieu à la prise en compte d'un modèle d'arrêt, traitant à la fois de la probabilité d'arrêt et de la durée d'un arrêt, qui s'ajoute au modèle du temps de parcours pour donner le modèle du temps de trajet (Cf. § 2.3)

Fig. 2 : Itinéraires Chalon-Villefranche et Dijon-Langres Nord (source INGEROP, [3])



2.1.2. Les mesures locales du trafic

Le long des itinéraires, le découpage de chaque sens en sections/arcs correspond à une section sans accès intermédiaire (hors aire de service ou d'arrêt), équipée d'une boucle de mesure du trafic. Pour toute l'année 1997, par périodes de six minutes, on dispose des mesures agrégées suivantes :

- Débit par classe de véhicules détectés : débit des véhicules courts et débit des véhicules longs (longueur > 7,80 m) ;
- Taux d'occupation de tous les véhicules ;
- Vitesse moyenne tous véhicules (moyenne harmonique).

Cela conditionne la portée des débits par classe de véhicules : le débit en VL correspond aux véhicules courts au sens des boucles, et le débit en PL aux véhicules longs (y compris les véhicules légers avec remorque).

2.1.3. Questions de capacité

Conformément à la référence [8], nous définissons la capacité en uvp d'un arc, dans un sens de circulation, comme le débit en uvp qui s'écoule en régime ininterrompu, juste au début de la saturation.

Nous avons utilisé les mesures locales du trafic pour déterminer une capacité de 5200 uvp/h pour un sens d'autoroute à trois voies (Cf. Annexe 5), avec un coefficient d'équivalence $e = 2,5$ d'un PL en uvp, et des vitesses à capacité comprises entre 91 et 95 km/h. En rapportant cette valeur au nombre de voies, la capacité s'élève à environ 1730 uvp/h par file.

2.1.4. Les observations de temps de trajet

Sur les 12 itinéraires retenus et dans chaque sens de circulation, le ticket de péage de chaque trajet enregistré fournit les renseignements suivants :

- les gares d'entrée et de sortie ;
- les horodates d'entrée et de sortie (en jour, heure et minute), d'où le temps de trajet, tronqué à la minute ;
- la classe de péage du véhicule parmi les cinq de la classification en vigueur en 1997³, selon la hauteur au droit de l'essieu avant du véhicule et le nombre d'essieux total, soit cinq classes de péage.

En pratique, la classe 1 correspond aux voitures particulières ; la classe 2 aux VP avec remorque ou caravane ; la classe 3 aux véhicules utilitaires, aux camions et aux autocars à 2 essieux, aux camping-cars ; la classe 4 aux poids lourds à 3 essieux et plus ; la classe 5 aux motos.

Cela conditionne la portée des fonctions de temps de parcours : le temps VL correspond à la classe 1 de péage, et le temps PL à la classe 4.

³ La définition des classes de péage sur autoroutes a été modifiée depuis janvier 2001.

2.1.5. Premiers traitements des temps de trajet

On a d'abord couplé les ensembles d'observations, en associant à chaque trajet mesuré entre gares les mesures locales de trafic sur l'itinéraire et pendant le trajet : d'où une base de données unique, composée de trajets individuels. Puis on a apuré les observations soumises à un incident. Ensuite on a retiré les trajets soumis à saturation, avec un taux d'occupation local supérieur à 12%.

Des analyses particulières ont révélé un **effet notable Jour/Nuit pour les VL**, qui nécessite une prise en compte particulière dans l'estimation. En revanche, pas d'effet Jour/Nuit notable pour les PL. **Pas d'effet notable** non plus pour les **conditions météo** telles qu'observées (en mm de pluie par jour), ni pour une **typologie des jours** adaptée aux motifs de déplacement (pas de différence sensible en temps de parcours entre sept catégories de jours, incluant les départs et retours des grandes migrations saisonnières).

On a aussi traité un **effet d'extrémité** pour chaque itinéraire et chaque sens, en corrigeant les longueurs et les temps pour gommer les effets spécifiques de l'accès à la section courante, de la sortie et du passage au péage (Cf. Annexe 3).

Le tableau 6 indique les nombres des trajets retenus pour la modélisation sur chacun des itinéraires.

Tab. 6 : Tableau succinct des itinéraires et des effectifs de l'étude

Axe	Gare 1	Gare 2	Nb de voies	Long (km)	Nb d'arcs	VL		PL	
						Sens 1	Sens 2	Sens 1	Sens 2
A6	Fleury	Nemours	3	22.6	3	308 600	371 100	28 100	28 300
A6	Nemours	Auxerre N	2-3	80.8	4	3 978	4 192	293	385
A6	Fleury	Auxerre N	2-3	103.4	7	119 600	123 100	7 330	7 650
A6	Auxerre S	Pouilly	3	99.1	4	55 200	49 500	4 004	3 757
A6	Chalon	Villefranche	3	91.7	6	249 900	248 700	85 100	88 900
A7	Vienne	Valence N	3	59.8	12	59 500	4 500	4 500	250
A7	Valence S	Montélimar S	3	50.9	11	35 300	36 200	4 200	4 100
A31	Dijon	Langres	2	72.5	4	2 434	5 743	97	164
A40	Bourg	Bellegarde	2	57.6	5	9 800	13 700	315	661
A71	Montluçon	Riom	2	79.9	4	13 811	14 752	1 440	2 160
A72	Thiers	St Germain	2	48.7	2	1 270	1 050	115	102

Le tableau détaillé des effectifs par itinéraire découpés par lots suivant les conditions de trafic et les conditions temporelles (incidents, météo, jour/nuit) est donné en Annexe 2.

2.2. Temps moyens des VL en fonction des débits VL et PL

Les résultats qui suivent ont été obtenus après test de diverses possibilités, et après plusieurs cycles de sophistication et de simplification.

Conformément au chapitre 1, pour une section/arc a de longueur L_a et de capacité en uvp κ_a , le temps de parcours moyen des VL en fonction du débit en uvp $x_a = x_V + ex_C$ suit la formule BPR à trois paramètres m , γ et α :

$$\tau_{aV}(x_V, x_C) = L_a m_V \left[1 + \gamma_V \left(\frac{x_a}{\kappa_a} \right)^{\alpha_V} \right]$$

Quand $x_a = \kappa_a$, le temps unitaire VL vaut $\tau^* = m_V(1 + \gamma_V)$. Il correspond à la vitesse à saturation V_{sat} , avec $V_{sat} = 1/\tau^*$.

Les figures 3 et 4 donnent des exemples, pour les autoroutes à 3 voies et à 2 voies, de courbes de temps moyen des VL en fonction du débit total en véh/h, pour différents % de PL.

Fig. 3 : Autoroute à 3 voies : Courbe BPR temps VL-débit total en véh, par %PL

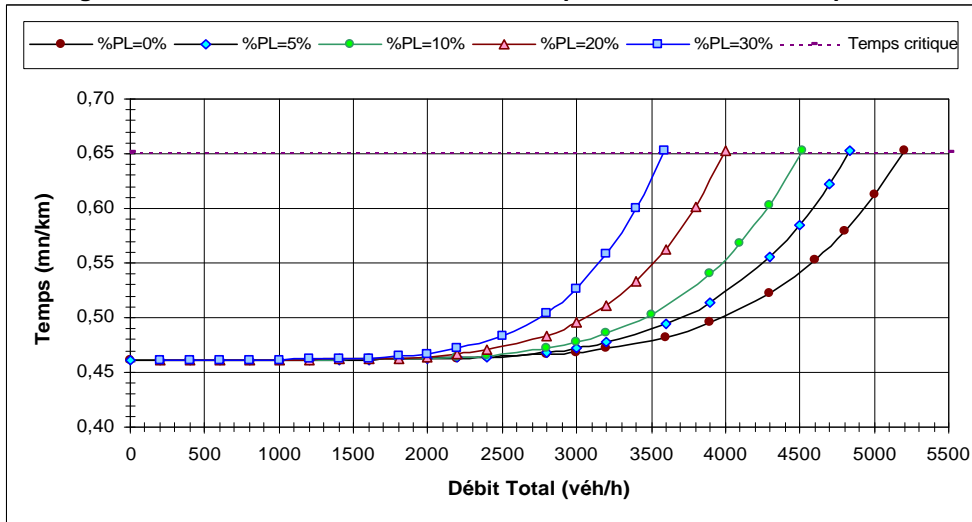
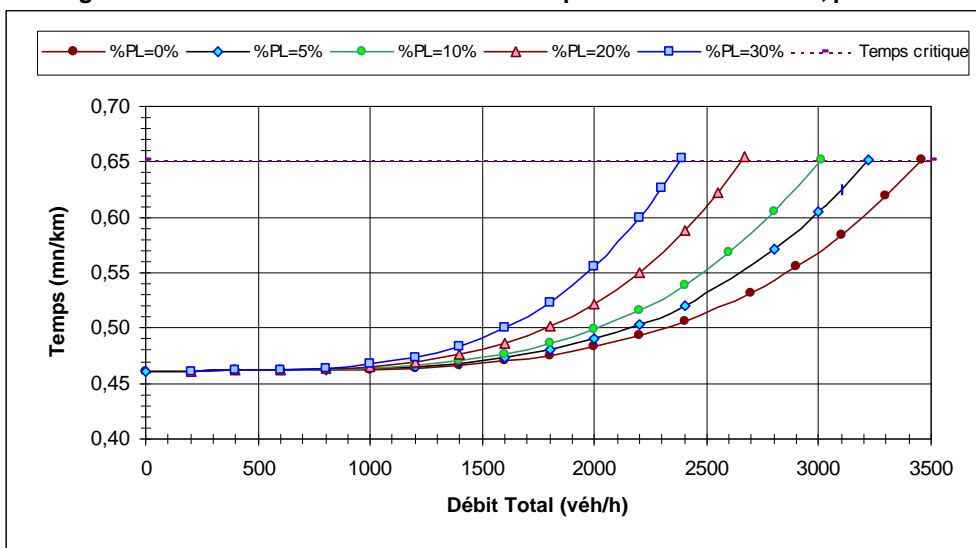


Fig. 4 : Autoroute à 2 voies : Courbe BPR temps VL-débit total en véh, par %PL



2.2.1. Le temps libre unitaire

Le paramètre m_V est un temps de parcours libre par unité de distance pour les VL. Son inverse est la vitesse libre moyenne, à peu de choses près (prise en compte de la dispersion des vitesses libres avec la formule de Wardrop).

Selon le type de relief, les valeurs de m_V varient à l'intérieur d'une certaine plage. Le tableau suivant donne les fourchettes de valeurs de m_V pour trois types de relief apprécié de manière qualitative. Comme la correction des effets d'extrémité a pour résultat une augmentation de la vitesse à vide nous donnons les valeurs brutes avant correction et les valeurs après correction des effets d'extrémité.

Type de relief	Paramètres à vide	Valeurs brutes	Valeurs corrigées des effets d'extrémité
Plaine	m_V (mn/km)	0,465 ± 0,015	0,458 ± 0,012
	Vitesse (km/h)	129 ± 4	131 ± 4
Vallonné	m_V (mn/km)	0,490 ± 0,010	0,482 ± 0,010
	Vitesse (km/h)	122,5 ± 2,5	124,5 ± 2,5
Montagneux	m_V (mn/km)	0,534 ± 0,012	0,507 ± 0,015
	Vitesse (km/h)	112,5 ± 2,5	118,5 ± 3,5

Tab. 7 : Paramètres du temps de parcours à vide des VL selon le relief

Cas particulier de l'autoroute A7 :

Type de relief	Paramètres à vide	Valeurs brutes	Valeurs corrigées des effets d'extrémité
Plaine	m_V (mn/km)	0,507 ± 0,013	0,482 ± 0,010
	Vitesse (km/h)	119 ± 3	124,5 ± 2,5

Tab. 8 : Paramètres du temps de parcours à vide des VL pour l'autoroute A7

Le relief peut également être caractérisé par les paramètres de pente⁴ R_1 et R_2 définis dans l'Annexe 4 quand les données de pente existent.

Pour un itinéraire de longueur l découpée en segments élémentaires l_i de pente homogène p_i :

$$R_1 = \left(\sum_i |p_i| l_i \right) / l \quad \text{et} \quad R_2^2 = \left(\sum_i p_i^2 l_i \right) / l$$

Les plages de valeurs suivantes sont données à titre indicatif pour chaque type de relief (Cf. Annexe 4, tableau 18 *Moments de pente*).

⁴ Ces paramètres, encore appelés des « moments de pente » d'ordre 1 et 2, sont par définition la *moyenne spatiale de la pente* pour R_1 et le *carré de la moyenne spatiale du carré de la pente* pour R_2 , de la section étudiée [17].

Tab. 9 : Moments de pente selon le relief (valeurs en fourchette)

	R_1	R_2	R_2^2
Relief de plaine	inférieur à 1,1 %	inférieur à 1,5 %	inférieur à 2,5 ‰
Relief vallonné	entre 1,1 % et 1,6%	entre 1,5 % et 2,3%	entre 2,5 ‰ et 6 ‰
Relief montagneux	supérieur à 1,6%	supérieur à 2,3%	supérieur à 6 ‰

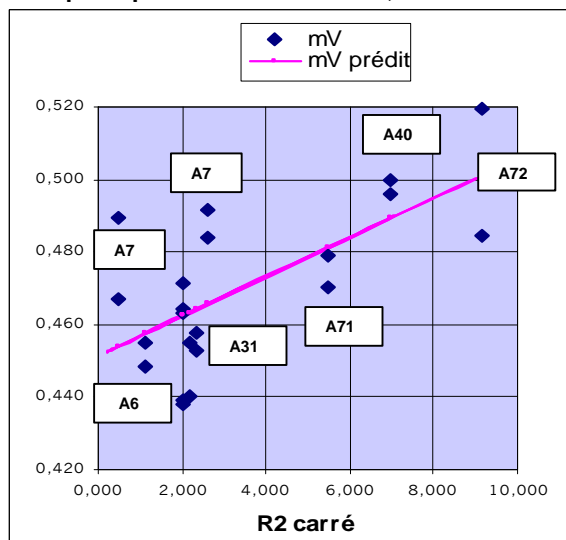
On constate une influence du relief, mais seulement une influence agrégée : il n'a pas été possible de distinguer montée et descente car l'étude ne dispose que d'un échantillon de sites qui sont « symétriques » en pentes positives et négatives. Pour cette raison on ne garde comme facteur exogène que le paramètre R_2^2 .

La régression de m_V corrigé des effets d'extrémité, en fonction de R_2^2 donne :

$$m_V \text{ prédit} = 0,45156 + 0,005414 R_2^2 \quad (\text{avec } m_V \text{ en mn/km et } R_2 \text{ en } \%)$$

Le graphique ci-dessous montre le nuage de points (R_2^2 , m_V) et la droite de régression (R^2 ajusté = 0,47).

Fig. 5 : Temps de parcours à vide des VL, en fonction de R_2 au carré



Remarque : pour un même itinéraire, les temps de parcours m_V observés dans chaque sens ne sont pas égaux

Quant à l'**effet Jour/Nuit**, en général, la vitesse libre nocturne est réduite d'environ 5 km/h par rapport au jour.

En pratique, les débits mesurés la nuit représentent 10% du total, tandis que les valeurs nocturnes des paramètres m_V , κ , e , α et γ diffèrent d'au plus 10% des valeurs diurnes. Nous considérons donc que les valeurs diurnes représentent convenablement la situation d'ensemble, avec une erreur limitée à 1%.

2.2.2. Les paramètres de congestion

Le **paramètre** γ est égal au rapport entre le temps à saturation et le temps libre, diminué de 1 :

$$\gamma_V = \frac{\tau^*}{m_V} - 1 \quad \text{avec} \quad \frac{\tau^*}{m_V} = \frac{V_0}{V_{sat}}.$$

Par $\gamma_V = \frac{1}{V_{sat} m_V} - 1$.

D'après l'analyse des mesures locales par capteur (fourchette de vitesse critique de 91 à 95 km/h), on a fixé $V_{sat} = 93$ km/h pour les VL. Donc le temps unitaire critique est $\tau^* = 0,645$ mn/km.

Suivant le type de relief, on a les fourchettes suivantes pour le paramètre γ_V :

Type de relief	γ_V pour les VL
Plaine	0,41 ± 0,04
Vallonné	0,34 ± 0,03
Montagneux	0,27 ± 0,04

Pour A6, on trouve un γ moyen d'environ 0,41 (et pour A7 un γ moyen d'environ 0,25 , valeur moins élevée due à une vitesse libre plus faible que sur les autres autoroutes).

Le **paramètre** α , qui intervient comme exposant du débit réduit, a été estimé à $\alpha_V = 4$ pour une section à 2 voies et $\alpha_V = 6$ pour une section à 3 voies.

Pour l'autoroute A7, section à 3 voies, la valeur $\alpha_V = 8$ convient mieux (compte tenu de la vitesse libre particulière de cette autoroute).

2.3. Méthode d'estimation et résultats connexes (lecture optionnelle)

Les résultats cités ont été obtenus par un traitement statistique beaucoup plus sophistiqué qu'une estimation par régression linéaire multiple. En effet le signal « influence du trafic sur le temps moyen » est bruité par deux grandes sources de variabilité individuelle : primo la dispersion des temps de parcours individuels, secundo les phénomènes d'arrêt.

Pour faire la part du signal et du bruit, on a modélisé explicitement les différents aspects : le résultat est un modèle probabiliste du temps de trajet. Ensuite on a estimé ce modèle par la méthode du maximum de vraisemblance.

Cette sophistication a permis de mesurer non seulement le signal, mais aussi les bruits : l'écart-type des temps de parcours (hors arrêt), la fréquence et la durée moyenne des arrêts.

2.3.1. Modèle probabiliste du temps de trajet

Un parcours individuel de durée t_P hors arrêt, produit un temps de trajet $t_T = t_P + t_A$ avec t_A le temps d'arrêt. Dans une population de déplacements, le temps de parcours t_P est une variable aléatoire, avec une distribution statistique, donc une moyenne, un écart-type qui mesure la dispersion et une fonction de densité de probabilité. De même pour le temps d'arrêt.

Les hypothèses suivantes permettent un calcul analytique assez simple : (i) temps de parcours gaussien, avec une moyenne fonction du trafic et un écart-type fixe σ ; (ii) une fréquence d'arrêt η qui est la proportion de déplacements avec au moins un arrêt ; (iii) une durée d'arrêt exponentielle de paramètre λ , donc $1/\lambda$ est la durée moyenne d'un arrêt.

On peut alors exprimer en fonction de ces paramètres la moyenne et l'écart-type des temps de trajet, et surtout la densité de probabilité (Cf. [7] chapitre 6).

2.3.2. Estimation par la méthode du maximum de vraisemblance

La fonction de densité d'un temps de trajet, appliquée à un temps observé et à certaines valeurs des paramètres (dont le temps de parcours moyen qui lui-même fait intervenir les débits locaux associés au trajet), mesure la vraisemblance des paramètres.

En maximisant la vraisemblance d'un ensemble d'observations par rapport aux valeurs des paramètres, on obtient des valeurs numériques particulières pour ces paramètres : c'est l'estimateur du maximum de vraisemblance, qui jouit de bonnes propriétés statistiques.

Plusieurs estimateurs ont été proposés dans [7] chapitre 12, et appliqués à l'étude grâce au solveur du tableur Excel.

2.3.3. Résultats connexes

La méthode du maximum de vraisemblance a permis d'estimer non seulement les paramètres du temps moyen, mais aussi l'écart-type de la distribution des temps de parcours, et les paramètres du modèle d'arrêt.

Écart-type des temps de parcours. Il est proportionnel à la longueur d'itinéraire, avec un facteur d'environ 0,045 mn/km le jour en plaine. La nuit, ou en relief accidenté, ce facteur vaut plutôt 0,051 mn/km. Ainsi, de jour l'écart-type correspond à 10 % du temps de parcours libre. De même l'écart-type des vitesses correspond à 10 % de la vitesse libre.

Paramètres du modèle d'arrêt. La fréquence d'arrêt η est aussi proportionnelle à la longueur d'itinéraire. La cadence d'arrêt, rapport entre durée moyenne de parcours et η , vaut environ 2 heures, ce qui concorde avec les conseils de la sécurité routière. Concernant la durée des arrêts, la moyenne varie selon l'itinéraire de 8 à 18 mn, avec une médiane à 13 mn.

Les relations de proportionnalité de l'écart-type des temps de parcours et de la cadence d'arrêt, avec la longueur d'itinéraire, ont été justifiées dans [7] Chapitres 8 et 12.

3. Paramètres du temps de parcours moyen des PL

Dans ce troisième chapitre, nous décrivons les résultats et la méthode d'estimation des paramètres pour la fonction de temps de parcours moyen des poids lourds (PL).

Nous présentons d'abord le support empirique, en précisant la définition des classes de véhicules. Puis nous donnons les résultats obtenus. En complément, nous évoquons brièvement la méthode d'estimation statistique, plus simple que pour les VL.

3.1. Le support empirique

Les itinéraires étudiés et les mesures locales de trafic sont identiques à ceux des VL. Évidemment les mesures de temps de trajet sont spécifiques à la classe. Certains itinéraires n'ont pu être étudiés pour les PL, faute d'un nombre suffisant d'observations.

Concernant le temps de trajet, on ne retient comme définition du *camion* que les véhicules de la classe 4 de péage. La classe 3 regroupant divers types de véhicules ayant des comportements hétérogènes doit être traitée à part.

En effet, la classe 3 de péage regroupe trois types de véhicules dont les proportions moyennes en débit sur les autoroutes concédées sont les suivantes (Cf. [9] source ASFA) :

Tab. 10 : Composition de la classe 3 de péage en 1997 (source ASFA)

Poids lourds de marchandises à 2 essieux	45 %
Gros véhicules utilitaires et Camping-cars	45 %
Autocars à 2 essieux (sans remorque)	10 %
Total de la classe 3	100 %

(en nombre de véhicules)

Parmi les trajets enregistrés de gare à gare sur les itinéraires étudiés, la classe 3 représente une proportion variable du nombre de trajets tous véhicules, et une proportion également variable du nombre de trajets de la classe 3 + classe 4.

Tab. 11 : Proportions de trajets de la classe 3 de péage sur les itinéraires étudiés

	Classe 3 / trajets tous véhicules	Classe 3 / classe3+classe 4
A7	7 à 8 %	46 à 53 %
A9	5 %	62 %
A72	15 %	67 %
A6	5 à 7 % en général (8 à 10 % sur certaines sections, probablement à fort usage local)	45 à 50 % en général (38 % sur Fleury-Auxerre N)
A31	6 %	62 %
A40	15 % Bourg Sud-Bellegarde 10 % Bourg Sud-Eloise 15 % Bourg Sud-Viry	82 % 60 % 22 %
A71	6 %	35 %

La distribution des temps de trajet des véhicules de la classe 3 présente en général une allure bi-modale (Cf. [3], Annexe 13). Le deuxième mode, très proche de celui de la classe 4, correspond vraisemblablement aux poids lourds à 2 essieux. Le premier mode, qui est

toutefois moins marqué que le deuxième mode, se rapproche de celui des voitures (classe 1) et correspond aux autres types de véhicules composant la classe 3.

Le modèle de temps de parcours des camions, formulé à partir des observations de temps de trajet des poids lourds de la classe 4, peut s'appliquer à la partie de la classe 3 composée de poids lourds à 2 essieux.

Pour la partie restante de la classe 3 dont le comportement est plus hétérogène, l'assimilation aux voitures n'est pas tout à fait satisfaisante.

(Une modification est intervenue dans les classes tarifaires depuis le 01/01/01⁵).

3.2. Temps moyens des PL en fonction des débits VL et PL

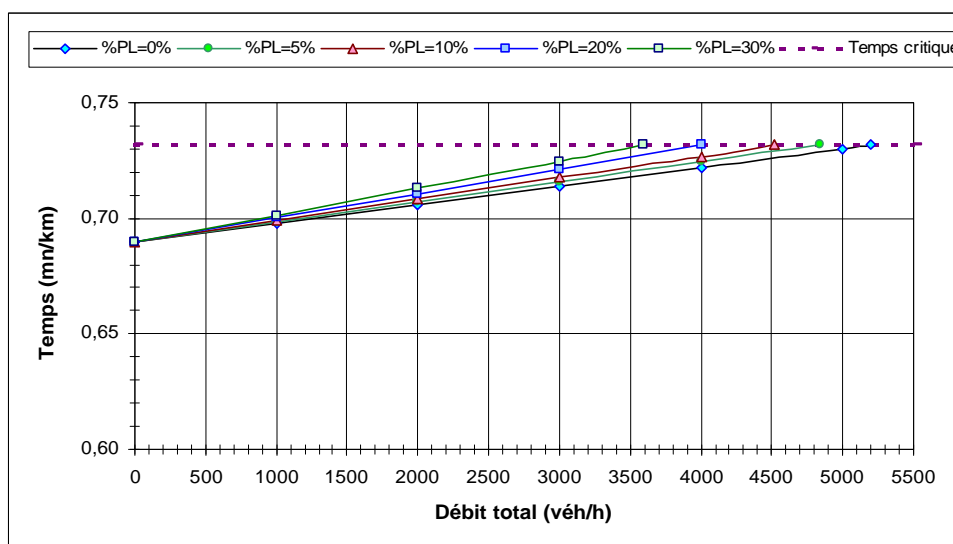
Le temps de parcours moyen des PL varie faiblement en fonction des débits, en dehors du régime saturé. C'est pourquoi nous avons appliqué d'abord un modèle probabiliste simple sans effet de débit, par troncature des trajets avec arrêt [7]. Cette méthode d'estimation robuste a permis d'inférer la distribution des temps de parcours, en particulier la moyenne et l'écart-type, et les paramètres de probabilité d'arrêt et de cadence d'arrêt.

Ensuite, pour quelques sections types, on a modélisé l'influence du débit réduit, sous une forme linéaire qui correspond à un exposant $\alpha = 1$ dans la formule BPR :

$$\tau_{aC} = L_a m_C \left[1 + \gamma_C \frac{x_a}{\kappa_a} \right]$$

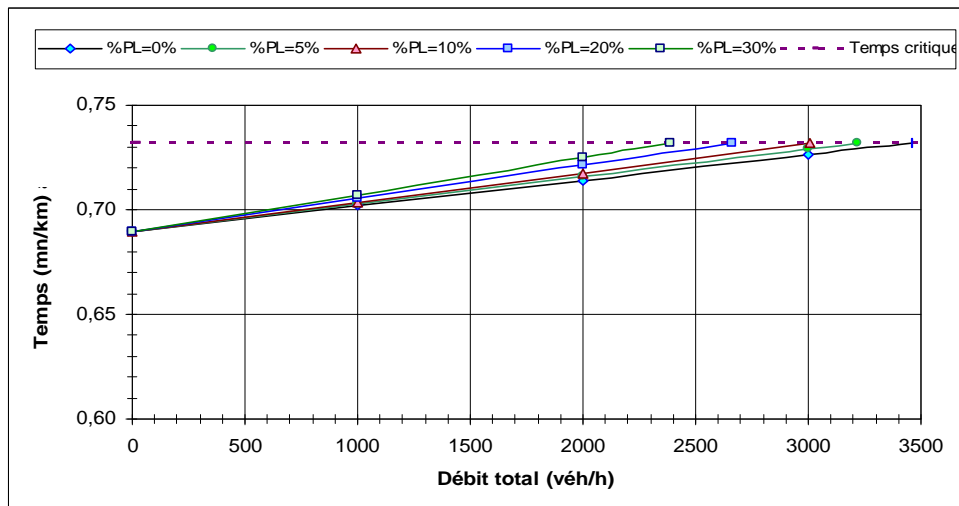
Les figures 6 et 7 donnent des exemples, pour les autoroutes à 3 voies et à 2 voies, de courbes de temps moyen des PL en fonction du débit total en véh/h, pour différents % de PL.

Fig. 6 : Autoroute à 3 voies : Courbe BPR temps PL- débit total en véh, par %PL



⁵ Depuis le 01/01/01, les classes 1, 2 et 3 ont été remaniées avec des critères combinant la hauteur et le poids. En pratique, la classe 3 de péage ne concerne plus que les poids lourds et autocars à 2 essieux. La classe 2 comprend outre les voitures avec caravanes, les gros utilitaires et les camping-cars. La classe 1 accueille, en plus des voitures, les voitures avec remorque et les autres véhicules utilitaires.

Fig. 7 : Autoroute à 2 voies : Courbe BPR temps PL-débit total en véh, par %PL



3.2.1. Le temps de parcours libre et le temps moyen par unité de distance

Le paramètre m_C est un temps de parcours libre par unité de distance pour les PL. Son inverse est la vitesse libre moyenne, à la formule de Wardrop près.

Après correction des effets d'extrémité, la vitesse libre des PL se situe entre 84 et 90 km/h, soit m_C entre 0,71 mn/km et 0,67 mn/km.

Tab. 12 : Paramètres du temps de parcours à vide des PL selon le relief

Type de relief	Paramètres à vide	Valeurs brutes	Valeurs corrigées des effets d'extrémité
Plaine	m_C (mn/km)	0,728 ± 0,022	0,691 ± 0,024
	Vitesse (km/h)	82,5 ± 2,5	87 ± 3
Vallonné ou Montagneux	m_C (mn/km)	0,775 ± 0,025	0,728 ± 0,022
	Vitesse (km/h)	77,5 ± 2,5	82,5 ± 2,5

Le nombre de voies n'a pas beaucoup d'influence sur la vitesse des PL, tout comme l'effet Jour/Nuit.

3.2.2. Le paramètre de congestion

Selon les sections, on a observé une vitesse à la saturation pour les PL comprise entre 80 et 84 km/h. En fixant $V_{sat} = 82$ km/h, on a un temps critique $\tau^* = 60 / V_{sat} = 0,732$ mn/km.

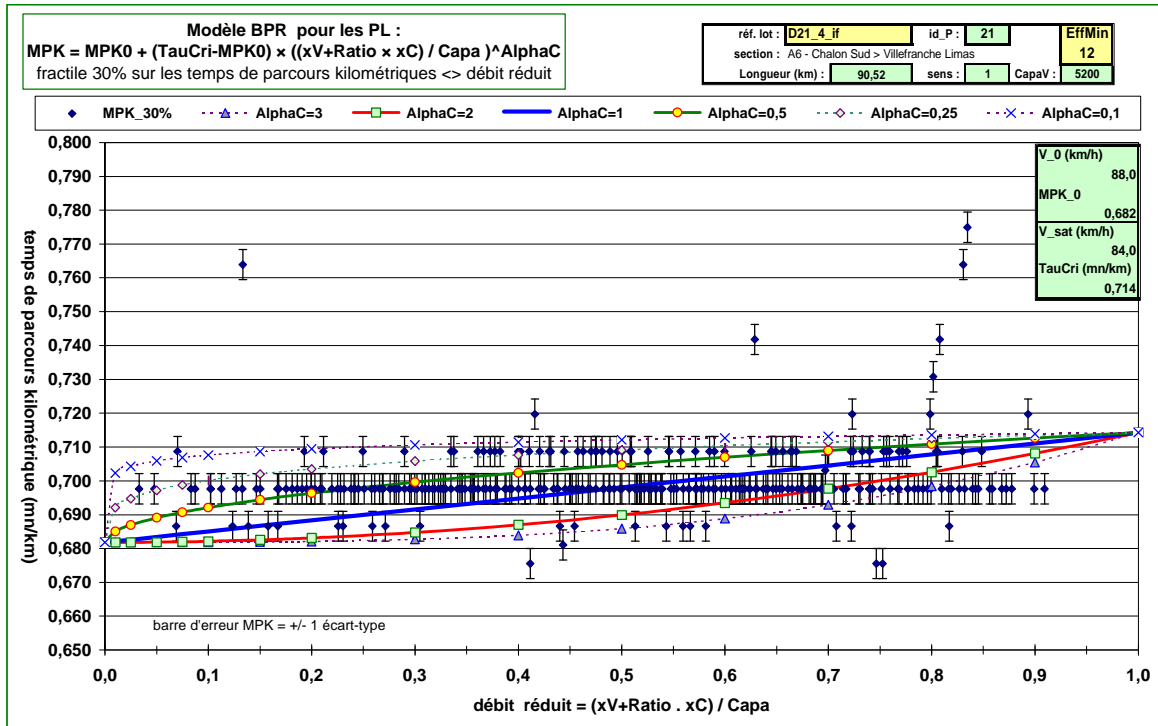
Le paramètre de congestion γ est alors très faible : $\gamma = \tau^* / m_C - 1$ est d'environ 3% à 6%.

Suivant le type de relief, on a les fourchettes suivantes pour le paramètre γ :

Type de relief	γ_c pour les PL
Plaine	0,05 ± 0,01
Vallonné	0,04 ± 0,01
Montagneux	0,04 ± 0,01

La figure 8 montre un exemple de nuage de points temps de parcours par unité de distance-débit PL réduit, pour l'itinéraire Chalon-Villefranche sur A6, et les courbes BPR avec $\gamma = 88/84 - 1 = 0,05$ et pour différentes valeurs de l'exposant α .

Fig. 8 : Temps de parcours des PL, en fonction du débit PL réduit



Un ajustement linéaire (soit $\alpha = 1$) se révèle suffisant pour la fonction temps-débit des PL.

3.3. Méthode d'estimation (lecture optionnelle, Cf. [7] chapitre 4)

Nous développons ici la formulation du *modèle probabiliste simple sans effet des débits* qui permet d'inférer la distribution des temps de parcours des camions, en particulier la moyenne et l'écart-type, et les paramètres de probabilité d'arrêt et de cadence d'arrêt.

Le temps de trajet se modélise simplement comme la somme du temps de parcours et d'une éventuelle durée d'arrêt. Sous des hypothèses d'occurrence et de durée minimale d'arrêt, les fonctions de répartition du temps de trajet et du temps de parcours sont proportionnelles jusqu'à une valeur plafond. Cela permet d'inférer la distribution des temps de parcours.

3.3.1. Hypothèses

Pour une classe de déplacements sur un certain itinéraire, le temps de parcours est une variable aléatoire (VA) notée t_P et le temps de trajet une VA notée t_T . Au niveau individuel, ils vérifient la relation $t_T = t_P + t_A$ avec t_A une VA de temps d'arrêt.

Nous posons les hypothèses suivantes :

- l'occurrence d'un arrêt dans un trajet est une VA notée $v \in \{0,1\}$ égale à 1 en cas d'arrêt ou 0 sinon, de moyenne $E[v] = \eta$ la proportion d'arrêts, et indépendante du temps de parcours.
- un arrêt dure au minimum r .

Alors, en notant t_0 le temps de parcours minimum, le temps de trajet avec arrêt a pour valeur minimale $\xi = t_0 + r$.

3.3.2. Proportionnalité des fonctions de répartition

Soient F_P et F_T les fonctions de répartition du temps de parcours et du temps de trajet.

Pour toute valeur $x < \xi$, on vérifie que :

$$F_T(x) = \Pr\{t_T \leq x\} = \Pr\{t_T \leq x \cap v = 0\}$$

car un trajet de temps $t_T < \xi$ ne comporte pas d'arrêt.

Dans ce cas le temps de trajet se réduit au temps de parcours, $t_T = t_P$, donc :

$$F_T(x) = \Pr\{t_P \leq x \cap v = 0\} = \Pr\{t_P \leq x\} \cdot \Pr\{v = 0\}$$

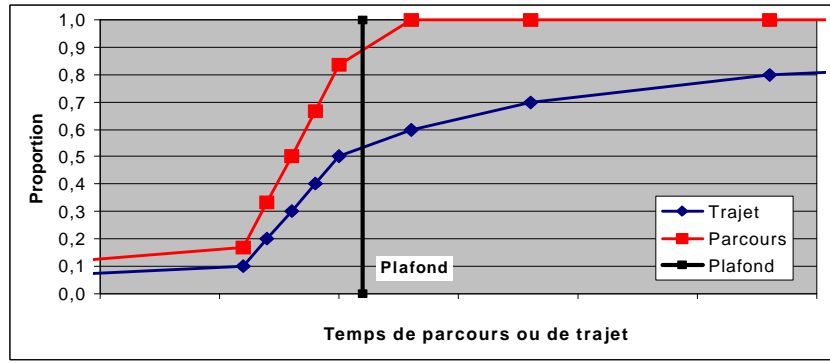
car l'occurrence d'arrêt ne dépend pas du temps de parcours.

Comme $\Pr\{t_P \leq x\} = F_P(x)$ et $\Pr\{v = 0\} = 1 - \Pr\{v = 1\} = 1 - \eta$, il vient finalement

$$F_T(x) = (1 - \eta) F_P(x) \quad \text{pour tout } x < \xi.$$

Autrement dit, jusqu'à une valeur plafond de ξ , les fonctions de répartition du temps de trajet et du temps de parcours sont proportionnelles.

Fig. 9 : Proportionnalité des fonctions de répartition du temps de trajet et du temps de parcours



3.3.3. Application à l'inférence

Connaissant le temps de parcours minimum t_0 (égal au temps de trajet minimum), la durée minimale d'arrêt r , la proportion d'arrêt η et la fonction F_T , la proportionnalité de F_T et F_P entraîne que $F_P(x) = F_T(x)/(1-\eta)$ pour toutes les valeurs $x < \xi = t_0 + r$. On connaît alors la fonction de répartition F_P jusqu'à la valeur $F_P(\xi) = F_T(\xi)/(1-\eta)$.

Cela s'étend à tous les fractiles de t_P d'ordre $u < F_P(\xi)$: le fractile d'ordre u de t_P est noté $t_P^{[u]}$ et défini par $F_P(t_P^{[u]}) = u$ donc $t_P^{[u]} = F_P^{-1}(u)$. La proportionnalité de F_T et F_P entraîne que $F_T(t_P^{[u]}) = u(1-\eta)$ donc $t_P^{[u]} = t_T^{[u(1-\eta)]}$, une correspondance entre les fractiles.

Pour deux proportions $\alpha \leq \beta < F_P(\xi)$, un écart interfractile (EIF) $t_T^{[\beta]} - t_T^{[\alpha]}$ du temps de trajet est aussi un EIF $t_P^{[\beta/(1-\eta)]} - t_P^{[\alpha/(1-\eta)]}$ du temps de parcours, qui mesure d'une certaine manière la dispersion des temps de parcours.

En particulier, si les temps de parcours sont approximativement gaussiens, un EIF permet d'inférer l'écart-type de la distribution.

Notons Φ la fonction de répartition d'une variable gaussienne réduite, μ et σ la moyenne et l'écart-type de t_P : si t_P est gaussienne alors $F_P(x) = \Phi(\frac{x-\mu}{\sigma})$ donc $t_P^{[u]} = \mu + \sigma\Phi^{-1}(u)$.

Alors $t_P^{[\beta]} - t_P^{[\alpha]} = \sigma[\Phi^{-1}(\beta) - \Phi^{-1}(\alpha)]$ ce qui équivaut à

$$\sigma = \frac{t_P^{[\beta]} - t_P^{[\alpha]}}{\Phi^{-1}(\beta) - \Phi^{-1}(\alpha)} = \frac{t_T^{[\beta]} - t_T^{[\alpha]}}{\Phi^{-1}(\frac{\beta}{1-\eta}) - \Phi^{-1}(\frac{\alpha}{1-\eta})}.$$

Cette relation est d'autant plus fiable que $\beta - \alpha$ est plus grand. Cependant mieux vaut prendre $\alpha = 0,1$ que $\alpha = 0$, car les valeurs faibles de t_P vérifient mal l'hypothèse gaussienne.

Exemple :

Supposons que $\eta = 0,2$. Alors l'écart interquartile du temps de parcours est :

$t_P^{[3/4]} - t_P^{[1/4]} = t_T^{[.6]} - t_T^{[.2]}$, tandis que $\Phi^{-1}(.75) - \Phi^{-1}(.25) \approx 1,35$. On peut alors inférer l'écart-type par $\sigma = (t_T^{[.6]} - t_T^{[.2]})/1,35$.

Cette méthode permet d'estimer à peu de frais les paramètres relatifs aux PL.

4. Intégration dans un modèle d'affectation

Les fonctions temps-débit constituent un modèle élémentaire de circulation. Ce modèle s'utilise ou bien isolément, ou bien comme sous-modèle d'un modèle plus large, tel qu'un modèle d'affectation du trafic aux itinéraires sur un réseau de transport.

Nous indiquons ci-après comment intégrer les fonctions temps-débit BPR à capacité résiduelle à un modèle d'affectation du trafic routier, en particulier le modèle ARIANE du Ministère français des Transports, dans une version actuelle ou future.

Les quatre principales questions concernent : (i) l'application des fonctions temps-débit ; (ii) les diverses formes de congestion ; (iii) la valorisation économique des temps passés ; (iv) la distribution temporelle de la demande. A chaque question nous apportons une réponse pratique, justifiée par des principes théoriques

4.1. Appliquer les fonctions temps-débit

Cela nécessite d'accorder les hypothèses et les définitions des fonctions temps-débit, avec celles du modèle d'affectation.

4.1.1. Définition des classes de véhicules

Dans les fonctions temps-débit, on distingue deux classes de véhicules : les VL et les PL, à deux niveaux :

- Une fonction de temps particulière à chaque classe,
- Pour chaque fonction, deux variables en argument : le débit en VL et le débit en PL.

Dans un modèle d'affectation, les classes de véhicules sont les mêmes côté temps et côté débits.

Pour ajuster les deux modèles, il faut regrouper les voitures et les petits véhicules utilitaires dans la classe VL, puis regrouper les camions et autres véhicules longs (autocars mais pas les caravanes) dans la classe PL.

On pourrait distinguer des sous-classes, par exemple plusieurs sous-classes de véhicules longs : notamment une classe de caravanes avec des temps PL mais des paramètres de comportement (valeurs du temps) proches des VL.

4.1.2. Débit et période de référence

Un débit en VL (ou PL) d'une période est le quotient du nombre de VL écoulés pendant la période, par la durée de la période.

La période est homogène en trafic si les débits et les temps VL et PL restent constants. Alors les fonctions temps-débit s'appliquent aux débits moyens de la période.

La période est hétérogène si les débits et les temps varient. Alors les fonctions temps-débit s'appliquent non aux débits moyens, mais à des **débits équivalents** précisés au § 4.4, qui correspondent à la fois aux temps moyens et aux fonctions temps-débit.

Un modèle d'affectation est **statique** s'il traite une seule période de référence de manière uniforme, en supposant que les conditions de trafic sont homogènes. Cette hypothèse est une approximation : quand l'approximation est grossière il faut utiliser les débits équivalents. C'est le cas notamment d'une affectation statique à la journée en milieu routier interurbain.

4.1.3. Typologie des arcs

Un arc est une section de route entre deux points, sans point d'accès intermédiaire notable, et avec des caractères homogènes tout au long de la section : sens de circulation, nombre de voies, vitesses limites par classe de véhicules, relief et sinuosité.

L'affectation des voies aux sens de circulation est sans ambiguïté pour une autoroute, pas nécessairement pour d'autres routes (ex. RN à trois voies).

Les résultats numériques présentés dans ce rapport technique valent pour des autoroutes interurbaines à 2 ou 3 voies par sens, en relief de plaine. Ils s'adaptent forfaitairement aux reliefs vallonné et montagneux, définis par la racine carrée de la moyenne spatiale du carré de la pente : de 1,5 % à 2,5 % pour le relief vallonné, au-delà de 2,5% pour le relief montagneux.

Les autres routes interurbaines font l'objet de deux études en cours, qui portent l'une sur les sections courantes, l'autre sur les nœuds et les traversées d'agglomération.

4.2. Les diverses formes de congestion

Il existe deux principales formes de congestion : d'une part la congestion par « frottement » entre véhicules, d'autre part la congestion par « choc », avec un incident/accident ou point dur en aval. La congestion par choc se subdivise selon la cause du choc : incident en section courante, ou point dur localisé initialement en un nœud du réseau.

Les fonctions temps-débit en section courante n'ont de sens que pour la congestion par frottement, en régime « fluide » jusqu'à la capacité.

La congestion par choc nécessite un traitement différent. Il faudrait expliciter sinon les causes des chocs, du moins la structure probabiliste de leurs effets.

4.2.1. Cas des incidents en section courante

La version d'ARIANE basée sur l'étude de 1978 [15], suppose une structure probabiliste sommaire des effets des points durs en section courante : le résultat est ajouté forfaitairement aux fonctions temps-débit.

Nous préconisons plutôt : (1) de préciser davantage la structure probabiliste des chocs ; (2) de comptabiliser leurs effets non pas dans les fonctions temps-débit, mais dans un **compte annexe**, semblable aux comptes d'accidents.

Une étude complémentaire sera nécessaire pour ces questions d'incidents et de saturation.

4.2.2. Congestion aux nœuds

A terme, il faudrait modéliser explicitement la congestion aux nœuds. Les causes sont principalement le protocole d'exploitation du nœud (priorités, signaux) et les débits des arcs incidents. Les effets sont des retards aléatoires sur les véhicules des arcs incidents, avec une moyenne et une variance à formuler en fonction des causes.

4.2.3. Sur les dépassements de capacité

Dans la réalité, un débit ne peut dépasser la capacité d'écoulement que pendant des périodes très courtes. Cependant il arrive qu'un modèle d'affectation calcule des flux qui excèdent les capacités, pour une période de référence plus longue (heure ou journée) ; un tel résultat est irréaliste et invalide le modèle.

Les raisons peuvent être :

- Côté demande, une surestimation du volume, ou une erreur dans les paramètres de comportement.
- Côté offre, une modélisation insuffisante : omission d'un itinéraire alternatif, ou mauvaise fonction de coût (notamment si pas de modèle explicite d'un carrefour saturé).

Pour traiter ces dépassements artificiels de capacité, la meilleure solution est de vérifier, corriger et affiner la représentation de la demande et de l'offre.

Un autre traitement correctif consiste à imposer explicitement une contrainte de capacité, parmi les conditions d'équilibre du modèle d'affectation : cela équivaut à modéliser une file d'attente de façon sommaire.

4.3. Valoriser les temps de parcours

On distingue deux coûts économiques du temps passé, donc de la congestion : selon que l'acteur économique qui évalue le coût est l'auteur du déplacement ou la collectivité. Dans le premier cas on parle de coût comportemental, et dans le second cas de coût tutélaire.

4.3.1. Évaluation comportementale

L'auteur du déplacement évalue le coût du temps passé sous deux aspects : primo la valeur de mener une activité alternative, secundo la qualité (agrément ou pénibilité) du temps.

Le coût du temps T , pour l'individu i , avec la qualité q , est une fonction $C_i(T, q)$.

L'individu choisit son itinéraire en comparant les coûts généralisés des différentes possibilités : pour le chemin k , le coût généralisé englobe aussi le prix P_k et se formule par une fonction $G_i(k) = P_k + C_i(T_k, q_k)$.

En négligeant en première approche la qualité, et en assimilant le coût moyen au coût marginal, on peut exprimer le coût du temps comme une fonction linéaire du temps passé : $C_i(T) = \alpha_i T$ avec α_i un coefficient appelé la « valeur du temps » de l'individu i . Ce coefficient représente l'urgence d'arriver à la destination, ainsi que la subjectivité individuelle dans la perception du temps.

Pour un individu donné, on peut modéliser la qualité du temps en décomposant le temps total $T = T_L + T_R$ entre le temps passé en état libre T_L et le temps passé en état ralenti T_R : alors $C_i(T_L, T_R) = \alpha_{Li}T_L + \alpha_{Ri}T_R$. Cette décomposition est classique en transport collectif, avec typiquement T_L un temps dans un véhicule, T_R le temps d'attente à quai et de marche, et $\alpha_{Ri} = 2\alpha_{Li}$.

En transport routier, la décomposition entre le temps en état libre et le temps en état ralenti se justifie probablement. Elle n'est pas accessible avec les fonctions temps-débit données ici, car dans un déplacement $T_L \leq T_{\min}$ puisque seule une partie de la distance est parcourue à la vitesse libre. Cependant on peut décomposer autrement $C_i = \alpha_{i \min}T_{\min} + \alpha_{i \sup}(T - T_{\min})$. De même on peut particulariser le coût du temps α_i selon le type de route (Cf. *malus d'inconfort*).

Évidemment seules les valeurs comportementales sont à utiliser pour simuler le choix d'itinéraire.

4.3.2. Évaluation tutélaire

La collectivité mesure le coût du temps passé en considérant tous les temps des différents individus. Il existe plusieurs méthodes de totalisation, selon les poids donnés à chaque individu et chaque qualité de temps. Nous rappelons ci-après quelques méthodes pour mémoire puisque l'évaluation tutélaire intervient en aval du modèle d'affectation.

Une première méthode, « équitable en temps », valorise identiquement les temps des uns et des autres : soit $C_{\text{col}}(T_i) = \beta \sum_i T_i$ avec β la valeur tutélaire du temps.

Deuxième méthode, totaliser les coûts comportementaux individuels, soit $C_{\text{col}}(T_i) = \sum_i C_i(T_i)$. C'est la méthode « équitable en prix » justifiée en cas de répartition optimale des revenus (Cf. la théorie économique du bien-être).

Bien des variantes sont possibles : par exemple particulariser la valeur tutélaire selon les qualités du temps.

4.3.3. Valoriser le temps d'arrêt

Dans un problème de choix d'itinéraire routier, l'auteur du déplacement choisit ses arrêts, dont la durée totale varie probablement peu d'un itinéraire à un autre. Cela permet de ne pas valoriser le temps d'arrêt dans un problème d'affectation routière.

Cependant il n'en va pas de même dans un problème de choix entre modes de transport : il faut alors évaluer le coût du temps d'arrêt, avec une valeur du temps particulière.

Pour l'évaluation tutélaire du transport routier, il appartient à la collectivité de valoriser ou non les temps d'arrêt.

4.3.4. Sur les variations aléatoires du temps de parcours

Un individu ne peut connaître a priori son temps de déplacement avec une précision absolue : le temps subi, mesuré a posteriori, dépend du trafic rencontré, en intensité moyenne et en fluctuations aléatoires.

Cette variabilité aléatoire du temps peut influencer le choix de l'individu, qui la perçoit plus ou moins nettement. Le coût généralisé du chemin k devient $G_i(k) = P_k + \alpha_{iT} E[T] + \alpha_{iS} \sigma_T$, en fonction du temps moyen $E[T]$ et de l'écart-type σ_T (Cf. théorie du portefeuille boursier).

Des investigations plus poussées sont en cours, dans le cadre du développement d'un modèle d'affectation prix-temps.

4.4. Variations temporelles

Sur une route, le trafic varie au cours du temps d'horloge. D'où un double problème : primo isoler des périodes temporelles homogènes en débits et en temps individuels ; secundo agréger des périodes pour les représenter par une période « moyenne » de référence.

4.4.1. Définitions

Une **période** est un intervalle de temps d'horloge, avec une durée particulière. La période est **homogène** en trafic si, pour tout découpage en sous-périodes, les débits et les temps individuels moyens sont approximativement constants. Dans le cas contraire, on dit que la période est hétérogène.

En milieu routier interurbain, chaque *heure* définit une période assez homogène, ce qui n'est pas le cas pour la *journee* qui connaît des variations horaires importantes. En milieu routier urbain, les périodes horaires sont homogènes la nuit mais pas le jour, vu les pointes de débit dues aux mouvements domicile-travail.

Le problème de **découpage temporel** consiste à découper un grand intervalle de temps en sous-intervalles de même durée élémentaire qui forment des périodes homogènes. Par exemple, découper une année en jours ou en heures.

Pour un ensemble E de périodes de même durée, une **période moyenne** est un concept, une période fictive qui ressemble le plus possible à chacune des périodes de E .

Le problème d'**agrégation temporelle** consiste à définir une période moyenne pour un ensemble de périodes.

Souvent on étudie le trafic routier interurbain en découplant l'année en journées, ou en quelques catégories de journées. On découpe ensuite chaque journée en heures. Cela équivaut à découper l'année en heures, par deux étapes successives.

4.4.2. Analyse

Pour une route a fixée, soit un ensemble E de N périodes de durée H , regroupées en n classes homogènes indexées par i . La classe i est réputée homogène pour les débits en voitures x_{Vi} et en camions x_{Ci} , ainsi que pour les temps τ_{Vi} et τ_{Ci} moyens par classe de véhicules. On note $\pi_i = N_i / N$ la proportion de classe i dans l'ensemble des périodes.

Le nombre de voitures circulant pendant les périodes de classe i est $N_i H x_{Vi}$. Le débit moyen en voitures vérifie $NH\bar{x}_V = \sum_{i=1}^n N_i H x_{Vi}$ donc $\bar{x}_V = \sum_{i=1}^n \pi_i x_{Vi}$. Le temps individuel moyen d'une voiture vérifie $NH\bar{x}_V \bar{\tau}_V = \sum_{i=1}^n N_i H x_{Vi} \tau_{Vi}$ donc $\bar{\tau}_V = (\sum_{i=1}^n \pi_i x_{Vi} \tau_{Vi}) / \bar{x}_V$.

On suppose des fonctions de temps de parcours exactes, donc $\tau_{Vi} = \tau_V(x_{Vi}, x_{Ci})$ et $\tau_{Ci} = \tau_C(x_{Vi}, x_{Ci})$. On considère spécifiquement des fonctions BPR pour chaque classe de trafic.

Le problème de découpage temporel revient à définir les n classes i . Par exemple prendre deux classes, la classe 1 avec x_V faible et la classe 2 avec x_V fort.

Le problème d'agrégation temporelle est de définir des « variables équivalentes » \tilde{x}_V , \tilde{x}_C , $\tilde{\tau}_V$ et $\tilde{\tau}_C$ qui représentent les conditions moyennes pour x_V , x_C , τ_V et τ_C .

L'aspect à privilégier est le temps de parcours, car il détermine le choix d'itinéraire. On impose donc la reconstitution exacte du temps, soit $\tilde{\tau}_V = \bar{\tau}_V$ et $\tilde{\tau}_C = \bar{\tau}_C$. Ces deux contraintes déterminent les « débits équivalents » \tilde{x}_V et \tilde{x}_C , par l'intermédiaire des fonctions de temps de parcours : $\tau_V(\tilde{x}_V, \tilde{x}_C) = \tilde{\tau}_V = \bar{\tau}_V$ et $\tau_C(\tilde{x}_V, \tilde{x}_C) = \tilde{\tau}_C = \bar{\tau}_C$.

Ce système de deux équations à deux inconnues se résout numériquement si les équations ne sont pas liées. Avec les fonctions BPR choisies pour les VL et les PL, les équations obtenues sont liées : on retient uniquement l'équation relative aux VL, pour lesquels on observe la congestion bien mieux que pour les PL.

Dans les paragraphes qui suivent, nous indiquons des approximations simples qui suffisent pour le problème d'affectation en milieu interurbain. A priori \tilde{x}_V diffère de \bar{x}_V : le rapport $\chi_V = \tilde{x}_V / \bar{x}_V$ est un **facteur de concentration** du débit.

4.4.3. Facteur de concentration pour les camions

Les observations empiriques montrent que τ_C dépend très peu de x_V , et varie faiblement avec x_C , de façon à peu près linéaire. Alors la condition se simplifie grâce à l'approximation

$$\bar{x}_C \tau_C(\tilde{x}_C) = \sum_{i=1}^n \pi_i x_{Ci} \tau_C(x_{Ci}), \text{ et la linéarité entraîne que } \bar{x}_C \tilde{x}_C = \sum_{i=1}^n \pi_i x_{Ci}^2 = \bar{x}_C^2 + \text{var}[x_C].$$

Donc $\chi_C = \tilde{x}_C / \bar{x}_C = 1 + CV^2$ avec CV la dispersion relative des débits en camions.

Sur les autoroutes interurbaines, cette dispersion relative est faible, donc le facteur de concentration $\chi_C = \tilde{x}_C / \bar{x}_C$ est légèrement supérieur à 1. Pour simplifier, on fixe $\chi_C = 1$.

4.4.4. Facteur de concentration pour les voitures

L'observation des autoroutes interurbaines montre que x_C varie assez peu dans le temps, donc la condition devient approximativement

$$\tau_V(\tilde{x}_V, \bar{x}_C) = [\sum_{i=1}^n \pi_i x_{Vi} \tau_V(x_{Vi}, \bar{x}_C)] / \bar{x}_V.$$

Pour une fonction BPR $\tau_V = m[1 + \gamma(\frac{x_V + \varepsilon x_C}{\kappa_0})^\alpha]$, il vient

$$\frac{\tilde{x}_V}{\bar{x}_V} = [\sum_{i=1}^n \pi_i \frac{x_{Vi}}{\bar{x}_V} (\frac{x_{Vi} + \varepsilon x_{Ci}}{\bar{x}_V})^\alpha]^\frac{1}{\alpha} - \varepsilon \frac{\bar{x}_C}{\bar{x}_V}.$$

Application numérique :

Pour $\alpha = 4$ et deux classes de périodes, avec $x_{V1} = 1000$ véh/h, $x_{V2} = 3000$ véh/h, $\bar{x}_C = 300$ véh/h et $\varepsilon = 2$, pour $\pi_1 = \frac{3}{4}$ et $\pi_2 = \frac{1}{4}$, le débit moyen est $\bar{x}_V = 1500$ véh/h et le facteur de concentration $\chi_V = \tilde{x}_V / \bar{x}_V = 1,64$: le débit équivalent vaut donc $\tilde{x}_V = 2456$ véh/h sensiblement différent du débit moyen. Avec $m_V = 0,46$ mn/km, $\gamma = 0,5$ et $\kappa = 4500$ uvp/h, $\tau_V(\bar{x}_V) = 0,47$ mn/km et $\tau_V(\tilde{x}_V) = 0,51$ mn/km = $\bar{\tau}_V$: l'écart en temps est assez important.

4.4.5. Implémentation

Pour chaque route du réseau de transport, on peut calculer des débits équivalents par la méthode précédente, à condition de connaître les classes i et leurs π_i , x_{Vi} et x_{Ci} .

Faute d'observation locale, on peut appliquer les facteurs de concentration d'une autre route qui remplit des fonctions de circulation comparables (transit, desserte). Des valeurs standard sont proposées en Annexe 6. En l'absence d'observation transférable, on utilisera le facteur de concentration des autoroutes, à titre de borne inférieure.

5. Comparaisons diverses

Dans cette partie, nous comparons les courbes débit-vitesse proposées ici pour des autoroutes interurbaines françaises : tout d'abord à des mesures sur le terrain, puis aux courbes utilisées dans d'autres pays (États-Unis, Royaume-Uni et Allemagne) et enfin aux courbes utilisées jusqu'à présent dans le logiciel de trafic ARIANE.

5.1. Comparaisons empiriques

Les courbes proposées dans ce rapport ont été obtenues par un ajustement à des temps de trajet, observés par la billetterie de sociétés autoroutières.

Nous commençons par illustrer la qualité de l'ajustement. Ensuite nous comparerons les courbes aux vitesses mesurées par d'autres instruments, à savoir les capteurs automatiques de trafic.

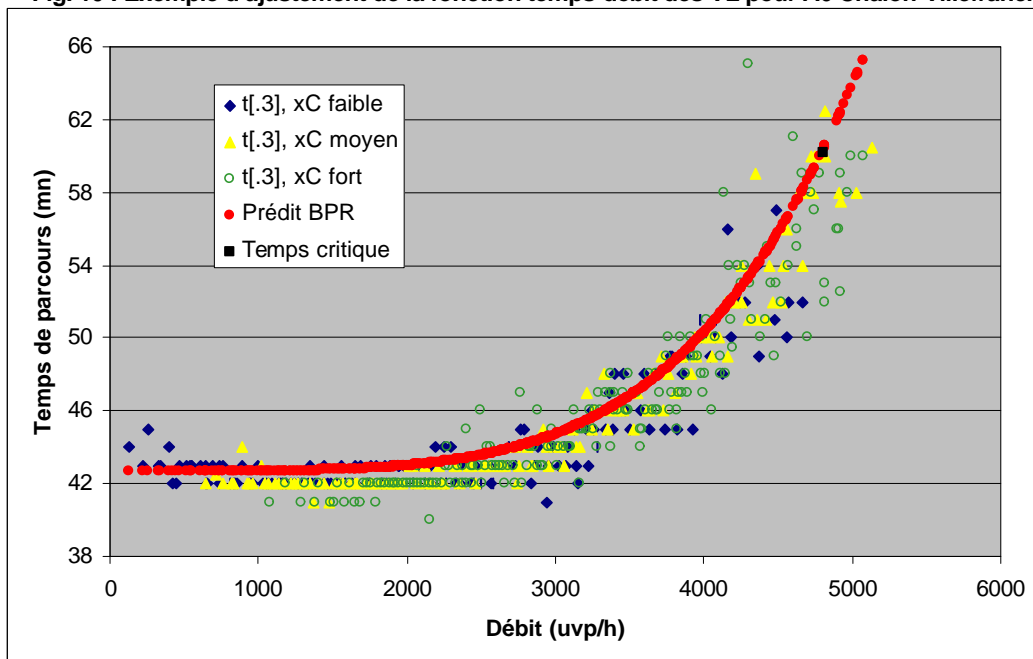
5.1.1. Qualité de l'ajustement

La figure 10 représente un nuage de points : chaque point correspond à un sous-ensemble de trajets observés pour les voitures sur l'itinéraire Chalon-Villefranche, avec en abscisse le niveau de débit en uvp subi par ces trajets, et en ordonnée le temps de parcours moyen (évalué comme le fractile à 30% des temps de trajet dans le sous-ensemble, Cf. § 3.3).

On a aussi porté sur la figure la courbe BPR qui prédit le temps de parcours moyen en fonction du débit.

On constate le bon accord entre les observations et les prédictions qui leur correspondent.

Fig. 10 : Exemple d'ajustement de la fonction temps-débit des VL pour A6 Chalon-Villefranche



5.1.2. Reconstitution des vitesses moyennes des capteurs

Les axes autoroutiers sont équipés de capteurs automatiques du trafic : chaque capteur, en un point donné, mesure par période de six minutes les nombres de VL et de PL, ainsi que la vitesse moyenne tous véhicules.

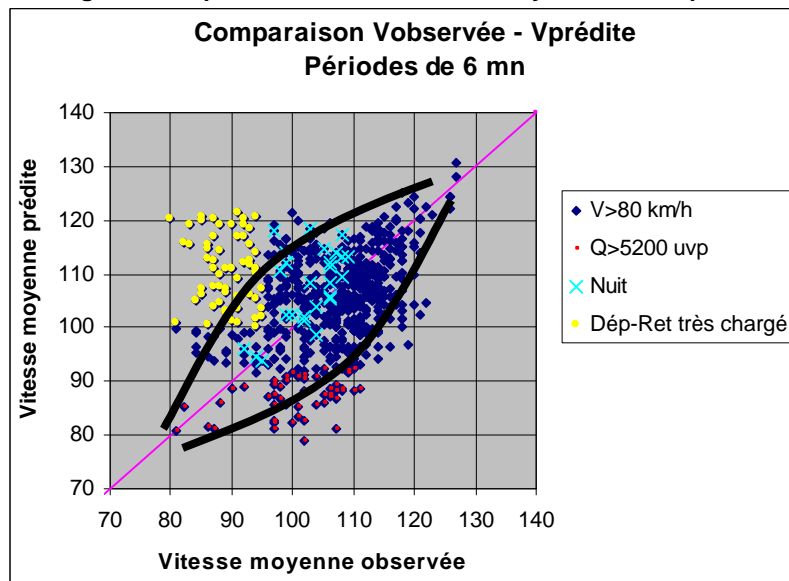
La vitesse moyenne d'une période h de 6 mn, notons-la v_h , est comparable au temps unitaire moyen tous-véhicules, notons-le τ_h , calculé en appliquant les fonctions BPR par classe de trafic, aux débits x_{Vh} et x_{Ch} mesurés pour la période : $v_h \leftrightarrow 1/\tau_h$, avec

$$\tau_h = \frac{x_{Vh}\tau_V(\xi_h) + x_{Ch}\tau_C(\xi_h)}{x_{Vh} + x_{Ch}} \text{ et } \xi_h = \frac{x_{Vh} + ex_{Ch}}{\kappa}.$$

La figure 11 représente autant de points que de périodes de mesure, pour un capteur de l'autoroute A6 (PR 337.9) : en abscisse, la vitesse moyenne observée v_h , et en ordonnée la vitesse moyenne prédite $1/\tau_h$. Seules les périodes avec des vitesses observées ≥ 80 km/h ont été étudiées, puisque les fonctions de temps de parcours ne s'appliquent qu'au régime fluide.

Le principal désaccord entre les observations et les prévisions qui leur correspondent consiste en une surestimation de la vitesse prédite, pour un nombre réduit de périodes (symbole en jaune, en haut à gauche sur la figure). Ces périodes correspondent à des régimes saturés, avec des taux d'occupation supérieurs au taux critique.

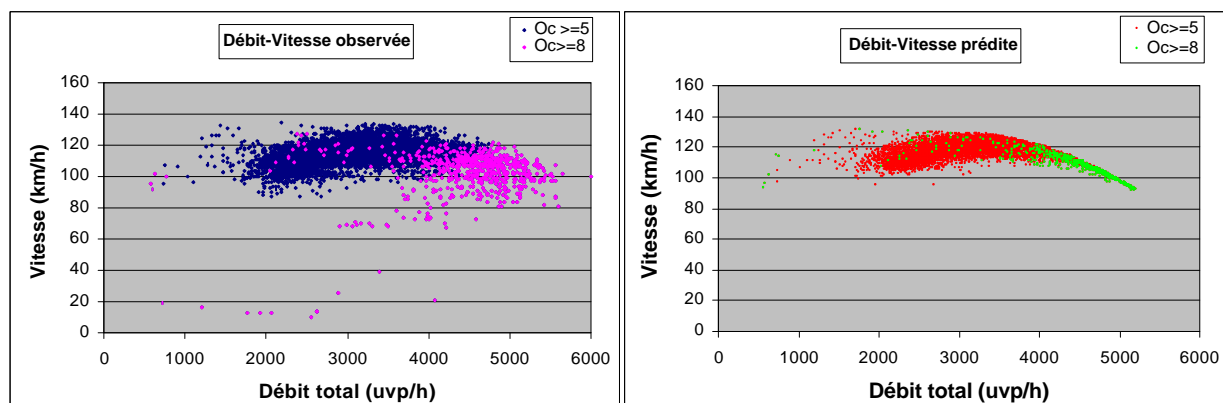
Fig. 11 : Comparaison avec les vitesses moyennes des capteurs



Dans la zone contenue dans le fuseau en trait épais de la figure 11 (80% des observations), on constate un accord convenable avec un nuage de points bien réparti autour de la diagonale. Cet accord observation- prédiction, pour les périodes en régime fluide, est confirmé par les figures 12a et 12b des vitesses observées et prédites en fonction du débit uvp.

(Dans ces figures, on n'a retenu que les périodes où le taux d'occupation est supérieur à 5%).

Fig. 12 : Nuage de points (a) Débit-Vitesse observée – (b) Débit-Vitesse prédite



5.2. Comparaisons internationales

5.2.1. Comparaison avec les courbes BPR américaines

Aux États-Unis, le *Bureau of Public Roads* est l'équivalent américain du SETRA. On y a mis au point en 1964 les fonctions temps-débit dites BPR, de formule $\tau = m(1 + \gamma \zeta^\alpha)$.

Les valeurs numériques couramment recommandées aux États-Unis sont :

- un temps de parcours libre m déduit de la vitesse maximale légale, limitée à 55, 60, 65, 70 ou 75 miles par heure selon les États, soit environ 80 à 120 km/h.
- $\gamma = 0,15$.
- $\alpha = 4$.

D'après les résultats de notre étude, la valeur $\alpha = 4$ convient pour les autoroutes à deux voies. La valeur $\gamma = 0,15$ résulte de la limitation légale de vitesse aux États-Unis, plus basse qu'en France. Cette raison explique aussi que les Américains ne particularisent pas les temps par classe de véhicules, contrairement à plusieurs pays d'Europe.

5.2.2. Comparaison avec le H.C.M. américain

Le manuel de conception utilisé aux États-Unis est le *Highway Capacity Manual* (HCM). La version HCM 94 utilise des courbes débit-vitesse très proches de celle du BPR. La version HCM 2000 [10] augmente la capacité, la vitesse libre, modifie légèrement les courbes et le coefficient γ .

Voici les principaux caractères des courbes HCM pour les autoroutes interurbaines :

1. **Agrégation des débits VL et PL**, avec des coefficients d'équivalence différents pour les poids lourds et les camping-cars, et variant selon le type de relief :

	Plaine	Vallonné	Montagneux
E_T pour poids lourds	1,5	2,5	4,5
E_R pour camping-cars	1,2	2	4

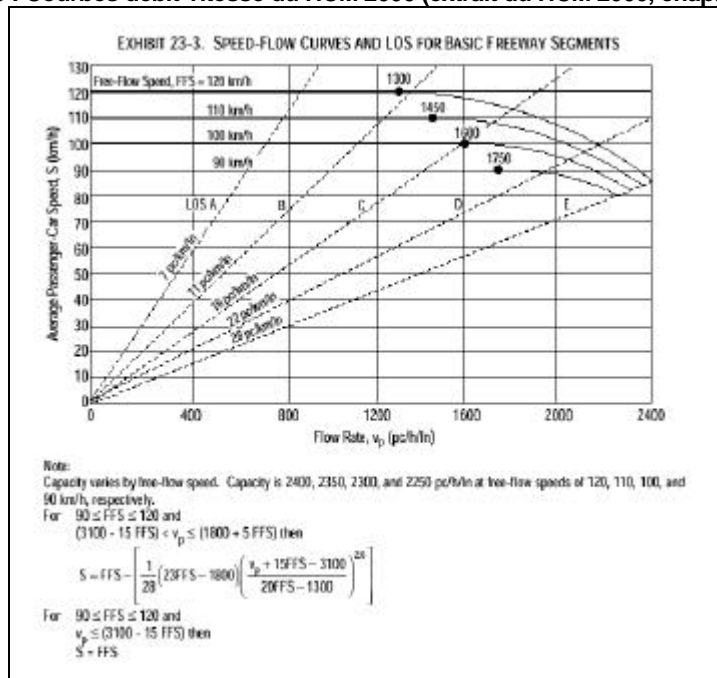
2. **Pas de distinction des temps moyens par classe de véhicules.** Le HCM 2000 a pour but la conception des autoroutes, i.e. la détermination d'un niveau de service en liaison avec

une demande, un nombre de voies, une vitesse libre de référence, une vitesse moyenne prédite et une densité qui est le critère déterminant du niveau de service. L'objet n'est pas la détermination de temps de parcours par type de véhicules, dans une optique d'affectation de trafic ou de calcul économique.

3. **Vitesse libre.** Il existe 4 vitesses libres de référence : 90, 100, 110 et 120 km/h. La vitesse libre effective s'en déduit en corrigeant par des facteurs de largeur de voie, de largeur d'accotement, de densité d'échangeurs.
4. **Les courbes débit-vitesse,** paramétrées en fonction de la vitesse libre corrigée, sont formées de 2 parties : une partie constante, (jusqu'à la moitié de la capacité ou jusqu'aux trois-quarts, quand la vitesse libre passe de 120 km/h à 90 km/h) et une partie en courbe où la vitesse est une fonction puissance du débit en uvp/h/voie (figure 13).

$$V = V_0 - k(Q - a)^\alpha \quad \text{avec } k \text{ et } a \text{ en fonction de } V_0 \text{ vitesse libre, et } \alpha = 2,6$$

Fig. 13 : Courbes débit-vitesse du HCM 2000 (extrait du HCM 2000, chapitre 23) :



5. **Capacité et vitesse critique.** La capacité par voie (débit horaire au-delà duquel le régime devient instable) ne dépend pas du type d'autoroute (2x2 voies ou 2x3 voies) mais varie selon la vitesse libre.

Vitesse libre (km/h)	Capacité (uvp/h/voie)	Vitesse critique (km/h)
120	2 400	86
110	2 350	84
100	2 300	82
90	2 250	80

À titre de comparaison avec notre étude, voici les résultats des courbes HCM qui correspondent à nos conditions de capacité ($V = 93$ km/h et $Q = 1\,730$ uvp/h/voie):

Pour $V = 93$ km/h on a $Q = 2\,270$ uvp/h/voie
 Pour $Q = 1730$ uvp/h/voie on a $V = 117$ km/h

Ainsi, les pratiques américaines admettent une capacité plus grande, ou à débit égal une vitesse plus élevée.

Remarquons toutefois que le HCM 2000 ne fait pas référence à des études expérimentales en milieu interurbain. Il s'appuie en fait sur des avis d'experts du milieu urbain (pour autant que l'on puisse comparer les milieux "urbains" entre l'Europe et les États-Unis).

5.2.3. Comparaison avec le Royaume-Uni

Le document de référence est le COBA Manual. Les chiffres utilisés ci-après pour les comparaisons proviennent du document anglais *Speed/Flow Relationships in COBA* de Novembre 1996 [11] et du document *Calculating Transport Congestion and Scarcity Costs* datant de Mai 1999 [12].

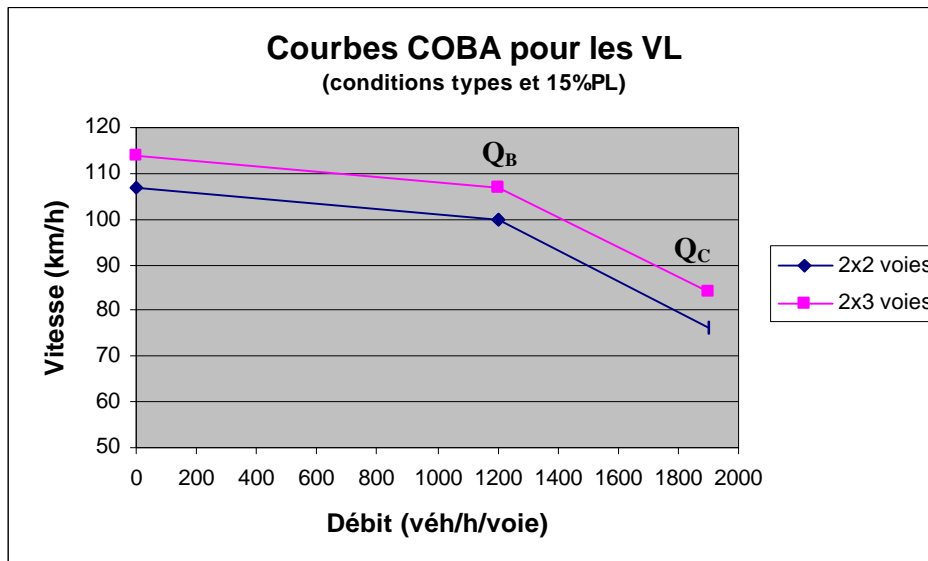
Voici les principaux caractères des courbes temps-débit anglaises pour les autoroutes interurbaines :

1. **Agrégation des débits VL et PL**, avec un coefficient d'équivalence. Pour déterminer une capacité réelle en véh/h/voie (*capacity flag* Q_C) à partir d'une capacité en uvp/h/voie, un coefficient d'équivalence de 2,5 est appliqué au débit PL. Par contre, dans les courbes débit-vitesse, les débits sont exprimés en véh/h/voie, PL et VL étant considérés comme des véhicules de manière indifférenciée.
2. **Distinction des temps moyens par classe de véhicules**. Il existe une courbe débit-vitesse pour les VL ; pour les PL, la vitesse ne dépend pas du débit mais uniquement des caractéristiques géométriques de l'autoroute.
3. **Vitesse libre**. Chaque classe de véhicules a une vitesse libre déterminée à partir d'une vitesse libre de référence corrigée des caractéristiques géométriques de l'autoroute. Dans les conditions types (en déviation angulaire et en dénivellation du tracé) les vitesses libres sont les suivantes pour les VL : $V_{VL} = 107$ km/h pour une autoroute à 2x2 voies, $V_{VL} = 114$ km/h pour une autoroute à 2x3 voies ou plus.
4. **Les courbes débit-vitesse** des VL sont formées de 2 segments de droite ; le débit où la rupture de pente se produit est noté Q_B et appelé *breakpoint* (figure 14).

Vitesse VL	$Q \leq Q_B = 1200$	$Q > Q_B = 1200$
Autoroute à 2 voies	$V_{VL} = 107 - 0,006 Q$	$V_{VL} = 139 - 0,033 Q$
Autoroute à 3 ou 4 voies	$V_{VL} = 114 - 0,006 Q$	$V_{VL} = 147 - 0,033 Q$

Unités : Q en véh/h/voie et V en km/h

Fig. 14 : Exemple de courbes débit-vitesse du COBA anglais



5. **Capacité et vitesse critique.** La capacité critique par voie ne dépend pas du type d'autoroute (2x2 voies ou 2x3 voies) : $Q_C = 2\,330$ uvp/h/voie. Par exemple pour un %PL de 15%, et un coefficient d'équivalence de 2,5, on a $Q_C = 1\,900$ véh/h/voie.

La vitesse critique des VL est de 76 km/h pour une autoroute à 2x2 voies et 84 km/h pour une autoroute à 2x3 ou à 2x4 voies avec un %PL de 15%.

À titre de comparaison avec notre étude, voici les résultats des courbes COBA qui correspondent à nos conditions de capacité ($V = 93$ km/h et $Q = 1\,730$ uvp/h/voie) :

Pour $V = 93$ km/h on a $Q = 1\,393$ véh/h/voie = $1\,706$ uvp/h/voie
 Pour $Q = 1730$ uvp/h/voie on a $V = 92,4$ km/h

Les courbes COBA donnent une capacité et une vitesse critique similaires aux résultats de notre étude, dans des conditions moyennes pour des autoroutes interurbaines. La différence entre les vitesses libres des courbes COBA et les nôtres paraît essentiellement due aux contraintes réglementaires nationales.

5.2.4. Comparaison avec l'Allemagne

Le ministère allemand chargé des transports utilise des fonctions temps-débit pour ses prévisions de trafic en milieu routier interurbain.

Les courbes allemandes du BVWP 1992 (*Plan des Infrastructures Fédérales de Transport*) [13] et mises à jour en Mai 2000 [14], présentent les caractères suivants :

1. **Agrégation des débits VL et PL**, avec un coefficient d'équivalence de 2 uvp par PL.
2. **Distinction des temps moyens par classe de véhicules.** Il existe une courbe débit-vitesse pour les VL exprimée en fonction du débit total en uvp/h et par sens. La courbe pour les PL ne varie qu'en fonction du débit des PL en véh/h.

3. **Vitesse libre.** Chaque classe de véhicules a une vitesse libre déterminée à partir d'une vitesse libre idéale corrigée des caractéristiques géométriques de l'autoroute (sinuosité et pente).

Le tableau suivant donne les vitesses libres idéales et les vitesses libres effectives dans des conditions habituelles d'une autoroute (par exemple : pente⁶ $s = 1\%$ et sinuosité $KU = 0$ d°/km) pour les différents types d'autoroutes :

Pour les VL	Vitesse libre idéale (km/h)	Vitesse libre effective ($s = 1\%$ et $KU = 0$)
Autoroute à 2 voies	130	127,9
Autoroute à 3 voies	134,5	132,4
Autoroute à 4 voies	136,5	134,4
Pour les PL	91,8	90,1

4. **Les courbes débit-vitesse** sont de type exponentiel (figure 15). Les fonctions sont de la forme $V = V_0 - k \cdot e^{aQ}$, avec Q le débit total par sens en uvp/h pour les courbes VL, et Q le débit PL par sens en véh/h pour les courbes PL, s étant la pente en % et KU la déviation angulaire en degrés/km, s et KU regroupés en 5 niveaux de qualité :

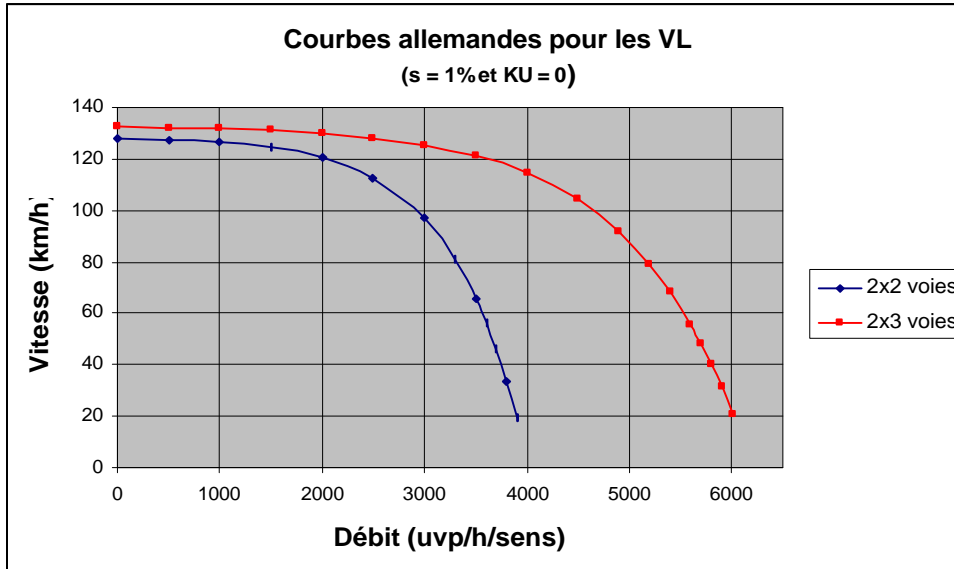
Pour les VL	Vitesse en km/h	Vmin
AR à 2 voies	$(138,5 - 8 \cdot e^{0,235s}) e^{-KU/1000} - 0,5 \cdot e^{1,38 \cdot (Q_P + 2Q_{GV})/1000}$	20
AR à 3 voies	$(143,0 - 8 \cdot e^{0,235s}) e^{-KU/1000} - 0,5 \cdot e^{0,90 \cdot (Q_P + 2Q_{GV})/1000}$	20
AR à 4 voies	$(145,0 - 8 \cdot e^{0,235s}) e^{-KU/1000} - 0,5 \cdot e^{0,69 \cdot (Q_P + 2Q_{GV})/1000}$	20

Pour les PL	Vitesse en km/h	Vmin
AR à 2 voies	$(98 - 6 \cdot e^{0,248s}) e^{-KU/1000} - 0,2 \cdot e^{0,85 \cdot Q_{GV}/100}$	20
AR à 3 voies	$(98 - 6 \cdot e^{0,248s}) e^{-KU/1000} - 0,2 \cdot e^{0,45 \cdot Q_{GV}/100}$	20
AR à 4 voies	$(98 - 6 \cdot e^{0,248s}) e^{-KU/1000} - 0,2 \cdot e^{0,382 \cdot Q_{GV}/100}$	20

5. **Capacité et vitesse critique.** Il n'y a pas de mention explicite de la capacité, seulement une mention de la vitesse minimale égale à 20 km/h.

⁶ La pente s est analogue à notre paramètre de pente R_I (Cf. § 2.2.1. et Tab. 4)

Fig. 15 : Exemple de courbes débit-vitesse du BVWP allemand



À titre de comparaison avec notre étude, voici les résultats des courbes VL allemandes pour une autoroute à 3 voies, en adoptant la valeur de $V_{\text{libre}} = 132,4$ km/h (pour $s = 1\%$ et $KU = 0$) :

Pour $V_{\text{VL}} = 93$ km/h on a $Q = 4\,866$ uvp/h soit $Q = 1\,622$ uvp/h/voie

Cela représente un écart de 6% avec la capacité retenue dans notre étude.

Pour les PL, en prenant 2 valeurs typiques du débit PL, on a les vitesses suivantes pour une autoroute à 3 voies et $V_{\text{libre}} = 90,1$ km/h (pour $s = 1\%$ et $KU = 0$) :

Pour $Q = 200$ PL/h/sens on a $V_{\text{PL}} = 89,5$ km/h

Pour $Q = 500$ PL/h/sens on a $V_{\text{PL}} = 85,6$ km/h

Au total, les courbes allemandes du BVWP donnent une vitesse critique et un débit correspondant proches des résultats de notre étude.

5.3. Comparaison avec les courbes dans ARIANE versions 5 et 6

Les courbes actuellement en usage dans le logiciel « ARIANE » pour l'affectation de trafic résultent des études effectuées dans les années 70 et sont exposées dans les rapports du SETRA [8] , [9] et dans le Manuel de référence d'ARIANE 05 [10].

Ces courbes utilisées dans les calculs actuels d'affectation de trafic sont des courbes dites "économiques" résultant de l'agrégation de courbes horaires en une courbe de temps de parcours moyen annuel-débit journalier moyen annuel (TMJA).

La comparaison ici ne peut se faire qu'entre les *courbes physiques* dans ARIANE et les nouvelles courbes BPR, pour les autoroutes à 3 voies et à 2 voies.

La dénomination PL dans l'étude initiale du SETRA correspondait à deux catégories de véhicules suivant la notion à laquelle elle se rapporte :

- pour les temps de parcours, aux véhicules de charge utile supérieure à 5 tonnes ;
- pour les débits, à tous les camions (quelle que soit leur charge utile).

5.3.1. Comparaison pour les VL

La formulation du temps de parcours pour les VL en débit horaire par sens dans ARIANE est la suivante :

Temps de parcours moyen des voitures (en mn/km) :

$$\text{AR à 3 voies : } T_{VL} = 0,537 + 29,95 \cdot 10^{-6} Q_{PL} + 4,91 \cdot 10^{-12} Q_{VL}^3 + 31,67 \cdot 10^{-12} Q_{VL}^2 Q_{PL}$$

$$\text{AR à 2 voies : } T_{VL} = 0,537 + 11,52 \cdot 10^{-6} Q_{VL} + 4,91 \cdot 10^{-12} Q_{VL}^3 + 31,67 \cdot 10^{-12} Q_{VL}^2 Q_{PL} \\ + 41,47 \cdot 10^{-6} Q_{PL}$$

Les graphiques ci-après présentent les courbes de temps des VL en fonction du débit horaire VL par sens, pour différentes valeurs du débit PL.

On trouvera successivement, pour l'autoroute à 3 voies, puis pour l'autoroute à 2 voies, les courbes dans ARIANE, puis les courbes BPR avec les paramètres suivants:

$$\text{Capacité} = 1730 \text{ uvp/h/voie ; } e = 2,5$$

$$\alpha_v = 6 \text{ pour les } 2 \times 3 \text{ voies ; } \alpha_v = 4 \text{ pour les } 2 \times 2 \text{ voies}$$

$$V_o = 130 \text{ km/h soit } m_v = 0,46 \text{ mn/km}$$

$$V_{\text{sat}} = 93 \text{ km/h soit } \tau^* = 0,65 \text{ mn/km, d'où } \gamma_v = \tau^* / m_v - 1 = 0,41$$

5.3.1.1. Autoroutes à 3 voies

La comparaison des courbes dans ARIANE et les courbes BPR (figures 16 et 17) montre une grande différence entre les deux formulations :

- Dans ARIANE : le temps de parcours libre est bien supérieur ($m_v = 0,54$ mn/km au lieu de $0,46$ mn/km). Le temps est beaucoup plus élevé pour un même débit (pour un débit de 2500 uvp/h, le temps dans ARIANE varie de $0,61$ à $0,75$ mn/km selon le nombre de camions, alors que la nouvelle formulation BPR donne un temps entre $0,46$ et $0,50$ mn/km). Le temps critique $\tau^* = 0,65$ mn/km est atteint pour un débit faible de 2800 uvp/h alors qu'il atteint 5200 uvp/h dans les courbes BPR.
- Dans les nouvelles courbes, il y a une faible sensibilité du temps aux débits faibles : la partie plate des courbes s'étend jusqu'à environ la moitié de la capacité. Les courbes BPR amplifient l'effet des PL sur le temps de parcours des VL.

Faute d'observations empiriques à l'époque de leur mise au point, les courbes dans ARIANE pour les autoroutes à 3 voies ont été extrapolées à partir des courbes pour les 2 voies. Elles surestimaient ainsi les temps de parcours et se révèlent très éloignées des nouvelles courbes basées sur un abondant support empirique.

5.3.1.2. Autoroutes à 2 voies

Pour les autoroutes à 2 voies, la différence entre anciennes courbes et nouvelles courbes (figures 18 et 19) est moins grande que dans le cas des 3 voies, avec cependant les mêmes constats :

- Dans ARIANE : le temps de parcours libre est plus élevé, et le temps critique $\tau^* = 0,65$ mn/km est atteint pour un débit faible de 2600 uvp/h au lieu des 3460 uvp/h dans les courbes BPR.

- Dans les courbes BPR, il y a une faible sensibilité du temps aux débits faibles: la partie plate des courbes s'étend jusqu'au tiers environ de la capacité. L'effet des PL sur le temps de parcours des VL est plus sensible.

Le tableau suivant permet de comparer les principaux paramètres dans les deux formulations :

Tab. 13 : Comparaison entre courbes ARIANE et courbes BPR pour les VL

Pour les Voitures	Courbes ARIANE	Courbes BPR
Vitesse à vide	112 km/h (p=0%) 108 km/h (p=2%)	131 ± 4 km/h (plaine) 124,5 ± 2,5 km/h (valloné) 118,5 ± 3,5 km/h (montagneux)
Vitesse à saturation	45 à 60 km/h à la capacité ⁷	93 km/h à la capacité
Capacité	1 500 véh/h/voie ⁸	1 730 uvp/h/voie
Allure générale	Chute rapide de la vitesse avec le trafic	Insensible au trafic jusqu'au tiers de la capacité (2x2 voies) ou jusqu'à la moitié de la capacité (2x3 voies)

En conclusion, les différences introduites par la nouvelle formulation BPR pour les courbes temps-débit des VL sont :

- Une augmentation de la vitesse libre,
- Une augmentation également de la vitesse à la saturation,
- Une moindre sensibilité aux trafics faibles et moyens, une sensibilité forte à l'approche de la capacité,
- L'effet des PL est plus discriminant quand le trafic dépasse la moitié de la capacité.

⁷ En pratique, les faibles valeurs de vitesse correspondant aux débits horaires proches de la capacité ne sont jamais atteintes en moyenne journalière, et en particulier pour les autoroutes à 2 × 3 voies.

⁸ Dans le Manuel de référence d'ARIANE 05 [17], les valeurs type de débit moyen de saturation sont de 6000 véh/h pour une autoroute 2x2 voies, et de 9000 véh/h pour une autoroute 2x3 voies.

Fig. 16 : Autoroute à 3 voies: Temps de parcours des VL dans ARIANE

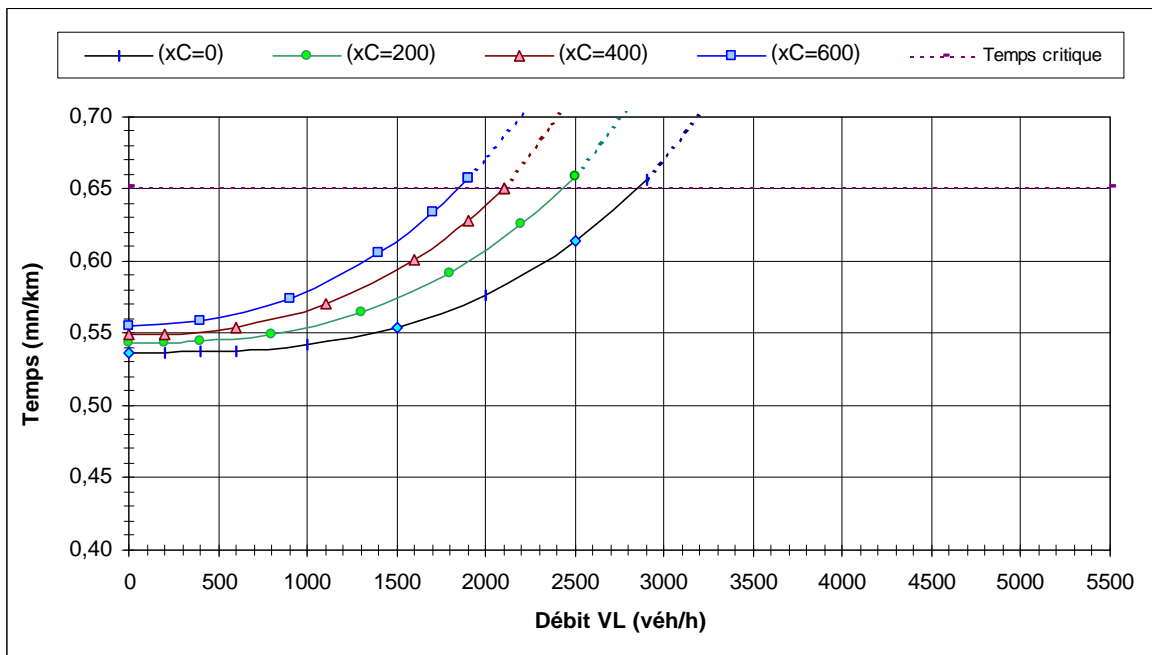


Fig. 17 : Autoroute à 3 voies: Temps de parcours des VL , formulation BPR

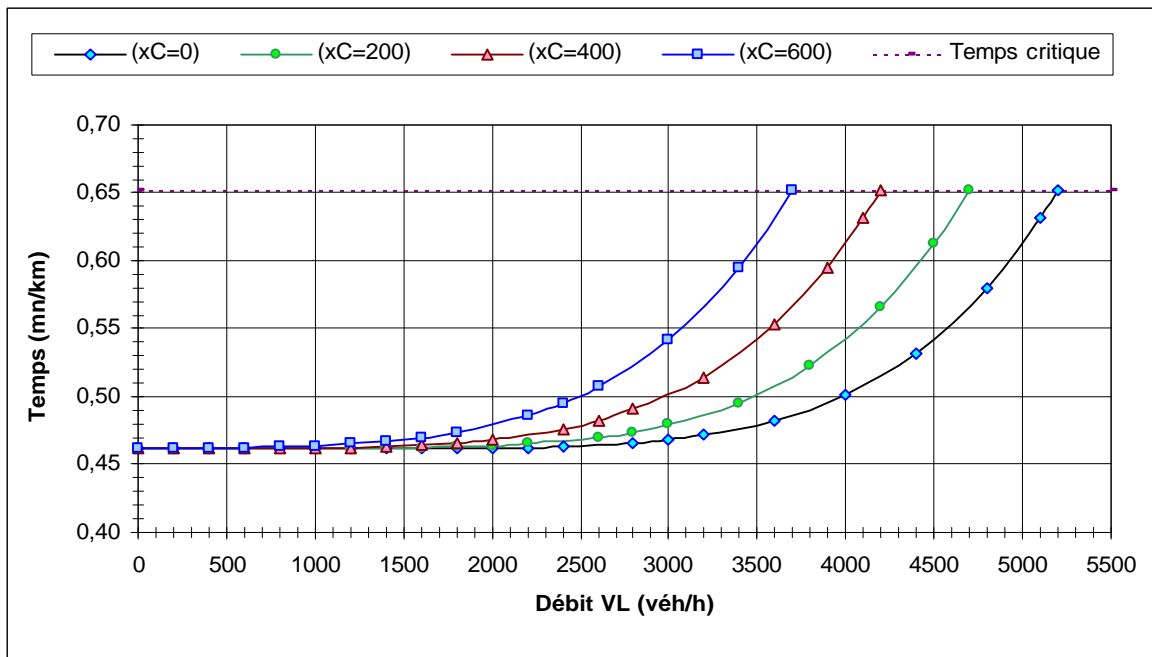


Fig. 18 : Autoroute à 2 voies: Temps de parcours des VL dans ARIANE

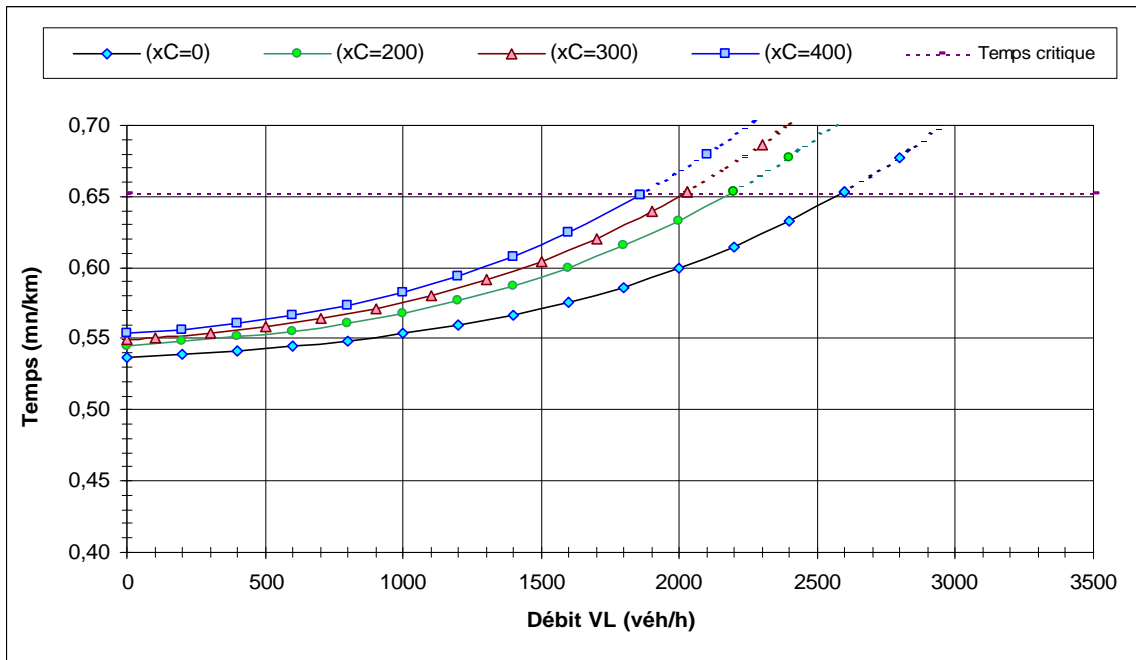
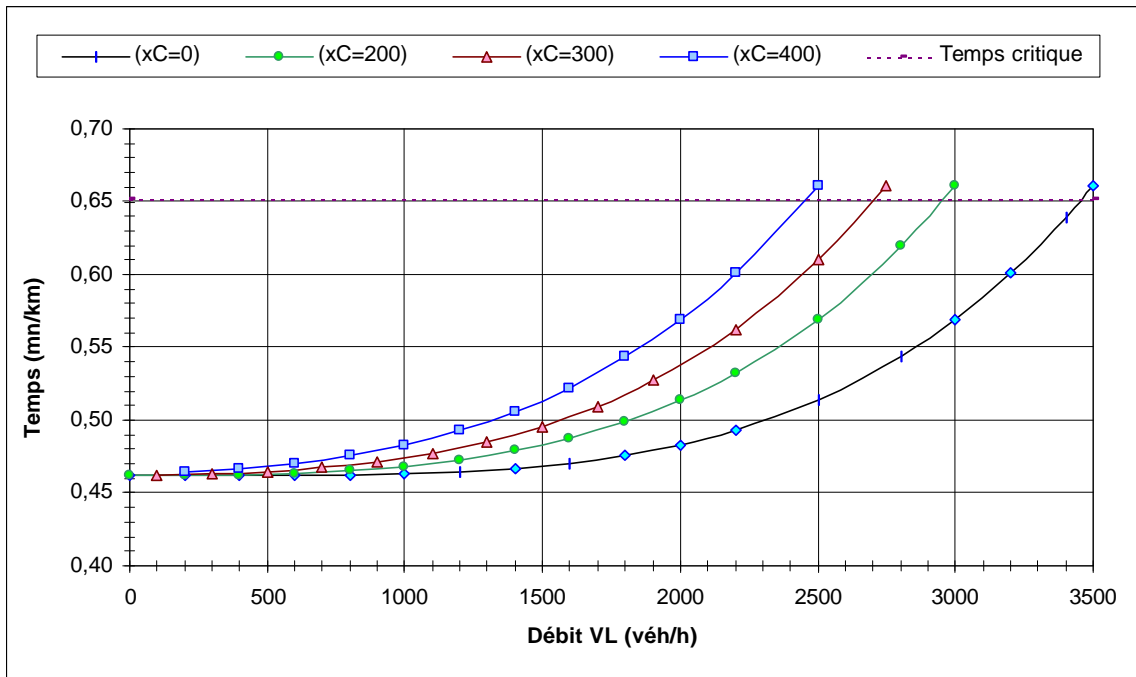


Fig. 19 : Autoroute à 2 voies: Temps de parcours des VL , formulation BPR



5.3.2. Comparaison pour les PL

Pour les PL, la formulation dans ARIANE est analogue à celle des VL avec seulement une translation du temps de parcours kilométrique de + 0,117 mn/km (par exemple, aux mêmes conditions de trafic, à une vitesse de 100 km/h pour les voitures correspond une vitesse de 84 km/h pour les camions, soit un abattement de 16 km/h).

Temps de parcours moyen des camions (en mn/km) :

$$\text{AR à 3 voies : } T_{\text{PL}} = 0,654 + (T_{\text{VL}} - 0,537)$$

$$\text{AR à 2 voies : } T_{\text{PL}} = 0,654 + (T_{\text{VL}} - 0,537)$$

Les comparaisons sont faites pour les autoroutes à 3 voies et à 2 voies, avec les valeurs suivantes pour les courbes BPR :

$$\text{Capacité} = 1730 \text{ uvp/h/voie ; } e = 2,5 \quad ; \quad \alpha_c = 1$$

$$V_o = 87 \text{ km/h} \quad \text{soit} \quad m_c = 0,69 \text{ mn/km}$$

$$V_{\text{sat}} = 82 \text{ km/h} \quad \text{soit} \quad \tau^* = 0,73 \text{ mn/km, d'où } \gamma_c = \tau^* / m_c - 1 = 0,06$$

5.3.2.1 Autoroutes à 3 voies

Les figures 20 et 21 donnent les courbes de temps des PL en fonction du débit total en véh/h, pour différents % de PL. Dans ARIANE, comme les courbes PL sont déduites de celles des VL par une translation, on a les mêmes constats que pour les VL: très forte augmentation du temps PL avec le débit, le temps critique étant atteint pour un débit allant de 2100 véh/h à 2500 véh/h selon le %PL, au lieu de 3800 véh/h à 5200 véh/h pour les courbes BPR. Cependant, la vitesse libre des PL - 92 km/h - est plus élevée dans ARIANE.

5.3.2.2 Autoroutes à 2 voies

Les figures 22 et 23 montrent un moindre écart entre les courbes ARIANE et les courbes BPR. Dans ARIANE, le temps critique est atteint pour un débit allant de 1870 véh/h à 2200 véh/h selon le %PL, au lieu de 2500 véh/h à 3460 véh/h pour les courbes BPR.

Le tableau suivant permet de comparer les principaux paramètres dans les deux formulations :

Tab. 14 : Comparaison entre courbes ARIANE et courbes BPR pour les PL

Pour les Camions	Courbes ARIANE	Courbes BPR
Vitesse à vide	92 km/h (p=0%) 85 km/h (p=2%)	87 ± 3 km/h (plaine) 82 ± 3 km/h (vallonné ou montagneux)
Vitesse à saturation	45 à 60 km/h à la capacité	82 ± 2 km/h à la capacité
Allure générale	Même courbe que les VL, avec une translation	Faible variation linéaire en fonction du débit

En conclusion, les différences introduites par la nouvelle formulation BPR pour les courbes temps-débit des PL sont :

- Une faible diminution de la vitesse libre,
- Une augmentation de la vitesse à la saturation,
- Une faible variation avec le trafic, considérée comme linéaire.

Fig. 20 : Autoroute à 3 voies: Temps de parcours des PL dans ARIANE

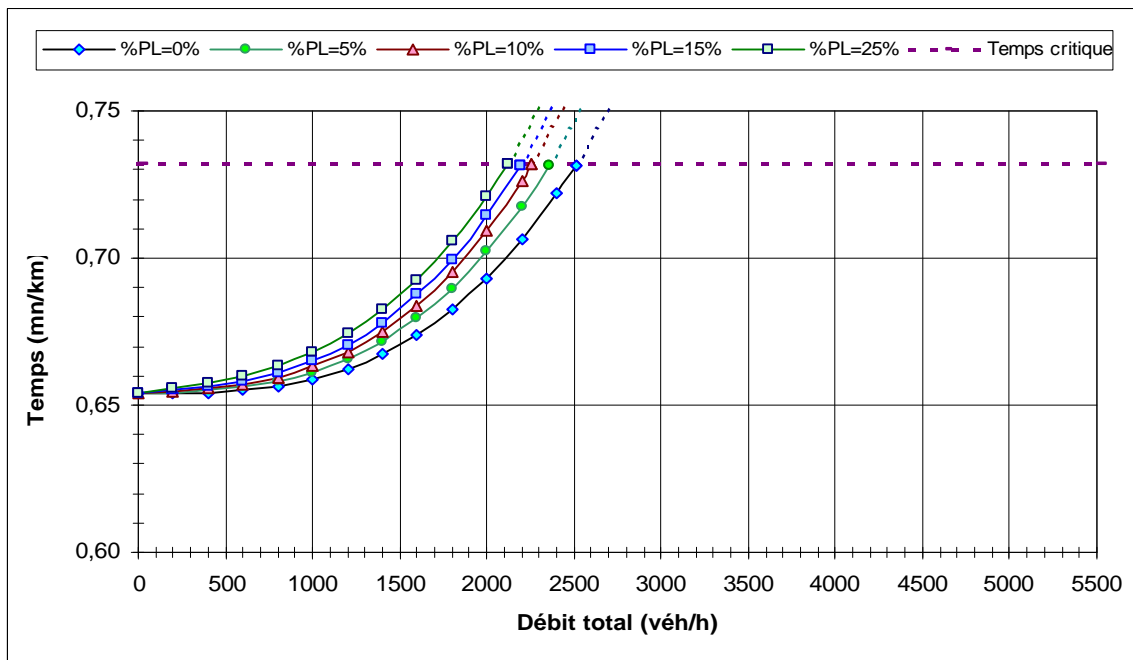


Fig. 21 : Autoroute à 3 voies: Temps de parcours des PL, formulation BPR

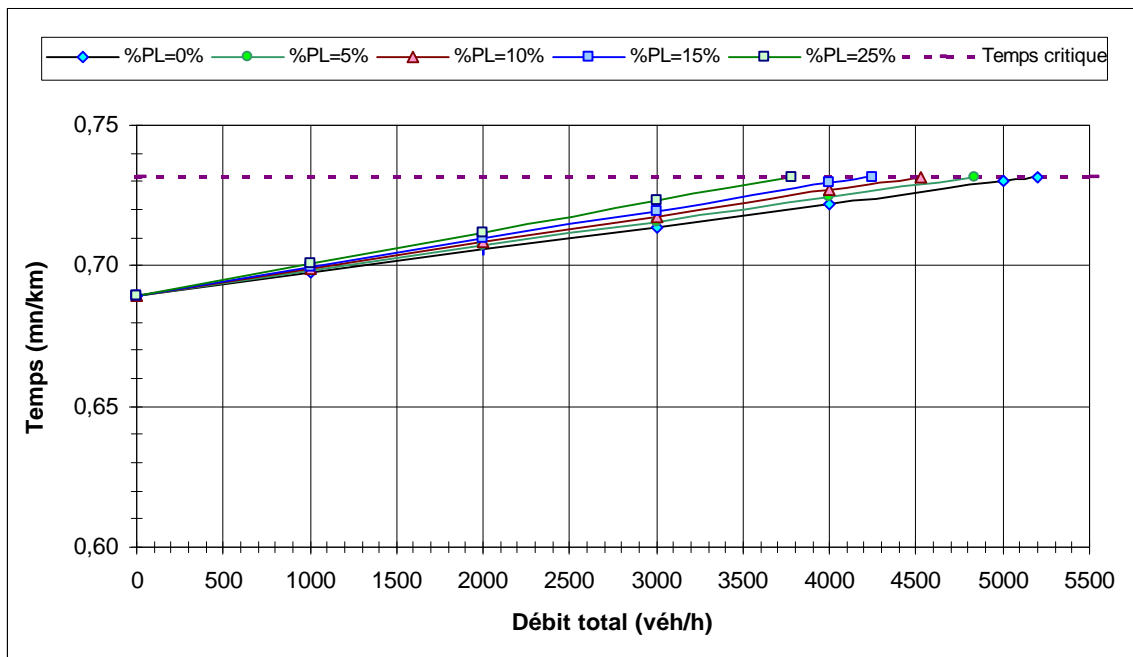


Fig. 22 : Autoroute à 2 voies: Temps de parcours des PL dans ARIANE

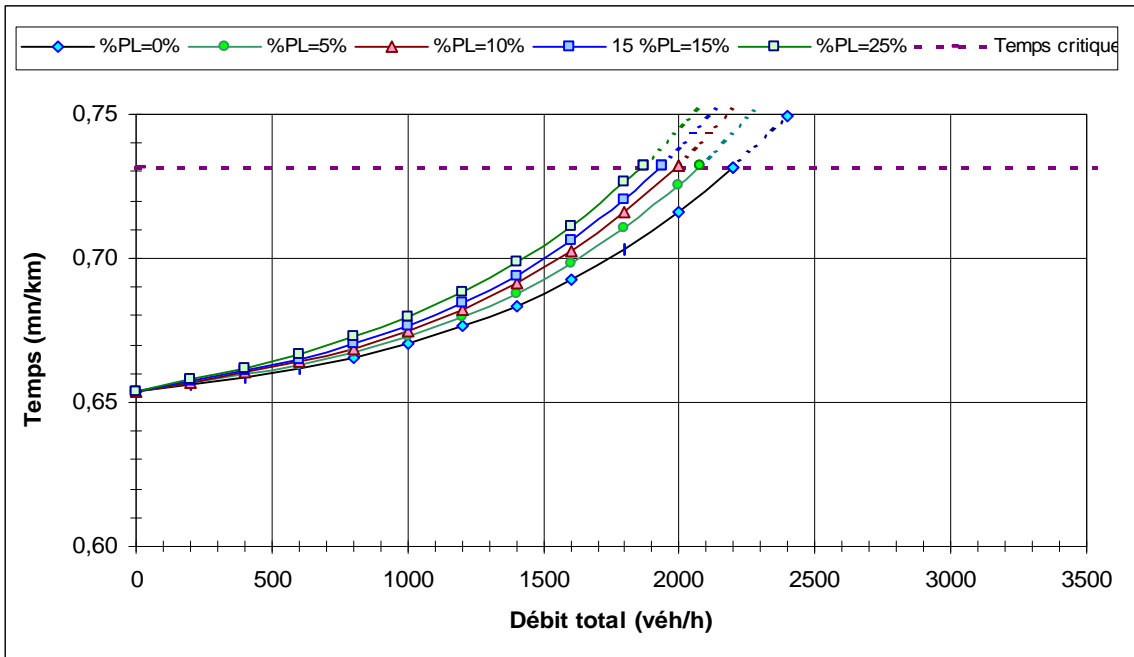
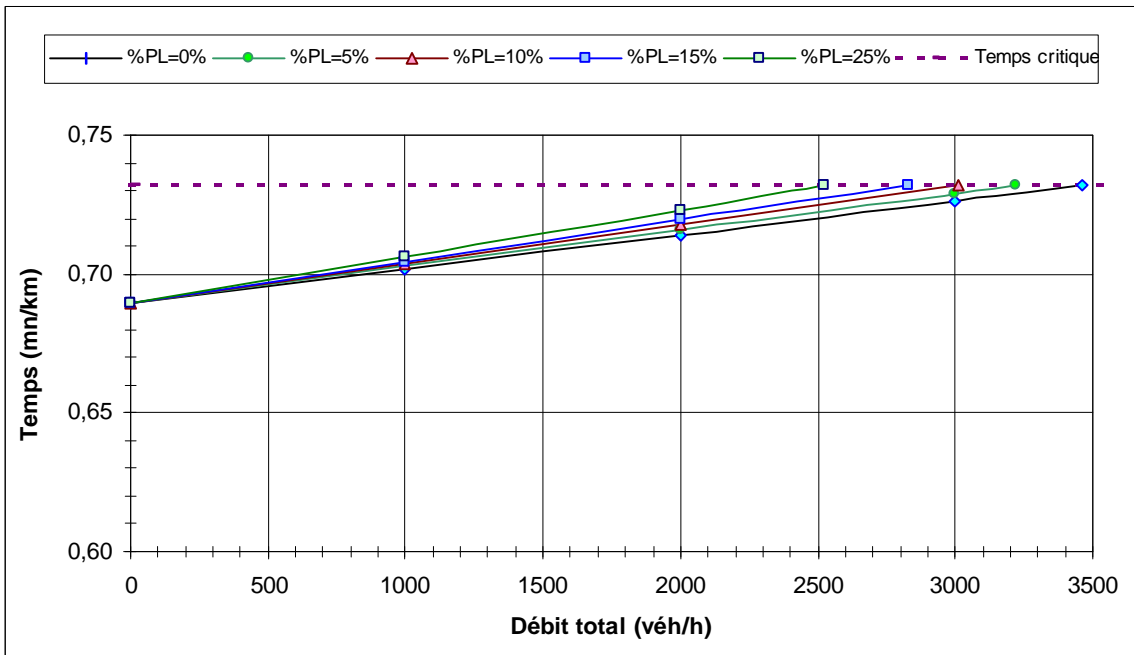


Fig. 23 : Autoroute à 2 voies: Temps de parcours des PL, formulation BPR



6. Conclusions

Nous récapitulons les principaux résultats de l'étude, avant de marquer des prolongements.

6.1. Bilan

L'étude a produit une connaissance statistique des temps de trajet sur les autoroutes interurbaines, en trois parties :

- Les temps de parcours moyens des VL et PL, en fonction des débits en VL et PL.
- La dispersion des temps de parcours individuels ; par classe de véhicules, l'écart-type est proportionnel à la longueur du parcours.
- Les arrêts dans un trajet, mesurés en fréquence et en durée.

Cette connaissance statistique a été acquise par une confrontation entre des modèles probabilistes et des observations de temps de trajet (billetterie autoroutière) et de débits (capteurs locaux). Les modèles probabilistes ont une portée large et peuvent servir à d'autres études.

6.2. Prolongements

L'étude a pour prolongements des études connexes, en cours ou à lancer. Deux études en cours traitent des temps de parcours sur les routes nationales : l'une pour les sections courantes, l'autre pour les traversées des agglomérations.

Deux études complémentaires sont à lancer. La première concerne la valorisation subjective du temps de parcours : il s'agit de passer du temps mesurable, objectif à sa perception par les auteurs des déplacements. Le principe est de distinguer plusieurs qualités de temps : en état libre, en état ralenti, en incertitude ; pour associer à chaque qualité une valeur du temps particulière. La seconde étude complémentaire concerne l'analyse des incidents et de la saturation.

Enfin l'étude rapportée ici se base sur des observations de 1997. Ses résultats numériques sont valables sous réserve de stabilité des aspects suivants : la structure du parc de véhicules (vitesses et accélération) ; les comportements des conducteurs ; les protocoles d'exploitation du réseau, et notamment les limitations de vitesse. Toute variation importante d'un de ces aspects nécessitera de renouveler l'étude.

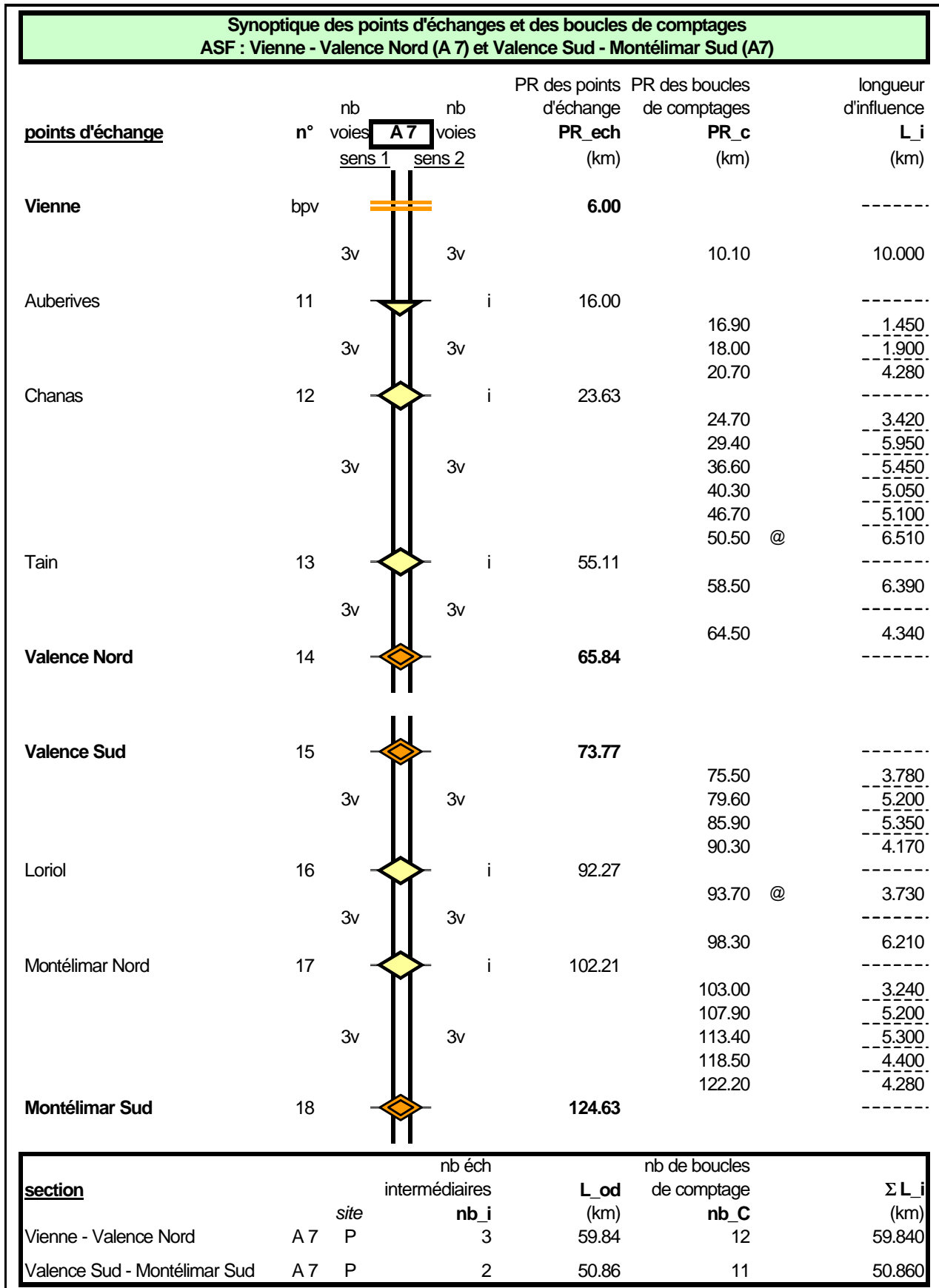
7. ANNEXES

Dans ces annexes, figurent des éléments détaillés concernant différents points abordés dans la partie principale du rapport.

- 1- Synoptiques de tous les itinéraires
- 2- Tableau des effectifs par itinéraire, découpés par lots suivant les conditions de trafic et les conditions temporelles (incidents, météo, jour/nuit)
- 3- Correction des effets d'extrémité
- 4- Moments de pente des itinéraires étudiés
- 5- Estimation du coefficient d'équivalence et de la capacité
- 6- Facteurs de concentration

7.1. Annexe 1 : Synoptique de tous les itinéraires

Fig. 24 : Synoptique de tous les itinéraires



Synoptique des points d'échanges et des boucles de comptages
ASF : Montpellier 2 - Narbonne Est (A 9) et Thiers Ouest - St Germain Laval (A 72)

points d'échange	n°	nb voies		PR des points d'échange (km)	PR des boucles de comptages (km)	longueur d'influence (km)
		sens 1	sens 2			
Montpellier 2	bpv			107.56	(106.20)	0.000
	3v	3v			112.20	6.990
	3v	3v			116.90	4.600
	3v	3v			121.40	3.750
Sète	33			122.90		
	3v	3v	i		133.10 @	12.950
	3v	3v			138.60	5.500
	3v	3v			144.10	4.650
Agde - Pézenas	34			148.43		
	3v	3v	i		147.90	2.430
	3v	3v			153.60	11.760
Béziers Est	35			160.19		
	3v	3v	i		161.70	6.440
Béziers Ouest	36			166.63		
	3v	3v	i		167.20	3.120
	3v	3v			172.30	5.600
	3v	3v			178.40	5.500
Narbonne Est	37			188.42	(189.70)	0.000
Thiers Ouest	2			28.86	(27.10)	0.000
	2v	2v				
Thiers Est	3			40.07		
	2v+VS	2v+VS	i		53.40 @	26.690
	2v+VS	2v+VS				
Noiretable	4			55.55		
	2v+VS	2v+VS	i		64.10	21.990
Saint Germain Laval	5			77.54	(82.00)	0.000













section	site	nb éch intermédiaires	L_od (km)	nb de boucles de comptage	Σ L_i (km)
		nb_i		nb_C	
Montpellier 2 - Narbonne Est	A 9 P	4	80.86	15 (dont 2 ext)	80.860
Thivars Ouest - St Germain Laval	A 72 M	2	48.68	4 (dont 2 ext)	48.680

**Synoptique des points d'échanges et des boucles de comptages
SAPRR : Fleury - Nemours - Auxerre Nord (A 6) et Auxerre Sud - Pouilly-en-Auxois - Beaune Nord (A 6)**

points d'échange	n°	nb voies		PR des points d'échange PR_éch (km)	PR des boucles de comptages PR_c (km)	longueur d'influence L_i (km)
		sens 1	sens 2			
Fleury	bpv			50.25		-----
	3v				54.54	10.740
Ury	14			60.99		-----
	3v				63.17 @ Hestia 63.30	8.880
Fontainebleau	15			69.87		-----
	3v				71.14	2.950
Nemours	16			72.82		-----
	3v				78.69	6.780
Dordives	A 77			79.60		-----
	2v				81.90 @	31.270
Courtenay	17			110.87		-----
	3v					
vers Sens (après 1997)	A 19			112.10		-----
	3v				115.85	17.170
Joigny	18			128.04		-----
	3v				129.15	25.560
Auxerre Nord	19			153.60		-----
Auxerre Sud	20			165.30		-----
	2v+VS				166.13	24.800
Nitry	21			190.10		-----
	2v				193.60 @	19.300
Avallon	22			209.40		-----
	2v				211.83	25.900
Bierre-les-Semur	23			235.30		-----
	2v				238.72	29.100
Pouilly-en-Auxois	A 38			264.40		-----
	2v				267.35 @	11.710
	2v+VS				284.87	16.310
	2v				299.97	8.630
Beaune Nord	24			301.05		-----

section	site	nb éch intermédiaires		L_od (km)	nb de boucles de comptage		Σ L_i (km)
		nb_i	nb_C				
Fleury - Nemours	A 6 P	2	3	22.57	3	22.570	
Nemours - Auxerre Nord	A 6 P	3	4	80.78	4	80.780	
Auxerre Sud - Pouilly-en-Auxois	A 6 V	3	4	99.10	4	99.100	
Pouilly-en-Auxois - Beaune Nord	A 6 V	0	3	36.65	3	36.650	

**Synoptique des points d'échanges et des boucles de comptages
SAPRR : Chalon Sud - Villefranche Limas (A 6) et Dijon Arc-sur-Tille - Langres Nord (A 31)**

points d'échange	n°	nb voies		PR des points d'échange PR_ech (km)	PR des boucles de comptages PR_c (km)	longueur d'influence L_i (km)													
		sens 1	sens 2																
Chalon Sud	26			335.10	337.40 @	----- 20.300													
		3v	3v																
Tournus	27			355.40	358.45	----- 25.500													
		3v	3v																
Mâcon Nord	28			380.90	381.49	----- 2.150													
		3v	3v																
vers Bourg-en-Bresse	A 40			383.05	388.40	----- 8.180													
		3v	3v																
Mâcon Sud	29			391.23	396.95	----- 21.270													
		3v	3v																
Belleville	30			412.50	Hestia 409.76 415.41	----- 14.250													
		3v	3v																
Villefranche Limas	bpv			426.75	(430.58)	----- 0.000													
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">nb voies</th> <th colspan="2">nb voies</th> </tr> <tr> <th colspan="2">sens 1</th> <th colspan="2">sens 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="4" style="text-align:center">A 31</td> </tr> </tbody> </table>								nb voies		nb voies		sens 1		sens 2		A 31			
nb voies		nb voies																	
sens 1		sens 2																	
A 31																			
Dijon Arc-sur-Tille	4			47.36	49.70	----- 22.840													
		2v	2v																
Til-Châtel	5			70.20	72.80	----- 30.050													
		2v	2v																
Langres Sud	6			100.25	111.28 @	----- 13.150													
		2v	2v																
vers Troyes	A 5			113.40	116.51	----- 6.500													
		2v	2v																
Langres Nord	7			119.90		-----													

section	site	nb éch intermédiaires		L_od (km)	nb de boucles de comptage nb_C	Σ L_i (km)
		nb_i				
Chalon Sud - Villefranche Limas	A 6	P	5	91.65	7 (dont 1 ext)	91.650
Dijon/Arc Tille - Langres Nord	A 31	P	3	72.54	4	72.540

**Synoptique des points d'échanges et des boucles de comptages
SAPRR : Bourg Sud - Viry (A 40) et Montluçon - Riom (A 71)**

points d'échange	n°	nb A 40		PR des points d'échange PR_ech (km)	PR des boucles de comptages PR_c (km)	longueur d'influence L_i (km)
		voies sens 2	voies sens 1			
Bourg Sud	17			156.56		-----
	2v		2v		150.16	10.910
vers Lyon	A 42		i	145.65		-----
	2v		2v		141.80	20.230
vers Oyonnax	A 404		i	126.10		-----
	2v		2v			
St-Martin-du-Fresne	8		i	125.42		-----
	2v		2v		123.50	9.570
Sylans	9		i	115.85	(116.63)	-----
	2v		2v		109.18 @	16.750
Bellegarde	10		i	99.10		-----
	2v		2v			
Eloise	11		i	90.40		-----
	2v		2v			
Viry	bpv			75.10		
		nb A 71				
		voies sens 1	voies sens 2			
Montluçon	10			294.95		-----
	2v		2v		300.32	23.010
Montmarault	11		i	317.96		-----
	2v		2v		322.67 @	32.170
Gannat (A 719)	12		i	350.13		-----
	2v		2v		353.25	8.195
Riom	13			374.88	363.40	-----

section	site	nb éch intermédiaires		L_od (km)	nb de boucles de comptage		Σ L_i (km)
		nb_i	nb_C				
Bourg Sud - Bellegarde	A 40 M	4	5	57.46	5	57.460	
Bourg Sud - Eloise	A 40 M	5	5	66.16	5	57.460	
Bourg Sud - Viry	A 40 M	6	5	81.46	5	57.460	
Montluçon - Riom	A 71 V	2	4	79.93	4	79.930	

7.3. Annexe 3 : Correction des effets d'extrémité

Dans les résultats de la modélisation obtenus, on constate deux phénomènes :

- D'une part une dissymétrie entre les 2 sens d'une même section, qui peut être assez prononcée. Ainsi la vitesse à vide sur A71 Montluçon-Riom est de 125 km/h dans le sens 1 (Nord > Sud) et de 120 km/h dans le sens 2, bien que le profil en long soit assez symétrique. Sur A7, on retrouve cette dissymétrie dans la vitesse à vide, 120 km/h dans le sens 1 (Nord > Sud) et 115 km/h dans le sens 2, écart systématique dans tous les lots étudiés que n'explique pas la dissymétrie du profil en long.
- La vitesse à vide moyenne est plus faible sur A7 (120 et 115 km/h) que sur A6 (130 km/h), tous les deux de type 3 voies en plaine, avec une charge équivalente de trafic.

En admettant une synchronisation des horloges des postes de péage, on cherche à expliquer ces écarts par la différence des longueurs de bretelles d'accès, et par la différence entre les PR conventionnels des extrémités de section et les PR réels des insertions.

D'autre part, le temps de trajet mesuré entre gares de péage englobe le temps d'accélération sur la bretelle d'entrée et le temps de décélération sur la bretelle de sortie. De plus le véhicule parcourt une certaine distance sur autoroute avant d'atteindre sa vitesse de croisière, comme il commence à décélérer avant de prendre la bretelle de sortie.

Pour déterminer la longueur d'autoroute parcourue à la vitesse de croisière et le temps correspondant, afin de calculer une vitesse libre moyenne de croisière sur autoroute, on doit procéder à deux types de correction :

- défalquer du temps moyen donné par la modélisation, le temps passé sur les bretelles et sur les longueurs de transition sur autoroute, moyennant des hypothèses de cinématique sur les bretelles d'entrée/sortie;
- défalquer de la longueur théorique entre PR conventionnels, la différence avec les PR réels des insertions, et les longueurs de transition.

Les nouvelles valeurs du temps de parcours libre moyen, m_V pour les voitures et m_C pour les camions, résultant de la correction des effets d'extrémité ne sont pas retenues telles quelles. Une pondération avec l'ancienne valeur brute a été effectuée. On obtient les valeurs corrigées par la combinaison :

$$m_V \text{ corrigé} = 0,1 m_V \text{ brut} + 0,9 m_V \text{ nouveau}$$

$$m_C \text{ corrigé} = 0,1 m_C \text{ brut} + 0,9 m_C \text{ nouveau}$$

La correction ainsi effectuée ne fait pas disparaître la dissymétrie entre les 2 sens sur A7 et A71. Elle fait augmenter la vitesse à vide de 3 à 7 km/h dans toutes les sections et réduit légèrement l'écart entre A6 (133 à 135 km/h) et A7 (127 et 122 km/h).

Correction des temps de parcours libre des VL

Autoro	Section	Sens	Longueur conventionnelle (km)	mV ancien (mn/km)	mVnouveau (mn/km)	mV corrigé (mn/km)	Vitesse nette corrigée (km/h)
A7	Vienne -Valence Nord	1	59,84	0,5008	0,4821	0,4839	123,98
		2	59,84	0,5130	0,4893	0,4917	122,04
A7	Valence Sud-Montélimar S	1	50,86	0,4949	0,4641	0,4672	128,43
		2	50,86	0,5177	0,4860	0,4892	122,66
A6	Chalon S-Villefranche Limas	1	91,65	0,4638	0,4539	0,4549	131,89
		2	91,65	0,4562	0,4476	0,4485	133,78
A6	Fleury-Nemours	1	22,57	0,5075	0,4673	0,4713	127,31
		2	22,57	0,4817	0,4223	0,4282	140,11
A6	Nemours-Auxerre Nord	1	80,78	0,4725	0,4619	0,4629	129,61
		2	80,78	0,4854	0,4622	0,4645	129,17
A6	Fleury-Auxerre Nord	1	103,35	0,4451	0,4375	0,4382	136,92
		2	103,35	0,4498	0,4379	0,4391	136,63
A6	Auxerre Sud-Pouilly en Auxoi	1	99,1	0,4676	0,4533	0,4548	131,94
		2	99,1	0,4550	0,4387	0,4403	136,27
A31	Dijon Arc/tille-Langres Nord	1	72,54	0,4800	0,4500	0,4530	132,46
		2	72,54	0,4749	0,4558	0,4577	131,10
A71	Montluçon-Riom	1	79,93	0,4820	0,4688	0,4701	127,63
		2	79,93	0,4993	0,4765	0,4788	125,32
A72	Thiers Ouest-St Germain Lav	1	48,68	0,5518	0,5161	0,5197	115,45
		2	48,68	0,5161	0,4808	0,4843	123,88
A40	Bellegarde-Bourg Sud	1	57,46	0,5273	0,4922	0,4957	121,04
		2	57,46	0,5191	0,4977	0,4998	120,04

Tab. 16 : Correction des temps de parcours libre des VL

Correction des temps de parcours libre des PL

Autoro	Section	Sens	Longueur théorique (km)	mV ancien (mn/km)	mVnouveau (mn/km)	mV corrigé (mn/km)	Vitesse nette corrigée (km/h)
A7	Vienne -Valence Nord	1	59,84	0,7520	0,7248	0,7275	82,47
		2	59,84	0,7520	0,7287	0,7311	82,07
A7	Valence Sud-Montélimar S	1	50,86	0,7471	0,6964	0,7015	85,53
		2	50,86	0,7668	0,7149	0,7201	83,32
A6	Chalon S-Villefranche Limas	1	91,65	0,7092	0,6976	0,6988	85,86
		2	91,65	0,7201	0,7093	0,7104	84,46
A6	Fleury-Nemours	1	22,57	0,7532	0,6977	0,7033	85,32
		2	22,57	0,7532	0,6763	0,6840	87,72
A6	Nemours-Auxerre Nord	1	80,78	0,7056	0,6881	0,6899	86,97
		2	80,78	0,7056	0,6675	0,6713	89,38
A6	Fleury-Auxerre Nord	1	103,35	0,7063	0,6966	0,6976	86,01
		2	103,35	0,7160	0,7009	0,7024	85,42
A6	Auxerre Sud-Pouilly en Auxoi	1	99,1	0,7164	0,6932	0,6956	86,26
		2	99,1	0,7164	0,6903	0,6929	86,60
A31	Dijon Arc/tille-Langres Nord	1	72,54	0,7444	0,6986	0,7032	85,33
		2	72,54	0,7444	0,7169	0,7197	83,37
A71	Montluçon-Riom	1	79,93	0,7507	0,7294	0,7315	82,02
		2	79,93	0,8007	0,7639	0,7676	78,17
A72	Thiers Ouest-St Germain Lav	1	48,68	0,8012	0,7412	0,7472	80,30
		2	48,68	0,8012	0,7434	0,7492	80,08
A40	Bellegarde-Bourg Sud	1	57,46	0,7483	0,6923	0,6979	85,97
		2	57,46	0,7483	0,7166	0,7198	83,36

Tab. 17 : Correction des temps de parcours libre des PL

7.4. Annexe 4 : Moments de pente des itinéraires étudiés

Cette annexe donne les moments de pente calculés pour les itinéraires étudiés. Les moments R_2^2 servent à la régression du temps de parcours libre moyen des VL, m_V corrigé, en fonction du relief (Cf. §2.2.1).

Pour un itinéraire de longueur l découpée en segments élémentaires l_i de pente homogène p_i , on définit les moments de pente suivants :

$$R_1 = \left(\sum_i |p_i| l_i \right) / l$$

$$R_1^+ = \left(\sum_{p_i > 0} p_i l_i \right) / l \quad , \quad R_1^- = \left(\sum_{p_i < 0} p_i l_i \right) / l$$

$$R_2^2 = \left(\sum_i p_i^2 l_i \right) / l$$

Tab. 18 : Moments de pente des itinéraires étudiés

id_P	Section	Sens	Long (km)	mV non corrigé	mV corrigé mn/km	Moments de pente				
						R1 %	R1P %	R1N %	R2 %	R2C ‰
S06P050_072	Fleury-Nemours	1	22,57	0,5075	0,4713	1,0093	0,5272	-0,4821	1,4246	2,0296
S06P072_153	Nemours-Auxerre Nord	1	80,78	0,4725	0,4629	0,9918	0,5052	-0,4866	1,4188	2,0130
S06P050_153	Fleury-Auxerre Nord	1	103,35	0,4451	0,4382	0,9956	0,5100	-0,4856	1,4201	2,0167
S06V165_264	Auxerre Sud-Pouilly en Au	1	99,10	0,4676	0,4548	1,1427	0,6728	-0,4699	1,4819	2,1960
S06P335_426	Chalon S-Villefranche Lima	1	91,65	0,4638	0,4549	0,6819	0,3439	-0,3380	1,0455	1,0931
S31P047_119	Dijon Arc/tille-Langres Nor	1	72,54	0,4800	0,4530	0,9909	0,5438	-0,4471	1,5212	2,3139
M S40M099_156	Bellegarde-Bourg Sud	1	57,46	0,5273	0,4957	1,7873	0,6583	-1,1289	2,6427	6,9840
V S71V294_374	Montluçon-Riom	1	79,93	0,4820	0,4701	1,6516	0,8248	-0,8268	2,3448	5,4980
S06P072_050	Fleury-Nemours	2	22,57	0,4817	0,4282	0,9951	0,4679	-0,5272	1,4167	2,0069
S06P153_072	Nemours-Auxerre Nord	2	80,78	0,4854	0,4645	0,9958	0,4906	-0,5052	1,4211	2,0194
S06P153_050	Fleury-Auxerre Nord	2	103,35	0,4498	0,4391	0,9956	0,4856	-0,5100	1,4201	2,0167
S06V264_165	Auxerre Sud-Pouilly en Au	2	99,10	0,4550	0,4403	1,1427	0,4699	-0,6728	1,4819	2,1960
S06P426_335	Chalon S-Villefranche Lima	2	91,65	0,4562	0,4485	0,6819	0,3380	-0,3439	1,0455	1,0931
S31P119_047	Dijon Arc/tille-Langres Nor	2	72,54	0,4749	0,4577	0,9909	0,4471	-0,5438	1,5212	2,3139
M S40M156_099	Bellegarde-Bourg Sud	2	57,46	0,5191	0,4998	1,7873	1,1289	-0,6583	2,6427	6,9840
V S71V374_294	Montluçon-Riom	2	79,93	0,4993	0,4788	1,6516	0,8268	-0,8248	2,3448	5,4980
V A07P006_065	Vienne -Valence Nord	1	59,84	0,5008	0,4839	0,9451	0,4096	-0,5354	1,6159	2,6110
A07P073_124	Valence Sud-Montélimar S	1	50,86	0,4949	0,4672	0,3633	0,2042	-0,1592	0,6810	0,4637
M A72M028_077	Thiers Ouest-St Germain L	1	48,68	0,5518	0,5197	2,1068	1,1293	-0,9775	3,0246	9,1482
V A07P065_006	Vienne -Valence Nord	2	59,84	0,5130	0,4917	0,9451	0,5354	-0,4096	1,6159	2,6110
A07P124_073	Valence Sud-Montélimar S	2	50,86	0,5177	0,4892	0,3633	0,1592	-0,2042	0,6810	0,4637
M A72M077_028	Thiers Ouest-St Germain L	2	48,68	0,5161	0,4843	2,1068	0,9775	-1,1293	3,0246	9,1482

M = relief montagneux

V = relief vallonné

7.5. Annexe 5 : Estimation du coefficient d'équivalence et de la capacité

Les mesures données par les capteurs sont des mesures agrégées par 6 mn : débit VL, débit PL, vitesse moyenne harmonique tous véhicules et taux d'occupation. L'estimation de la capacité se fera ici à partir du nuage de points débit-vitesse, en segmentant les débits par tranches de vitesse, par structure de trafic et par conditions exogènes [8].

7.5.1. Les données

Les observations concernent les autoroutes à 3 voies A6, A7, A9 et à 2 voies A31, A40, et portent sur toute l'année 1997 (2^e semestre 1997 pour A7, A9) pour les capteurs situés aux PK suivants (les sens donnés ci-dessous sont appelés *sens I*) :

A6	Chalon-Villefranche	PK 337
A7	Valence-Montélimar	PK 79, PK 93, PK 113
A9	Montpellier-Narbonne	PK 112, PK 133
A31	Dijon-Langres Nord	PK 111
A40	Bellegarde-Bourg Sud	PK 109, PK 141

7.5.2. Les filtres appliqués

Les données ont été filtrées de façon à ne retenir que des périodes hors incidents et ne présentant pas d'instabilité, puis les périodes chargées aux alentours de la saturation.

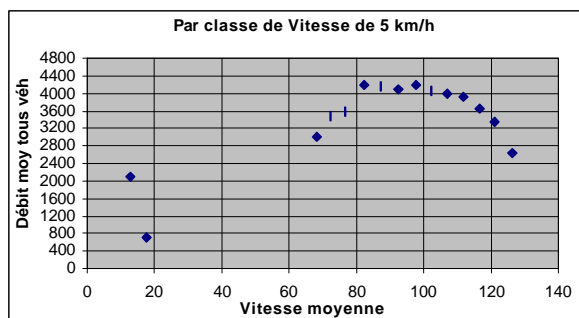
1. Filtrage des périodes sans incidents (accidents, balisages, chantiers, ...) quelle que soit la météo ;
2. Élimination des périodes présentant une instabilité : quand l'écart-type de la vitesse calculé sur 3 périodes centrées sur la période observée, est supérieur à 5 km/h, la période est éliminée ;
3. Enfin, on ne retient que les périodes à fort taux d'occupation. Comme les périodes de congestion sont en fait peu nombreuses sur les autoroutes étudiées, le compromis a été de retenir les périodes ayant un taux d'occupation supérieur ou égal à 8 %.

Les périodes retenues après ces filtrages successifs représentent une très faible fraction des observations totales : 1 à 3 % sur A4, 6 à 8 % sur A6 et A31, 1 à 3 % sur A9 et 3 à 6 % sur A7, due surtout aux 2 derniers filtrages.

7.5.3. Estimation de la capacité et du coefficient d'équivalence

Les périodes sont regroupées par classe de vitesse de 5 en 5 km/h.. Pour chaque classe, on calcule la moyenne des débits tous véhicules, des débits VL et PL, et la moyenne des vitesses.

On s'intéresse aux classes ayant un nombre suffisant de périodes et présentant une plage maximale de débits dans le graphique débit-vitesse.



Les périodes de ces classes sont rangées selon le % croissant de PL, puis regroupées en 3 lots d'effectifs égaux du plus faible %PL au plus fort.

La détermination du coefficient d'équivalence d'un PL en VL se fait à partir des débits VL et PL moyens des 1^{er} et 3^{ème} tiers : $e = (VL_1 - VL_3) / (PL_3 - PL_1)$

La capacité C est donnée en calculant le débit en uvp avec le coefficient d'équivalence obtenu.

La vitesse critique correspond à la plage de vitesses donnant la capacité.

7.5.4. Les résultats

Quelques remarques générales peuvent être faites sur les données, les calculs et les résultats :

- ❖ Il y a souvent trop peu de données après les filtrages, ne permettant pas de déterminer e et C de manière correcte, surtout dans les classes de vitesse entre 80 et 100 km/h. Par contre le plus gros des effectifs est concentré dans les classes de 100 à 120 km/h malgré le filtrage des taux d'occupation supérieurs à 8%.
- ❖ On ne trouve pas toujours nettement de plage de débits maximaux dénotant des situations de congestion.
- ❖ Le fait de considérer le débit moyen par classe de vitesse tend à mélanger des situations hétérogènes avec des débits ou des taux d'occupation contrastés. Le filtrage des incidents n'est pas toujours fiable (problème de définition de l'incident, de renseignements fournis par les exploitants) et l'élimination des périodes d'instabilité n'est pas totale.
- ❖ Les résultats peuvent être très différents d'un sens à l'autre pour le même capteur, ou d'un capteur à l'autre. Cela dépend du contexte local du capteur.
- ❖ Nous n'avons pas fait de calculs exhaustifs sur tous les capteurs de chaque autoroute, mais seulement sur certains.

En régime capacitif, les données les plus abondantes concernent A7. Les différences observées entre cette autoroute et les autres, en terme de vitesse libre, portent sur le régime fluide et non sur le régime capacitif. Comme le régime capacitif dépend avant tout des comportements des conducteurs, à infrastructure à peu près équivalente, on retient pour l'ensemble des sections les résultats relatifs à A7.

Les valeurs suivantes sont donc retenues :

- ❖ Vitesse critique tous véhicules : 90 km/h (*)
- ❖ Capacité : 1 730 uvp/h par voie
- ❖ Coefficient d'équivalence : 2,5

(*) Cette vitesse tous véhicules se rapporte à un point critique du fonctionnement du trafic : en ce point critique, il ne reste pratiquement plus de possibilité de dépassement, mais suffisamment toutefois pour que des VL puissent dépasser des PL. C'est pourquoi, après étude de l'ensemble des sections, on considère une vitesse critique par type de véhicules, de 93 km/h pour les VL et de 82 km/h pour les PL.

Le tableau suivant donne les résultats obtenus pour les différentes sections observées :

	Autoroute	PK	Sens	Coefficient d'équivalence	Capacité (uvp/h)	Vitesse critique	Remarque
A6	Chalon-Villefranche	337	1	2,50	4 700	80-100	
			2	2,55	4 800	95-100	
A7	Valence - Montélimar	93	1	2,65	5 200	90-100	<i>Peu de données</i>
			2	<i>2,32</i>	<i>5 200</i>	<i>95-100</i>	
		113	1	2,91	5 100	80-100	
			2	2,90	5 100	90-100	
		79	1	6,30	6 400	90-100	
			2	4,40	5 700	95-100	
A9	Montpellier-Narbonne	112	1	2,79	4 700	90-100	<i>Peu de données</i>
			2	<i>5,2</i>			
		133	1	<i>2,24</i>	<i>4 300</i>	<i>85-100</i>	<i>Peu de données</i>
			2	<i>3,36</i>	<i>4 800</i>	<i>70-80</i>	<i>Très peu de données</i>
A31	Dijon-Langres Nord	111	1	<i>1,14</i>	<i>2 600</i>	<i>95-100</i>	<i>Peu de données</i>
			2	<i>2,10</i>	<i>2 600</i>	<i>95-100</i>	<i>Très peu de données</i>
A40	Bellegarde-Bourg S	109	1	4,70	2 800	80-85	<i>Très peu de données</i>
			2	<i>10</i>			
		141	1	<i>4,20</i>	<i>2 600</i>	<i>80-95</i>	<i>Peu de données</i>
			2	<i>5,70</i>	<i>2 800</i>	<i>90-100</i>	<i>Peu de données</i>

Tab. 19 : Coefficients d'équivalence et capacités estimés pour les itinéraires étudiés

7.6. Annexe 6 : Facteurs de concentration

Il s'agit de représenter toutes les périodes de l'année par une période « moyenne » de référence. Le problème d'agrégation temporelle est de définir des « variables équivalentes » de débit, \tilde{x}_V , \tilde{x}_C , et de temps, $\tilde{\tau}_V$ et $\tilde{\tau}_C$, qui représentent les conditions moyennes pour x_V , x_C , τ_V et τ_C . Dans le cas courant, on envisage des périodes horaires et chaque classe homogène est constituée d'une seule période horaire.

Soient \bar{x}_V le débit horaire moyen de VL et \bar{x}_C le débit horaire moyen de PL. Le rapport $c_V = \tilde{x}_V / \bar{x}_V$ pour les VL et $c_C = \tilde{x}_C / \bar{x}_C$ pour les PL, est un facteur de concentration du débit. Ce facteur c permet de remplacer la connaissance des débits horaires des 8760 heures de l'année par la seule connaissance du débit moyen journalier annuel (TMJA) d'où l'on déduit le débit horaire moyen annuel (TMJA/24).

La fonction temps-débit sera utilisée avec ce débit horaire moyen annuel multiplié par le facteur de concentration c .

On peut faire le parallèle avec les notions utilisées dans les courbes actuelles du logiciel ARIANE, en particulier avec le coefficient ϕ_{VL} qui représente un nombre utile d'heures dans la journée. Ce nombre utile d'heures vérifie le bilan :

$$\phi_{VL} \cdot \tilde{x}_V = 24 \bar{x}_V, \quad \text{donc } \chi_V = 24 / \phi_{VL}$$

Valeur des facteurs c_V et c_C

Pour chacun des itinéraires étudiés et pour chaque sens de parcours, les facteurs c_V et c_C ont été calculés à partir des débits horaires mesurés par des capteurs, sur l'année entière ou sur le second semestre, suivant les autoroutes (4 mois seulement pour A72). On a éliminé les périodes horaires où le taux d'occupation est supérieur à 12 %.

Le tableau qui suit donne pour chaque sens de parcours et pour chaque capteur, les débits horaires moyens \bar{x}_V et \bar{x}_C déterminés sur le nombre d'heures valides, les valeurs de c_V et de c_C , et les débits horaires équivalents \tilde{x}_V et \tilde{x}_C .

Les résultats pour les autoroutes A71 et A72 sont à considérer avec prudence. Sur l'autoroute A71, les débits de camions parfois aberrants proviennent d'un défaut de détection des véhicules longs, donnant ainsi des valeurs élevées de c_C . Sur l'autoroute A72, les débits ne portent que sur les 4 derniers mois de 1997.

Les valeurs obtenues pour les autoroutes étudiées appellent les remarques suivantes:

- ° On constate une variation des c_V et c_C d'une section à l'autre d'un même itinéraire, et une dissymétrie entre les deux sens de parcours.

- Les facteurs de concentration c_V sont plus faibles à l'approche des très grandes agglomérations (par exemple Paris, Lyon ...) que sur les sections qui en sont éloignées.
- Les facteurs de concentration c_V sont plus élevés pour les autoroutes à 2 x 2 voies que pour les 2 x 3 voies, et d'autant plus élevés qu'on s'éloigne des grandes agglomérations.
- Les facteurs de concentration c_C sont du même ordre pour les 2 x 2 voies et les 2 x 3 voies. Pour simplifier, on peut retenir la valeur $c_C = 1$.

Valeurs standard proposées pour c_V et c_C

Les valeurs standard suivantes peuvent être utilisées en l'absence de données horaires :

Autoroute à 3 voies	$c_V = 2,2$	$c_C = 1$
Autoroute à 2 voies	$c_V = 2,3$ à $2,8$ ($c_V = 2,5$ par défaut)	$c_C = 1$

Pour mémoire, la formulation polynomiale des courbes temps-débit dans ARIANE donne la fourchette suivante :

$$f_{2,0} = 24 / \varphi_{VL} \text{ entre } 2,18 \text{ et } 1,6 \quad (\varphi_{VL} \text{ varie entre } 11 \text{ et } 15)$$

Valeur représentative du réseau national :

$$f_{2,0} = 1,634 \quad (\varphi_{VL} = 14,69 \text{ pour les VL})$$

$$(p.m. : \varphi_{PL} = 18,20 \text{ pour les PL})$$

Tableau des valeurs de χ_V et c_C par section

Autoroute	Section par sens	Nb 'voie	PR	Nb h valides	xVmoy véh/h	xCmoy véh/h	KhiV	KhiC	xVequi véh/h	xCequi véh/h
A6 Fleury-Nemours	Fontainebleau-Ury	3	63,2	8724	753	105	2,056	1,297	1547	136
	Ury-Fontainebleau			8725	733	116	2,227	1,043	1633	121
A6 Nemours-Auxerre N	Nemours --> Dordive	3	78,7	8630	735	110	2,165	1,287	1591	142
	Dordive --> Nemours			8619	738	110	2,272	1,110	1677	123
	Dordive --> Courtenay	2	81,9	8608	536	80	2,235	1,295	1198	103
	Courtenay --> Dordive			8625	517	87	2,396	1,029	1239	89
A6 Auxerre S - Pouilly	Nitry --> Avallon	2	193,6	8754	511	106	2,192	1,167	1120	124
	Avallon --> Nitry			8754	501	110	2,321	1,032	1162	113
A6 Pouilly - Beaune N	Pouilly --> Beaune N	2	267,4	8736	443	94	2,326	1,133	1030	107
	Beaune N --> Pouilly			8736	459	70	2,307	1,119	1059	78
A6 Chalon-Villefranche	Chalon S-->Tournus	3	337,4	8736	910	258	2,216	1,032	2017	267
	Tournus--> ChalonS			8733	897	219	2,227	1,235	1997	270
	Mâcon N --> A40	3	381,5	8683	964	236	2,107	1,048	2031	248
	A40 --> Mâcon N			8655	989	225	2,114	1,130	2090	255
	A40 --> Mâcon S	3	388,4	8688	783	220	2,165	1,079	1695	237
	Mâcon S --> A40			8683	788	217	2,188	1,119	1724	243
	Belleville --> Villefran	3	415,4	8660	935	228	1,981	1,099	1852	251
	Villefran --> Belleville			8659	902	221	2,163	1,226	1952	271
A31 Dijon - Langres N	Langres S --> Troyes	2	111,3	8739	386	129	2,902	1,098	1121	142
	Troyes --> Langres S			8733	378	141	2,735	1,191	1034	168
A40 Bellegarde - Bourg S	Bellegarde --> Sylans	2	109,2	8685	305	64	2,741	1,331	835	86
	Sylans --> Bellegarde			8685	304	79	2,554	1,195	777	95
	A404 --> A42	2	141,8	8107	370	71	2,445	1,367	905	97
	A42 --> A404			8107	363	76	2,233	1,255	810	95
A71 Montluçon - Riom	Montmarault-->Gannat	2	322,7	8669	261	27	2,788	1,736	728	47
	Gannat-->Montmarault			8669	259	26	2,681	1,968	694	51
	Gannat--> Riom	2	353,3	7582	285	41	2,536	1,484	724	61
	Riom --> Gannat			7584	288	37	2,630	1,849	757	69
A7 Vienne - Valence N	Auberives --> Chanas	3	16	4386	1048	254	2,209	1,058	2315	268
	Chanas --> Auberives			4397	1091	244	2,070	1,095	2259	267
	Chanas --> Tain	3	50,5	4368	999	222	2,224	1,050	2221	233
	Tain --> Chanas			4411	1074	217	2,143	1,081	2302	235
A7 Valence S - Montélimar S	Loriol --> Montélim N	3	93,7	4358	1165	220	2,279	0,987	2654	218
	Montélim N --> Loriol			4371	1221	226	2,223	1,041	2715	236
	Loriol --> Montélim N	3	98,3	4350	1118	233	2,259	1,011	2526	236
	Montélim N --> Loriol			4391	1193	238	2,250	1,041	2684	248
	Montélim N --> Montélim S	3	107,9	4365	1083	211	2,356	0,983	2551	208
	Montélim S --> Montélim N			4396	1148	214	2,271	1,055	2608	226
	Montélim N --> Montélim S	3	113,4	4302	1022	221	2,416	0,994	2469	219
	Montélim S --> Montélim N			4328	1112	228	2,323	1,055	2584	240
A9 Montpellier-Narbonne E	Montpellier --> Sète	3	112,2	4284	1036	204	2,106	1,153	2182	236
	Sète --> Montpellier			4284	1038	208	2,015	1,129	2091	235
	Sète --> Pézenas	3	133,1	4384	917	200	2,217	1,154	2032	230
	Pézenas --> Sète			4383	905	209	2,103	1,134	1903	237
	Béziers O --> Narbonne	3	178,4	4403	825	186	2,320	1,140	1916	212
	Narbonne --> Béziers			4406	805	196	2,255	1,140	1814	223
A72 Thiers O - St Germain	Thiers E --> Noirétable	2	53,4	2967	224	28	2,186	1,478	490	42
	Noirétable --> Thiers E			2967	219	29	2,014	1,464	442	42

Tab. 20 : Valeurs de C_V et de C_C par section

8. Bibliographie

Principaux documents produits pour l'étude :

- [1] Cahier des charges, SETRA, novembre 1998
- [2] Dossier du marché négocié d'étude, SETRA, avril 1999
- [3] Rapport de la Phase 1 , annexes A et B, CD-Rom , SETRA-INGEROP, février 2000
- [4] Rapport de la Phase 2 , annexe A, SETRA-INGEROP, juin 2000
- [5] Rapport de la Phase 3 , annexes A et B, CD-Rom, SETRA-INGEROP, décembre 2000
- [6] Analyse bibliographique, Gérard LOUAH, CETE de Nantes, mai 2000

Support méthodologique :

- [7] *Modèles désagrégés du trafic*, Fabien LEURENT, Rapport INRETS-SETRA, mars 2001, révision novembre 2001
- [8] *La capacité de circulation : une analyse désagrégée*, Fabien LEURENT, Rapport INRETS-SETRA, juin 2001, révision octobre 2001

Rapport ASFA

- [9] *Analyse du trafic poids lourds sur les autoroutes concédées*, Rapport de recherche, ASFA, mai 2000

Documents sur les courbes étrangères

- [10] *Highway Capacity Manual 2000*, Transportation Research Board, édition juin 1999
- [11] *Speed/Flow Relationships in COBA*, Department of Transport, novembre 1996
- [12] *Calculating transport congestion and scarcity costs*, Final report of the expert advisors to the high level group on infrastructure charging (working group 2), E.C., mai 1999
- [13] *Évaluation macro-économique des Investissements dans les Infrastructures de Transport - Méthode d'évaluation appliquée dans le cadre du Plan des Infrastructures fédérales de Transport 1992* , Cahier 72, Ministère Fédéral des Transports Allemand, 1993
- [14] *Sensitivitätsuntersuchungen zu den Auswirkungen vorgeschlagener Veränderungen der Bewertungsverfahren auf die Ergebnisse der gesamtwirtschaftlichen Projektbewertungen zum BVWP'92*, Rapport FE-96.589/98, Ministère Fédéral des Transports Allemand, mai 2000

Documents sur les courbes dans le logiciel ARIANE

- [15] *Temps de parcours des véhicules sur itinéraire interurbain*, Rapport Technique, SETRA, décembre 1978
- [16] *Temps de parcours des véhicules sur itinéraire interurbain*, Note de synthèse, SETRA, septembre 1984
- [17] *Manuel de référence d'ARIANE 05*, Guide Technique, SETRA, juin 1997